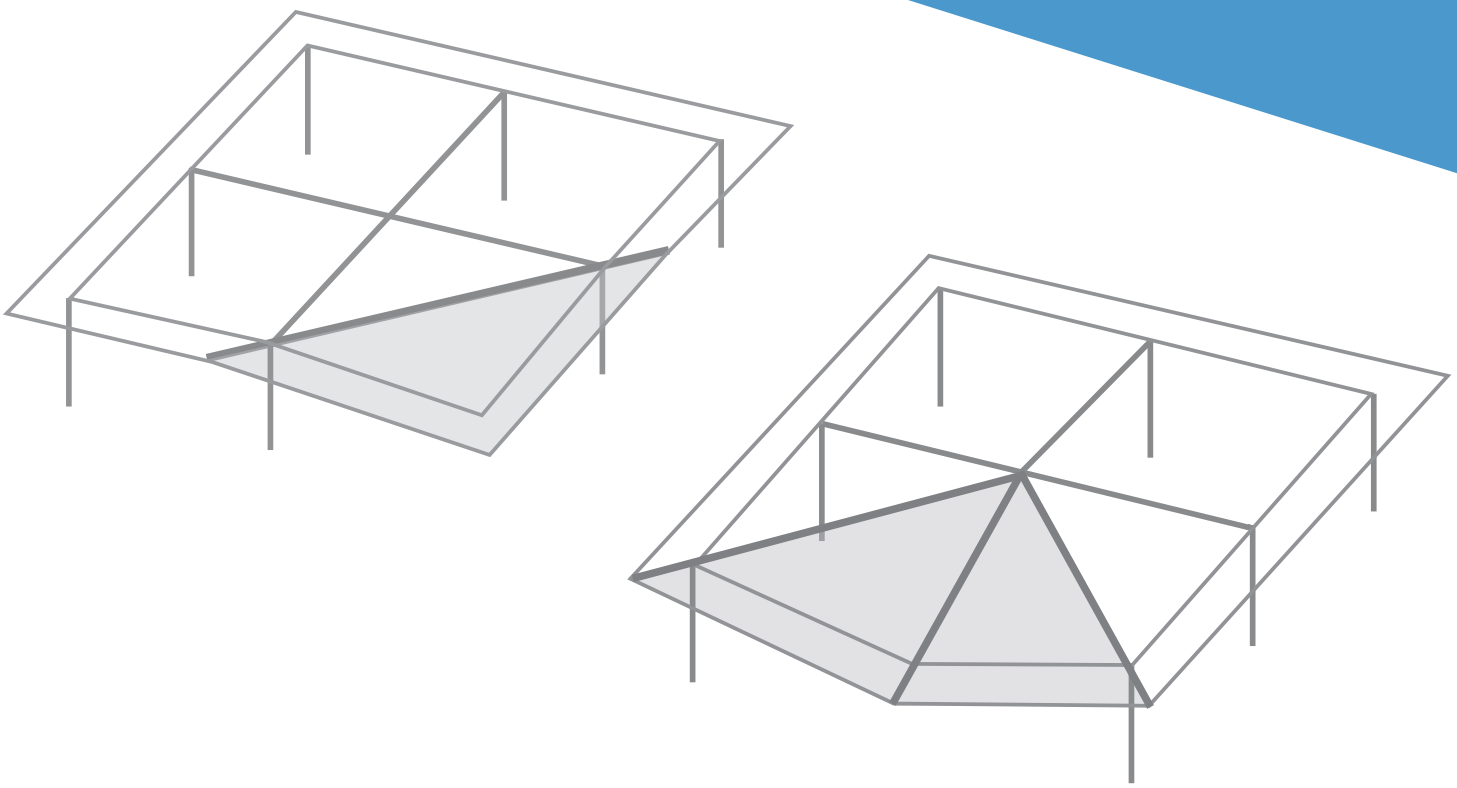
ECCS
CECM
E K S

FAIL NO MORE

ZALECENIA PROJEKTOWE ZAPOBIEGAJĄCE WYSTĄPIENIU KATASTROFY POSTĘPUJĄCEJ BUDYNKÓW STALOWYCH I STALOWO-BETONOWYCH

2021



Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events

FAILNOMORE

D3-7

D3-7: Zalecenia projektowe zapobiegające wystąpieniu katastrofy postępującej budynków stalowych i stalowo-betonowych

December 2021

List of contributors:

University of Liège
Jean Francois DEMONCEAU, Tudor GOLEA and Jean Pierre JASPART

Imperial College London
Ahmed ELGHAZOULI and Zeyad KHALIL

University of Coimbra
Aldina SANTIAGO, Ana Francisca SANTOS and Luís SIMÕES DA SILVA

University of Stuttgart
Ulrike KUHLMANN and Georgios SKARMOUTSOS

University of Trento
Nadia BALDASSINO, Riccardo ZANDONINI, Martina BERNARDI and Marco ZORDAN

Politehnica University Timisoara
Florea DINU, Ioan MARGINEAN, Dominiq JAKAB and Dan DUBINA

Feldmann + Weynand GmbH
Freddy WERTZ and Klaus WEYNAND

ArcelorMittal Belval & Differdange S.A.
Renata OBIALA, Miguel CANDEIAS, Marion CHARLIER and Omer ANWAAR

Document translated from English to Polish by:

Rzeszow University of Technology
Lidia BUDA-OŻÓG, Rafał BUDZIŃSKI, Marcin GÓRSKI, Aleksander KOZŁOWSKI, Wiesław KUBISZYN, Damian NYKIEL, Zdzisław PISAREK, Zbigniew PLEWAKO, Angelika RACZAK, Grzegorz RYBICKI, Katarzyna SIEŃKOWSKA, Izabela SKRZYPCZAK, Kamil SZYLAK, Lucjan ŚLĘCZKA, Andrzej WOJNAR, Szczepan WOLIŃSKI, Joanna ZIĘBA

This project has received funding from the Research Fund for Coal and Steel under grant agreement No 899371

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/
linkedin.com/company/failnomore/
researchgate.net/project/FAILNOMORE...

FAILNOMORE

D3-7: Zalecenia projektowe zapobiegające wystąpieniu katastrofy postępującej budynków stalowych i stalowo-betonowych

Wydanie Pierwsze, Grudzień 2021

Wydane przez:

ECCS – Europejska Konwencja Konstrukcji Stalowych

publications@steelconstruct.com

www.steelconstruct.com

Wszystkie prawa zastrzeżone. Żadna część publikacji nie może być powielana, wykorzystywana i udostępniana w żadnej formie, żadnymi środkami elektronicznymi, fotokopiowaniem, nagrywaniem czy innym środkiem bez uprzedniej zgody właściciela praw autorskich.

ECCS nie ponosi odpowiedzialności za wykorzystanie materiałów i informacji zawartych w niniejszej publikacji.

Copyright © 2021 ECCS – Europejska Konwencja Konstrukcji Stalowych

ISBN: 978-92-9147-173-7

Spis treści

Definicje 7
Wprowadzenie 11
Część pierwsza – Projektowanie na odporność 13
1 Postanowienie normowe 13
1.1 Wstęp 13
1.2 Wymagania dotyczące odporności wg Eurokodów 13
1.2.1 Podstawowe zasady 13
1.2.2 Sytuacje obliczeniowe 13
1.2.3 Klasy konsekwencji 14
1.3 Strategie odporności 14
1.3.1 Postanowienia ogólne 14
1.3.2 Strategie oparte na określonym oddziaływaniu wyjątkowym 14
1.3.3 Strategie oparte na ograniczaniu zasięgu zniszczenia miejscowego 15
1.4 Kierunki rozwoju zaleceń normowych 16
1.5 Uwagi końcowe 17
2 Projektowanie na odporność 19
2.1 Strategie projektowania 19
2.1.1 Wprowadzenie 19
2.1.2 Ogólne zasady projektowania 19
2.1.3 Projektowanie na określone oddziaływania wyjątkowe 20
2.1.4 Projektowanie na nieokreślone oddziaływania wyjątkowe 20
2.2 Znaczenie węzłów konstrukcyjnych w projektowaniu na odporność 22
2.2.1 Projektowanie tradycyjne w stanach SLS i ULS 22
2.2.2 Projektowanie połączeń na zdarzenia wyjątkowe 23
2.2.3 Minimalne wymagania dotyczące ciągliwości węzłów konstrukcyjnych 24
3 Klasy konsekwencji 31
4 Określone zagrożenia 33
4.1 Wprowadzenie 33
4.2 Uderzenie 33
4.2.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia 33
4.2.2 Projektowanie bezpośrednie na wystarczającą odporność 34
4.3 Eksplozja 37
4.3.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia 37

4.3.2 Eksplozja zewnętrzna 39
4.3.3 Wewnętrzna eksplozja gazu 45
4.4 Pożar jako zdarzenie wyjątkowe 47
4.4.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia 47
4.4.2 Strategia projektowania 48
4.5 Trzęsienie ziemi jako zdarzenie wyjątkowe 50
4.5.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia 51
4.5.2 Podejście normatywne 51
4.5.3 Strategie projektowania 52
5 Nieokreślone zagrożenia 55
5.1 Dobór odpowiednich strategii projektowych 55
5.2 Identyfikacja zniszczeń miejscowych 55
5.3 Metody alternatywnych ścieżek obciążenia 57
5.3.1 Metoda normatywna 62
5.3.2 Metody analityczne 68
5.3.3 Uproszczone podejścia numeryczne 77
5.3.4 Pełne podejście numeryczne 85
5.3.5 Wyznaczanie odpowiedzi dynamicznej na podstawie odpowiedzi statycznej 87
5.4 Metoda elementu kluczowego 89
5.5 Metoda podziału na segmenty 90
5.5.1 Słabe granice segmentów 91
5.5.2 Mocne granice segmentów 91
6 Ocena ryzyka 93
7 Wnioski 95
Część 2 – Przykłady obliczeniowe 97
8 Wprowadzenie 97
8.1 Informacje ogólne 97
8.2 Geometria i układy konstrukcyjne 99
8.3 Oddziaływania, kombinacje oddziaływań 100
8.4 Wymagania projektowe i dane wyjściowe 101
8.5 Węzły 108
8.5.1 Konstrukcje SS/NS 108
8.5.2 Konstrukcje CS/NS 109
8.5.3 Konstrukcje SS/S i CS/S 110
8.6 Komentarze dotyczące ostatecznego wyboru konstrukcji w przykładach obliczeniowych. 111

8.6.1 Konstrukcje podlegające i niepodlegające oddziaływaniom sejsmicznym 111
8.6.2 Konstrukcje stalowe a konstrukcje zespolone 113
8.7 Określone zdarzenia wyjątkowe 114
8.7.1 Uderzenie 114
8.7.2 Analiza eksplozji 128
8.7.3 Analiza pożaru lokalnego 151
8.7.4 Analiza sejsmiczna 153
8.8 Nieokreślone zdarzenia wyjątkowe 158
8.8.1 Metoda normatywna (metoda stężeń) 158
8.8.2 Metoda elementu kluczowego 172
8.8.3 Metoda podziału na segmenty 176
8.8.4 Metoda alternatywnych ścieżek obciążenia 177
8.9 Podsumowanie z przykładów obliczeniowych 212
Część trzecia – Załączniki 215
A.1 Nośność obliczeniowa węzłów obciążonych kombinacją momentów zginających i sił osiowych 215
A.1.1 Kryteria nośności z uwzględnieniem efektów grupy 215
A.1.2 Definicja kryterium zniszczenia dla całego połączenia 216
A.2 Wymagania szczegółowe dotyczące zapewnienia wystarczającej zdolności do obrotu węzłów prostych 218
A.2.1 Węzły z blachą głowicową 218
A.2.2 Węzły z przykładką w postaci blachy 220
A.3 Szczegółowe zalecenia dotyczące ciągliwości stalowych i zespolonych węzłów śrubowych o częściowej nośności z blachami czołowymi 221
A.3.1 Zastosowanie metody uproszczonej (Rölle, 2013) 223
A.4 Ocena plastycznej zdolności do obrotu węzłów w ULS 225
A.4.1 Ogólne zasady i metody 225
A.4.2 Uproszczona metoda Kellera do określenia zdolności do odkształceń węzłów zespolonych 226
A.5 Nośność węzłów poddanych rozciąganiu 230
A.5.1 Węzły proste obciążone rozciągającą siłą osiową 230
A.5.1.1 Dane ogólne dla połączeń z blachą głowicową, przykładką środnika z blachy i przykładką środnika z kątownika 230
A.5.1.2 Oznaczenia szczególne dla połączeń z blachą głowicową 231
A.5.1.3 Oznaczenia szczególne dla połączeń z przykładką środnika z blachy 231
A.5.1.4 Oznaczenia szczególne dla połączeń z przykładkami środnika z kątowników 232

A.5.1.5 Nośność na rozciąganie połączeń z blachą głowicową 233
A.5.1.6 Nośność na rozciąganie połączeń z przykładką środnika 234
A.5.1.7 Nośność na rozciąganie połączeń z przykładkami środnika w formie kątownika 235
A.5.2 Węzły o częściowej nośności i styki słupów poddane rozciąganiu 235
A.5.3 Uproszczona metoda do wyznaczania charakterystyk stalowych lub zespolonych doczołowych węzłów śrubowych poddanych działaniu siły osiowej 236
A.6 Narzędzia tabelaryczne do szacowania odpowiedzi układów SDOF 237
A.6.1 Współczynniki transformacji dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych 237
A.6.2 Maksymalne ugięcie i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto-plastycznej układów SDOF 238
A.7 Uproszczona metoda analityczna dla konstrukcji 3D z węzłami prostymi 241
A.8 Zaawansowane podejście analityczne 242
Część czwarta – Bibliografia 247

Podziękowanie

Niniejszy dokument został przygotowany w ramach projektu europejskiego finansowanego z Funduszu Badawczego Węgla i Stali Wspólnoty Europejskiej (projekt FAILNOMORE - Grant nr 899371), za co serdecznie dziękujemy.

Definicje

W niniejszym rozdziale zestawiono zaproponowane w literaturze definicje i pojęcia związane z tematyką podręcznika.

Oddziaływania / zdarzenia wyjątkowe
(EN 1990, 2002) – Oddziaływania, zwykle krótkotrwałe, ale o znacznej wielkości, których wystąpienie w przewidywanym okresie użytkowania konstrukcji uważa się za mało prawdopodobne.

Konsekwencja
(EN 1991-1-7, 2006) - Możliwy skutek zdarzenia. Konsekwencje można słownie lub liczbowo wyrazić uwarunkowaniami utraty życia, zranienia, straty ekonomicznej, zniszczenia środowiskowego, zakłócenia środowiskowego, zakłócenia dla użytkowników i społeczeństwa, itd. Uwzględniane będą zarówno konsekwencje natychmiastowe, jak i te, które powstają po upływie pewnego czasu.

Deflagracja
(EN 1991-1-7, 2006) – Propagacja strefy spalania z prędkością, która jest mniejsza niż prędkość dźwięku w ośrodku obojętnym.

Detonacja
(EN 1991-1-7, 2006) – Propagacja strefy spalania z prędkością, która jest większa niż prędkość dźwięku w ośrodku obojętnym.

Siła dynamiczna
(EN 1991-1-7, 2006) – Siła, która zmienia się w czasie i która może powodować znaczące efekty dynamiczne w konstrukcji; w przypadku uderzenia, siła dynamiczna reprezentuje siłę stowarzyszoną z powierzchnią kontaktu w punkcie uderzenia.

Materiałowy współczynnik dynamiczny (DIF - dynamiczne właściwości materiałów)
Mnożnik do właściwości mechanicznych pod obciążeniem statycznym w celu uwzględnienia wpływu prędkości odkształcenia.

Współczynnik dynamiczny do obciążeń (DLF - dynamiczne zwiększenie obciążenia)
Mnożnik do obciążenia statycznego uwzględniający wpływ energii kinetycznej.

Równoważna siła statyczna
(EN 1991-1-7, 2006) Zastępcza reprezentacja siły dynamicznej z uwzględnieniem dynamicznej reakcji konstrukcji.

Zagrożenie
(EN 1990, 2002) Wyjątkowo niezwykłe i istotne zdarzenie, np. nieoczekiwane oddziaływanie lub wpływ środowiskowy, niedostateczna wytrzymałość materiału lub nośność konstrukcji, a także nadmierne odstępstwo od przyjętych wymiarów.

Scenariusz zagrożenia
(EN 1991-1-7, 2006) Krytyczna sytuacja w określonym czasie, składająca się z wiodącego zagrożenia wraz z jednym lub kilkoma uwarunkowaniami towarzyszącymi, która prowadzi do niepożądanego zdarzenia (np. całkowitego zniszczenia konstrukcji).

Element kluczowy
(EN 1991-1-7, 2006) Element konstrukcyjny, od którego zależy stateczność reszty konstrukcji.

Zniszczenie miejscowe
(EN 1991-1-7, 2006) Część konstrukcji, która uległa zniszczeniu lub została poważnie uszkodzona w wyniku zdarzenia wyjątkowego.

Katastrofa postępujące (zniszczenie o nieproporcjonalnym zasięgu)
(JRC, 2012) Postępujące zawalenie się budynku można uznać jako sytuację, w której lokalne uszkodzenie głównego elementu konstrukcyjnego prowadzi do zawalenia się sąsiednich elementów i do zniszczenia konstrukcji, w zakresie nieproporcjonalnym do przyczyny.

Zdolność do regeneracji
(Adam et al., 2018) Zdolność do regeneracji budynku jako systemu obejmuje nie tylko właściwość, która umożliwia przetrwanie ekstremalnego zdarzenia bez istotnych uszkodzeń, ale także zdolność do regeneracji, która pozwala na szybkie przywrócenie stanu systemu sprzed zajścia zdarzenia lub nawet jego wzmocnienie.

Ryzyko
(EN 1991-1-7: 2006) - Miara kombinacji (zwykle iloczyn) prawdopodobieństwa lub częstotliwości zdarzenia o zdefiniowanym zagrożeniu i wielkości konsekwencji zdarzenia.

Analiza ryzyka
(EN 1991-1-7, 2006) – Systematyczne podejście do opisywania i/lub obliczania ryzyka. Analiza ryzyka obejmuje identyfikację zdarzeń niepożądanych oraz przyczyn i konsekwencji tych zdarzeń.

Ocena ryzyka
(CSA, 1991) – Porównanie wyników analizy ryzyka z kryteriami akceptacji ryzyka i innymi kryteriami.

Odporność
(EN 1991-1-7, 2006) – Zdolność konstrukcji do przetrwania zdarzeń, takich jak pożary, eksplozje, uderzenia lub konsekwencje błędów ludzkich, bez uszkodzenia w stopniu niewspółmiernym do pierwotnej przyczyny.

Integralność konstrukcji
(ASCE 7-05, 2006) – Integralność konstrukcji to właściwość polegająca na tym, że konstrukcja jest w stanie „przetrwać lokalne uszkodzenia, przy czym ustrój konstrukcyjny jako całość pozostaje stateczny i nie ulega uszkodzeniu w stopniu niewspółmiernym do uszkodzeń lokalnych".

Podatność na uszkodzenie
(Starossek i Haberland, 2010) – Podatność konstrukcji na początkowe uszkodzenia pod wpływem wyjątkowych zdarzeń. Konstrukcja jest podatna na uszkodzenia, jeśli wyjątkowe zdarzenia łatwo prowadzą do początkowych uszkodzeń.

Wprowadzenie

Odporność konstrukcji i łagodzenie skutków katastrofy postępującej to specyficzne aspekty bezpieczeństwa, uwzględniane we współczesnych wytycznych i normach, również w Eurokodach. Aspekty te powinny być brane pod uwagę przez specjalistów związanych z branżą budowlaną, w tym architektów, projektantów, konstruktorów, pracowników nadzoru budowlanego, jak również agentów ubezpieczeniowych. Katastrofa wież World Trade Center w Nowym Jorku z 11 września 2011 roku spowodowała, że dostrzeżono znaczenie zapewnienia odporności konstrukcji na zdarzenia ekstremalne i potrzebę opracowania wytycznych do projektowania obiektów budowlanych w sytuacjach wyjątkowych. Udostępnienie takich praktycznych wytycznych szerokiemu gremium specjalistów budowlanych pomoże zwiększyć zaufanie do bezpieczeństwa konstrukcji stalowych i zespolonych.

W ostatniej dekadzie zrealizowano (zwłaszcza w Europie i USA) wiele projektów badawczych dotyczących tematyki zachowania się konstrukcji stalowych i zespolonych w różnych sytuacjach wyjątkowych (uderzenia, pożary, trzęsienia ziemi, itp.). Wyniki tych badań wykorzystano do sformułowania propozycji praktycznych metod zapobiegania powstawaniu katastrofy postępującej poprzez efektywne projektowanie i wykorzystanie w pełni właściwości materiałów stosowanych w konstrukcjach stalowych i zespolonych.

Celem projektu pt. ,,Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames”- FAILNOMORE jest udostępnienie wiedzy uzyskanej w zrealizowanych dotychczas badaniach oraz w dostępnych dokumentach normatywnych i wykorzystanie jej do sformułowania praktycznych wytycznych i zaleceń mających na celu ograniczenie ryzyka wystąpienia katastrofy postępującej konstrukcji stalowych i zespolonych, poddanych wyjątkowym zdarzeniom, takim jak uderzenia, eksplozje, pożary, trzęsienia ziemi, itp. Sformułowanie praktycznych, przyjaznych dla projektanta wytycznych odwołujących się do aktualnych norm ma na celu opracowanie wspólnie uzgodnionej europejskiej metodologii projektowania konstrukcji odpornych na zdarzenia wyjątkowe. Projekt był finansowany przez 24 miesiące, od lipca 2020 r., przez Fundusz Badawczy Węgla i Stali (RFCS) w ramach umowy grantowej nr 899371.

Partnerami projektu FAILNOMORE są:

- Uniwersytet w Liege (ULG)– Belgia
- Uniwersytet w Coimbrze (UC)– Portugalia
- Uniwersytet Imperialny w Londynie (IC) – Wielka Brytania
- Uniwersytet w Stuttgarcie (USTUTT)– Niemcy
- Uniwersytet w Trydencie(UNITN)– Włochy
- Politechnika Uniwersytet Techniczny w Timisoarze (UPT)– Rumunia
- Czeski Uniwersytet Techniczny w Pradze (CVUT)– Czechy
- Politechnika Rzeszowska (PRZ) – Polska
- Uniwersytet Techniczny w Delft (TUD) – Holandia
- Politechnika w Katalonii (UPC)– Hiszpania
- INSA w Rennes (INSAR)– Francja
- Europejska Konwencja Konstrukcji Stalowych (ECCS) – Europa
- Feldmann+ Weynand GmbH (F+W) – Niemcy
- ArcelorMittal Belval & Differdange S.A. (AM) – Luksemburg

Niniejszy podręcznik jest częścią materiałów rozpowszechniających wiedzę i przedstawiających rezultaty realizacji projektu FAILNOMORE. Dokument ten został podzielony na cztery części:

- W części 1 zatytułowanej ,,Projektowanie na odporność" zamieszczono proponowane zalecenia i strategie projektowe. W pierwszym rozdziale przedstawiono zalecenia normowe, w drugim, metody i strategie projektowe, w Rozdziałach 3-6, szczegółowe wytyczne do proponowanych metod projektowania, a w Rozdziale 7 wnioski.
- W części 2 zatytułowanej ,,Przykłady obliczeń" pokazano, w jaki sposób można zastosować różne podejścia projektowe w odniesieniu do czterech przypadków konstrukcji stalowej i zespolonej projektowanej na obszarze asejsmicznym oraz konstrukcji stalowej i zespolonej projektowanej w obszarze sejsmicznym.
- Część 3 zatytułowana ,,Załączniki" zawiera dodatkowe informacje dotyczące niektórych proponowanych procedur projektowych.
- Część 4 zatytułowana ,,Bibliografia" prezentuje literaturę wykorzystaną w podręczniku.

Część pierwsza – Projektowanie na odporność

1 Postanowienie normowe

1.1 Wstęp

Niniejszy rozdział zawiera krótki przegląd procedur związanych z oceną odporności konstrukcji zalecanych w aktualnych normach i wytycznych, ze szczególnym uwzględnieniem wymagań zamieszczonych w normach EN 1990 i EN 1991-1-7. Wytyczne rekomendowane w innych normach międzynarodowych, także w Eurokodach EN 1993, EN 1994 czy EN 1998 przywoływane są w pozostałych częściach niniejszego opracowania i szczegółowo omówione w dokumencie uzupełniających (Demonceau et al., 2021) oraz w poradniku projektowania (Elghazouli et al., 2021). W niniejszym podręczniku przedstawiono również wybrane propozycje zmian w procedurach związanych z zagadnieniami dotyczącymi odporności konstrukcji, które są proponowane do ewentualnego uwzględnienia w procesie tworzenia drugiej edycji Eurokodów.

1.2 Wymagania dotyczące odporności wg Eurokodów

1.2.1 Podstawowe zasady

Norma EN 1990, 2.1 (4)P (EN 1990, 2002) określa podstawowe zasady odnoszące się do odporności konstrukcji oraz wyraźnie stwierdza, że: ,,Konstrukcję należy tak zaprojektować i wykonać, aby na skutek zdarzeń takich jak: eksplozje, uderzenie i konsekwencje błędów ludzkich nie została ona uszkodzona w zakresie nieproporcjonalnym do początkowej przyczyny". Ponadto, aby obniżyć ryzyko związane z wystąpieniem katastrofy postępującej, w EN 1990, 2.1 (5)P sformułowano następujące zalecenia: ,,Możliwości uszkodzenia należy unikać lub ograniczać przez odpowiedni dobór jednego lub kilku następujących zabezpieczeń: (i) ograniczenie, wyeliminowanie lub redukcję zagrożenia, na które konstrukcja może być narażona; (ii) dobór ustroju konstrukcyjnego, mało wrażliwego na możliwe zagrożenia; (iii) dobór ustroju konstrukcyjnego i takie jego zwymiarowanie, aby mógł odpowiednio przetrwać utratę pojedynczego elementu lub pewnej części konstrukcji; (iv) unikanie, tak dalece jak jest to możliwe, ustrojów konstrukcyjnych, które mogą ulec zniszczeniu bez uprzedniego ostrzeżenia; (v) wzajemne powiązanie elementów konstrukcji".

1.2.2 Sytuacje obliczeniowe

Zgodnie z EN 1990, 3.2 (2)P, sytuacja obliczeniowa związana z odpornością konstrukcji, czyli wyjątkowa sytuacja obliczeniowa, odnosi się do sytuacji wyjątkowych, kiedy konstrukcja może być narażona na np. pożar, eksplozję, uderzenie i lokalne zniszczenie spowodowane oddziaływaniem sejsmicznym (Elghazouli, 2013). Ponadto, EN 1990, 3.2 (3)P podaje, że: ,,Wybrane sytuacje obliczeniowe należy określać w sposób dostatecznie wyczerpujący i tak zróżnicowany, aby uwzględniały praktycznie wszystkie warunki, które mogą wystąpić w trakcie wykonywania i użytkowania konstrukcji". Natomiast w normie EN 1991-1-7 (EN 1991-1-7, 2006) ,,odporność" została zdefiniowana jako ,,zdolność konstrukcji, do stawienia oporu zdarzeniom takim jak pożar, eksplozja, uderzenie czy konsekwencje błędu ludzkiego, bez uszkodzenia w zakresie niewspółmiernym do pierwotnej przyczyny". Definicja ta łączy odporność z wyjątkowymi sytuacjami obliczeniowymi, dla których kombinacja obciążeń została podana w EN 1990, 6.4.3.3, wzór (6.11b). Warto również zauważyć, że celowe działania złośliwe/terrorystyczne nie mieszczą się ściśle w definicji sytuacji wyjątkowych przyjętej w Eurokodach, jednak inżynier jako osoba odpowiedzialna za zapewnienie odporności konstrukcji powinien wziąć pod uwagę możliwość wystąpienia wszystkich obciążeń wyjątkowych. Podobna sytuacja dotyczy stateczności i nośności budynków po wystąpieniu oddziaływania sejsmicznego lub pożaru, które nie są bezpośrednio objęte wymaganiami związanymi

z odpornością budynku zawartymi w EN 1991-1-7. Podano je w normie EN 1998-1 (EN 1998-1, 2004) ,,Ogólne reguły dotyczące oddziaływań sejsmicznych i reguły stosowane dla budynków'', natomiast odpowiednio w EN 1993-1-2 (EN 1993-1-2, 2005) i EN 1994-1-2 (EN 1994-1-2, 2005) podano ogólne zasady projektowania konstrukcji stalowych i zespolonych z uwagi na warunki pożarowe.

1.2.3 Klasy konsekwencji

Strategie projektowe stosowane w wyjątkowych sytuacjach obliczeniowych powiązano z klasami konsekwencji konstrukcji tak, aby spełnić wymagania związane z odpornością konstrukcji. Proponowana w Załączniku A do normy EN 1991-1-7 klasyfikacja przyporządkowuje budynki do czterech klas konsekwencji (CC), biorąc pod uwagę ich rodzaj, sposób użytkowania i wielkość. W normach EN 1990 i EN 1991-1-7 (Rozdział 3.4), wymienione zostały tylko trzy klasy konsekwencji. Natomiast w załączniku A do normy EN 1991-1-7, w Tablicy A.1, druga klasa konsekwencji została podzielona na dwie grupy: CC2a (grupa niższego ryzyka) i CC2b (grupa wyższego ryzyka). Więcej informacji dotyczących klas konsekwencji budynków przyjętych w niniejszym opracowaniu można znaleźć w Rozdziale 3.

1.3 Strategie odporności

1.3.1 Postanowienia ogólne

Zgodnie z EN 1991-1-7, Rysunek 1, strategia przyjęta w celu złagodzenia zagrożeń i projektowania konstrukcji na obciążenia wyjątkowe zależy od możliwości identyfikacji oddziaływania wyjątkowego.

Rysunek 1. Strategie odporności dla obliczeniowych sytuacji wyjątkowych (EN 1991-1-7, 2006)

1.3.2 Strategie oparte na określonym oddziaływaniu wyjątkowym

W normie EN 1991-1-7, 3.2 przyjęto, że jeżeli uwzględnia się określone oddziaływania wyjątkowe należy uwzględnić także następujące czynniki, które zależą od: „(i) działań podjętych w celu zapobiegania lub zmniejszania dotkliwości oddziaływania wyjątkowego; (ii) prawdopodobieństwa wystąpienia określonego oddziaływania wyjątkowego; (iii) konsekwencji zniszczenia z powodu

określonego oddziaływania wyjątkowego; (iv) percepcji społecznej; (v) poziomu ryzyka akceptowalnego". Stwierdza się także, że ,,Zniszczenie miejscowe spowodowane oddziaływaniami wyjątkowymi można zaakceptować, pod warunkiem, że nie zagrozi stateczności całej konstrukcji, jest zapewniona pełna nośność konstrukcji i możliwość podjęcie niezbędnych działań ratowniczych".
Dodatkowo zaleca się, aby: ,,W celu łagodzenia ryzyka oddziaływań wyjątkowych należy podjąć działania, które uwzględniają, odpowiednio, jedną lub więcej z następujących strategii: (i) zapobieganie wystąpieniu lub zmniejszenie prawdopodobieństwa występowania i wielkości oddziaływania do akceptowalnego poziomu w procesie projektowania konstrukcyjnego; (ii) ochronę konstrukcji przed skutkami oddziaływania wyjątkowego przez zmniejszenie oddziaływania na konstrukcję; (iii) zapewnienie wystarczającej odporności konstrukcji, przez zastosowanie co najmniej jednego z następujących podejść; a) projektowanie pewnych składników konstrukcji, od których zależy jej stateczność, jako elementów kluczowych, w celu zwiększenia prawdopodobieństwa przetrwania konstrukcji w następstwie zdarzenia wyjątkowego; b) projektowanie elementów konstrukcyjnych i dobieranie materiałów tak, aby miały wystarczającą ciągliwość umożliwiającą pochłanianie znacznej energii odkształcenia bez zerwania; c) nadanie wystarczającego przesztywnienia konstrukcji w celu umożliwienia przekazywania oddziaływań na alternatywne ścieżki obciążenia w następstwie zdarzenia wyjątkowego".
Wartości nominalne określonych oddziaływań wyjątkowych (np. w przypadku uderzenia lub eksplozji wewnętrznej) zostały zaproponowane w EN 1991-1-7. Wartości te mogą zostać zmienione w Załączniku krajowym (NA) lub dla konkretnego projektu, po uzgodnieniu z właściwym organem administracji i inwestorem.

1.3.3 Strategie oparte na ograniczaniu zasięgu zniszczenia miejscowego

Strategia polegająca na ograniczeniu zasięgu zniszczenia miejscowego obejmuje szeroki zakres możliwych zdarzeń związanych z nieokreślonymi oddziaływaniami wyjątkowymi. Przyjęcie strategii ograniczenia zakresu zniszczenia miejscowego może zapewnić konstrukcji odpowiednią odporność na oddziaływania wyjątkowe, zarówno tych nieobjętych normą EN 1991-1-7 (eksplozje wewnętrzne i ataki terrorystyczne), jak i innych oddziaływań, wynikających z nieokreślonych przyczyn. Jak stwierdzono w EN 1991-1-7, w Rozdziale 3.3, w przypadku większości konstrukcji oddziaływania wyjątkowe są najczęściej nieokreślone. Projektowanie konstrukcji w takich sytuacjach wymaga stosowania strategii zapewnienia odporności opartej na ograniczeniu zakresu zniszczenia miejscowego, poprzez zastosowanie jednego lub więcej z następujących podejść: (i) projektowanie elementów kluczowych, od których zależy stateczność konstrukcji, w celu przeniesienia efektów oddziaływania wyjątkowego A_d; (ii) projektowanie konstrukcji, tak, aby w razie zniszczenia miejscowego stateczność całej konstrukcji lub znacznej jej części nie była zagrożona; (iii) zastosowanie normatywnego projektowania/reguł szczegółowych, które określają akceptowalną odporność konstrukcji. Do metod opartych na tej strategii można zaliczyć metodę skutecznych stężeń, alternatywnych ścieżek obciążeń i projektowania elementów kluczowych. Ich celem jest zapewnienie akceptowalnego poziomu odporności konstrukcji na powstanie katastrofy postępującej.

W Załączniku A do EN 1991-1-7 przedstawiono zastosowanie strategii opartej na ograniczeniu zakresu zniszczenia miejscowego dla budynków przypisanych do różnych klas konsekwencji. Przechodząc od niższych do wyższych klas konsekwencji i uwzględniając rosnący poziom ryzyka powstania katastrofy postępującej, zaleca się stosowanie coraz bardziej rygorystycznych wymagań.

Zarówno EN 1993, jak i EN 1994 zawierają zalecenia, które mogą mieć bezpośrednie lub pośrednie znaczenie w projektowaniu i kształtowaniu konstrukcji na odporność, w tym zalecenia dotyczące ciągliwości, zdolności do obrotu belek czy węzłów półsztywnych.

Wymagania dotyczące odporności konstrukcji sformułowano również w międzynarodowych wytycznych, takich jak: Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03), opracowane przez Departament Obrony Stanów Zjednoczonych (DoD, 2016), the USA General Services Administration (GSA, 2016) Alternate Path Analysis i wytyczne projektowe, zalecenia zawarte w ASCE 7-16 (ASCE, 2017b) oraz w International Building Code (IBC) (ICC, 2018), postanowienia zawarte w brytyjskim Building Regulations 2010 Approved Document A(ODPM, 2013), a także Chinese Code for Anti-Collapse Design of Building Structures (CECS 392) (CECS, 2014). Wskazane powyżej zalecenia przywołane są w innych częściach niniejszego opracowania oraz opisane i bardziej szczegółowo skomentowane w opracowaniu źródłowym (Demonceau et al., 2021).

1.4 Kierunki rozwoju zaleceń normowych

W projekcie normy EN 1990 (prEN 1990, 2019) związanym z planowanym wprowadzeniem drugiej edycji Eurokodów, przewidziano w Rozdziale 4.4 i Załączniku informacyjnym E zapisy dedykowane odporności konstrukcji. W Rozdziale 4.4 zapisano, że: ,,Konstrukcję należy zaprojektować tak, aby zapewnić odpowiedni poziom jej odporności, tzn. tak, aby w zamierzonym okresie użytkowania nie została uszkodzona przez niekorzystne i nieprzewidziane zdarzenia tj. uszkodzenie lub zniszczenie elementu konstrukcyjnego lub części konstrukcji w stopniu niewspółmiernym do początkowej przyczyny". Odnotowano również, że w przypadku większości konstrukcji projektowanych zgodnie z Eurokodami, zapewniony jest odpowiedni poziom odporności, bez konieczności stosowania dodatkowych rozwiązań konstrukcyjnych w celu jej zwiększenia. Jeżeli takie rozwiązania są potrzebne, to powinny zostać określone przez właściwy organ władzy lub też uzgodnione na etapie projektowania przez odpowiednie strony. Tym niemniej w załączniku E do projektu EN 1990 podano zalecenia dotyczące zwiększenia odporności budynków i mostów poprzez zastosowanie strategii opartych na ograniczeniu zakresu zniszczenia miejscowego, natomiast strategie projektowania konstrukcji na określone oddziaływania wyjątkowe zostały zdefiniowane w normie EN 1991.

Proponowane strategie zapewnienia odporności są zgodne ze standardowymi metodami omówionymi w poprzednich rozdziałach niniejszego opracowania, wraz z dodatkiem ,,Strategia podziału na segmenty". W Tablicy E.1 Załącznika E podano zalecenia dotyczące metod projektowania, wskazanych w celu zwiększenia odporności konstrukcji zaliczonych do klas konsekwencji CC1, CC2 i CC3. Należy również zauważyć, że w nowej normie EN 1990 dodano dwie kolejne klasy konsekwencji: CC0 i CC4. Konstrukcje klasy CC4 obejmują ekstremalnie wysokie ryzyko utraty życia lub zranienia ludzi, a także ryzyko ekonomiczne, społeczne lub środowiskowe. Postanowienia zawarte w Eurokodach nie obejmują wszystkich zasad niezbędnych w projektowaniu konstrukcji zaliczanych do klasy CC4. W przypadku takich konstrukcji, oprócz wytycznych podanych w Eurokodach, mogą być potrzebne dodatkowe wymagania. Z drugiej strony, w projektowaniu konstrukcji klasy CC0, o najniższym ryzyku, można stosować Eurokody lub inne normy, a elementy inne niż nośne zaliczyć do klasy CC0. Postanowienia zawarte w Eurokodach obejmują główne podstawowe zasady projektowania konstrukcji zaliczonych do klas konsekwencji CC1 do CC3.

(*) Projektowanie konstrukcji z uwzględnieniem określonych oddziaływań wyjątkowych może obejmować, po uzgodnieniu z osobami decyzyjnymi, specjalne zaprojektowane elementy, które ulegają częściowemu lub całkowitemu uszkodzeniu, pod warunkiem, że ich uszkodzenie nie prowadzi do katastrofy postępującej

Rysunek 2. Strategie projektowe w przypadku określonych oddziaływań wyjątkowych i w celu ogólnego zwiększenia odporności konstrukcji zgodnie z (prEN 1990, 2019)

Oprócz zaproponowanych zmian w normach EN 1990 (prEN 1990, 2019), w EN 1993 i EN 1998 zamieszczono informacje, które mogą mieć bezpośrednie i pośrednie znaczenie dla spełnienia wymagań dotyczących odporności konstrukcji. Zawierają one wytyczne obejmujące zagadnienie oceny zdolności do obrotu przekrojów belek i węzłów w EN 1993, jak również zalecenia odnośnie zależności obciążenie – przemieszczenia dla elementów stalowych i zespolonych stalowo-betonowych, stosowanych w nieliniowej analizie statycznej (pushover) w normie EN 1998. Zalecenia te przywołane są w innych częściach niniejszego opracowania oraz opisane i poddane szczegółowej, krytycznej ocenie w opracowaniu źródłowym (Demonceau et al., 2021).

1.5 Uwagi końcowe

W niniejszym rozdziale wyszczególniono wytyczne i strategie projektowania na odporność, zgodnie z zaleceniami obecnie obowiązującymi w Eurokodach. Mimo, że ogólne zasady projektowania konstrukcji na odporność zamieszczone zostały w normach EN 1990 i EN 1991-1-7, to jednak nie tworzą one spójnego zestawu. Ustalanie wartości kluczowych parametrów związanych z projektowaniem na odporność, które charakteryzują konstrukcję i zależą od lokalnej ciągliwości wymaga podjęcia dodatkowych działań, wyjaśnień i wskazówek uściślających normatywne zalecenia.

Podsumowując, pomimo obszernego zbioru wyników badań nad odpornością konstrukcji, zarówno w skali ogólnoświatowej, jak lokalnej, istnieje potrzeba wykorzystania tej wiedzy do opracowania uproszczonych metod i narzędzi dostępnych w praktyce inżynierskiej. Niniejsze opracowanie ma na celu usystematyzowanie informacji uzyskanych na podstawie przeprowadzonych badań naukowych nad stalowymi i zespolonymi konstrukcjami szkieletowymi. Opracowanie zaleceń projektowych zarówno uproszczonych, jak i wytycznych szczegółowych do projektowania konstrukcji

na odporność, zilustrowanych przykładami obliczeń dotyczących zrealizowanych obiektów budowlanych, umożliwi ich wykorzystanie przez projektantów i konstruktorów.

2 Projektowanie na odporność

2.1 Strategie projektowania

2.1.1 Wprowadzenie

W celu spełnienia wymagań projektowania konstrukcji na odporność, stawianych przez obowiązujące normy projektowe (Rozdział 1), zaproponowano procedurę ,,krok po kroku", opartą na klasach konsekwencji i układzie konstrukcyjnym oraz charakterze obciążenia wyjątkowego. Procedurę tę przedstawiono w postaci schematu blokowego (Rysunek 3), ukazującego zalecany do stosowania przebieg procesu projektowania.

Zaprezentowany schemat blokowy należy traktować jako podstawę instrukcji projektowania przedstawionej szczegółowo w tym rozdziale. Bardziej szczegółowe opisy procedur, które należy zastosować w procesie projektowania, zostaną omówione w kolejnych rozdziałach.

2.1.2 Ogólne zasady projektowania

Norma EN 1991-1-7 (2006) zaleca unikanie lub ograniczanie potencjalnych uszkodzeń powstałych na skutek zdarzeń wyjątkowych poprzez zapobieganie lub ograniczanie oddziaływań wyjątkowych, ochronę konstrukcji przed skutkami tych oddziaływań (poprzez odpowiednie systemy ochronne) lub projektowanie konstrukcji, która wytrzyma zdarzenie wyjątkowe lub jego skutki. Środki te prowadzą albo do niskiego prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożenia, albo do otrzymania konstrukcji odpornej na oddziaływania wyjątkowe, aby ograniczyć propagację początkowego uszkodzenia.

Zgodnie z wytycznymi zamieszczonymi w normie EN 1991-1-7, sugerowanym punktem wyjścia w projektowaniu z uwagi na odporność jest określenie klasy konsekwencji rozpatrywanego budynku (Pole A.1 na Rysunku 3). Klasa konsekwencji przypisana do budynku pozwala praktykowi ocenić podejście projektowe, które należy przyjąć w celu osiągnięcia odpowiedniego poziomu odporności. Na przykład, projektowanie na odporność budynków o niskich konsekwencjach zniszczenia (klasa CC1) nie pociąga za sobą potrzeby żadnych szczególnych rozważań, o ile jest przeprowadzane w pełnej zgodności z zasadami podanymi w zestawie Eurokodów (EN 1990 do EN 1999). Z drugiej strony, w przypadku budynków o wyższych klasach konsekwencji zniszczenia, takich jak te zakwalifikowane do klas CC2 i CC3, projektowanie na odporność implikuje specyficzne podejścia, które mogą obejmować szeroki zakres rozwiązań, od prostych reguł normatywnych po zaawansowane analizy ryzyka i złożone metody analityczne lub numeryczne. Więcej szczegółów na temat definicji klas konsekwencji znajduje się w Rozdziale 3.

Po ustaleniu klasy konsekwencji, potencjalne zagrożenia i odpowiednie scenariusze obciążenia wyjątkowego powinny zostać zidentyfikowane przez projektanta w ścisłej współpracy z inwestorem i odpowiednimi władzami. W konsekwencji, identyfikacja potencjalnych zagrożeń umożliwia projektantowi wybór projektowania na określone oddziaływania wyjątkowe (Pola B na Rysunku 3) i/lub strategii projektowej, która ogranicza zakres początkowych uszkodzeń powstałych w wyniku dowolnego nieokreślone zdarzenia wyjątkowego (Pola C na Rysunku 3). W przypadku budynków o wysokich konsekwencjach zniszczenia (CC3), jest wymagana na ogół systematyczna ocena ryzyka w celu zidentyfikowania scenariuszy wyjątkowych, które najprawdopodobniej wystąpią w okresie użytkowania konstrukcji (patrz Rozdział 6).

2.1.3 Projektowanie na określone oddziaływania wyjątkowe

Ogólnie rzecz biorąc, projektowanie na określone oddziaływanie wyjątkowe zakłada zastosowanie środków zapobiegawczych i ochronnych, co ograniczyłyby ryzyko wystąpienia zagrożenia lub zmniejszyłyby jego destrukcyjne skutki (Pole B.2 na Rysunku 3). Takie środki mogą obejmować rozwiązania koncepcyjne (wybór form konstrukcyjnych o niskiej wrażliwości na zagrożenie) i/lub środki mające na celu ograniczenie skutków oddziaływania wyjątkowego (np. barierki ochronne lub słupki ochronne).

W sytuacji, gdy środki podjęte w celu zapobiegania wyjątkowym zdarzeniom prowadzą do całkowitego uniknięcia pełnego zakresu możliwych zagrożeń, uzasadnione jest uznanie, że projektowanie konstrukcji na odporność jest w pełni zgodne z wymaganiami. Natomiast, jeśli te środki ochronne tylko zmniejszają wielkość (lub prawdopodobieństwo wystąpienia) oddziaływania wyjątkowego lub po prostu nie mogą zostać wdrożone, lokalne szkody są nieuchronne i wymagana jest ocena możliwych lokalnych szkód na etapie projektowania (Pola B. 3 do B.6 na Rysunku 3). Jeśli przewidywane lokalne uszkodzenia są niedopuszczalne i mogą spowodować nieproporcjonalne zniszczenie konstrukcji, należy przeprojektować konstrukcję, aby przeciwdziałać powstaniu lokalnych uszkodzeń (Pole B.2 na Rysunku 3). Jeżeli takie uszkodzenia są akceptowalne, należy ograniczyć ich zakres za pomocą odpowiednich strategii projektowych, proponowanych dla nieokreślonych oddziaływań wyjątkowych (patrz Rozdział 2.1.4).

Ogólnie rzecz biorąc, w przypadku projektowania na określone oddziaływania wyjątkowe stosuje się określone strategie oparte na metodach analitycznych i/lub numerycznych. Poziom zaawansowania metod jest silnie powiązany z klasą konsekwencji rozważanej konstrukcji. Obecnie dostępne strategie i metody zostały szczegółowo przedstawione w Rozdziale 4. W ramach tego rozdziału rozważane będą cztery wybrane oddziaływania wyjątkowe: uderzenie (Rozdział 4.2), eksplozja (Rozdział 4.3), pożar jako zdarzenie wyjątkowe (Rozdział 4.3.3) oraz trzęsienie ziemi jako zdarzenie wyjątkowe (Rozdział 4.5).

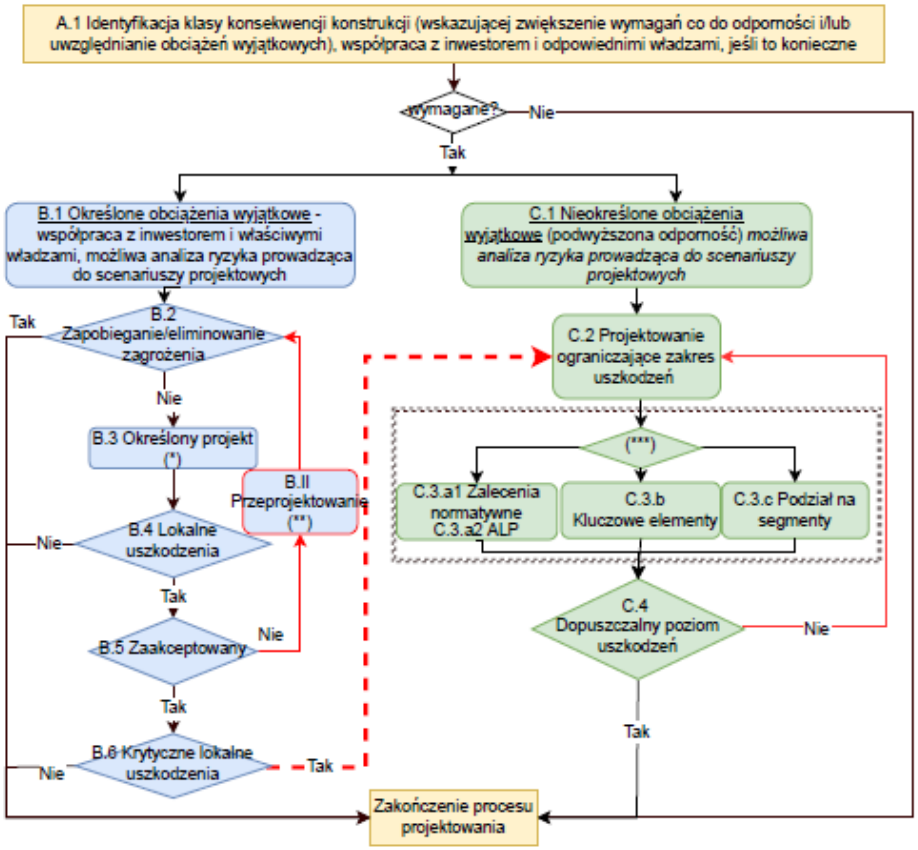
2.1.4 Projektowanie na nieokreślone oddziaływania wyjątkowe

Nieokreślone zagrożenia odnoszą się do wyjątkowych oddziaływań, które nie są uwzględnione przez normy lub wskazane przez inwestora albo innych interesariuszy, a także wszelkie inne oddziaływania wynikające z nieokreślonych przyczyn. Ze względu na niepewność dotyczącą charakteru, wielkości i miejsca (zakresu) występowania nieokreślonego oddziaływania wyjątkowego, ocena zachowania konstrukcji jest zwykle niemożliwa do oszacowania. W takim przypadku projektowanie na odporność wymaga pragmatycznych rozwiązań obejmujących szeroki zakres potencjalnych scenariuszy losowych. Obecnie strategie projektowe, które uważa się za umożliwiające osiągnięcie odpowiedniego poziomu odporności konstrukcji, mają na celu głównie ograniczenie zakresu uszkodzenia lokalnego (Pole C.2 na Rysunku 3), bez względu na przyczynę inicjującą.
Te strategie projektowania omówiono w Rozdziale 5.

W przypadku budynków niższych klas konsekwencji (CC2a – patrz Rozdział 3), norma EN 1991-1-7 sugeruje zapewnienie konstrukcji efektywnego systemu stężeń poziomych przy użyciu metody zwanej „metodą stężeń” (Pole C.3.a2 na Rysunku 3). Metoda ta pozwala na zapewnienie minimalnego poziomu ciągłości pomiędzy różnymi elementami konstrukcyjnymi, za pomocą powiązań poziomych, a tym samym, na rozwój oddziaływań membranowych (lub cięgnowych) w uszkodzonej konstrukcji, wskutek aktywowania alternatywnych ścieżek obciążenia. Niemniej jednak, ze względu na niemożność oszacowania poziomu odporności osiągniętego za pomocą metody stężania, skuteczność tej ostatniej pozostaje wątpliwa i jest postrzegana raczej jako środek konieczny, ale niewystarczający. Również rozwój oddziaływań membranowych wymaga odpowiedniej ciągliwości

w kluczowych miejscach konstrukcji, ale kwestia ta nie jest szczegółowo omówiona w normie, co potwierdza poprzednie stwierdzenie. W Rozdziale 5.3.1 przedstawione zostaną propozycje postępowania w celu przeciwdziałania tym zastrzeżeniom.

W przypadku budynków wyższych klas konsekwencji (CC2b – patrz Rozdział 3), proponowane są różne metody alternatywne. Pierwszą z nich jest zastosowanie metody stężeń proponowanej dla klasy CC2a, ale uzupełnionej o efektywny system powiązań pionowych (patrz Rozdział 5.3.1).
Drugą propozycją jest rozważenie całkowitego usunięcia elementów nośnych (Pole C.3.a2 na Rysunku 3). Sytuacja ta symuluje przypadek, w którym element wsporczy jest całkowicie utracony w wyniku zdarzenia losowego i pozwala ocenić, czy konstrukcja jest w stanie aktywować alternatywną ścieżkę obciążenia, aby przetrwać utratę elementu podpierającego. Obecny zapis normowy definiujeto podejście jako „umowne usunięcie elementów podpierających" i jak zaleca norma EN 1991-1-7, powinno być stosowane do wszystkich elementów podpierających (słupy, belki podpierające słupy lub dowolny fragment ściany nośnej), rozważając usuwanie elementów pojedynczo na każdej kondygnacji budynku. Choć taka metoda może okazać się żmudna i czasochłonna, gdyż wymaga użycia zaawansowanych narzędzi analitycznych, daje możliwość weryfikacji stateczności budynkui akceptowalności zaobserwowanych uszkodzeń. Od Rozdziału 5.3.2 do 5.3.4 zostaną przedstawione narzędzia analityczne i numeryczne do zastosowania tego podejścia, prezentujące różne poziomy zaawansowania.



* Mogą być wymagane odpowiednie podejścia projektowe dla budynków o wyższych i niższych klasach konsekwencji
**W przypadku przeprojektowania można zastosować bardziej zaawansowane metody
***Strategie projektowania na odporność nie wykluczają się wzajemnie i mogą być stosowane pojedynczo lub w połączeniu

Rysunek 3. Schemat blokowy ilustrujący proces projektowania na odporność

Tam, gdzie utrata elementu nośnego powoduje nieproporcjonalne zawalenie się lub zakres lokalnego uszkodzenia przekracza określoną ustaloną lub zalecaną granicę, usunięty element powinien być oznaczony jako „element kluczowy", a projekt powinien zostać ukierunkowany na metodę lokalnego zwiększenia nośności elementu zdefiniowaną jako metoda elementu kluczowego (Pole C.3.b na Rysunku 3). Element kluczowy powinien być zaprojektowany tak, aby przenosił oddziaływania wyjątkowe, a możliwość jego awarii powinna być wykluczona. Ta metoda jest szczegółowo opisana w Rozdziale 5.4.

Alternatywą dla tych metod jest zastosowanie metody podziału na segmenty (Pole C.3.c na Rysunku 3). Jest to strategia projektowa, która ma zapewnić możliwość zapobiegania początkowym uszkodzeniom lub ich ograniczania przez izolowanie uszkodzonej części konstrukcji od pozostałej konstrukcji, za pomocą granic segmentów. Strategie podziału na segmenty mogą być oparte na słabych lub mocnych granicach segmentów. Więcej szczegółów znajduje się w Rozdziale 5.5.

W przypadku budynków w klasie konsekwencji CC3, przyjęte podejścia projektowe są podobne do tych proponowanych dla klasy konsekwencji CC2b, ale mogą wymagać zastosowania udoskonalonych metod, takich jak analiza dynamiczna (Rozdział 5.3.5) i powinna im towarzyszyć analiza ryzyka (Rozdział 6), jak wspomniano wcześniej.

2.2 Znaczenie węzłów konstrukcyjnych w projektowaniu na odporność

2.2.1 Projektowanie tradycyjne w stanach SLS i ULS

Węzły konstrukcyjne są kluczowymi elementami, które mają duży wpływ na globalne zachowanie budynku stalowego. Jak stwierdzono w EN 1993-1-8, węzły można klasyfikować pod względem sztywności obrotowej, nośności i zdolności do obrotu.

W zależności od sztywności obrotowej, węzły można sklasyfikować jako: nominalnie przegubowe, podatne i sztywne. Granice klasyfikacji sztywności są podane w EN 1993-1-8, ale w przypadku ich zastosowania do połączeń przegubowych należy odnieść się do publikacji (Jaspart et al., 2009). W rzeczywistości odkształcenia występują również pod działaniem sił osiowych lub ścinających, ale są one dość ograniczone i zwykle zakłada się, że nie wpływają znacząco na odpowiedź konstrukcji.

W przypadku nośności na zginanie, norma EN 1993-1-8 i (Jaspart et al., 2009) odnoszą się do trzech klas, mianowicie węzłów nominalnie przegubowych, węzłów o niepełnej nośności i o pełnej nośności, dla których przedstawiono również kryteria klasyfikacji. Koncepcję węzłów o częściowej/pełnej nośności można łatwo rozszerzyć na inne przypadki obciążenia (siłą osiową, kombinacją momentu i sił osiowych, itp.).

Jeśli chodzi o ciągliwość, istnieją również trzy kategorie, które nie są wyraźnie określone w EN 1993-1-8. Podobnie jak w przypadku przekrojów elementów, można mówić o klasach węzłów: węzły o kruchej formie zniszczenia, węzły o ograniczonej ciągliwości i węzły o ciągliwym modelu zniszczenia.

Stosowanie sztywnych węzłów o pełnej nośności nie stanowi zwykle najbardziej ekonomicznej opcji ze względu na wysokie koszty ich wytwarzania, ale ich stosowanie pozwala pominąć wpływ węzłów na rozkład sił wewnętrznych i nośność obliczeniową układu, stwarzają przy tym możliwość pojawienia się przegubu plastycznego jedynie w przekroju pręta, przynajmniej w przypadku przeprowadzenia analizy sprężystej wraz z weryfikacją sprężystą lub plastyczną nośności przekroju. Jeśli prowadzona jest analiza plastyczna konstrukcji, gdy spełnione są wymagania zdolności do osiągnięcia przegubu plastycznego w prętach, należy unikać ryzyka powstania przegubu plastycznego w węźle sąsiadującym z przekrojem

przegubu plastycznego, ze względu na możliwość zwiększonej wytrzymałości materiału w pręcie, zwłaszcza, jeśli nie sprawdzono wymagań co do ciągliwości węzłów o pełnej nośności. W normie EN 1993-1-8 wymagane jest zatem uwzględnienie początkowej „nadwytrzymałości" węzłów w porównaniu z nominalną nośnością przekroju. Tu można by mówić o „węzłach o zwiększonej nośności" (,,over-strength joints").

Model składnikowy dostępny w (EN 1993-1-8, 2005) stanowi główną metodę analityczną obliczania właściwości mechanicznych: (i) sztywności; (ii) nośności i (iii) zdolności obrotowej węzłów. Znajduje on zastosowanie zarówno w projektowaniu sprężystym, jak i plastycznym dowolnej konfiguracji węzła stalowego lub zespolonego stalowo-betonowego (EN 1994-1-1, 2004). Szczegóły dotyczące procedury stosowania tego modelu i informacje uzupełniające do (EN 1993-1-8, 2005) i (EN 1994-1-1, 2004) są dostępne w (Jaspart and Weynand, 2016a) i (Demonceau et al., 2021). W celu poszerzenia zakresu jego stosowania autor publikacji (Demonceau, 2008) scharakteryzował niedostępny do tej pory składnik do połączeń zespolonych stalowo-betonowych, tzw. „płytę zespoloną w strefie ściskania", oraz przedstawił propozycje dotyczące efektywnej powierzchni płyty i udziału tego składnika w węzłach zespolonych stalowo-betonowych, podlegających działaniu dodatnich momentów zginających, patrz Rozdział VIII.4.2 (Demonceau et al., 2021). Innym ciekawym odniesieniem jest publikacja (Jaspart et al., 2005), w której przedstawiono przegląd składników i zasad projektowania dostępnych w normach i literaturze technicznej. W przypadku składników spotykanych w węzłach rurowych odsyła się do publikacji (Weynand et al., 2015).

Dzięki stosowaniu metody składnikowej, zasadniczo jest możliwe obliczenie sztywności i nośności obliczeniowej węzłów, niezależnie od obciążenia (wyłącznie momentem M, wyłącznie siłą osiową N, kombinacją momentu M i siły osiowej N, z udziałem sił ścinających).

W wymienionych dokumentach normowych nie zawarto dokładnych zasad obliczania węzłów poddanych działaniu momentu zginającego i siły osiowej, z wyjątkiem podstaw słupów. W przypadku gdy na połączenie działa również siła osiowa N_{Ed}, proponuje się przybliżone podejście, w którym można pominąć wpływ interakcji M-N, o ile N_{Ed} jest mniejsze niż 5% obliczeniowej, osiowej nośności plastycznej przekroju belki ($N_{pl,Rd}$).

W publikacji (Demonceau et al., 2019), wykazano, że interakcja M-N przewiduje z wystarczającą dokładnością, ale często konserwatywnie nośność węzła, podczas gdy reguła 5% prowadzi na ogół do znacznego przeszacowania nośności węzła. Poza tym Eurokod 3 Część 1-8 nie określa sposobu oceny nośności osiowej węzła N_{Rd}. W tej samej publikacji przedstawiono również ulepszoną procedurę analitycznego projektowania węzłów stalowych i zespolonych stalowo-betonowych. Została ona zweryfikowana poprzez porównania z wynikami uzyskanymi z badań eksperymentalnych przeprowadzonych na zespolonych węzłach belka-słup w różnych sytuacjach obciążenia, w przypadku pożaru i katastrofy postępującej. Ta zaawansowana procedura, w pełni zgodna z zasadami projektowania stosowanymi przez Eurokody, jest opisana w Załączniku A.1.

2.2.2 Projektowanie połączeń na zdarzenia wyjątkowe

W przypadku zdarzeń wyjątkowych, standardowe kryteria projektowania w stanach granicznych SLS/ULS, wyrażone za pomocą granicy plastyczności materiału i wielkości deformacji, mogą zostać znacznie przekroczone. Ponieważ ostatecznym celem jest ograniczenie lokalnych uszkodzeń konstrukcji lub ograniczenie rozszerzenia tych lokalnych uszkodzeń na resztę konstrukcji, w ocenie odporności można przewidzieć korzyści z dużych odkształceń oraz z wytrzymałości stali na rozciąganie. Innymi słowy, celem jest wykazanie, że konstrukcja może przejść z początkowej, stabilnej, nieuszkodzonej postaci przed zdarzeniem, do innej stabilnej, uszkodzonej postaci, kosztem

pojawienia się bardzo dużych odkształceń i wykorzystania wytrzymałości materiału. W przypadku połączeń mogą wystąpić duże odkształcenia pod wpływem rozciągania lub obrotu, na poziomie obciążenia prawie równego nośności granicznej węzła. W przypadku połączeń, które nie są w stanie osiągnąć tak dużych odkształceń, może przedwcześnie wystąpić zniszczenie kruche, co niekorzystnie wpływa na ograniczenie ryzyka wystąpienia katastrofy postępującej. Podsumowując, ciągliwość i zdolność do dużych odkształceń są postrzegane jako ważne właściwości, które należy zapewnić węzłom konstrukcyjnym.

Ponadto zdarzenia wyjątkowe często wywołują siły wewnętrzne w węzłach, które znacznie różnią się od tych występujących w stanach SLS/ULS. Siły te różnią się w zależności od charakteru zdarzenia. Dodatkowo, ewentualna utrata elementu w następstwie zdarzenia wyjątkowego może drastycznie zmienić rozkład sił wewnętrznych w nieuszkodzonej części konstrukcji. Podsumowując, należy unikać kruchego zniszczenia, w całym złożonym i nieprzewidzianym procesie obciążenia węzłów podczas zdarzenia.

Niezależnie od charakteru zdarzenia lub przyjętej strategii projektowej, wydaje się być warunkiem niezbędnym - nawet, jeśli nie jest formalnie wymagane - wstępne projektowanie wszystkich węzłów konstrukcyjnych pod kątem zapewniania ciągliwości w warunkach ULS. Po prostu zaczyna się od zasady, że węzeł, który nie wykazuje zdolności do odkształceń w stanie ULS, prawdopodobnie nie wykaże „nagle" zdolności do bardzo dużych odkształceń lub obrotu w sytuacjach wyjątkowych.

Charakterystyka właściwości węzłów w takich sytuacjach ekstremalnych nie jest zawarta w normie EN 1993-1-8, ale została przedstawiona w wielu różnych projektach badawczych (Kuhlmann et al., 2008; Demonceau et al., 2013; Ulrike Kuhlmann et al., 2017) na tyle wyczerpująco, że stosowanie podejścia składnikowego może zostać rozszerzone na sytuacje ekstremalnych obciążeń w węzłach. Będzie ono zatem wykorzystywane również w odniesieniu do obliczeń węzłów w niniejszym podręczniku projektowym.

Podsumowując, w niniejszym podręczniku projektowania zaleca się:

- Po pierwsze, systematyczne projektowanie ciągliwych węzłów w stanach SLS/ULS. Aby to osiągnąć, w dalszej części tego rozdziału przedstawiono ogólne wytyczne. Warunki te są wyrażone w postaci minimalnych wymagań dotyczących ciągliwości, które powinny być zawsze spełnione przez węzły, niezależnie od analizy globalnej konstrukcji i projektowania obejmującego sprawdzenie ULS.
- Uwzględnienie w sytuacjach wyjątkowych określonych, uzupełniających kryteriów projektowych, które różnią się w zależności od strategii projektowych przedstawionych w Rozdziale 2.1. Zostaną one odpowiednio uszczegółowione w Rozdziałach 4 i 5. Niekiedy, niektóre węzły będą musiały spełnić wymagania ciągliwości w przypadku obciążeń, które różnią się od tych, dla których spełnione zostały wymagania ULS (na przykład w przypadku utraty elementu konstrukcji podczas zdarzenia wyjątkowego).

2.2.3 Minimalne wymagania dotyczące ciągliwości węzłów konstrukcyjnych

2.2.3.1 *Ogólne zalecenie dla wszystkich połączeń stalowych i zespolonych w ULS*

W stanie granicznym ULS wymagane są różne poziomy ciągliwości w zależności od konkretnej sytuacji uwzględnionej w projekcie. W każdym z uprzednio wymienionych przypadków, określone są minimalne wymagania dotyczące ciągliwości w stanie ULS.

Stosowanie węzłów przegubowych

Wymagania dotyczące ciągliwości dla takich węzłów, a także procedury oceny obliczeniowej nośności na ścinanie (w postaci arkuszy projektowych umożliwiających łatwe zastosowanie w praktyce) są podane w publikacji (Jaspart et al., 2009). W tej publikacji wyrażone są wymagania w odniesieniu do spoin o pełnej nośności i minimalnych wartości stosunku średnicy śrub i grubości łączonych blach d/t (na przykład blachy głowicowej).

W przypadku połączeń spawanych zaleca się stosowanie spoin czołowych z pełnym przetopem lub spoin pachwinowych o pełnej nośności. Ponieważ stosowanie spoin z pełnym przetopem może wiązać się z dodatkowymi kosztami, sensowne jest stosowanie spoin pachwinowych o pełnej nośności, przyjętych według kryteriów projektowych przedstawionych w Tablicy 1.

Tablica 1. Zalecane grubości spoin „a" dla uzyskania w pełni nośnych podwójnych spoin pachwinowych dla blach o grubości „t", mniejszej niż 40 mm (Jaspart et al., 2009)

Klasa stali	**S235**	**S275**	**S355**	**S420M**	**S420N**	**S460M**	**S460N**
f_y (N/mm²)	235	275	355	420	420	460	460
f_u (N/mm²)	360	430	510	520	550	550	580
β_w	0,80	0,85	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
$f_{w,u,end}$ (N/mm²)	255	286	321	294	311	311	328
Podwójne spoiny pachwinowe o pełnej nośności	a ≥ 0,46t	a ≥ 0,48t	a ≥ 0,55t	a ≥ 0,71t	a ≥ 0,68t	a ≥ 0,74t	a ≥ 0,70t

Norma EN 1993 1-8, przedstawia w Rozdziale 6.4.2, kryterium pozwalające uniknąć kruchego zniszczenia śrub i zagwarantować wystarczającą ciągliwość węzła śrubowego. Kryterium to łączy grubość „t" składnika zginanego (grubość pasa słupa, blachy czołowej lub pasa przykładki) ze średnicą śruby „d":

$$t \leq 0{,}36d\sqrt{f_{ub}/f_y} \tag{1}$$

gdzie f_{ub} jest wytrzymałością na rozciąganie stali śruby, a $f_{y\,jest}$ granicą plastyczności materiału składnika zginanego. Warunek ten powinna spełniać przynajmniej jedna z dwóch łączonych blach.

Ponadto, aby zapewnić wystarczającą zdolność węzła do obrotu bez wywołania znaczącego momentu zginającego w połączeniu, należy przestrzegać również innych szczegółowych wymagań. Niektóre przykłady podano w Załączniku A.2.

Stosowanie węzłów o niepełnej nośności

Jeżeli w stanie ULS przeprowadzana jest sprężysta analiza konstrukcji i jest powiązana ze sprężystą weryfikacją nośności węzła, nie ma konieczności zapewnienia ciągliwości węzła, ponieważ zakłada się, że w węzłach nie wystąpi przegub plastyczny.

Jeżeli w stanie ULS przeprowadzana jest sprężysta analiza konstrukcji, a wykonana jest plastyczna weryfikacja nośności połączeń, należy sprawdzić minimalne wymagania, jak dla przekrojów prętów klasy 2, aby umożliwić pełną redystrybucję plastyczną sił wewnętrznych w węzłach. Norma EN 1993-1-8 w Rozdziale 6.2.7.2(9) określa zasady, których należy przestrzegać, aby uniknąć przedwczesnego zniszczenia rozciąganych śrub.

Natomiast, jeśli przeprowadza się plastyczną analizę konstrukcji uwzględniającą przeguby plastyczne w węzłach, zakłada się, że następuje ich obrót. Wtedy należy unikać takich rodzajów zniszczenia, jak pękanie śrub i spoin. Aby zapobiec tym formom zniszczenia, należy przestrzegać postanowień przedstawionych w Tablicy 1 i równaniu (1). W przypadku połączeń spawanych zaleca się stosowanie spoin z pełnym przetopem lub spoin o pełnej nośności. Postanowienia te nie muszą być stosowane, jeżeli w innym słabszym składniku dominuje model zniszczenia ciągliwego, co ogranicza nośność plastyczną węzłów. Jednym z tych ciągliwych składników jest uplastycznienie „środnika słupa przy poprzecznym rozciąganiu", podobnie jak rozwój uplastycznienia blach poddanych dociskowi śrub w stykach zakładkowych (np. połączenie śrubowe z nakładkami na pasach).

Inne mechanizmy zniszczenia, których należy unikać, to „środnik słupa poddany ściskaniu poprzecznemu” oraz „pas i środnik belki poddany ściskaniu”, które mogą wywołać mechanizm utraty stateczności lokalnej.

Zgodnie z globalnym podejściem projektowym stosowanym w stanie ULS (analiza sprężysta/plastyczna; weryfikacja sprężysta/plastyczna), wymagania w zakresie ciągliwości mogą się różnić, podczas gdy w przypadkach wyjątkowych obciążeń w Rozdziale 2.2.2, stwierdzono, że „wstępne projektowanie wszystkich węzłów konstrukcyjnych pod kątem zapewnienia ciągliwości w warunkach ULS wydaje się być warunkiem niezbędnym”. Aby to osiągnąć, zaleca się dla wszystkich połączeń konstrukcyjnych przyjęcie wymagań ciągliwości związanych z „plastyczną analizą konstrukcji z uwzględnieniem przegubów plastycznych”, tj. poziomu ciągliwości umożliwiającego uzyskanie znacznej zdolności do obrotu w zakresie plastycznym. Wymóg ten często pozwala uniknąć późniejszego wzmacniania węzłów podczas sprawdzania odporności konstrukcji.

To samo podejście dotyczy węzłów zespolonych stalowo-betonowych. W przypadku tych ostatnich, dodatkowo zaleca się spełnienie wymagań ciągliwości w stalowej części połączenia (tj. bez płyty) tak, aby zapewnić właściwą reakcję węzłów pozostającą po zerwaniu prętów zbrojeniowych, przy dużym obrocie.

Ciągliwość rozciąganej płyty zależy od średnicy prętów zbrojeniowych, stopnia zbrojenia i klasy ciągliwości prętów zbrojeniowych (stosowanie klasy min. B).

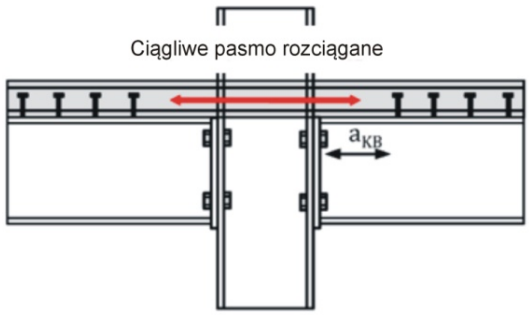
W związku z tym należy przestrzegać ogólnych wymagań podanych w EN 1994-1-1 (np. minimalny stopień zbrojenia).

W publikacji (Duarte da Costa, 2018) badana jest ciągliwość węzłów zespolonych poddanych działaniu ujemnych momentów zginających. W szczególności podano dwa warunki minimalne ciągliwości, gwarantujące wystarczający jej poziom do przeprowadzenia analizy plastycznej:

- Efektywny stopień zbrojenia (tj. stosunek powierzchni zbrojenia do powierzchni betonu $A_{c,eff}$ zgodnie z definicją w Rozdziale 7.3.2(3) normy (EN 1992-1-1, 2005)): 2,0% ≤ ρ_{eff} ≤ 3,5%
- Średnica zbrojenia podłużnego ϕ ≥ 12mm.

Ponadto w publikacji (Schäfer, 2005) zaleca się umieszczenie pierwszego łącznika ścinanego w pewnej odległości a_{KB} od słupa, co ma umożliwić utworzenie pasma rozciąganego w płycie betonowej, patrz Rysunek 4, i zwiększenie ciągliwości węzła.

Dodatni moment zginający powoduje ściskanie płyty. Można wówczas założyć, że jej ciągliwość jest wystarczająca, aby w zespolonym węźle utworzył się przegub plastyczny.



Rysunek 4. Ciągliwe pasmo rozciągane w płycie betonowej

Stosowanie węzłów o pełnej nośności

W przypadku sprężystej analizy konstrukcji w stanie ULS, z weryfikacją sprężystą lub plastyczną przekrojów elementów, nie jest wymagane zapewnienie ciągliwości, ponieważ uplastycznienie wystąpi w łączonych prętach.

W przypadku plastycznej analizy konstrukcji uwzględniającej przeguby plastyczne w elementach, zwykle nie oczekuje się, że węzły w stanie ULS wykażą się ciągliwością i zdolnością do obrotu ze względu na to, że mają większą nośność niż elementy łączone, nie powinny one ulegać znaczącemu uplastycznieniu. Jednak ze względu na efekt większej wytrzymałości materiału (over-strength effects), rzeczywista nośność plastyczna pręta może się zwiększyć na tyle, że przeguby plastyczne powstaną w węzłach. W konsekwencji, może wtedy wystąpić nieoczekiwane, przedwczesne, kruche zniszczenie węzła.

Zwiększenie wytrzymałości materiału można oszacować na podstawie zalecenia Eurokodu 8 (EN 1998-1, 2004), rozdział 6.5.5: $f_{ov} = 1{,}1 \times \gamma_{ov} \times f_y$ gdzie f_{ov} to zwiększona wytrzymałość materiału, 1,1 to mnożnik uwzględniający efekt wzmocnienie stali, γ_{ov} to współczynnik zwiększonej wytrzymałości (zalecana wartość = 1,25, ale może być ustalona bardziej dokładnie na podstawie Tablicy 2 zaproponowanej w prEN 1998, w nowej wersji Eurokodu 8 (prEN 1998-1-2, 2019)), a f_y to nominalna granica plastyczności stali. Ze względu na efekty zwiększonej wytrzymałości stali, nośność węzła (patrz Rozdział 2.2.1) powinna być co najmniej 1,38 razy większa niż nośność najsłabszego z połączonych prętów. W przeciwnym razie, węzły mogą stać się najsłabszymi elementami konstrukcyjnymi i wówczas powinny posiadać minimalną odkształcalność, wymaganą dla połączeń o częściowej nośności.

Tablica 2. Rekomendowane wartości współczynnika γ_{ov} (prEN 1998-1-2, 2019)

Gatunek stali	$\boldsymbol{\gamma_{ov}}$
S235	1,45
S275	1,35
S355	1,25
S460	1,2

Wstępne wymaganie dotyczące ciągliwości

Podsumowując, jako „dobrą praktykę”, w celu zapewnienia konstrukcji możliwości przystosowania się do wyjątkowych zdarzeń, zaleca się zawsze projektować wszystkie węzły konstrukcyjne w stanie ULS

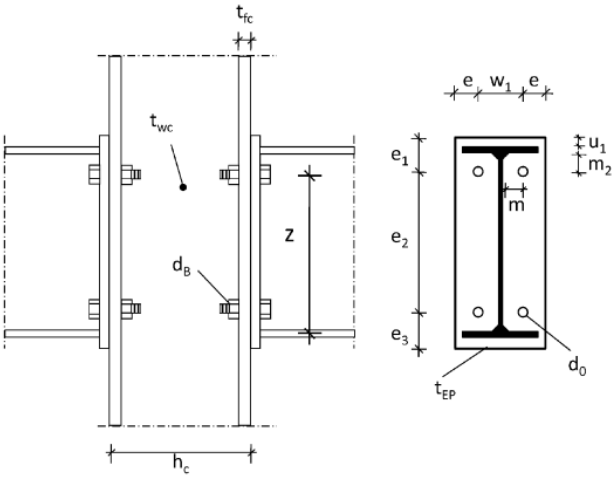
w taki sposób, aby przeguby plastyczne mogły formować się i posiadać zdolność do obrotu, czyli tak, jak miałoby to miejsce w przypadku zastosowania w ULS plastycznej analizy konstrukcji.

Jedyny wyjątek od tej zasady dotyczy „węzłów z over-strength effects". Należy jednak podkreślić, że zwiększona nośność węzłów powinna być zapewniona nie tylko w przypadku działania momentu zginającego, ale także wszystkich sił wewnętrznych występujących w węzłach wskutek zdarzenia wyjątkowego, na przykład sił podłużnych w elementach powiązanych stężeniami.

2.2.3.2 *Zalecenia szczegółowe dla stalowych i zespolonych węzłów o niepełnej nośności rozpatrywanych w ULS*

W publikacji (Rölle, 2013) przedstawiono, przyjazną dla użytkownika, alternatywę bezpośredniego wykorzystania modelu składnikowego proponowanego w EN 1993-1-8. Dotyczy ona oceny nośności na zginanie połączeń śrubowych z blachą czołową, patrz Rysunek 5. Metoda zakłada, że w przeważającej mierze o nośności węzła na zginanie decyduje iloczyn nośności śrub na rozciąganie i odpowiedniego ramienia dźwigni, podczas gdy inne czynniki mające wpływ na nośność na zginanie są uwzględnione pośrednio przez zastosowanie współczynnika korygującego, patrz Załącznik A.3.1. Procedura projektowa ma na celu osiągnięcie, z wykorzystaniem pewnych kryteriów konstrukcyjnych, optymalnego mechanizmu zniszczenia węzła „2", łączącego wystarczającą ciągliwość i satysfakcjonującą, nie za niską nośność, jak miałoby to miejsce w przypadku mechanizmu zniszczenia ,,1". Zasadność tego ostatniego podejścia została wykazana w badaniach eksperymentalnych przeprowadzonych na próbkach wykonanych ze stali gatunku do S355.

Oprócz ogólnych zaleceń dotyczących ciągliwości dla wszystkich węzłów, o których mowa w rozdziale 2.2.3.1, sformułowano szczegółowe zalecenia podane w Tablicy 3, dla węzłów półsztywnych o znacznej ciągliwości, w których powinny tworzyć się przeguby plastyczne, patrz również (Vogel et al., 2014). W szczególności należy zapewnić pewną odległość śruby od kształtowniku (patrz m i m_1 lub m_x na Rysunku 5), ponieważ udowodniono, że ma to znaczny wpływ na ciągliwość (Rölle, 2013). Jeżeli spełnione będą wszystkie sześć kryteriów z Tablicy 3, można osiągnąć całkowite obroty węzła o wielkości od 80 do 180 mrad, wskutek dominacji składnika ,,blacha czołowa podana zginaniu".



Rysunek 5. Istotne parametry geometryczne węzła z blachami czołowymi

Tablica 3. Konstrukcyjne kryteria projektowania wysoce ciągliwych stalowych węzłów belka-słup z blachą czołową

Nazwa parametru	Symbol parametru	Kryteria
Stosunek grubości blachy czołowej do średnicy śruby	t_{EP}/d_B	$< 0{,}65$
Granica plastyczności stali konstrukcyjnej	f_y	$\leq S355$
Klasa śrub	f_{uB}	$\geq 8{,}8$
Odległość pozioma śrub (mm)	m	$\geq 3{,}0 d_B$
Odległość pionowa śrub (mm)	$m_2 (m_x)$	$\geq 2{,}5 d_B$
Wysokość belki (mm)	h_b	≤ 500
W tej tablicy kryteria są powiązane z określonym zakresem gatunków stali, dla których były dostępne badania, ale nie należy wnioskować, że wyższe gatunki stali nie pozwalają na uzyskanie wysokiej ciągliwości.		

2.2.3.3 *Zalecenie szczegółowe dla stalowych węzłów doczołowych o pełnej i niepełnej nośności, poddanych oddziaływaniom sejsmicznym w stanach ULS*

W stalowych ramach, projektowanych na momenty zginające, końce belek pełnią zazwyczaj funkcję stref dyssypacyjnych (rozpraszających energię), a połączenia belek ze słupami są zaprojektowane tak, aby przenosić siły wewnętrzne wynikające z tworzenia się przegubów plastycznych na końcach belek. Jednak przy projektowaniu prętów poza strefą dyssypacji energii, należy wziąć pod uwagę możliwe efekty zwiększonej wytrzymałości i wzmocnienia materiału, występującego w strefach dyssypacji.

Dopuszcza się stosowanie węzłów półsztywnych jako stref rozpraszających energię, ale w tym przypadku ciągliwość i zdolność rozpraszania energii w węzłach należy wykazać za pomocą badań eksperymentalnych, zgodnie z obowiązującą normą projektową.

Z tego powodu zrealizowano europejski projekt RFCS o nazwie EQUALJOINTS, w którym udział brali partnerzy akademiccy i przemysłowi, którego celem było zbadanie i wstępna kwalifikacja trzech typów połączeń śrubowych, powszechnie stosowanych w praktyce europejskiej.

W rezultacie opracowano przewodnik projektowy, oprogramowanie i aplikację na urządzenia mobilne, które zostały przetłumaczone na 12 języków europejskich, przenosząc wyniki projektu badawczego EQUALJOINTS bezpośrednio do praktyki inżynierskiej. Te narzędzia projektowe są udostępnione bezpłatnie na stronie internetowej Europejskiej Konwencji Konstrukcji Stalowych (ECCS - https://www.steelconstruct.com/eu-projects/equaljoints/). Zalecenia te zostaną wdrożone w nowej, przygotowywanej wersji Eurokodu 8.

2.2.3.4 *Ocena plastycznej zdolności do obrotu węzłów w stanie ULS*

Ogólne i szczegółowe podejścia do jednoznacznego określenia plastycznej zdolności do obrotu węzłów stalowych i zespolonych przedstawiono w Załączniku A.4.

2.2.3.5 *Podsumowanie wniosków związanych z projektowaniem węzła w sytuacji* wyjątkowej

Wymagania dotyczące nośności i ciągliwości, jakie mają wykazywać węzły, mogą znacznie różnić się w zależności od konstrukcji węzła i procedury projektowania stosowanej w celu zmniejszenia ryzyka postępującej katastrofy. Wymagania te zostaną określone dla każdej strategii projektowej w Rozdziałach 4 i 5.

Wymagane jest projektowanie wszystkich połączeń konstrukcyjnych w stanie granicznym nośności (ULS) tak, aby możliwe było tworzenie się przegubów (jest to domyślne dla połączeń przegubowych) i był zapewniony ich odpowiedni obrót.

Wymagania do osiągnięcia tego celu podano w rozdziale poświęconym węzłom przegubowym, o niepełnej i pełnej nośności. Wyrażają się one:

- w ogólnych warunkach, dla wszystkich węzłów stalowych i zespolonych (Rozdział 2.2.3.1);
- w postaci uproszczonych podejść do projektowania węzłów o niepełnej nośności w przypadku połączeń z blachą czołową (Rozdział 2.2.3.2);
- w postaci procedury wstępnej kwalifikacji węzłów stalowych o niepełnej i pełnej nośności połączeń z blachą czołową, w konstrukcjach narażonych na trzęsienia ziemi (Rozdział 2.2.3.3).

Odniesienie do procedury oceny osiągnięcia plastycznej zdolności do obrotu stalowych i zespolonych węzłów znajduje się w Rozdziale 2.2.3.4.

3 Klasy konsekwencji

Konstrukcje budowlane są przyporządkowane do klas konsekwencji na podstawie oceny skutków zniszczeń, których miarą jest utrata życia lub zranienia ludzi, oraz straty ekonomiczne, społeczne lub środowiskowe. Taka klasyfikacja jest uważana za uproszczenie złożonego systemu opartego na ryzyku, związanego między innymi z rodzajem budynku, jego wysokością, sposobem użytkowania, postrzeganiem społecznym, rodzajem obciążenia, typem konstrukcji, materiałem konstrukcyjnym. W normach EN 1990 i EN 1991-1-7 (Rozdział 3.4) zidentyfikowano trzy klasy konsekwencji. Jednak w Załączniku A do normy EN 1991-1-7, w Tablicy A.1, klasa konsekwencji 2 jest podzielona na CC2a (grupa niższego ryzyka) i CC2b (grupa wyższego ryzyka), przy czym pozostałe klasy to CC1 (niskie konsekwencje zniszczenia) i CC3 (duże konsekwencje), jak to podsumowano w Tablicy 4. Warto wspomnieć, że Załącznika A jest uważany za informacyjny, a nie normatywny tzn., że nie ma obowiązku przestrzegania przedstawionych wytycznych. Decyzja związana z rekomendacją odnośnie do stosowania Załącznika A należy do poszczególnych krajów. Więcej praktycznych wskazówek związanych z klasyfikacją budynków pod kątem odporności można znaleźć również w publikacji (Way, 2011). Z drugiej strony, obecna robocza wersja normy EN 1990 (prEN 1990, 2019) dodaje dwie kolejne klasy konsekwencji, CC0 i CC4. Uważa się, że CC4 dotyczy skrajnego ryzyka utraty życia ludzkiego lub obrażeń ciała oraz znaczne ryzyko strat gospodarczych, społecznych lub środowiskowych. Postanowienia zawarte w Eurokodach nie obejmują zasad projektowania potrzebnych dla konstrukcji klasyfikowanych jako CC4. W przypadku tych konstrukcji mogą być potrzebne dodatkowe przepisy uzupełniające te, zawarte w Eurokodach. Z drugiej strony, klasa CC0 charakteryzuje się najniższym ryzykiem i w tej sytuacji można zastosować Eurokody, albo przepisy alternatywne, a elementy inne niż konstrukcyjne można sklasyfikować jako CC0. Postanowienia zamieszczone w Eurokodach obejmują głównie zasady projektowania dla konstrukcji klasyfikowanych od CC1 do CC3. Dodatkowo, wersja robocza normy EN 1990 umożliwia podział klas konsekwencji od CC1 do CC3 na podklasy wyższego i niższego ryzyka w innych Eurokodach.

W niektórych przypadkach, praktykujący inżynierowie mogą napotkać trudności, jeśli konstrukcje budowlane nie odpowiadają bezpośrednio opisom podanym w Tablicy 4. W takich przypadkach wymagana jest ocena inżynierska, a inżynier jest odpowiedzialny za zapewnienie braku zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. Niektóre z typowych przypadków są wymienione poniżej (więcej szczegółów w publikacji (Way, 2011)):

- Uwzględnienie antresoli w liczbie kondygnacji do klasyfikacji budynku będzie zależało od wielkości i wykorzystania takiej kondygnacji. Jako przybliżony przewodnik, SCI P391 (Way, 2011) zaleca uwzględnienie antresoli, jeśli jest ona większa niż 20% rzutu budynku, co może być zwiększone, gdy kondygnacja nie jest dostępna na co dzień.
- Zagospodarowane powierzchnie stropodachów należy liczyć w liczbie kondygnacji niezależnie od spadku dachu.
- Budynki o różnej liczbie kondygnacji, które mogą należeć do różnych klas konsekwencji, powinny być klasyfikowane w odniesieniu do najbardziej wymagającej klasy.
- Budynki o mieszanym przeznaczeniu, które należą do różnych klas konsekwencji, powinny być klasyfikowane w odniesieniu do najbardziej wymagającej klasy.
- Kondygnacje piwnic są zdefiniowane w taki sposób, że zewnętrzny poziom gruntu powinien znajdować się co najmniej 1,2 m powyżej górnej powierzchni podłogi piwnicy na minimum 50% rzutu budynku. Przy określaniu liczby kondygnacji można wykluczyć kondygnacje piwnic, pod warunkiem, że takie kondygnacje spełniają wymagania „Grupy wyższego ryzyka klasy konsekwencji 2b”. W przypadku klasy konsekwencji 3, stropy piwnic powinny spełniać wymagania dotyczące tej klasy.

- Kondygnację parteru można wyłączyć z ogólnej liczby kondygnacji do klasyfikacji budynku, jeśli wszystkie jej elementy konstrukcyjne wraz z połączeniami są zaprojektowane jako elementy kluczowe. W przypadku wykorzystania kondygnacji naziemnej jako parkingu, można ją wyłączyć z liczby kondygnacji, jeżeli spełnione są wszystkie poniższe warunki:
    - Parking jest wyłącznie dla użytkowników budynku.
    - Kondygnacja parteru nie może być dostępna ani posiadać statusu drogi publicznej.
    - Wszystkie elementy konstrukcyjne kondygnacji parteru oraz ich połączenia zaprojektowano jako elementy kluczowe.
- W przypadku budynków, które podlegają zmianom, przebudowie lub rozbudowie skutkującej zmianą klasy konsekwencji, budynek należy zaliczyć do klasy najbardziej wymagającej.

Tablica 4. Przyporządkowanie klas konsekwencji w obowiązującej normie EN 1990 - Załącznik B i EN 1991-1-7 - Załącznik A

Klasa konsekwencji (CC)	**Opis**	**Przykłady przyporządkowania rodzaju budynku i sposobu użytkowania**
1	Niskie zagrożenie życia ludzkiego lub małe lub nieznaczne konsekwencje społeczne, ekonomiczne i środowiskowe	Domy prywatne nie przekraczające 4 kondygnacji. Budynki rolnicze, w których ludzie zazwyczaj nie przebywają (np. budynki magazynowe), szklarnie. Budynki, w których ludzie przebywają rzadko, pod warunkiem, że żadna część budynku nie jest bliżej innego budynku niż w odległości równej 1 ½ - krotnej wysokości budynku.
2a (Grupa niższego ryzyka)	Przeciętne zagrożenie życia ludzkiego lub małe lub znaczne konsekwencje społeczne, ekonomiczne i środowiskowe	5-kondygnacyjne domy prywatne. Hotele, apartamenty, biura nieprzekraczające 4 kondygnacji. Budynki przemysłowe nieprzekraczające 3 kondygnacji. Obiekty sprzedaży detalicznej nieprzekraczające 3 kondygnacji o powierzchni podłogi mniejszej niż 1 000 m^2 na każdej kondygnacji. Jednokondygnacyjne budynki oświatowe. Wszystkie budynki z dostępem publicznym, nieprzekraczające dwóch kondygnacji, które mają powierzchnię podłogi nieprzekraczającą 2 000 m^2 na każdej kondygnacji.
2b (Grupa wyższego ryzyka)		Hotele, apartamenty, biura wyższe niż 4-kondygnacyjne, ale nieprzekraczające 15 kondygnacji. Budynki oświatowe wyższe niż jednokondygnacyjne, ale nieprzekraczające 15 kondygnacji. Obiektu sprzedaży detalicznej wyższe niż 3-kondygnacyjne, ale nieprzekraczające 15 kondygnacji. Szpitale, nieprzekraczające 3 kondygnacji. Biura wyższe niż 4-kondygnacyjne, ale nieprzekraczające 15 kondygnacji. Wszystkie budynki z dostępem publicznym, które mają powierzchnię podłogi przekraczającą 2 000 m^2, ale nie większą niż 5 000 m^2 na każdej kondygnacji. Parkingi samochodowe nieprzekraczające 6 kondygnacji.
3	Wysokie zagrożenie życia ludzkiego lub bardzo duże konsekwencje społeczne, ekonomiczne i środowiskowe	Wszystkie budynki zdefiniowane wyżej jako klasy konsekwencji 2 niższego i wyższego ryzyka, które przekraczają ograniczenia powierzchni i liczby kondygnacji. Wszystkie budynki, do których ma dostęp znaczna liczba osób (np. hale koncertowe, trybuny, itp.) Stadiony mieszczące więcej niż 5 000 widzów. Budynki, w których przechowuje się niebezpieczne substancje lub prowadzi niebezpieczne procesy.
Uwaga: Tablica nie jest kompletna i można ją rozbudować.		

4 Określone zagrożenia

4.1 Wprowadzenie

Projektowanie konstrukcji budowlanych na odporność można przeprowadzić biorąc pod uwagę bezpośrednie skutki ekstremalnego oddziaływania lub określony zakres uszkodzeń spowodowanych nieznanym/nieprzewidzianym zdarzeniem. Oczywiście metody z pierwszej kategorii wymagają identyfikacji zagrożenia i zdefiniowania oddziaływania. Typowymi przykładami są pożar, eksplozja lub uderzenie. W przypadku niektórych działań, poziom zagrożenia można zmniejszyć lub nawet wyeliminować, za pomocą środków niekonstrukcyjnych lub innych, np. czynnej ochrony przeciwpożarowej – tryskaczy, otworów wentylacyjnych na wypadek eksplozji gazu, zabezpieczenia konstrukcji przed uderzeniem za pomocą słupków drogowych, czy zachowania odpowiednich odległości od miejsca potencjalnej eksplozji. Ponadto, w niektórych przypadkach można dopuścić do rozwoju zlokalizowanych uszkodzeń, ale nie w stopniu nieproporcjonalnym do pierwotnej przyczyny. Niektóre działania wyjątkowe są szczegółowo omówione w Eurokodach:

- Trzęsienie ziemi: projektowanie konstrukcji narażonych na trzęsienie ziemi jest objęte specjalnym Eurokodem, EN 1998;
- Pożar: projektowanie konstrukcji narażonych na działanie pożaru jest omówione w Części 1-2 każdego Eurokodu związanego z danym materiałem konstrukcyjnym.

Jednak w pewnych okolicznościach, oddziaływania mogą przekraczać warunki uwzględnione w normach, na przykład w scenariuszach obciążenia kaskadowego, np. trzęsienie ziemi następujące po trzęsieniu ziemi, pożar po trzęsieniu ziemi lub pożar po eksplozji.

Skutki określonych oddziaływań na konstrukcję należy rozważyć z uwzględnieniem odpowiednich metod analizy, które zależą od kategorii bezpieczeństwa lub klasy konsekwencji (EN 1991-1-7):

- Klasa konsekwencji 1: brak bezpośredniego uwzględnienia oddziaływań wyjątkowych
- Klasa konsekwencji 2: w zależności od określonych warunków, w których znajduje się konstrukcja: uproszczona analiza z wykorzystaniem statycznych modeli obciążeń zastępczych dla określonych obciążeń wyjątkowych i/lub zastosowanie normatywnych zasad projektowania/zaleceń konstrukcyjnych
- Klasa konsekwencji 3: szczegółowe analizy scenariuszy zdarzeń wyjątkowych, z wykorzystaniem analiz dynamicznych i jeśli to konieczne analiz nieliniowych.

W następnym podrozdziale omówiono projektowanie ze względu na następujące, określone oddziaływania wyjątkowe:

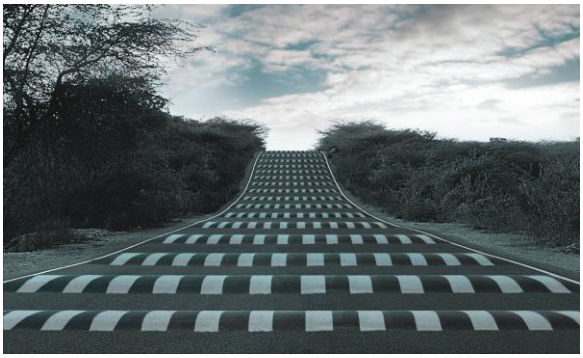
- Uderzenie pojazdów drogowych (Rozdział 4.2)
- Eksplozje zewnętrzne (Rozdział 4.3.2)
- Wewnętrzne eksplozje gazu ziemnego (Rozdział 4.3.3)
- Pożar (Rozdział 4.4)
- Trzęsienie ziemi (Rozdział 4.5).

4.2 Uderzenie

4.2.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia

Zagrożenie wynikające z uderzenia jest zwykle związane z incydentem z udziałem pojazdów. Konsekwencje uderzenia pojazdu silnie zależą od masy, prędkości i kierunku pojazdu w stosunku do budynku. Środki zapobiegawcze są skoncentrowane na spowolnieniu pojazdu i ograniczeniu

dostępu do budynku. Można to osiągnąć poprzez odpowiednie zaprojektowanie dróg dojazdowych, które nie pozwalają na bezpośredni dostęp dużych samochodów do budynku i ograniczają prędkość pojazdów. Istnieją również różne urządzenia, począwszy od progów zwalniających na drodze, poprzez automatyczne blokady i bariery bezpieczeństwa, jak pokazano na Rysunkach 6 do 9.



Rysunek 6. Progi zwalniające na podjeździe wzniesienia

Rysunek 7. Progi zwalniające na parkingu

Rysunek 8. Automatyczna blokada i bariera drogowa

Rysunek 9. Hydrauliczne blokady bezpieczeństwa dróg

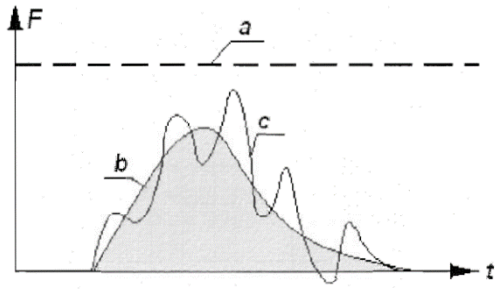
4.2.2 Projektowanie bezpośrednie na wystarczającą odporność

Oddziaływania jakimi są uderzenia, omówiono w Rozdziale 4 normy EN 1991-1-7 (2006). Norma ta uwzględnia kilka różnych sytuacji, w których może wystąpić uderzenie. Niezależnie od sytuacji, uderzenie zawsze obejmuje interakcję pomiędzy obiektem kolidującym (źródłem uderzenia) a obiektem uderzonym (np. słupem budynku).

W zależności od klasy konsekwencji konstrukcji dozwolone są następujące uproszczenia (patrz Rysunek 10):

- W przypadku konstrukcji o niskiej i/lub średniej klasie konsekwencji (do CC2 — patrz Rozdział 3), wystarczy analiza statyczna, taka jak równoważne podejście statyczne zgodnie z normą EN 1991-1-7, jak opisano w Rozdziale 4.2.2.1.
- W przypadku konstrukcji o wysokiej klasie konsekwencji (CC3 - patrz Rozdział 3) wymagana jest analiza dynamiczna. Analiza ta może być uproszczoną (EN 1991-1-7) lub pełną analizą dynamiczną – patrz odpowiednio Rozdziały 4.2.2.2 i 4.2.2.3.

Przy zastosowaniu równoważnego podejścia statycznego według EN 1991-1-7, obiekt uderzony jest zawsze uważany za sztywny, tj. obiekt uderzający pochłania całą energię uderzenia (uderzenie twarde), co jest podejściem zachowawczym. Jednak w przypadku stosowania analiz dynamicznych dozwolone są zarówno uderzenia twarde, jak i miękkie. W uderzeniu miękkim bierze się pod uwagę zdolność przedmiotu uderzonego do rozpraszania energii uderzenia.



Key :
a : equivalent static force
b : dynamic force
c : structural response

Rysunek 10. Reprezentacja obciążenia uderzeniowego(EN 1991-1-7, 2006) (a: zastępcza siła statyczna, b: siła dynamiczna, c: reakcja konstrukcji)

4.2.2.1 *Równoważne podejście statyczne*

W tym podejściu obciążenie uderzeniowe zastępuje się równoważną siłą statyczną F uwzględniającą wpływ obciążenia na konstrukcję. Dla wszystkich rodzajów uderzeń, o których mowa w Rozdziale 4 normy EN 1991-1-7, podano wartości statycznych sił równoważnych, dla różnych typów pojazdów (samochody, ciężarówki, pociągi, statki, itp.) wraz z objaśnieniami, jak je przyłożono do konstrukcji.

Najczęstszą sytuacją w budynkach jest uderzenie pojazdu w jeden ze słupów nośnych. Zastosowanie tego podejścia pokazano na Rysunku 11. Położenie (wysokość *h* i powierzchnia *a*) siły na słupie zależy od typu pojazdu (samochód osobowy lub ciężarówka), natomiast wielkość siły F jest zależna od rodzaju drogi, po której porusza się pojazd (tj. maksymalnej prędkości, jaką może osiągnąć).

Uderzony element (i otaczającą go konstrukcję) należy sprawdzić, gdy jest poddany równoważnej sile statycznej F oraz innym stałym i zmiennym obciążeniom, z uwzględnieniem wyjątkowej kombinacji obciążeń. W przypadku takiego elementu należy sprawdzić stany ULS, bez ograniczeń w wielkości deformacji.

Rysunek 11. Siła zderzenia w konstrukcje podporowe mostów i konstrukcje wsporcze budynków w sąsiedztwie pasm ruchu (Eurokod 1, 2006)

4.2.2.2 *Uproszczone podejście dynamiczne*

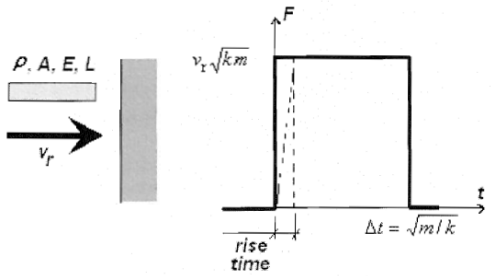
Podejście to można znaleźć w Załączniku C normy EN 1991-1-7 i może być ogólnie opisane za pomocą modelu przedstawionego na Rysunku 12. Ocena siły uderzenia F zależy od rodzaju uderzenia (uderzenie miękkie lub twarde):

- W przypadku twardego lub miękkiego uderzenia, w którym odpowiednio uderzający lub uderzony obiekt odkształca się liniowo, może być zastosowane równanie (2), gdzie *k* to sztywność uderzającego obiektu (uderzenie twarde) lub uderzanego obiektu (uderzenie miękkie); v_r to prędkość uderzenia, a *m* to masa uderzającego obiektu.

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m} \tag{2}$$

- W przypadku miękkiego uderzenia, gdy energia uderzenia jest pochłaniana przez odkształcenia plastyczne, wymagane jest, aby ciągliwość konstrukcji była wystarczająca do zaabsorbowania całkowitej energii kinetycznej $½mv_r^2$ uderzającego obiektu. Zakładając sztywną odpowiedź plastyczną konstrukcji, wymaganie to jest spełnione, jeśli jest spełniony warunek podany w zależności (3), gdzie F_0 to nośność plastyczna konstrukcji, a y_0 to jej zdolność do deformacji.

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \le F_0 y_0 \tag{3}$$



Rysunek 12. Model uderzenia (EN 1991-1-7, 2006)

W przypadku określonego uderzenia pojazdu w element nośny konstrukcji, norma EN 1991-1-7 sugeruje pewne wartości parametrów wpływających na siłę uderzenia, takich jak masa, prędkość, plastyczna nośność F_0, opóźnienie pojazdu, itp., w zależności od typu pojazdu i rodzaju drogi. W Załączniku informacyjnym do normy EN 1991-1-7 ten przypadek wyjaśniono bardziej szczegółowo.

4.2.2.3 *Podejście w pełni dynamiczne*

W pełnej analizie dynamicznej projektant może wybrać pomiędzy analizami, w których uderzenie jest modelowane bezpośrednio, lub poprzez analizę alternatywnych ścieżek obciążenia (lub analizę utraty słupa), gdzie oddziaływanie nie jest modelowane wprost, ale symulowane są jego konsekwencje, tj. utrata słupa. W praktyce to drugie podejście jest bardziej atrakcyjne, ponieważ może zapewnić dobre oszacowanie odporności konstrukcji, bez stosowania złożonej analizy i modelowania oddziaływań uderzeniowych.

W ramach analizy alternatywnej ścieżki obciążenia jest rozważanych kilka opcji, różniących się poziomem złożoności (liniowe/nieliniowe, statyczne/dynamiczne itp.). Wytyczne projektowe do ich zastosowania są opisane w Rozdziale 5. Jednak niektóre parametry są podkreślone tutaj, jako ważne dla poprawnego oszacowania odporności konstrukcji poddanej uderzeniu poprzez analizę alternatywnej ścieżki obciążenia. Są to:

- Efekty dynamiczne, które mogą być brane pod uwagę poprzez ocenę czasu usunięcia słupa lub utraty innego elementu nośnego. Na przykład można postępować zgodnie z sugestiami GSA (GSA, 2003).
- Wpływ szybkości odkształceń spowodowanych oddziaływaniami na konstytutywne prawa materiałów tworzących konstrukcję, które można łatwo ocenić za pomocą parametru *DIF*. W przypadku obciążeń udarowych, wywołujących zwykle szybkość przyrostu odkształcenia od 10^{-1} do 10, współczynnik DIF stosowany do granicy proporcjonalności stali waha się od 1,1 do 1,3. W przypadku właściwości mechanicznych śrub można rozsądnie przyjąć współczynnik DIF

równy 1,1. W literaturze dostępnych jest również wiele modeli, które dokładniej wyjaśniają to zjawisko, na przykład model Johnsona-Cook'a (Johnson and Cook, 1983).

4.3 Eksplozja

Eksplozja to niezwykle gwałtowne uwolnienie energii w postaci fali ciśnienia, ciepła, dźwięku i światła (Hall, 2017). Efektem eksplozji może być również uderzenie pierwotnymi i/lub wtórnymi odłamkami. Mimo że wszystkie te czynniki mogą oddziaływać na budynki i osoby w nich przebywające na różne sposoby, niniejszy rozdział ogranicza się głównie do odpowiedzi konstrukcji na obciążenie ciśnieniem (falą uderzeniową). Nie podano wytycznych dotyczących uwzględnienia oddziaływania termicznego lub uderzenia odłamkami, nawet jeśli w niektórych przypadkach ich skutki mogą być znaczące.

Materiały wybuchowe mogą być ciałami stałymi, gazami, parami lub pyłami. W zależności od rodzaju materiału wybuchowego i warunków lokalnych, eksplozja może przebiegać jako deflagracja (rodzaj stosunkowo powolnego rozkładu materiałów wybuchowych, który rozprzestrzenia się z prędkością znacznie mniejszą niż prędkość dźwięku w tym materiale) lub jako detonacja (gwałtowne rozchodzenie się fali uderzeniowej z prędkością ponaddźwiękową albo hiperdźwiękową). Więcej informacji można znaleźć w (Demonceau et al., 2021).

Zazwyczaj budynki nie są projektowane z myślą o obciążeniach generowanych przez eksplozje. Wyjątek stanowią obiekty odporne na takie działania (np. budynki odporne na eksplozje) lub budynki, w których gaz jest spalany lub magazynowany czy dystrybuowany. Na skutek eksplozji budynki poddawane są tak ekstremalnym obciążeniom, że mogą doznać rozległych uszkodzeń (Ellingwood et al., 2007; Somes, 1973; Burnett, 1975a; EN 1991-1-7, 2006). Należy przewidzieć możliwość uszkodzenia podstawowych elementów konstrukcyjnych i podjąć środki w celu ograniczenia skutków uszkodzeń, na przykład poprzez takie zaprojektowanie obiektu, aby zapobiegać jego zawaleniu się po utracie np. słupa (CSA, 2012). Poniżej przedstawiono informacje na temat głównych cech eksplozji i możliwych podejść projektowych. Podano również środki mające na celu zmniejszenie zagrożenia lub zapobieganie eksplozji.

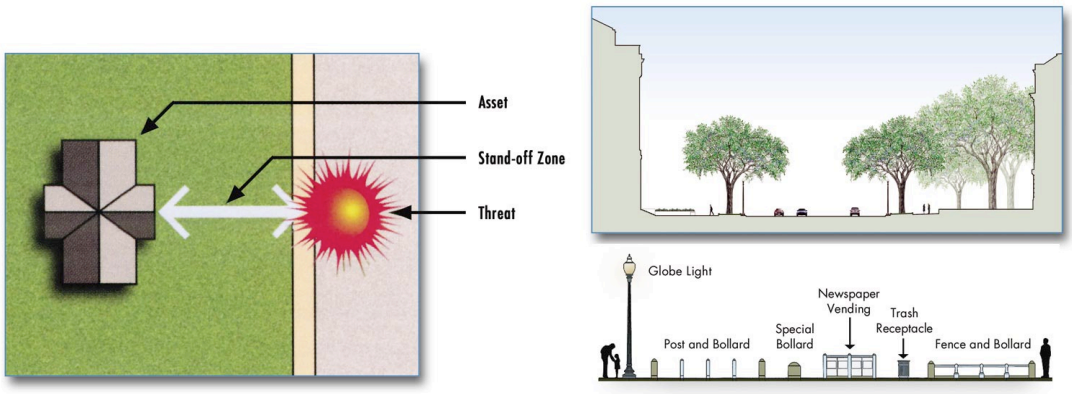
4.3.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia

4.3.1.1 *Eksplozja zewnętrzna*

Istnieje kilka dostępnych metod redukcji lub eliminacji zewnętrznego zagrożenia eksplozją, bez ingerencji w ustroje konstrukcyjne. Ciśnienie eksplozji zmniejsza się znacząco wraz ze wzrostem odległości od centrum eksplozji, dlatego też maksymalizacja odległości od miejsca eksplozji zmniejsza skutki eksplozji (Rysunek 13a). W przypadku przestrzeni publicznych, gdzie nie jest możliwe zachowanie zalecanej minimalnej odległości od potencjalnego centrum eksplozji, jej skutki mogą ograniczać pewnego rodzaju przeszkody, np. drzewa lub obiekty małej architektury miejskiej, jak pokazano na Rysunku 13b. Dla obszarów o podwyższonym ryzyku można zbudować ścianę odporną na eksplozję, która jest barierą chroniącą konstrukcję przed skutkami eksplozji. Jej głównym celem jest powstrzymanie energii eksplozji przed dotarciem do konstrukcji. W ten sposób konstrukcja budynku jest chroniona przed trwałymi uszkodzeniami i zachowuje nośność.

Wybór kształtu budynku i rodzaju materiałów z jakich go wykonano może również złagodzić skutki eksplozji. Aby ograniczyć ilość odłamków, należy unikać lub zminimalizować liczbę elementów niekonstrukcyjnych przymocowanych do zewnętrznej części budynku - elewacji. Jeżeli konieczne jest zastosowanie elementów niekonstrukcyjnych na zewnątrz budynku, powinny być one zaprojektowane z lekkich materiałów. Połączenia tych elementów z konstrukcją należy zaprojektować tak, aby wytrzymały obciążenie ciśnieniem fali uderzeniowej. Okna są najbardziej narażoną na uszkodzenia częścią budynku. Odłamki z nich powstałe powodują poważne obrażenia. W zależności od poziomu zagrożenia, należy

stosować odpowiedni rodzaj oszklenia, a także ograniczyć powierzchnię okien na odsłoniętych elewacjach. Stwierdzono, że kształty i wymiary budynku mają znaczący wpływ na obliczeniowe obciążenie eksplozją. Przekrój kwadratowy (budynek na rzucie kwadratu) skutkuje wyższym szczytowym ciśnieniem uderzenia w porównaniu z przekrojem prostokątnym (zwłaszcza o znacznej wartości stosunku długości boku dłuższego do krótszego). W przypadku konstrukcji o kształcie okrągłym, najwyższe szczytowe ciśnienie uderzeniowe jest obserwowane w punkcie, który znajduje się najbliżej miejsca eksplozji. Ciśnienie to maleje wraz z oddalaniem się od środka eksplozji. Zaobserwowano ponadto, że elewacja o kształcie łukowym zachowuje się lepiej niż płaska. Tak więc, poprzez zmianę formy budynku, czyli odpowiedniego kształtu, można zminimalizować obliczeniowe obciążenie eksplozją z jednoczesnym zapewnieniem wymaganej powierzchni użytkowej.



a) *b)*

Rysunek 13. Łagodzenie skutków eksplozji: a) koncepcja odległości oddalenia; b) elementy bezpieczeństwa krajobrazu ulicy (FEMA426)

4.3.1.2 *Eksplozja gazu w pomieszczeniach*

Wnioski wyciągnięte z wcześniejszych katastrof pokazują, że zapobieganie eksplozjom gazów jedynie poprzez zmniejszenie prawdopodobieństwa przypadkowego uwolnienia i zapłonu jest niewystarczające. Odpowiednie podejście na etapie projektowania obiektu eliminuje, bądź ogranicza skutki eksplozji (Bjerketvedt et al., 1997a). Główne zalecenia są następujące:

- Od początku pracy nad projektem należy brać pod uwagę zagrożenie eksplozją gazu. To właśnie we wczesnej fazie projektu podejmowane są najważniejsze decyzje, takie jak lokalizacja różnych stref użytkowych, oddzielenie ich od siebie i ich ogólny rozkład, co ma wpływ na rozmieszczenie otworów upustowych – zmniejszających ciśnienie wewnętrzne w pomieszczeniu, powstałe na skutek eksplozji gazu.
- Budynki narażone na eksplozje wewnętrzne powinny mieć odpowiednio zaprojektowaną konstrukcję szkieletową. Ściany, jeśli to możliwe, powinny być ,,otwarte", tzn. z dużą liczbą otworów zapobiegających znacznemu wzrostowi ciśnienia wewnątrz budynku na skutek eksplozji. Otwory te można zabudować lekkimi panelami ściennymi, aby w razie eksplozji ułatwić wczesne złagodzenie eksplozji.
- Powierzchnie upustowe są ważne nie tylko pod względem wielkości, ale również lokalizacji. Tak więc, jeżeli w pobliżu punktu zapłonu znajduje się wystarczająca ilość odpowietrzników (patrz pierwszy podpunkt), prędkość podmuchu będzie niska, a turbulencje powstające za przeszkodami zostaną ograniczone.
- Jako ogólną zasadę należy przyjąć, że upusty podmuchu gazu powinno być skierowane do otwartych przestrzeni, z minimalną liczbą przeszkód/przegród wewnętrznych.

- Częściowa lub całkowita niedrożność otworu upustowego może powodować duży wzrost ciśnienia spowodowanego eksplozją wewnątrz pomieszczenia.

4.3.2 Eksplozja zewnętrzna

4.3.2.1 *Określenie obciążeń konstrukcyjnych od eksplozji*

W pierwszej kolejności definiuje się scenariusz eksplozji, w tym przewidywaną masę ładunku W, rodzaj eksplozji i odległość R od centrum eksplozji do budynku.

Kształtowanie się rozkładu ciśnienia w czasie, związane z falą uderzeniową, można przedstawić za pomocą wykresu pokazanego na Rysunku 14. Jeżeli nie są dostępne inne informacje, parametry dotyczące ładunku wybuchowego mogą być określone za pomocą wykresów przedstawionych na Rysunku 15, na których przedstawiono przeskalowaną odległość Z, która zależy od masy materiału wybuchowego W (w kg trotylu – TNT) i rzeczywistej odległości od środka eksplozji kulistej R (w m). Z wyjątkiem ciśnień i prędkości, wszystkie inne wartości na Rysunku 15 są przemnożone przez współczynnik skali $W^{1/3}$, aby uwzględnić rzeczywisty rozmiar ładunku.

Wykres zależności wartości ciśnienia od czasu trwania eksplozji (wykres ciśnienie - czas) dla ściany frontowej budynku wykonano przy uwzględnieniu następujących zależności:

$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r} \tag{4}$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}} \tag{5}$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r} \tag{6}$$

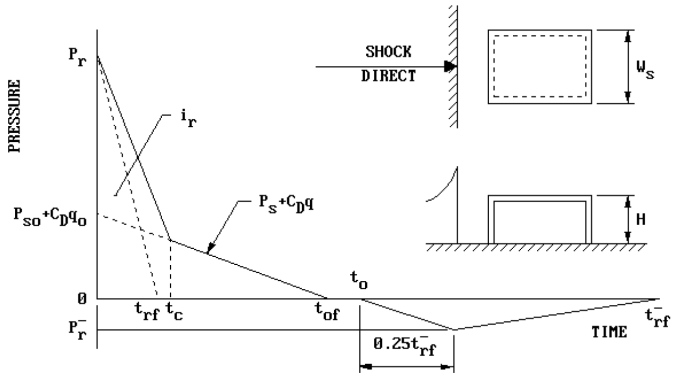
gdzie:

- t_c jest czasem rozchodzenia się fali uderzeniowej;
- t_{rf} jest umownym czasem trwania fali odbitej;
- S jest wartością mniejszą z: wysokości H budynku lub połowy szerokości W/2 ściany frontowej (prostopadłej do kierunku obciążenia falą uderzeniową);
- C_r jest prędkością dźwięku w ośrodku odbitym;
- R jest stosunkiem S/G, gdzie G jest wartością większą z: wysokości H budynku lub połowy szerokości W/2 ściany frontowej;
- t_{of} jest czasem umownym ($t_{of}<t_o$, gdzie t_0 jest rzeczywistym czasem trwania dodatniej fazy fali uderzeniowej);
- i_s jest wartością impulsu dodatniej fazy fali uderzeniowej;
- P_{so} jest wartością szczytową ciśnienia;
- i_r jest wartością całkowitą impulsu odbitego;
- P_r jest wartością szczytową ciśnienia odbitego.

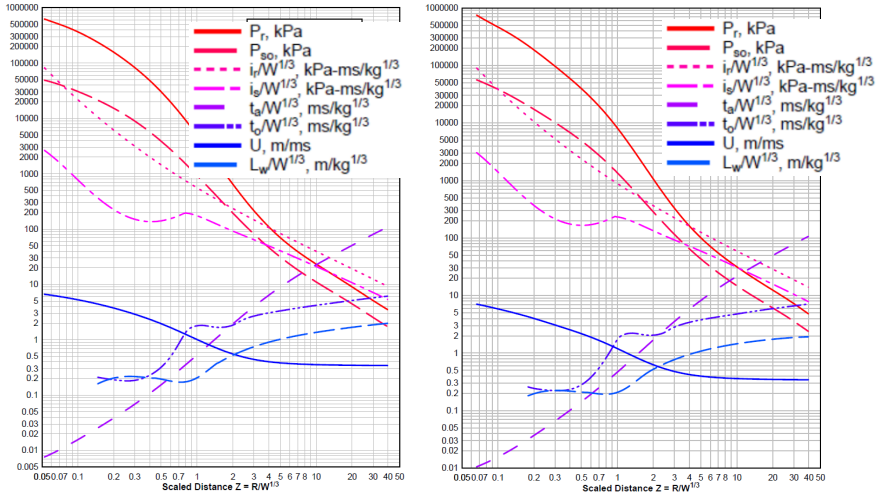
Wartość szczytowego ciśnienia dynamicznego q_o oblicza się na podstawie Rysunku 16. Parametr ten jest wymagany do obliczenia wartości $P_{so}+C_Dq_o$ (patrz Rysunek 14), która jest określona po przyjęciu wartości współczynnika C_D=1.

Uwaga: Dla dodatniej fazy ciśnienia odbitego konstruuje się i porównuje dwie krzywe P_r-t: jedną odpowiadającą warunkom powierzchni nieograniczonej i drugą określoną przy założeniu, że geometria ograniczonej powierzchni wpływa na wartość ciśnienia odbitego. Krzywą, która ma być użyta do wyznaczenia obciążenia konstrukcji jest ta, która daje najmniejszą wartość impulsu (JRC).

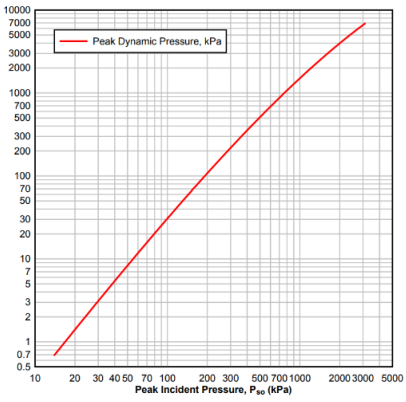
Obciążenia obliczone dla ściany frontowej budynku są stosowane w obliczeniach konstrukcyjnych, przy użyciu kombinacji obciążeń podanych w normie EN 1990 dla wyjątkowych sytuacji obliczeniowych. W zależności od stopnia skomplikowania geometrii budynku i klasy konsekwencji mogą być wymagane różne rodzaje analizy (np. równoważna analiza SDOF albo dynamiczna analiza nieliniowa), jak podano w kolejnych rozdziałach.



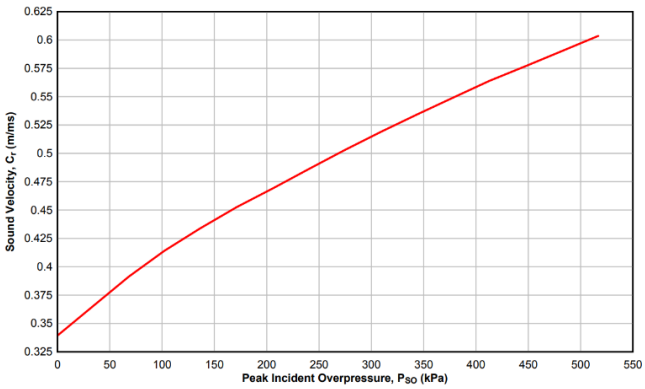
Rysunek 14. Ciśnienie działające na ścianę frontową



Rysunek 15. Parametry dodatniej fazy kulistej fali uderzeniowej ładunków trotylu pochodzących z eksplozji na swobodnym powietrzu (po lewej) i na powierzchni (po prawej) (zmodyfikowane z (DoD, 2008))



Rysunek 16. Zmienność szczytowego ciśnienia dynamicznego w zależności od szczytowego ciśnienia chwilowego (zmodyfikowano na podstawie (DoD, 2008))



Rysunek 17. Prędkość dźwięku w obszarze nadciśnienia odbitego (zmodyfikowano z (DoD, 2008))

4.3.2.2 *Analiza zastępczego modelu o pojedynczym stopniu swobody SDOF*

Eksplozje zewnętrzne są z definicji zdarzeniami dynamicznymi. W przypadku konstrukcji o prostych schematach statycznych i nieskomplikowanej geometrii, aby ocenić odpowiedź konstrukcji, można przeprowadzić analizę dynamiczną. Jednak w praktyce stosuje się obliczenia przybliżone, umożliwiające projektowanie konstrukcji z wystarczającą dokładnością, przy dużo mniejszym nakładzie pracy. Można to zrobić zastępując konstrukcję równoważnym układem o jednym stopniu swobody (SDOF), w którym rozkład masy, warunki brzegowe, nośność i historia obciążenia są wyidealizowane.

Aby zdefiniować równoważny układ o jednym stopniu swobody (SDOF), konieczne jest oszacowanie parametrów tego układu, a mianowicie: równoważnej masy m_E, równoważnej stałej sprężystości k_E oraz równoważnego obciążenia F_E. Dodatkowo należy wyznaczyć funkcję zmiany wartości obciążenia w czasie (funkcja time-load) F(t). Większość obciążeń wyjątkowych, w tym eksplozje, można opisać za pomocą jednej z następujących czterech funkcji obciążenia o ograniczonym czasie trwania t_d: nagle przyłożone obciążenie stałe, obciążenie trójkątne, symetryczne obciążenie trójkątne oraz siła skupiona o skończonym czasie narastania. W zależności od stosunku czasu trwania obciążenia t_o, do okresu drgań własnych układu, T_n, obciążenie eksplozją może być modelowane za pomocą trójkątnej funkcji czas-obciążenie (małe wartość t_o, duża wartość T_n) lub nagle przyłożonego obciążenia stałego (duża wartość t_o, mała wartość T_n). W większości przypadków, zaleca się, aby obciążenie eksplozją było modelowane przy użyciu trójkątnej funkcji czas-obciążenie.

Okres drgań własnych układu o jednym stopniu swobody (SDOF) można obliczyć korzystając z zależności:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E} \tag{7}$$

Równoważne wartości masy i obciążenia wyznacza się korzystając z następujących zależności:

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \tag{8}$$

$$K_m = \frac{m_E}{m} \tag{9}$$

gdzie:

- K_L to współczynnik obciążenia, F_E to równoważne obciążenie, F to całkowite obciążenie konstrukcji;
- K_M jest współczynnikiem masy, m_E jest równoważną masą, a m jest masą całkowitą elementu

W literaturze podawane są stabelaryzowane wartości tych współczynników dla różnych ustrojów konstrukcyjnych. Przykłady podano w Załączniku A.6. Na podstawie ich wartości, można przewidzieć odpowiedź układu SDOF w postaci maksymalnego przemieszczenia, a tym samym wymagań co do ciągliwości, stosując proste lub zaawansowane metody obliczeniowe w zależności od przyjętego sprężystego lub sprężysto-plastycznego modelu konstrukcji.

<u>Sprężyste układy SDOF</u>

Maksymalną wartość odpowiedzi układu o jednym stopniu swobody SDOF określa współczynnik obciążenia dynamicznego DLF, oraz maksymalny czas reakcji t_m, gdzie DLF wyznacza się według wzoru (10), zgodnie z Rysunkiem 152 z Załącznika A.6.2:

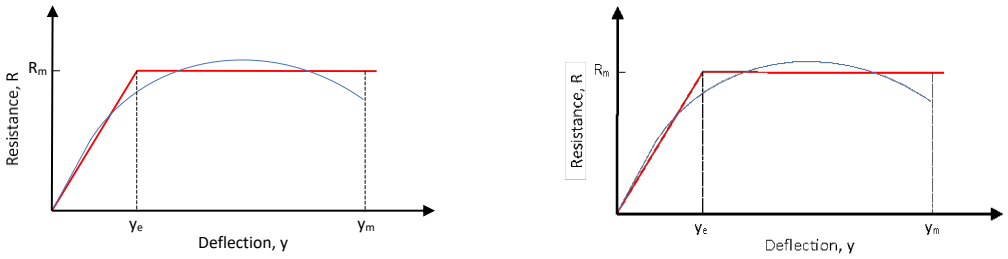
$$DLF = \frac{y_{max}}{y_{st}} \tag{10}$$

gdzie:

- y_{max} jest maksymalnym ugięciem od obciążenia dynamicznego;
- y_{st} jest ugięciem od obciążenia statycznego o szczytowej wartości F_m.

Sprężysto-plastyczne układy SDOF

Odpowiedź sprężysto-plastycznego układu SDOF określa się za pomocą nośności granicznej R_m i maksymalnego ugięcie y_m. Funkcje nośność - ugięcie (R-y) są przedstawiane w postaci wykresu dwuliniowego, który charakteryzują następujące parametry: sztywność sprężysta (k), ugięcie sprężyste (y_e), ugięcie maksymalne (y_m) oraz nośność graniczna R_m (patrz Rysunek 18).



Rysunek 18. Nośność jako funkcja ugięcia dla sprężysto-plastycznego układu SDOF

Wynik dla maksymalnego przemieszczenia przedstawiany jest w formie wykresu, jako rodzina krzywych R_m/F_m, i określa wymaganą ciągliwość μ, wyrażoną stosunkiem y_m/y_e, jako funkcję t_d/T_n, zgodnie z danymi tabelarycznymi podanymi w Załączniku A.6.

4.3.2.3 *Wykresy ciśnienie-impuls*

Podejście projektowe przedstawione w poprzednim rozdziale (4.3.2.2) uwzględnia wpływ nadciśnienia w celu opisania odpowiedzi elementu. Jednak w przypadku bardzo krótkich czasów trwania fazy dodatniej t_0 (w odniesieniu do okresu drgań własnych konstrukcji, T_n), odpowiedź konstrukcji jest zależna od impulsu (fali uderzeniowej), a nie od wartości maksymalnego ciśnienia fali. W związku z tym odpowiedź elementu można w pełni przedstawić za pomocą krzywej odpowiedzi zwanej wykresem ciśnienie-impuls (P-I). Wykresy P-I mogą być wykorzystywane do oceny funkcjonowania ustroju lub elementu konstrukcyjnego, pod warunkiem, że parametry użyte do wygenerowania wybranego wykresu P-I odpowiadają obciążeniu spowodowanemu eksplozją, mechanizmowi zniszczenia oraz charakterystyce dynamicznej rozpatrywanego ustroju konstrukcyjnego. Wykresy P-I mogą być generowane przy użyciu modeli SDOF, analizy numerycznej (FEM, AEM) lub mogą być dopasowane do odpowiednich danych eksperymentalnych. Ocena efektów następuje w następujących krokach:

- Najpierw definiuje się kształt wykresu obciążenia. Powinien on być dopasowany do rodzaju zagrożenia eksplozją.
- Następnie, przeprowadzana jest analiza SDOF (lub inne) do wyznaczenia odpowiedzi elementu w postaci kąta obrotu θ, oraz współczynnika ciągliwości μ, zdefiniowanego jako iloraz maksymalnego przemieszczenia pod wpływem rozpatrywanego obciążenia eksplozją i przemieszczenia sprężystego, tj. przemieszczenia występującego w przypadku, gdy w rozpatrywanym układzie tworzy się przegub plastyczny.
- Wyniki powyższych obliczeń porównywane są z wartościami granicznymi. Wartości dla całych budynków, poszczególnych elementów konstrukcyjnych lub okien, przedstawiono w literaturze, patrz Tablica 5.

- W zależności od poziomu uszkodzenia określonego w poprzednim kroku określany jest poziom ochrony (klasa konsekwencji) poprzez porównanie wyników z danymi przedstawionymi na Rysunku 19.

Tablica 5. Przykładowe wartości graniczne walcowanej na gorąco stali (CSA, 2012)*

Typ elementu		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}	μ_{max}	θ_{max}
Zginanie	Belka krępa†	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Belka smukła†,‡	0,7	-	0,85	3°	1	-	1,2	-
	Płyta zginana wokół słabej osi	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Ściskanie	Belka-słup o przekroju krępym†,§	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Belka-słup o przekroju smukłym†,§	0,7	-	0,85	3°	0,85	3°	0,85	3°
	Słup (ściskanie osiowe)**	0,9	-	1,3	-	2	-	3	-

** Gdy w komórce znajduje się (-), odpowiadający jej parametr nie ma zastosowania.*

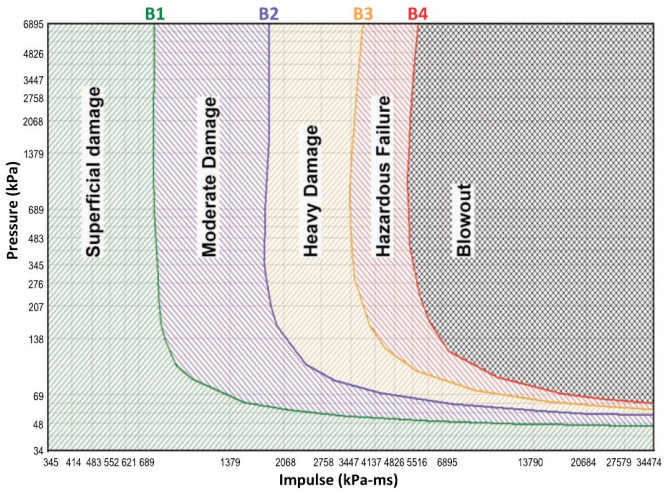
† Wartości graniczne stosunku szerokości do grubości przekrojów krępych i smukłych są określone w CSA 2012.

‡ Te wartości graniczne mają zastosowanie do oceny zginania istniejących elementów, które spełniają wymagania projektowe zawarte w Rozdziałach 6-8, ale nie spełniają wymagań szczegółowych zawartych w Rozdziale 9, i nie powinny być wykorzystywane do projektowania nowych elementów.

§ *Jeśli płaszczyzna ścinania przechodzi przez śruby kotwiące łączące blachę podstawy słupa z fundamentem jako nośność graniczną do analizy przyjmuje się nośność tego połączenia przy ścinaniu, a nie nośność elementu przy zginaniu.*

*** wskaźnik plastyczności jest wyznaczany na podstawie odkształcenia osiowego, a nie giętnego.*

Uwaga: *Zaadaptowane z PDC-TR 06-08*



Rysunek 19. Zależności ciśnienie-impuls dla deformacji odpowiadających granicznym wartościom uszkodzeń (B1 do B4) (CSA, 2012)

4.3.2.4 *Pełna analiza dynamiczna*

W poprzednich rozdziałach stwierdzono, że ocena konstrukcji obciążonej eksplozją wymaga wyznaczenia jej nośności i ciągliwości. Ze względu na złożoność problemu, można zastosować zaawansowane, dynamiczne podejścia obliczeniowe, takie jak Applied Element Analysis (AEM). Jednak, wykorzystanie modeli konstytutywnych musi być traktowane ostrożnie, a użytkownik musi być świadomy zalet i ograniczeń modeli (NISTIR). Wytyczne do takich obliczeń przedstawiono poniżej:

i) Obciążenie eksplozją

- Eksplozja to uwolnienie energii w bardzo krótkim czasie; dlatego powstałe obciążenie ma charakter dynamiczny. Ponieważ obciążenie to zmienia się w czasie, zachowanie konstrukcji, siły wewnętrzne i geometria są również funkcją czasu.
- Jeżeli masa elementu jest równa zero, to analiza jest analizą statyczną, ponieważ siły bezwładności są równe zero. Wymagane jest więc poprawne zdefiniowanie mas elementów.

ii) Modele materiału
- W konstrukcjach stalowych i stalowo-betonowych modele materiału mogą być liniowe, dwuliniowe, wieloliniowe lub zdefiniowane przez użytkownika;
- Modele materiału stali i betonu mogą być również pobrane z biblioteki programu.

iii) Kryteria zniszczenia
- Materiały sprężyste zachowują się liniowo bez wystąpienia odkształceń plastycznych. Można również ustawić indywidualnie zdefiniowane wstępnie wartości graniczne.
- Mogą być stosowane różne kryteria zniszczenia.
  - Stal: kryterium zniszczenia jest oparte na największym odkształceniu głównym (przy rozciąganiu).
  - Stal zbrojeniowa: jako kryterium zniszczenia przyjmuje się osiągnięcie naprężenia równego wytrzymałości na rozciąganie prętów zbrojeniowych.
  - Beton: zniszczenie materiału następuje, gdy wartość naprężeń ściskających i ścinających przekracza wartość naprężeń granicznych określonych na podstawie koła Mohra-Coulomba (Applied Science International, 2021).
  - Można też przyjąć inne kryteria zniszczenia oparte na wynikach badań doświadczalnych, wartościach tabelarycznych lub najlepszej praktyce projektowej.

iv) Kroki obliczeniowe - iteracja
- Efekty związane z czasem mają charakter ciągły podczas całego procesu analizy. Jednak rozwiązanie numeryczne opiera się na dyskretyzacji z przyjętym krótkim krokiem czasowym, co umożliwia podążanie za odpowiedzią konstrukcji.
- Zbyt krótki krok czasowy powoduje wydłużenie czasu analizy, natomiast zastosowanie długiego kroku czasowego powoduje, że analiza będzie mniej dokładna, albo nie wystąpi zbieżność iteracyjnego procesu obliczeniowego.
- Jeśli krok czasowy wynosi ΔT, wtedy najkrótszy okres, który może być brany pod uwagę w analizie to 2ΔT (najwyższa częstotliwość to $\pi/\Delta T$). Wszystkie wyższe częstotliwości nie będą miały wpływu na wyniki analizy.
- Analiza numeryczna konstrukcji obciążonej eksplozją zwykle wymaga przyjęcia kroku czasowego ΔT o wartości 0,00001 sek.

v) Scenariusze eksplozji
- Efekty eksplozji są modelowane przy użyciu modeli swobodnego pola powierzchniowego fal uderzeniowych. Ciśnienie wynikające z fali uderzeniowych jest funkcją masy materiału wybuchowego, odległości do środka eksplozji i czasu. Alternatywnie można przyjąć ciśnienie eksplozji zdefiniowane przez projektanta (Laszlo et al. 2020). W razie potrzeby można wykorzystać zaawansowane techniki prognozowania obciążenia, w tym symulacje komputerowe CFD.

vi) Warunki brzegowe i stan początkowy
- Warunki brzegowe mogą ograniczać przemieszczenia lub obroty węzłów elementów modelu. Również podpory mogą być modelowane jako sztywne i/lub podatne.
- Aby rozwiązać numerycznie problem zależny od czasu, wymagane są warunki początkowe (wartości prędkości i przyspieszenia w momencie rozpoczęcia ruchu, t = 0,0). Domyślnie

warunki początkowe są ustawiane o wartości zerowej, o ile ruch rozpoczyna się od spoczynku.

vii) Równania równowagi

- Ogólny układ równań równowagi w zagadnieniach dynamicznych jest następujący:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{f\} \tag{11}$$

gdzie [M] to macierz mas, [C] to macierz tłumienia, [K] to macierz sztywności, {f} to wektor obciążenia zewnętrznego, a {x} to wektor przemieszczenia.

W rozwiązywaniu problemów dynamicznych przyjmuje się metodę całkowania krok po kroku. Otrzymany układ równań jest rozwiązywany przy użyciu odpowiedniego solvera (ELS, metoda dekompozycji Cholesky'iego).

4.3.3 Wewnętrzna eksplozja gazu*Zasady ogólne (EN 1991-1-7 2006)*

Wewnętrzne eksplozje należy uwzględnić w projekcie wszystkich części budynku, w których następuje spalanie lub rozdzielanie gazu, lub w których przechowywane lub transportowane są materiały wybuchowe, takie jak gazy wybuchowe lub ciecze tworzące wybuchowe pary, lub gazy (np. mieszkania z instalacjami gazowymi). Konstrukcje powinny być zaprojektowane tak, aby były odporne na postępujące zawalenie w wyniku wybuchu wewnętrznego. Projekt może dopuszczać uszkodzenie części konstrukcji, pod warunkiem, że nie obejmuje ona kluczowych elementów, od których zależy stateczność całej konstrukcji (patrz Tablica 6). Zakłada się, że ciśnienie wybuchu działa jednocześnie na wszystkie powierzchnie przegród pomieszczenia, w którym następuje eksplozja. Przy obliczaniu odpowiedzi konstrukcji można przyjąć trójkątną funkcję obciążenia, o czasie trwania 0,2 s. Należy przeprowadzić badanie wrażliwości funkcji czasu trwania obciążenia w celu określenia czasu obciążenia szczytowego w ramach czasu trwania 0,2 s.

Tablica 6. Zalecenia projektowe wg EN 1991-1-7 (2006) w przypadku eksplozji gazu jako funkcja klasy konsekwencji

CC1	Nie ma konieczności uwzględniania skutków eksplozji, poza spełnieniem warunków nośności dotyczących połączeń i elementów konstrukcyjnych, określonych w normach od EN 1992 do EN 1999.
CC2	Kluczowe elementy konstrukcji powinny być zaprojektowane tak, aby spełniały warunki nośności przy obciążeniu eksplozją, wynikające z zastosowania modelu równoważnego obciążenia statycznego SDOF.
CC3	W obliczeniach należy zastosować analizę dynamiczną.

4.3.3.2 *Metoda zastępczego ciśnienia statycznego*

Zgodnie z normą EN 1991-1-7 wartość zastępczego ciśnienia statycznego spowodowanego eksplozją gazu ziemnego można obliczyć za pomocą następujących wzorów:

$$p_d = 3 + p_{stat} \tag{12}$$

lub

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0{,}04}{(A_v/V)^2} \tag{13}$$

w zależności od tego, która wartość jest większa.

gdzie:

- p_d jest równoważnym ciśnieniem statycznym w [kN/m^2];
- p_{stat} jest równomiernie rozłożonym ciśnieniem statycznym, przy którym zawodzą elementy upustowe w [kN/m^2];
- A_v jest powierzchnią elementów upustowych w [m^2];
- V jest objętością obudowy prostopadłościennej w [m^3].

W przypadku, gdy na powierzchnię upustową składają się elementy (powierzchnie) o różnych wartościach p_{stat}, w obliczeniach należy stosować największą wartość p_{stat}. W obliczeniach nie należy brać pod uwagę wartości p_d większej niż 50 kN/m^2. Stosunek powierzchni elementów upustowych do objętości powinien być zgodny z następującym wzorem:

$$0{,}05m^{-1} \leq A_v/V \leq 0{,}15m^{-1} \tag{14}$$

4.3.3.3 *Metoda dynamiczna (metoda równoważnika TNT)*

Metoda równoważnika TNT polega na przeliczeniu masy gazu (lub chmury oparów) na ładunek równoważny TNT. Ładunek równoważny trotylu określa się na podstawie równości energii eksplodującej chmury gazu. Masę równoważną W_{TNT} można obliczyć na podstawie następującego równania:

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}} \tag{15}$$

gdzie:

- η jest współczynnikiem sprawności (lub wydajności) materiału wybuchowego;
- W_g jest masą pary w chmurze gazu (równą masie mieszaniny powietrza i gazu palnego);
- E_C jest ciepłem spalania materiału palnego (wybuchowego);
- E_{TNT} jest energią detonacji trotylu (TNT).

Dla typowych węglowodorów (np. metanu, propanu, butanu) równoważność energetyczną ($\frac{E_c}{E_{TNT}}$) można przyjąć równą 10. W przypadku eksplozji gazu ziemnego, jeżeli współczynnik wydajności (sprawności) eksplozji przyjmuje się równy 20% (η=0,2), równoważną masę trotylu można oszacować (zakładając początkowo ciśnienie atmosferyczne) według następującego wzoru (Bjerketvedt et al., 1997b; Harris i Wickens, 1989):

$$W_{TNT} \cong 0{,}16V\ [kg] \tag{16}$$

gdzie:

- V [m^3] jest mniejszą z całkowitej objętości obszaru przeciążenia lub objętości chmury gazu.

Gdy znana jest masa równoważna trotylu, wówczas parametry czoła fali (ciśnienie, impuls, czas trwania) można określić za pomocą metod przedstawionych w Rozdziale 4.3.2.

Ograniczenia metody równoważnika TNT są następujące:

- Z zadowalającymi wynikami metoda ta może być stosowana w przypadku silnych eksplozji chmur gazowych. Dla wartości ciśnienia eksplozji poniżej 1 bara, metoda równoważnika TNT zawyża wartość ciśnienia.
- Wartość odchylenia jest mała przy opisie efektów pola dalekiego, natomiast duża przy opisie efektów pola bliskiego.

- Metoda równoważnika TNT może być użyteczna jako metoda przybliżona, jeśli zastosuje się współczynnik efektywności 20% i odpowiednią wartość V (lub odpowiednią masę węglowodoru).

4.4 Pożar jako zdarzenie wyjątkowe

Oddziaływanie pożaru powinno być zawsze uwzględniane podczas projektowania konstrukcji stalowych i zespolonych z wykorzystaniem podejścia nakazowego lub podejścia zalecanego przez Eurokod. Podejścia te zostały przedstawione w częściach 1-2 norm EN 1993 i EN 1994 oraz szczegółowo opisane w dokumencie FAILNOMORE (Demonceau et al., 2021).

Pożar należy postrzegać jako zdarzenie wyjątkowe, które ze względu na niskie prawdopodobieństwo wystąpienia, nie jest bezpośrednio objęte przepisami budowlanymi pod względem intensywności lub lokalizacji, ale które może wiązać się z poważnymi konsekwencjami. Taką sytuację omówiono w niniejszym rozdziale.

4.4.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia

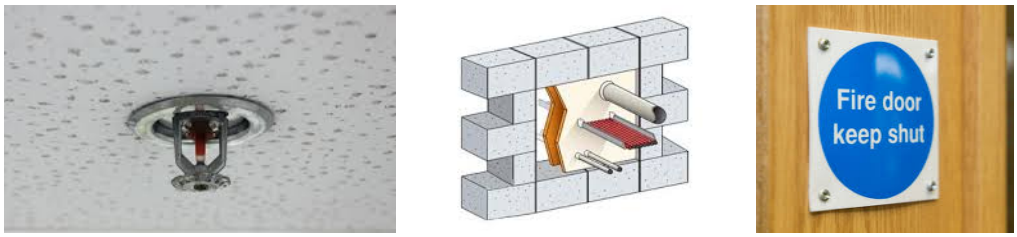
Pożar w budynkach może być wynikiem różnych zdarzeń, takich jak np. eksplozji, trzęsienie ziemi lub może być wywołany bezpośrednio (nieostrożne używanie zapałek, papierosów, fajek, wadliwe urządzenia elektryczne, nieostrożne używanie urządzeń kuchennych, itp.) Pierwszym krokiem do uniknięcia pożaru jest unikanie przechowywania łatwopalnych lub samozapalających się materiałów w budynku (np. chemikaliów, benzyny).

W przepisach budowlanych określono zasady dotyczące składowania tego rodzaju materiałów w budynkach. Z reguły, zabronione jest ich gromadzenie wokół słupów. Innymi aspektami regulowanymi przez prawo jest rodzaj użytych materiałów stosowanych w celu zmniejszenia ryzyka rozprzestrzeniania się ognia oraz odległość między budynkami. Do innych systemów zapobiegających rozprzestrzenianiu się ognia (pasywnych i aktywnych) oraz łagodzących skutki zagrożenia zalicza się m.in.:

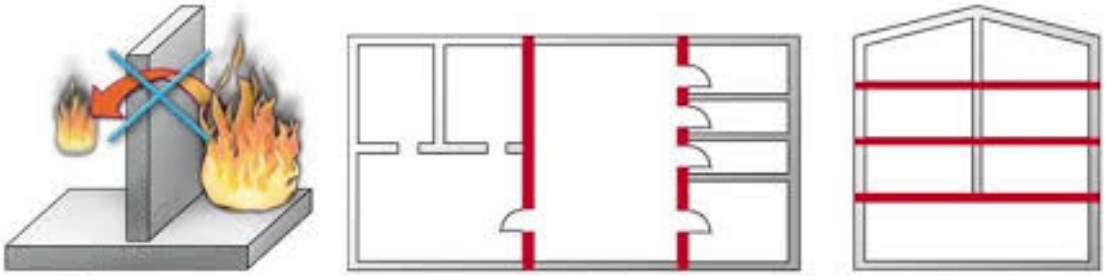
- gaśnice - uruchamiane ręcznie, w momencie pojawienia się ognia.
- tryskacze - systemy automatyczne uruchamiane w przypadku pojawienia się dymu lub wysokiej temperatury.
- ściany przeciwpożarowe - izolacja pionowa zapobiegająca rozprzestrzenianiu się ognia.
- izolacje otworów wentylacyjnych - izolacja wszelkich otworów pomiędzy pomieszczeniami.
- podział na strefy - podzielenie budynku na strefy pożarowe, pomiędzy którymi pożar nie może się rozprzestrzeniać.

Bardzo ważne jest szybkie wykrycie pożaru oraz uruchomienie systemów ostrzegawczych umożliwiających szybką ewakuację osób przebywających w obiekcie oraz szybkie zawiadomienie straży pożarnej i włączenie systemów powstrzymujących pożar. W tym celu można rozważyć zastosowanie następujących urządzeń:

- czujniki dymu.
- czujniki temperatury.
- systemy alarmowe.
- oznaczenia dróg ewakuacyjnych.



Rysunek 20. Tryskacze, izolatory wentylacyjne, drzwi przeciwpożarowe



Rysunek 21. Ściana i przegrody przeciwpożarowe

Rysunek 22. Gaśnice i systemy wczesnego ostrzegania.

4.4.2 Strategia projektowania

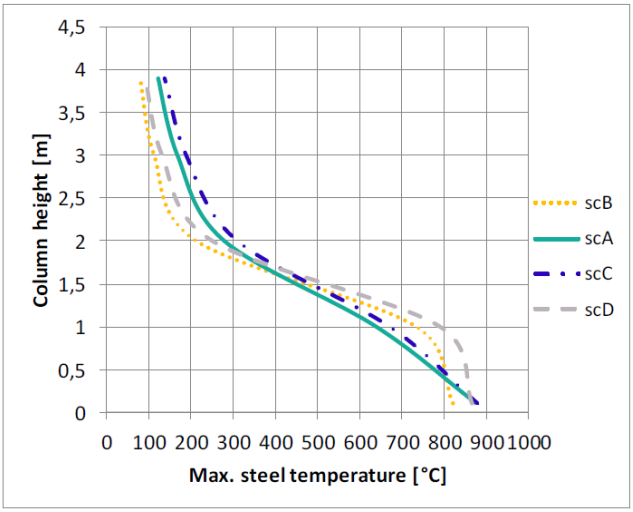
Przykładem pożaru jako zdarzenia wyjątkowego jest pożar zlokalizowany wokół słupa (w normalnych sytuacjach obciążenie ogniowe nie powinno być zlokalizowane w tym miejscu). Działanie to można uwzględnić, stosując model określony w Załączniku C normy EN 1991-1-2 (patrz następny rozdział) i/lub zaawansowane modele pożaru, takie jak modele strefowe lub modele CFD. Model z Załącznika C przedstawiono w Rozdziale 4.4.2.1, natomiast zalecenia dotyczące zaawansowanego modelowania pożaru podano w Rozdziale 4.4.2.2.

Wyniki ostatnich badań wskazują, że wzrost temperatury spowodowany nieoczekiwaną sytuacją pożaru lokalnego prawdopodobnie nie doprowadzi do zawalenia się niektórych elementów nośnych, a w konsekwencji do utraty stateczności konstrukcji, jeśli konstrukcja została zaprojektowana na wypadek pożaru zgodnie z zasadami obowiązującymi w Eurokodzie, lub zgodnie z wymaganiami krajowymi.

W Tablicy 7 przedstawiono cztery scenariusze pożarowe oraz wartość obciążenia, które zostało uwzględnione w analizie pożaru miejscowego zlokalizowanego obok słupa. Uzyskany rozkład temperatury wzdłuż słupa przedstawiono na Rysunku 23. Jak można zauważyć, tylko w dolnej części słupa (do 1 m) osiągana jest znaczna wartość temperatury stali, która może powodować lokalne wyboczenie lub zniszczenie plastyczne.

Tablica 7. Różne scenariusze pożaru lokalnego dla budynków biurowych i powierzchni handlowych (Demonceau et al., 2021)

Scenariusz	Średnica podstawy ognia	Gęstość wydzielania ciepła	Gęstość obciążenia ogniowego	Wskaźnik wzrostu pożaru
A	2 m	250 kW/m^2 (budynek biurowy)	511 MJ/m^2 (budynek biurowy)	300 sek. (budynek biurowy)
B	1 m	500 kW/m^2 (budynek biurowy)	511 MJ/m^2 (budynek biurowy)	300 sek. (budynek biurowy)
C	2 m	250 kW/m^2 (powierzchnia handlowa)	730 MJ/m^2 (powierzchnia handlowa)	150 sek. (powierzchnia handlowa)
D	1 m	500 kW/m^2 (powierzchnia handlowa)	730 MJ/m^2 (powierzchnia handlowa)	150 sek. (powierzchnia handlowa)



Rysunek 23. Rozkład temperatury wzdłuż wysokości słupa dla różnych scenariuszy pożaru lokalnego (Demonceau et al., 2021)

Inna i bardziej groźna sytuacja z punktu widzenia odporności konstrukcji w przypadku pożaru zdefiniowanego jako obciążenie wyjątkowe ma miejsce, gdy rozpatrywana jest sekwencja scenariuszy zdarzeń wyjątkowych, takich jak pożar po trzęsieniu ziemi, po uderzeniu lub eksplozji, itp. W takich sytuacjach konstrukcja jest już uszkodzona po pierwszym zdarzeniu, a zatem standardowe projektowanie pożarowe nie jest już właściwe, ponieważ w takim projektowaniu zawsze zakłada się, że konstrukcja jest nieuszkodzona. Dlatego zdarzenie pożarowe należy traktować jako obciążenie wyjątkowe. W takich przypadkach, w ramach bezpiecznego podejścia można rozważyć scenariusz utraty (zniszczenia) słupa (patrz Rozdział 5), w celu sprawdzenia konstrukcji na odporność.

4.4.2.1 *Modele pożarów lokalnych*

W modelu według Eurokodu, pożar miejscowy (lub pożar przed rozgorzeniem) jest pożarem, w którym wystąpienie rozgorzenia jest mało prawdopodobne. W zależności od intensywności pożaru i

wielkości strefy pożarowej, pożar lokalny może, ale nie musi, oddziaływać na sufit strefy pożarowej. W tym modelu temperatura w płomieniu i dymie oraz otaczających gazach nie jest jednakowa. Model ten został opisany w Załączniku C normy EN 1991-1-2 (EN 1991-1-2, 2002).

Pożar lokalny oddziałuje na sufit pomieszczenia, gdy długość płomienia (L_f), oszacowana za pomocą równania (17), jest równa lub większa od odległości między źródłem ognia a sufitem (H).

$$L_f = 0{,}0148\, Q^{0,4} - 1{,}02\, D \tag{17}$$

gdzie: D oznacza średnicę pożaru, a Q szybkość wydzielania ciepła (Załącznik E do normy EN 1991-1-2).

Temperatura płomienia wzdłuż symetrycznej pionowej osi płomienia, gdy L_f < H może być wyznaczona za pomocą równania (18)

$$\theta_{(z)} = 20 + 0{,}25\, Q_c^{\frac{2}{3}} (z - z_0)^{-5/3} < 900 \tag{18}$$

gdzie Q_c, część konwekcyjna szybkości wydzielania ciepła (= 0,8 Q); Z, wysokość płomienia wzdłuż jego osi; Z_0, wirtualny początek pożaru (wzór (19))

$$Z_0 = -1{,}02D + 0{,}0052\, Q^{2/5} \tag{19}$$

W przypadku, gdy płomień oddziałuje na sufit, strumień ciepła netto otrzymywany przez odsłonięty ogień na jednostkę powierzchni na poziomie sufitu jest określony równaniem (20).

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) - \Phi\varepsilon_m\varepsilon_f[(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4] \tag{20}$$

gdzie h to strumień ciepła odbierany przez narażony na działanie ognia element na jednostkę powierzchni na poziomie stropu; α_c, to współczynnik przenikania ciepła przez konwekcję; θ_m, to temperatura na powierzchni elementu; Φ to współczynnik konfiguracji; ε_m to emisyjność powierzchni elementu (0,7 dla stali węglowej; 0,8 dla stali nierdzewnej); ε_f to emisyjność ognia; σ to stała Stephana Boltzmanna (5,67 x 10^{-8} W/m^{2}K^4).

4.4.2.2 *Zaawansowane modele pożaru*

Aby korzystać z zaawansowanych modeli pożaru, konieczne jest użycie specjalnego oprogramowania.

- Modele strefowe - patrz Załącznik D normy EN 1991-1-2 zawierające podstawowe równania zachowania masy i energii. Przykłady oprogramowania, które można wykorzystać to CFAST z NIST lub OZONE, opracowane na Uniwersytecie w Liege.
- Model CFD (obliczeniowy model dynamiki płynów) - zob. załącznik D do normy EN 1991-1-2. Przykładem oprogramowania, które może być użyte do analizy CFD jest FDS z NIST.

4.5 Trzęsienie ziemi jako zdarzenie wyjątkowe

Zagrożenie sejsmiczne wynika z interakcji obciążenia spowodowanego wstrząsami sejsmicznymi i podatności konstrukcji na zniszczenie. Dlatego trzęsienie ziemi można uznać za wyjątkowe, gdy:

- Konstrukcja nie jest zaprojektowana na obciążenia pochodzące od sił sejsmicznych, np. jest zaprojektowana tylko na obciążenia grawitacyjne i pochodzące od wiatru (gdy obiekt jest zlokalizowany na terenie, który nie jest uważany za sejsmiczny w czasie budowy) lub jest zaprojektowana na niższe wymagania sejsmiczne - zagrożenie jest więc wyjątkowe.
- Konstrukcja jest podatna na wstrząsy sejsmiczne (system konstrukcyjny nie został zaprojektowany zgodnie z wymaganiami odpowiednich norm projektowych, na obciążenia sejsmiczne).

4.5.1 Zapobieganie/eliminowanie zagrożenia

Trzęsienie ziemi to nagłe uwolnienie energii odkształcenia zgromadzonej w skorupie ziemskiej. Trzęsienia ziemi są powodowane głównie przez pękanie uskoków geologicznych. Inne przyczyny to aktywność wulkaniczna, osunięcia ziemi (z przyczyn naturalnych), ale także działalność człowieka (eksplozje w kopalniach, próby jądrowe, wiercenia naftowe/gazowe). Ze względu na charakter, nie jest możliwe zapobieżenie lub wyeliminowanie tego typu zagrożeń. Dlatego ograniczenie i zapobieganie konsekwencjom (np. uszkodzeniom elementów konstrukcyjnych/innych) jest ściśle związane z konstrukcją budynku i zintegrowanymi z nią systemami, które pomagają budynkowi odpowiednio reagować na działania sejsmiczne (patrz następne rozdziały).

4.5.2 Podejście normatywne

Nawet bez dokonania bezpośredniej oceny właściwości użytkowych konstrukcji w przypadku zdarzenia sejsmicznego, wymagania normatywne mogą poprawić jej odpowiedź na wymuszenia sejsmiczne, przy minimalnym nakładzie pracy i interwencji. Podejście normatywne jest szczególnie korzystne w przypadku budynków zlokalizowanych na obszarach asejsmicznych, gdzie z bardzo małym prawdopodobieństwem mogą wystąpić oddziaływania sejsmiczne. Prawdopodobieństwo to jest na tyle niskie, aby nie uwzględniać go w procesie projektowania. W istocie, podejście to rekomenduje stosowanie ustrojów konstrukcyjnych, materiałów i elementów o parametrach sprawdzonych podczas wcześniejszych oddziaływań sejsmicznych. Wybór ustroju konstrukcyjnego oraz znajomość okresu drgań własnych, tłumienia drgań, nośności, sztywności budynku może pomóc w dobraniu najbardziej odpowiedniej strategii projektowej, którą należy zastosować.

- Ukształtowanie budynku: ten termin określa wielkość i kształt budynku oraz jego elementów konstrukcyjnych i niekonstrukcyjnych. Koncepcja konstrukcji budynku decyduje o sposobie, w jaki siły sejsmiczne rozkładają się w konstrukcji, ich wielkość oraz o innych zagadnieniach związanych z projektowaniem. Budynki o regularnej konfiguracji mają zazwyczaj:
    - mały stosunek wysokości do wymiarów podstawy,
    - jednakowe wysokości kondygnacji,
    - płaszczyzny symetrii,
    - ujednolicone przekroje i elewacje,
    - jak największą odporność na skręcanie,
    - małe rozpiętości przęseł i przesztywnienia,
    - ściśle określoną lokalizację strumieni sił wewnętrznych,
    - elementy drugorzędne / niekonstrukcyjne zaprojektowanie w celu uniknięcia gromadzenie się gruzu.
- Efekty skręcania: powstają w rezultacie asymetrycznego rozmieszczenia mas wpływających na bezwładność i/lub sztywności konstrukcji. Układy symetryczne zapewniają równomierny rozkład sztywności i redukcję efektów skręcania. Zaleca się również dążenie do zachowania regularnego ukształtowania rzutu i elewacji.
- Kontrola drgań: budynki na ogół słabo wzmacniają wstrząsy dynamiczne i rozpraszają drgania poprzez ich pochłanianie i tłumienie. W celu poprawy dynamicznej odpowiedzi konstrukcji można zastosować następujące sposoby:
    - Zastosować izolację fundamentów w celu oddzielenia budynku od gruntu w taki sposób, aby energia sejsmiczna przenoszona na konstrukcję nośną była znacznie zmniejszona. Zabieg ten jest najbardziej odpowiedni w przypadku budynków o niskiej lub średniej wysokości, posadowionych na sztywnym podłożu.

W budynkach wysokich lub posadowionych na podłożu podatnym nie zaleca się tej metody.

- Pasywne systemy tłumiące. Najbardziej powszechnym zastosowaniem jest urządzenie TMD (Tuned Mass Damper), które składa się z masy, sprężyny i amortyzatora przymocowanego do konstrukcji. Energia sejsmiczna jest rozpraszana przez siłę bezwładności tłumika działającą na konstrukcję, przeciwdziałającą siłom dynamicznym od wstrząsów sejsmicznych.
- Aktywne systemy tłumiące. Aktywne tłumiki drgań tłumią drgania poprzez przeciwdziałanie siłom wzbudzającym. Każdy TMD składa się z siłownika, układu sterowania i modułu energoelektronicznego. Wszystkie elementy TMD są wzajemnie zrównoważone tak, że siła TMD działa dokładnie w przeciwnym kierunku do siły wzbudzającej.
- Półaktywne systemy sterowania, które wykorzystują najlepsze cechy zarówno pasywnych, jak i aktywnych systemów sterowania. Termin „półaktywne" jest używany do wskazania, że działanie tych systemów wymaga niewielkiego zasilania zewnętrznego. Siły sterujące są dostosowywane poprzez odpowiednią regulację charakterystyki tłumienia lub sztywności.

- Wytrzymałość i sztywność: Wytrzymałość to właściwość materiału polegająca na przeciwstawianiu się przyłożonym siłom w bezpiecznym zakresie. Sztywność materiału jest stopniem odporności na odkształcenia. Wybór odpowiednich charakterystyk wytrzymałościowych i wpływających na sztywność powinien być dokonany z uwzględnieniem równowagi pomiędzy odkształcalnością a odpowiedzią na siły powstałe na skutek obciążenia sejsmicznego.
- Ciągliwość: Ciągliwość jest właściwością materiału (np. stali) lub elementu, która umożliwia rozproszenie części energii poprzez odkształcenia plastyczne. Elementy ciągliwe zazwyczaj ulegają zniszczeniu dopiero po osiągnięciu znacznych odkształceń plastycznych. Elementy nieciągliwe, takie jak słabo zbrojone elementy betonowe, ulegają zniszczeniu w wyniku kruchego pękania, bez odkształceń plastycznych. Wymagania dotyczące ciągliwości mogą odnosić się zarówno do elementów, jak i do ich połączeń.
    - W przypadku elementów, główne wymagania dotyczą smukłości i zapobiegania utracie stateczności (np. przez zwichrzenie belek poddanych zginaniu) przed osiągnięciem ich nośności plastycznej. Na poziomie przekroju preferowane są przekroje o wysokiej lub znacznej ciągliwości (klasa 1, klasa 2).
    - W przypadku połączeń, zalecane są układy symetryczne, ponieważ mogą one zapewnić bardziej stabilną pętlę histerezy, w kolejnych cyklach obciążenia. Ponadto składniki, które ulegają zniszczeniu w sposób kruchy (np. przez pękanie spoin czy śrub), powinny mieć zawyżoną nośność. Aby zapewnić plastyczne zachowanie połączeń, należy postępować zgodnie z zaleceniami podanymi w Rozdziale 2.2.

4.5.3 Strategie projektowania

W następstwie trzęsienia ziemi, głównym problemem jest stan konstrukcji i to, czy zachowa ona stateczność pod wpływem obciążeń grawitacyjnych, w przypadku wstrząsów wtórnych lub innych zagrożeń (FEMA P-2090, 2021). Jeśli układ konstrukcyjny nie zapewnia odpowiedniej nośności, istnieje ryzyko rozwoju dalszych uszkodzeń lub postępującego zawalenia. Aby uniknąć takiego scenariusza, należy ocenić nośność resztkową budynku. Nośność resztkową po trzęsieniu ziemi można zdefiniować jako:

- odporność na działanie sił poziomych - minimalna wartość przyspieszenia spektralnego, które odpowiada lokalnemu lub globalnemu zniszczeniu podczas wstrząsu wtórnego.
- nośność na obciążenia grawitacyjne - minimalny poziom obciążeń grawitacyjnych, który odpowiada lokalnemu lub globalnemu zniszczeniu po niszczącym trzęsieniu ziemi.

Poniżej przedstawiono procedurę oceny odporności konstrukcji na wstrząsy sejsmiczne.

i) Krok 1: Projektowanie - określenie nośności dla trwałych/sejsmicznych sytuacji projektowych

Konstrukcja jest najpierw projektowana w celu spełnienia wymagań normowych (patrz Rysunek 24a). Odpowiedź sejsmiczną można obliczyć za pomocą nieliniowej analizy statycznej (metoda N2, EN 1998) zgodnie z zaleceniami normy EN 1993-1-14 (2020) dotyczącymi zasad obliczeń, które należy zastosować w przypadku materiałów i elementów konstrukcyjnych.

Ogólną zależność, między obciążeniem a deformacją elementu konstrukcyjnego, można określić przy użyciu normy prEN 1998-1-2:2019.3, Załącznik L (Rysunek 24b). Model zachowania elementu konstrukcyjnego określa się zatem wyznaczając:

- efektywną sztywność sprężystą, K_e uwzględniającą odkształcenia zarówno od zginania, jak i ścinania,
- nośność plastyczną Q_{y^*} i odpowiadające jej przemieszczenie δ_{y^*},
- zakres po przekroczeniu nośności plastycznej, w którym element doznaje wzmocnienia przed osiągnięciem maksymalnej nośności granicznej Q_{max^*} (tj. do wartości szczytowej),
- graniczne przemieszczenie δ_{p^*}, które określa ścieżką od nośności plastycznej Q_{y^*} do nośności granicznej Q_{max^*},
- zachowanie pokrytyczne, które jest reprezentowane przez przemieszczenie δ_{y^*}, po przekroczeniu nośności granicznej Q_{max^*}.

Globalna odpowiedź sejsmiczna może być przedstawiona w postaci krzywej: wypadkowa siła pozioma (reprezentowana przez reakcję poziomą fundamentów) do przemieszczenia wierzchołka F_b - d_{top}, patrz Rysunek 24c. Poziomy odpowiedzi (PL) są określone przez odpowiadające im maksymalne przemieszczenie wierzchołka, np. PL_1 (ograniczone uszkodzenie), PL_2 (umiarkowane uszkodzenie) i PL_3 (duże uszkodzenie). W zależności od poziomu zagrożenia można spodziewać się określonego poziomu uszkodzenia.

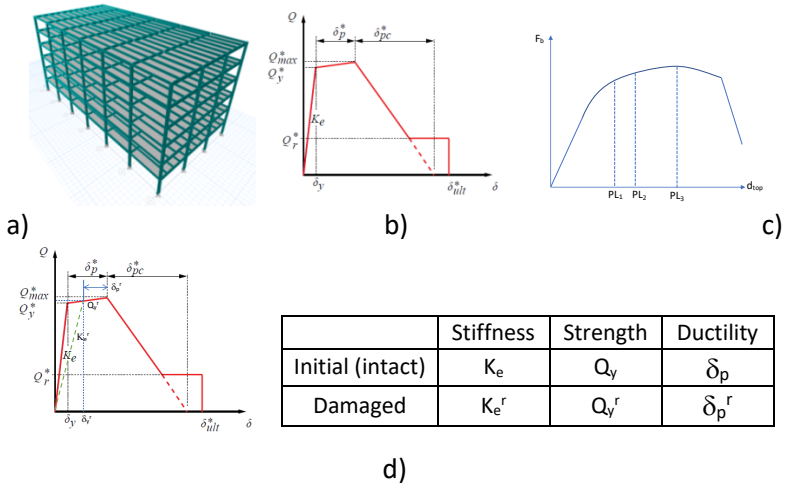
ii) Krok 2: Ocena nośności resztkowej po trzęsieniu ziemi

Po dokonaniu oceny lokalnych i globalnych wymagań dotyczących ciągliwości (krok 1), w przypadku uszkodzonych elementów (tj. elementów z odkształceniami plastycznymi) wprowadza się przeguby plastyczne, w wyniku czego powstaje zmodyfikowany model nieliniowy (patrz Rysunek 24d). Nośność resztkową słupa przyjmuje się konserwatywnie jako zero, jeśli podczas oddziaływania sejsmicznego osiągana jest nośność graniczna. Muszą zostać uwzględnione efekty P-Δ (szczególnie, gdy pozostałe przemieszczenia boczne konstrukcji po trzęsieniu ziemi są znaczące).

Nośność konstrukcji szkieletowej na sejsmiczne wstrząsy wtórne można ocenić przy użyciu analizy nieliniowej (np. analizy pushover). Analiza przeprowadzana jest na uszkodzonym modelu.

Nośność konstrukcji ramowej na postępujące zniszczenie pod wpływem obciążeń grawitacyjnych można ocenić za pomocą analizy przyrostowej (pushdown), z wykorzystaniem metod zaproponowanych w Rozdziale 5.3.

4. OKREŚLONE ZAGROŻENIA



	Stiffness	Strength	Ductility
Initial (intact)	K_e	Q_y	δ_p
Damaged	K_e^r	Q_y^r	δ_p^r

d)

Rysunek 24. Etapy oceny odporności sejsmicznej konstrukcji szkieletowych (zaadaptowane od Polese et al., 2012): a) widok modelu budynku; b) ogólna zależność obciążenie-przemieszczenie dla stalowych i zespolonych układów konstrukcyjnych; c) krzywa nośności sejsmicznej uzyskana w nieliniowej analizie statycznej dla konstrukcji nieuszkodzonej (początkowej); d) parametry modelowania uszkodzonych przegubów plastycznych

5 Nieokreślone zagrożenia

5.1 Dobór odpowiednich strategii projektowych

Zagrożenia nieokreślone odnoszą się do oddziaływań wyjątkowych, które nie zostały ujęte w normach, oraz nie zostały zgłoszone przez inwestora lub inne zainteresowane strony, a także do wszelkich innych oddziaływań wynikających z nieokreślonych przyczyn. Ze względu na niepewność dotyczącą charakteru, intensywności i miejsca wystąpienia nieokreślonego oddziaływania wyjątkowego, wymagane właściwości konstrukcyjne są zwykle niemożliwe do zdefiniowania. Obecnie stosowane strategie projektowe, uważane za pozwalające osiągnąć odpowiedni poziom odporności konstrukcji, mają na celu przede wszystkim ograniczenie zasięgu wpływu zniszczenia miejscowego, niezależnie od zdarzenia inicjującego zniszczenie.

Identyfikację zniszczenia miejscowego, które należy uwzględnić omówiono w Rozdziale 5.2, natomiast strategie projektowe mające na celu sprawdzenie odpowiedniego poziomu odporności opisano w Rozdziale 5.3 (metody alternatywnych ścieżek obciążenia), w Rozdziale 5.4 (metoda elementów kluczowych) i w Rozdziale 5.6 (metoda podziału na segmenty).

5.2 Identyfikacja zniszczeń miejscowych

Ogólnie rzecz ujmując, głównym celem projektowania na odporność jest zapewnienie, że jakiekolwiek miejscowe uszkodzenia wynikające z nieokreślonych zdarzeń ekstremalnych, nie spowodują nieproporcjonalnego zniszczenia. Dlatego każdy scenariusz identyfikacji zniszczeń miejscowych powinien być rozpatrywany niezależnie od zagrożenia i uwzględniony w procesie projektowania.

Odwołując się do zaleceń normy (EN 1991-1-7, 2006), zniszczeniem miejscowym, które należy uwzględnić w przypadku konstrukcji budowlanych zaliczanych do wyższej grupy klas konsekwencji (CC 2b i CC3) będzie umowne usunięcie dowolnego słupa nośnego, dowolnej belki podpierającej słup lub dowolnego odcinka ściany nośnej (po jednym na każdej kondygnacji budynku).

Koncepcja ,,*umownego usunięcia słupa*" przedstawiona w normie (EN 1991-1-7, 2006) polega na usunięciu słupa na poszczególnych kondygnacjach, w świetle pomiędzy stropami (belkami). Zakłada się, że usunięcie elementu nie ma wpływu na węzły/połączenia. Umowne usunięcie słupa nie zawsze jest podejściem konserwatywnym, z uwagi na nieskończoną liczbę możliwych scenariuszy obciążenia oraz interakcji obciążenie - konstrukcja. Niemniej jednak, jest ono postrzegane jako efektywny i praktyczny scenariusz oceny zdolności konstrukcji do przekazywania obciążeń metodą alternatywnych ścieżek obciążenia

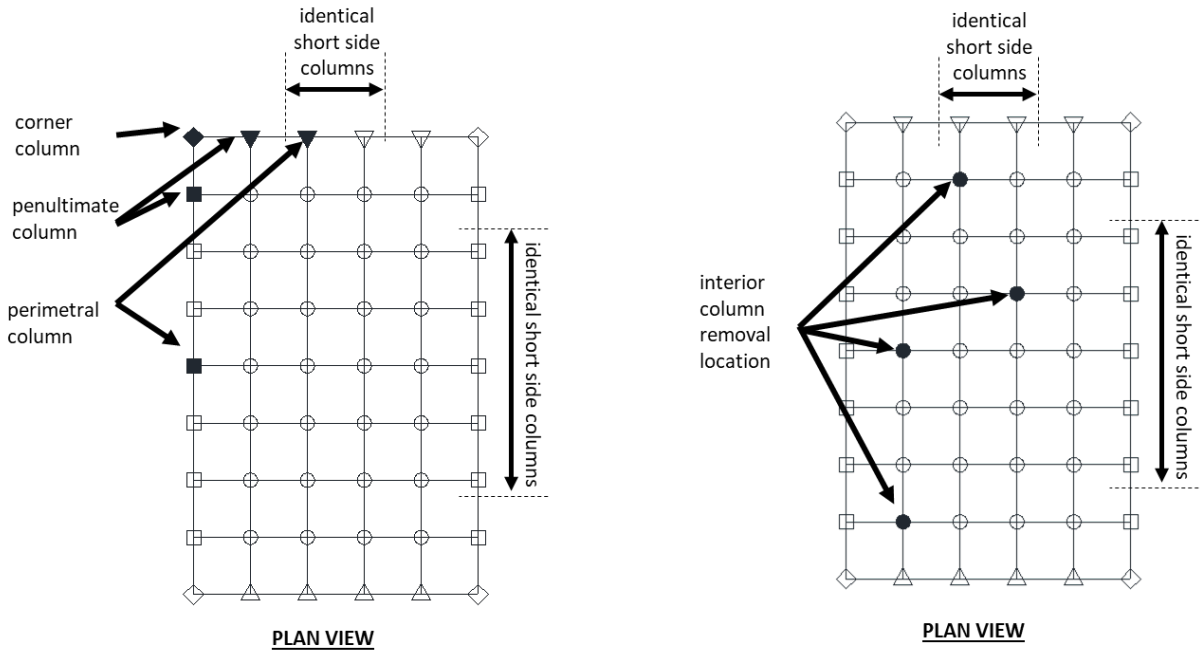
W Eurokodach nie określono, czy umowne usunięcie słupa należy przyjąć jako natychmiastowe, czy też jako ,,quasi-statyczne". Uwzględnienie usunięcia ,,quasi-statycznego" umożliwia: (i) zastosowanie prostszych narzędzi, ponieważ nie trzeba uwzględniać efektów dynamicznych, a także (ii) daje dobry pogląd na zdolność konstrukcji do uaktywnienia się alternatywnych ścieżek przekazywania obciążenia. Dodatkowo uwzględnienie natychmiastowości zdarzenia maksymalizuje efekty inercji; wykazano, w szczególności, że nagła utrata słupa stanowi górne oszacowanie późniejszej odpowiedzi konstrukcji, w porównaniu z uszkodzeniem słupa w wyniku eksplozji (Gudmundsson i Izzuddin, 2010). Ponadto uszkodzone elementy mogą posiadać nośność resztkową, która w konserwatywnym podejściu nie jest wprost uwzględniana, z wyjątkiem przypadku, gdy do analizy nośności zastosowano metody nośności resztkowej.

Jak stwierdzono wcześniej, zgodnie z normą (EN 1991-1-7, 2006) należy rozważyć każdorazowo jednokrotne usunięcie każdego elementu podpierającego, co może wymagać znacznego nakładu pracy projektowej. Istnieją jednak możliwości zmniejszenia liczby scenariuszy zniszczeń miejscowych, które można rozważyć w procesie projektowania. W szczególności, w przypadku typowych konstrukcji budowlanych, można ograniczyć scenariusze projektowe, uwzględniając ewentualną symetrię konstrukcji, podobieństwo warunków brzegowych i inne zasady rozumowania inżynierskiego. W odniesieniu do rzutu kondygnacji w UFC 04-023-03 (DoD, 2016), jako minimum wymagane jest rozważenie co najmniej następujących scenariuszy utraty słupa (patrz Rysunek 25):

- słupy zewnętrzne i słupy wewnętrzne w pobliżu środka krótkiego boku i środka długiego boku;
- naroża budynku;
- słupy w miejscach, w których geometria konstrukcji ulega znaczącej zmianie, np. wyraźne zmniejszenie rozpiętości przęsła lub w miejscu naroży wewnętrznych
- słupy w sąsiedztwie słupów słabiej obciążonych lub w miejscach zróżnicowanych pól zbierania obciążeń;
- miejsca, w których elementy konstrukcyjne mają różną orientację lub są na różnych wysokościach;
- miejsca, w których konstrukcja ma jakąkolwiek nieciągłość obciążenia pionowego (np. sposób przekazywania) (GSA, 2016).

Uwzględniając lokalizację usuwanego słupa należy rozpatrzyć następujące przypadki:

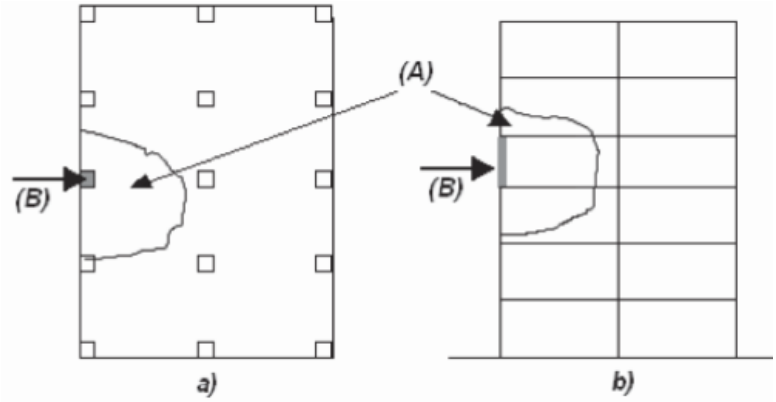
- pierwsza kondygnacja nadziemna;
- kondygnacja bezpośrednio pod dachem;
- kondygnacja w połowie wysokości;
- kondygnacja powyżej miejsca styku słupów lub zmiany przekroju słupa.



Rysunek 25. Scenariusze usuwania słupów zewnętrznych i wewnętrznych (DoD,2016)

W przypadku rozważanego scenariusza zniszczeń miejscowych, należy ograniczyć zakres szkód, które mogą powstać. W Załączniku A do obecnej wersji normy EN 1991-1-7 oraz w Załączniku E do proponowanego projektu drugiej edycji normy EN 1990 (prEN 1990:2019, 2019) limit ten określono jako 15% powierzchni podłogi lub 100 m^2, w zależności od tego, która z tych wartości jest mniejsza, w odniesieniu do dwóch kondygnacji przyległych do kondygnacji, na której usunięto słup. Zasadniczo jednak dopuszczalny limit zniszczeń może zostać doprecyzowany przez inwestora lub odpowiednie instytucje, w oparciu o cele użytkowe związane ze znaczeniem konstrukcji i konsekwencjami takiego zniszczenia, w odniesieniu do bezpieczeństwa życia, ochrony cennej zawartości lub minimalizacji przestojów w eksploatacji konstrukcji.

Jeśli dla danej strategii nie można spełnić warunku ograniczenia wpływu zniszczenia miejscowego, należy wówczas uniemożliwić wystąpienie takiego scenariusza (zniszczenia miejscowego), a element nośny, który został uznany za usunięty, musi zostać zabezpieczony przed uszkodzeniem i zaprojektowany jako element kluczowy.



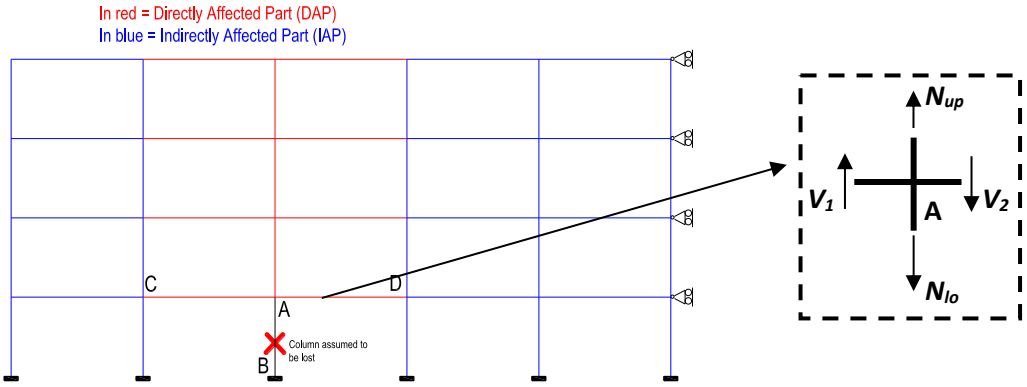
Rysunek 26. Dopuszczalna granica uszkodzeń w przypadku usunięcia słupa w konstrukcji szkieletowej. Wartość graniczna "A" wynosi 15 % powierzchni podłogi lub 100 m^2, w zależności od tego, która z tych wielkości jest mniejsza, na dwóch sąsiadujących kondygnacjach. B" jest umownie usuniętym słupem. a) Rzut i b) Przekrój (EN 1991-1-7, 2006)

5.3 Metody alternatywnych ścieżek obciążenia

Konstrukcja budynku, w której usunięto słup może być podzielona na dwie główne części, jak pokazano na Rysunku 27:

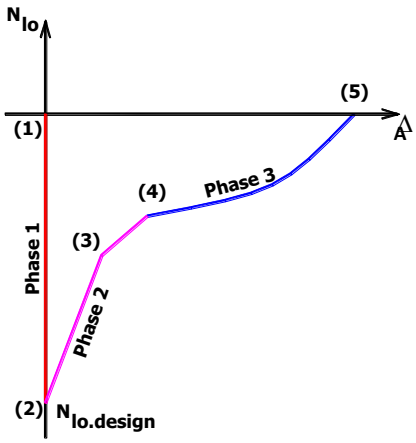
- część w strefie bezpośredniego wpływu (Directly Affected Part - DAP), która reprezentuje część budynku bezpośrednio dotkniętą utratą słupa, tj. belki, słupy oraz połączenia belki ze słupem, znajdujące się tuż nad słupem ulegającym zniszczeniu oraz;
- część w strefie pośredniego wpływu (Indirectly Affected Part - IAP), która obejmuje pozostałą część konstrukcji; na tę część oddziałują obciążenia rozwijające się w części będącej pod bezpośrednim wpływem, choć oczywiste jest, że siły te, same w sobie, są zależne od odpowiedzi elementów będącej pod pośrednim wpływem.

Jeśli dokona się myślowego przecięcia przez górną część słupa ulegającego zniszczeniu (patrz Rysunek 27) można wyróżnić następujące siły wewnętrzne na kierunku pionowym: (i) siły ścinające V_1 i V_2 na krańcach belki w pobliżu słupa ulegającego zniszczeniu; (ii) siła osiowa N_{up} w słupie tuż nad słupem ulegającym zniszczeniu oraz (iii) siła osiowa N_{lo} w słupie ulegającym zniszczeniu.



Rysunek 27. Schematyczne przedstawienie ramy podczas utraty słupa

Na Rysunku 28 przedstawiono krzywą ilustrującą ścieżkę równowagi przemieszczenia pionowego Δ_A w zależności od siły podłużnej N_{lo} w słupie ulegającym zniszczeniu podczas zdarzenia wyjątkowego (patrz Rysunek 27).



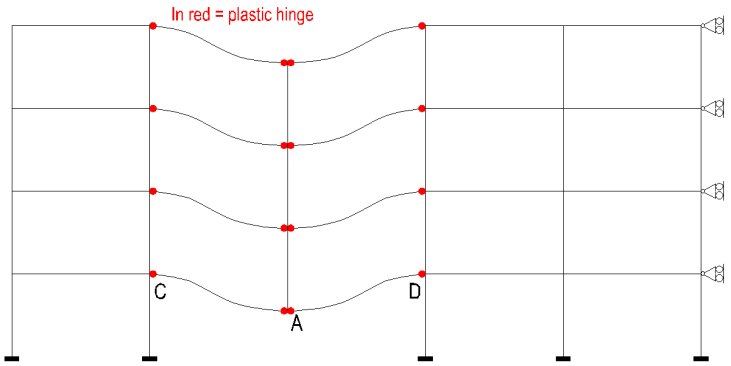
Rysunek 28. Ścieżka równowagi dla N_{lo} w zależności od przemieszczenia pionowego górnej części usuniętego słupa

- Od punktu (1) do (2) (faza 1) do konstrukcji stopniowo przyłożone zostają obliczeniowe wypadkowe obciążenia, rozpatrywane w momencie wystąpienia zdarzenia wyjątkowego; siła osiowa N_{lo} w słupie AB rośnie aż do osiągnięcia wartości $N_{lo.design}$ (na Rysunku 28 N_{lo} podano ze znakiem ujemnym przy ściskaniu), podczas gdy Δ_A pozostaje w przybliżeniu równa 0.

- Od punktu (2) do (5) słup jest stopniowo usuwany w wyniku zdarzenia wyjątkowego. Siła ściskająca w słupie AB zmniejsza się aż do osiągnięcia wartości równej 0 w punkcie (5), w którym słup uznaje się za całkowicie usunięty. W tym samym czasie wzrasta wartość Δ_A. Wzdłuż tej ścieżki odciążania można wyróżnić różne typy odpowiedzi konstrukcji, które potencjalnie mogą się pojawić:

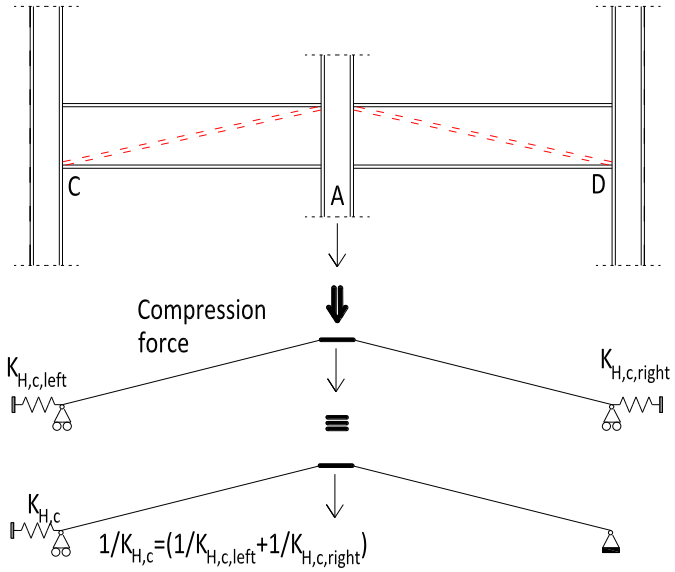
    - Od punktu (2) do (4) (faza 2): w tej fazie część konstrukcji będąca w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) przechodzi od zachowania w pełni sprężystego (od punktu (2) do (3)) do globalnego mechanizmu plastycznego. W punkcie (3), w części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) pojawiają się pierwsze przeguby plastyczne,

a w punkcie (4) rozwijają się pełne mechanizmy zniszczenia belkowego. Oczywiście takie zachowanie, przedstawione na Rysunku 29 może wystąpić tylko wtedy, gdy połączenia belka - słup są węzłami o niepełnej lub pełnej nośności; w przypadku połączeń o niepełnej nośności przeguby plastyczne pojawiają się w samych połączeniach, natomiast w przypadku połączeń o pełnej nośności (patrz Rozdział 2.2.1) przeguby plastyczne rozwijają się bezpośrednio w końcowych odcinkach belek.



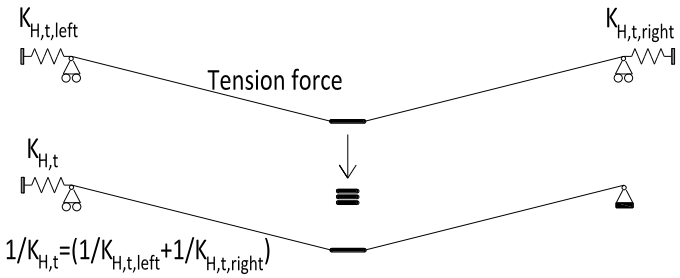
Rysunek 29. Rozwój belkowych mechanizmów plastycznych w strefie bezpośredniego wpływu (DAP)

W pewnych szczególnych sytuacjach, które zostaną szerzej opisane w kolejnych rozdziałach, wpływ ,,mechanizmu plastycznego" na odporność konstrukcji jest uzupełniony przez wpływ tak zwanej ,,łukowej pracy" belek. Na Rysunku 30 zilustrowany został efekt łukowy dla dolnych rygli części konstrukcji w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) konstrukcji pokazanej na Rys. 29. W rzeczywistości, ze względu na niezerową wysokość belki i warunki kinematyczne, które muszą być spełnione, aby stworzyć mechanizm, punkty C i D muszą najpierw oddalić się od siebie, zanim stopniowo zaczną się zbliżać, w sytuacji, gdy przemieszczenie pionowe stanie się znaczne. Spowoduje to powstanie membranowych sił ściskających w belkach, a tym samym rozwój wspominanego efektu łukowego (który można przedstawić w postaci łuku powstającego z pochylenia przekątnych podłużnych belek na Rysunku 30). Nośność tego łuku jest w dużym stopniu zależna od zdolności punktów C i D do przemieszczania się względem siebie. Zdolność tą reprezentuje podłużna sprężyna $K_{H,c}$ przedstawiona na Rysunku 30. W konstrukcji pokazanej na Rysunku 30 poziome przemieszczenie punktu D jest uniemożliwione dzięki obecności skutecznego układu stężeń po prawej stronie konstrukcji (układ ten jest zamodelowany w postaci podpór bocznych na każdym poziomie kondygnacji na Rysunku 29). Powoduje to nieskończoną wartość współczynnika $K_{H,c,right}$. Z kolei dla punktu C zdolność do przemieszczania poziomego jest związana ze sztywnością $K_{H,c,left}$ lewej strony fragmentu konstrukcji będącego w strefie pośredniego wpływu (IAP) siły ściskającej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), generowanej przez łuk. Jeżeli po lewej stronie konstrukcji znajdowałby się drugi układ stężeń, wówczas sztywność sprężysta $K_{H,c,left}$ byłaby również prawie nieskończona, a wynikający z tego efekt łukowy byłby dość znaczny. I odwrotnie - jeśli sztywność $K_{H,c,left}$ jest raczej niska, efekt łukowy będzie pomijalny. Jak pokazano na Rysunku 30, dla uproszczenia obie wartości $K_{H,c,right}$ i $K_{H,c,left}$ są łączonew równoważny współczynnik sztywności $K_{H,c}$. Geometria i właściwości połączeń belka-słup mogą również wpływać na efekt łukowy, co zostanie omówione dalej w odpowiednich rozdziałach.



Rysunek 30. Rozwój efektów łukowych w strefie bezpośredniego wpływu (DAP)

- Od punktu (4) do (5) (faza 3): w tej fazie (Rysunek 31) obserwuje się duże przemieszczenia części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), dlatego ważną rolę odgrywają tu efekty drugiego rzędu. W dolnych belkach będących pod bezpośrednim wpływem zniszczenia powstają znaczące efekty cięgnowe. Jak wyjaśniono poniżej, po uformowaniu się mechanizmów belki, oba punkty C i D zbliżają się do siebie. Jeśli ruch ten zostanie w pewnym stopniu powstrzymany ($K_{H,c}$ jest teraz zastąpione przez $K_{H,t}$), w belkach pojawiają się rozciągające osiowe siły membranowe, które znacząco wpływają na odporność konstrukcji.



Rysunek 31. Rozwój efektów cięgnowych w strefie bezpośredniego wpływu (DAP)

W zależności od rodzaju połączeń i systemu konstrukcyjnego mogą wystąpić trzy wymienione powyżej mechanizmy wpływające na odporność. Kwestia ta będzie jeszcze omawiana w kolejnych rozdziałach.

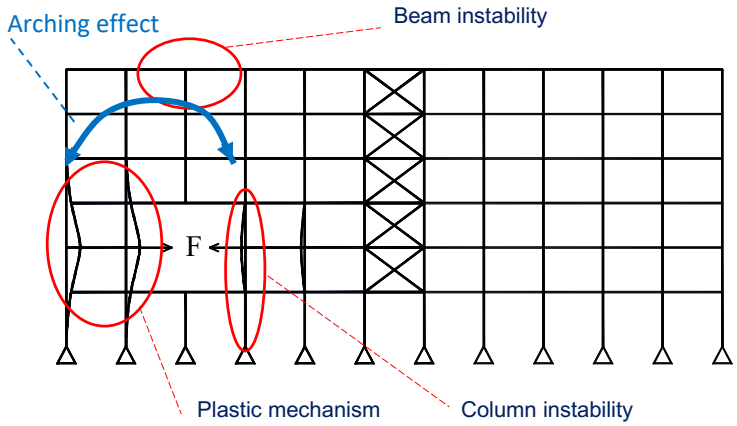
Należy zauważyć, że aby móc uwzględnić udziały każdej z nich w zwiększeniu odporność konstrukcji, należy bezwzględnie spełnić następujące warunki:

- nośność części będącej pod bezpośrednim wpływem zniszczenia oraz jej komponentów (belek i połączeń) jest wystarczająca;
- poszczególne elementy konstrukcyjne mają wystarczającą ciągliwość i/lub zdolność do obrotu, aby osiągnąć przemieszczenie pionowe Δ odpowiadające punktowi (5). W przypadku połączeń

o nośności zbliżonej do pełnej, wymagana jest zarówno odpowiednia zdolność do obrotu samego węzła, jak również ciągliwość połączonej belki, natomiast w przypadku połączeń o nośności większej od nośność belki, wystarczająca jest ciągliwość tylko w odniesieniu do elementu belki.

Ponadto obciążenia, przekazywane z części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) na jej część będącą w strefie pośredniego wpływu (IAP), nie powinny powodować przedwczesnego zniszczenia elementów części konstrukcji będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP). Z tego punktu widzenia można wyróżnić trzy mechanizmy zniszczenia (Rysunek 32):

- wyboczenie słupów w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) przylegających do usuniętego słupa, które będą poddane dodatkowym siłom ściskającym;
- rozwój globalnego mechanizmu plastycznego w części będącej pod pośrednim wpływem w wyniku działania sił membranowych przenoszonych z części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) na część konstrukcji będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP);
- wyboczenie przy ściskaniu górnych belek części konstrukcji w strefie pośredniego wpływu (IAP) w wyniku stopniowego rozwoju w całej konstrukcji efektu łukowego, wywołanego deformacją przechyłową lewej części konstrukcji będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP) (Rysunek 32).



Rysunek 32. Możliwe mechanizmy zniszczenia w strefie pośredniego wpływu (IAP)

Wszystkie te warunki, zarówno w odniesieniu do elementów będących w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), jak i do elementów pod pośrednim wpływem, muszą zawsze zostać uwzględnione i odpowiednio sprawdzone, w celu zapewnienia wymaganego poziomu odporności konstrukcji, powiązanego
z trzema wcześniej zdefiniowanymi mechanizmami zniszczenia (mechanizm plastyczny, efekty łukowe i cięgnowe belki).

Należy podkreślić znaczący wpływ żelbetowych płyt stropowych na odporność konstrukcji. W przypadku odpowiedniego połączenia płyt z belkami stalowymi, umożliwiającego efekt zespolenia, pozytywny wpływ płyty na w strefę bezpośredniego wpływu DAP (mechanizm plastyczny belek / efekt łukowy / efekt cięgnowy) może być bezpośrednio uwzględniony przez zaprojektowanie zespolonych belek stalowo-betonowych. W przypadku, gdy nie uwzględnia się zespolenia pomiędzy płytami żelbetowymi a belkami podpierającymi, wpływ nośności płyty na odporność należy uwzględnić w inny sposób. Niezależnie od uwzględnienia zespolenia bądź jego braku, płyty mają pozytywny wpływ na wartości współczynników sztywności utwierdzenia K_c i K_t.

Aspekty te zostaną poruszone w następnych rozdziałach, w których będą omówione kolejno cztery możliwe metody projektowania z uwzględnieniem alternatywnych ścieżek obciążenia: metoda normatywna (Rozdział 5.3.1), metoda analityczna (Rozdział 5.3.2), uproszczona metoda numeryczna (Rozdział 5.3.3), pełna metoda numeryczna (Rozdział 5.3.4).

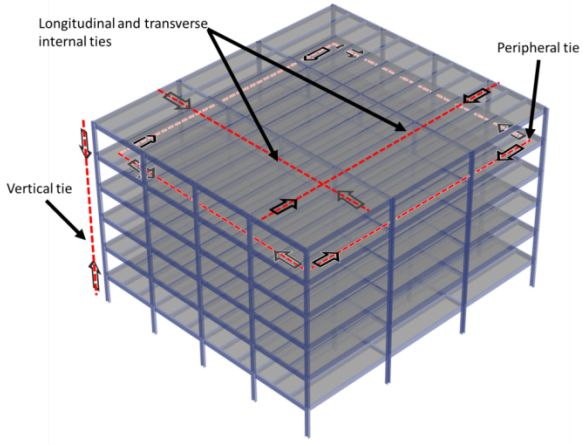
Trzy spośród tych metod, mają na celu ilościowe określenie trzech wyżej wymienionych czynników konstrukcyjnych wpływających na odporność konstrukcji: metoda analityczna, uproszczona metoda numeryczna oraz pełna metoda numeryczna. Z kolei metoda normatywna oferuje projektantowi zestaw zaleceń konstrukcyjnych, które nie są bezpośrednio powiązane z rzeczywistą odpowiedzią konstrukcji.

W przypadku konieczności rozważenia aspektów dynamicznych, które nie zostałyby uwzględnione przy zastosowaniu zaawansowanej metody analitycznej, uproszczonej metody numerycznej ani pełnej metody numerycznej, istnieje możliwość oszacowania odpowiedzi dynamicznej na podstawie obliczeń statycznych. Procedura ta została przedstawiona w Rozdziale 5.3.5.

5.3.1 Metoda normatywna

Metoda stężeń jest pośrednią metodą projektowania zalecaną w normach, która z założenia zapewnia pewien minimalny poziom odporności konstrukcji na katastrofę postępującą (zniszczenie o charakterze nieproporcjonalnym). W szczególności metoda, ta zapewnia osiągnięcie minimalnego poziomu ciągłości i nośności pomiędzy poszczególnymi elementami konstrukcyjnymi za pomocą poziomych i pionowych stężeń, co jak pokazano na Rysunku 33, co prowadzi do zwiększenia ogólnej integralności konstrukcji. Podejście to jest przyjęte przez większość norm projektowych i zalecane w różnych wytycznych projektowych, jako sposób na zwiększenie odporności konstrukcji na katastrofę postępującą i/lub zniszczenie nieproporcjonalne konstrukcji o niskim i średnim ryzyku, np. Eurokod EN 1991-1-7 (2006), UFC 4-023-03 (DoD, 2016), ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a) i IBC 2009 (ICC, 2018).

Wymagania dotyczące stężeń są zazwyczaj określane w odniesieniu do elementów poziomych lub poziomych i pionowych, w zależności od poziomu ryzyka związanego z klasą konsekwencji zniszczenia konstrukcji. W normie EN 1991-1-7 stężenie poziome jest wymagane w przypadku grupy niższego ryzyka dla klasy konsekwencji zniszczenia 2 (CC2a - patrz Rozdział 3), natomiast w przypadku grupy wyższego ryzyka w klasie konsekwencji 2 (CC2b - patrz Rozdział 3) wymagane są zarówno stężenia poziome, jak i pionowe.



Rysunek 33. Typowe stężenia dla konstrukcji szkieletowych (Stylianidis, 2011)

5.3.1.1 *Stężenia poziome*

5.3.1.1.1 Metoda zaproponowana w normie EN 1991-1-7

Zgodnie z normą EN 1991-1-7 stężenia poziome należy stosować dookoła każdej kondygnacji na poziomie stropu oraz wewnątrz, na poziomie stropu w dwóch prostopadłych kierunkach, zapewniających bezpieczne związanie słupów i ścian z konstrukcją budynku (patrz Rysunek 34). Stężenia poziome mogą składać się z kształtowników stalowych (i ich węzłów), prętów zbrojeniowych, siatek zbrojeniowych oraz profilowanej blachy stalowej w stropach zespolonych. Aby móc wykorzystać stalowe poszycie, stężenie powinno działać w tym samym kierunku, co tworząca fałd blachy, a samo poszycie powinno być bezpośrednio przymocowane do belki stalowej za pomocą łączników ścinanych (łączniki zgrzewane do pasa belki przez blachy poszycia).

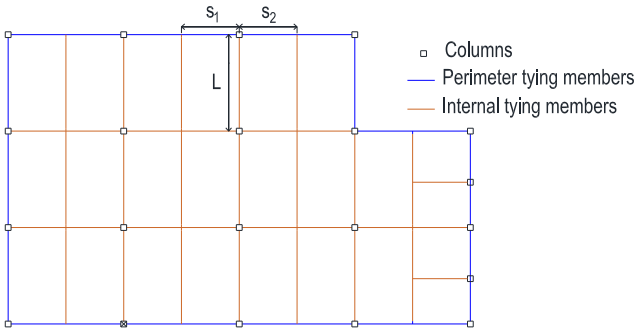
W obecnych normach i przepisach stężenia poziome, tj. elementy konstrukcyjne i ich połączenia, muszą być zaprojektowane tak, aby były w stanie przenieść pewne minimalne wartości sił. Minimalne wartości sił rozciągających zostały zaproponowane w normie EN 1991-1-7. W przypadku konstrukcji szkieletowych można je oszacować przy użyciu następujących zależności (decyduje większa z dwóch podanych wartości):

$$T_i = 0{,}8(g_k + \psi q_k)sL \qquad lub \qquad 75\ kN \qquad (wartość\ większa) \qquad (21)$$

$$T_p = 0{,}4(g_k + \psi q_k)sL \qquad lub \qquad 75\ kN \qquad (wartość\ większa) \qquad (22)$$

gdzie:

T_i to obliczona siła rozciągająca dla stężeń wewnętrznych;
T_p to obliczona siła rozciągająca dla stężeń obwodowych;
g_k to charakterystyczne obciążenie stałe na jednostkę powierzchni stropu;
q_k to charakterystyczne obciążenie zmienne na jednostkę powierzchni stropu;
s to średni rozstaw sąsiadujących stężeń (s = (s $_1$+ s $_2$)/2 - patrz Rysunek 34);
L to rozpiętość stężenia (Rysunek 34);
ψ to odpowiedni współczynnik wartości kombinacyjnej w wyjątkowej sytuacji projektowej, jak określono w normie EN 1990 (CEN 2005)



Rysunek 34. Stężenie poziome w stropie budynku

Ponadto norma EN 1991-1-7 podaje kilka innych wytycznych, które należy stosować. Zgodnie z nimi, stężenia poziome powinny być:

- ciągłe na całej długości;
- w przypadku stężeń obwodowych, zlokalizowane jak najbliżej krawędzi stropu;
- w przypadku stężeń między słupami powinny być rozmieszczone w linii słupów;
- co najmniej 30% stężeń powinno być umieszczone w bezpośrednim sąsiedztwie siatki słupów.

Jak wspomniano wcześniej, elementy użyte do przenoszenia obciążeń grawitacyjnych (na przykład belki stropowe) można wykorzystać jako stężenia przenoszące siły rozciągające. Nośność rozciąganych elementów konstrukcji można sprawdzić łatwo, natomiast charakterystyka połączeń poddanych obciążeniom rozciągającym, a w szczególności przewidywanie ich nośności plastycznej i nośności granicznej nie są wprost ujęte w obecnych wersjach Eurokodów. Zasady umożliwiające określenie charakterystyk węzłów konstrukcyjnych poddanych obciążeniom osiowym zaproponowano w Załączniku A.3.1. W ramach tego podejścia obciążenia rozciągające można porównywać z nośnością graniczną elementów konstrukcyjnych.

Ponadto, aby zapewnić skuteczność metody zalecanej w normie, a tym samym umożliwić włączenie się do pracy elementów stężających, wymagane jest również zagwarantowanie minimalnego poziomu ciągliwości, w szczególności na końcach belek, tak aby umożliwić odpowiednią zdolność do deformacji układu konstrukcyjnego. Jednak, pomimo wyraźnego zaznaczenia takiej potrzeby w normie EN 1991-1-7, nie podano żadnych konkretnych wytycznych dotyczących tego, co należy rozumieć przez ,,minimalny poziom" ciągliwości i jak należy go zagwarantować.

Jeżeli węzły na końcach belek charakteryzuje zdecydowanie większa nośność niż nośność belki, to wystarczającą ciągliwość wymaga się tylko dla elementu belki. W takiej sytuacji zaleca się stosowanie przekrojów klasy 1 przy zginaniu (dla momentu dodatniego i ujemnego). W przypadku węzłów o pełnej nośności, należy zapewnić ciągliwość zarówno w węźle, jak i w belce. Natomiast, jeśli zastosowano węzły o niepełnej nośności tj. mniejszej niż nośność belki lub węzły przegubowe, ciągliwość/zdolność do odkształceń będzie wymagana tylko na poziomie połączeń. Można odwołać się do Rozdziału 2.2, w którym podano kryteria zapewniające minimalną zdolność do deformacji węzłów konstrukcyjnych.

Należy podkreślić, że obliczone minimalne siły rozciągające określone przy użyciu powyższej procedury, zdefiniowane są w celu uzyskania minimalnego uciąglenia konstrukcji. Nie odzwierciedlają one rzeczywistych sił rozciągających, mogących wystąpić w przypadku całkowitego usunięcia słupa, które zwykle są znacznie większe. Nie można również jednoznacznie określić zależności pomiędzy nośnością stężenia a rzeczywistą odpornością na katastrofę postępującą (Nethercot et al., 2010; Vlassis et al., 2008), a zatem skuteczność tej metody może być dyskusyjna.

5.3.1.1.2 Specyfika stropów zespolonych

W przypadku stropów zespolonych, czyli stropów wykonanych z kształtowników stalowych z górną półką połączoną z płytą, przedstawiona wyżej metoda może być bezpiecznie stosowana, pomijając zespolony charakteru stropu. Jednakże rozwiązanie z konstrukcją zespoloną, w przypadku strategii usunięcia słupa, pozwala na rozwój efektu membranowego w belkach zespolonych i połączonej z nimi płycie, umożliwiając uzyskanie alternatywnej ścieżki obciążenia. Skuteczność tego rozwiązania została wykazana w badaniach eksperymentalnych przeprowadzonych w Europie (Kuhlmann et al., 2017; Zandonini et al, 2014).

Aby zapewnić efektywność konstrukcji zespolonej, zaleca się projektowanie rusztu z belek stalowych, w którym pasy górne belek będą połączone z płytą w dwóch głównych kierunkach. Pozwala to zagwarantować dobrą współpracę pomiędzy elementami stalowymi i płytą w każdym z kierunków, ale także umożliwi właściwe zakotwienie płyty w belkach skrajnych w chwili powstania sił membranowych.

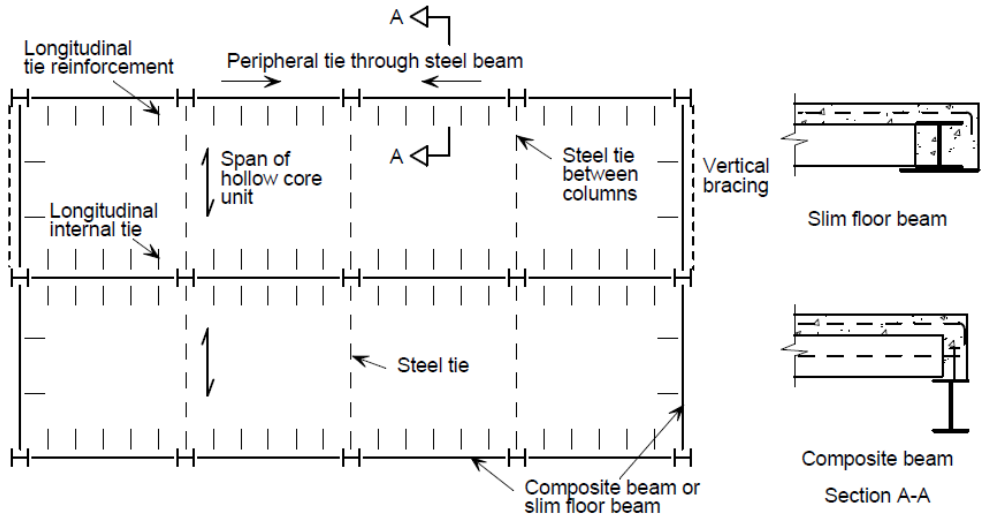
W niedawnych badaniach (Demonceau et al., 2013; Kuhlmann et al., 2017), wykazano, że: (i) siły membranowe rozwijają się głównie w płytach stropów zespolonych, podczas gdy w belkach

zespolonych powstają ograniczone siły rozciągające oraz, że (ii) uaktywnienie się efektu membranowego wymaga znacznie mniejszej zdolności do deformacji w odniesieniu do belek konstrukcyjnych. W związku z tym, w stropach zespolonych, umożliwienie powstania alternatywnej ścieżki obciążenia będzie wymagało (i) zaprojektowania belek zespolonych z minimalnym poziomem ciągliwości na ich końcach, w celu zapewnienia możliwości rozwoju zniszczenia plastycznego, oraz (ii) przyjęcia odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych dotyczących zbrojenia w zespolonej płycie.

Jak wspomniano, belki zespolone będą głównie zginane, natomiast ograniczona jest możliwość powstania w belkach znacznych sił rozciągających. Oznacza to, że ciągliwość na końcach belek zespolonych wymagana będzie tylko z uwagi na momenty zginające. W praktyce mogą wystąpić cztery sytuacje, w zależności od charakteru węzłów na końcach belek zespolonych:

- *W przypadku zastosowania węzłów o nośności większej niż nośność belki zespolonej, ciągliwość jest wymagana na poziomie belek zespolonych*. Ponieważ celem jest rozwinięcie mechanizmu plastycznego o minimalnym poziomie zdolności do deformacji, zaleca się wówczas stosowanie przekrojów klasy 1 przy zginaniu dla momentów dodatnich i ujemnych.
- *W przypadku zastosowania węzłów o niepełnej nośności, ciągliwość wymagana jest na poziomie węzłów*. W takiej sytuacji należy odnieść się do Rozdziału 2.2, w którym przedstawiono zalecenia projektowe mające na celu zapewnienie minimalnego poziomu ciągliwości węzłów o niepełnej nośności.
- *W przypadku zastosowania węzłów przegubowych wymagany jest minimalny poziom* zdolności do obrotu, na poziomie połączeń prostych (simple joints). W takiej sytuacji należy ponownie odwołać się do Rozdziału 2.2, w którym przedstawiono zalecenia projektowe mające na celu zapewnienie minimalnego poziomu zdolności do obrotu w połączeniach przegubowych.
- *W przypadku zastosowania połączeń o pełnej nośności, zbliżonej do nośności belki zespolonej, wymagana jest ciągliwość zarówno na poziomie połączeń, jak i belek.*

W przypadku płyty współpracującej można rozważać różne rozwiązania: monolityczne płyty żelbetowe w całości wykonywane na miejscu budowy, płyty żelbetowej z wykorzystaniem prefabrykatów betonowych lub płyty zespolone na blachach fałdowych. W obecnej wersji Eurokodu 4 (EN 1994-1-2, 2005) nie podano żadnych konkretnych zaleceń projektowych, ani rozwiązań konstrukcyjnych umożliwiających powstanie w płycie efektu membranowego, natomiast w Eurokodzie 2 (EN 1992-1-1, 2005), a dokładniej w Rozdziale 9.10.2, podano wymagania dotyczące systemu stężeń w płytach żelbetowych. Dlatego w przypadku stropów zespolonych sugeruje się również przestrzeganie tych minimalnych wymagań określonych w Eurokodzie 2 i zastosowanie podanych tam zaleceń dotyczących kształtowania stężeń. W przypadku współpracującej płyty żelbetowej, wykonywanej na miejscu budowy można bezpośrednio stosować wyżej wymienione wymagania Eurokodu 2. W przypadku płyt współpracujących wykonanych z prefabrykatów betonowych, w dokumencie (CEN/TC250/SC4, 2020) zaproponowano szczegółowe zasady, będące uzupełnieniem wyżej wymienionych wymagań Eurokodu 2, zapewniające właściwe zakotwienie płyt nad podporami (patrz Rysunek 35).



Rysunek 35. Stężenia konstrukcji prefabrykowanej (za N 2040, 2020)

Dla płyt zespolonych na blachach fałdowych nie ma jeszcze dostępnych żadnych konkretnych zaleceń. Badania niedawno przeprowadzone na Politechnice w Timisoarze (Dinu et al., 2015) wykazały, że w przypadku znacznych odkształceń może dojść do rozwarstwienia na styku betonu i płyt z blachy fałdowej, prowadząc do ograniczenia możliwości powstania znacznych sił membranowych w płycie zespolonej. Niezbędne są dalsze badania w celu określenia odpowiednich szczegółów konstrukcyjnych, umożliwiających uniknięcie tego zjawiska, a tym samym skuteczne wykorzystanie współpracy płyty w przypadku scenariusza utraty słupa.

5.3.1.1.3 Nowa metoda zaproponowana przez Grupę Projektową PT 2 w obrębie 6 CEN TC250

W (CEN/TC250/WG6, 2020) zaproponowano opracowaną przez B. Izzuddina, nową metodę będącą alternatywą dla metody stężeń zalecanej w obecnej normie EN 1991-1-7. Proponowana metoda pozwala na dokładniejsze przewidywanie obciążeń rozciągających w elementach stężających po utracie słupa, uwzględnienie różnych poziomów ciągliwości, rodzaju stropu oraz możliwych efektów dynamicznych. Siłę rozciągającą, która ma być przeniesiona przez stężenie, można wyznaczyć według wzoru:

$$T \geq \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{i_f}{\bar{\alpha}}\right) \cdot P \tag{23}$$

gdzie:

- T to siła rozciągająca, która ma być przeniesiona przez dany element stężający;
- η to współczynnik zwiększający uwzględniający ewentualne efekty dynamiczne;
- ρ to współczynnik redukcyjny, uwzględniający różne efekty, takie jak wzmocnienie materiału w interakcji pomiędzy obciążeniem rozciągającym a zginaniem;
- i_f to współczynnik intensywności siły stężającej zależny od rozpatrywanego systemu stężającego;
- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$ to współczynnik uwzględniający zdolność do obrotu pasa α (w radianach), dla różnych rodzajów stropu;
- P to obciążenie równoważne, uwzględniające obciążenia przyłożone do analizowanego stropu.

Powyższy wzór ma charakter uniwersalny, może być stosowany niezależnie od użytych materiałów i rodzaju konstrukcji. Wymaga on odpowiedniej charakterystyki współczynników konstytutywnych. W (CEN/TC250/WG6, 2020), zaproponowano różne wartości i_f oraz P dla belek dwuprzęsłowych, dwukierunkowych stężeń stropowych oraz jednokierunkowych stężeń stropowych poddanych różnym obciążeniom. Przy obliczaniu wartości α wyraźnie zaznaczono, że poszukiwana zdolność do obrotu nie jest tym samym co zdolność do obrotu w rozumieniu zdolności do uzyskania przegubu plastycznego, lecz taką, która odpowiada zniszczeniu elementu konstrukcyjnego. Jednak do tej pory nie są dostępne żadne powszechnie dostępne metody pozwalające przewidzieć tę zdolność do obrotu, szczególnie w przypadku konstrukcji stalowych i zespolonych. Tym niemniej, w przypadku połączeń o niepełnej nośności, wartości zdolności do obrotu przewidywane na podstawie zalecenia zawartego w Rozdziale 2.2.3, można wykorzystać do bezpiecznego oszacowania wartości współczynnika α. Stwierdzono również, że proponowany wzór jest poprawny, jeśli zapewniony będzie minimalny poziom zdolności do obrotu α_{min}. Kryteria definiowania wartości α_{min} zostały zaproponowane w (CEN/TC250/WG6, 2020).

Stwierdzono, że w przypadku braku dokładniejszych informacji, wpływ efektów dynamicznych na siłę rozciągającą można bezpiecznie oszacować przyjmując współczynnik η=2. Wzory do obliczania bardziej precyzyjnych wartości współczynnika zwiększającego uwzględniającego efekty dynamiczne, również zostały zaproponowane w (CEN/TC250/WG6, 2020).

Ponieważ zaproponowana metoda opiera się na założeniu o wystarczającej sztywności otaczającej konstrukcji, zaleca się sprawdzenie jej zachowania na obciążenia spowodowane powstaniem dodatkowych sił rozciągających oraz sprawdzenia czy stężenia te charakteryzuje wystarczającą sztywność. Proponowany wzór wyprowadzono przy założeniu dużej sztywność poziomej zakończeń elementów stężających. W dokumencie (CEN/TC250/WG6, 2020) podano kryteria sprawdzania, wymaganej sztywności. Natomiast w przypadku konstrukcji z usztywniającymi elementami w postaci sztywnej tarczy, można założyć, że wymagane kryteria są spełnione.

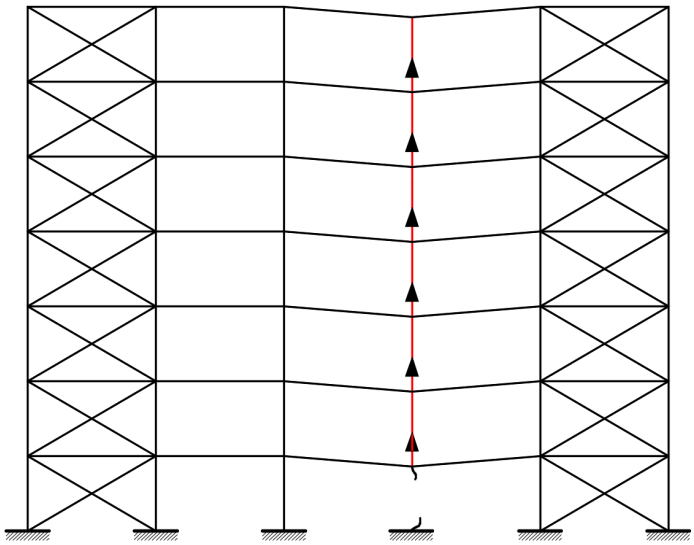
Na podstawie przedstawionego opisu tej metody można zauważyć, że jej zastosowanie wymaga określenia wielu parametrów, a w szczególności analizy otaczającej konstrukcji, dlatego może być ona traktowana jako metoda hybrydowa, łącząca kryteria normatywne i podejście analityczne.

5.3.1.2 *Stężenia pionowe*

Rolą stężeń pionowych jest umożliwienie redystrybucji obciążeń, poprzez tworzenie alternatywnych ścieżek przekazywania obciążenia, co pokazano na Rysunku 36. Skuteczność stężeń pionowych zależy głównie od nośności na rozciąganie styków słupów. Dlatego połączenia te muszą być w stanie przenosić siły rozciągające, mogące powstać w wyniku utraty słupa, powstające z podwieszenia znajdujących się nad nim kondygnacji, i redystrybuować obciążenie na resztę nieuszkodzonej konstrukcji.

W Eurokodzie 1 część 1-7 (EN 1991-1-7, 2006) podano wymagania dotyczące stężeń pionowych:

- wszystkie słupy w konstrukcji powinny być ze sobą połączone w sposób ciągły od fundamentu aż po dach;
- wszystkie stężenia są zdolne do przeniesienia obliczeniowej wyjątkowej siły rozciągającej równej największej obliczeniowej pionowej stałej i zmiennej reakcji od obciążenia przyłożonego ze słupa każdej pojedynczej kondygnacji.



Rysunek 36. Alternatywne ścieżki przekazywania obciążenia wywołane poprzez pionowe stężenia

Sprawdzenie styków słupów poddanych obciążeniom rozciągającym nie jest jednoznacznie ujęte w Eurokodach. Propozycje zasad dotyczących określania charakterystyki takich połączeń podano w Załączniku A.3.1 do niniejszego opracowania

5.3.2 Metody analityczne

W niniejszym rozdziale zaproponowane zostaną podejścia analityczne o zróżnicowanym stopniu złożoności tj. od najprostszych do najbardziej zaawansowanych. Najprostsze podejścia oparte są na założeniach umożliwiających jedynie bezpieczne oszacowanie odpowiedzi konstrukcji narażonej na scenariusz usunięcia słupa, zaś te najbardziej zaawansowane pozwalają na bardziej precyzyjne przewidywania.

Rozważania przedstawione w niniejszym rozdziale zaczynają się do oceny udziału płyty stropowej. Następnie zaproponowano uproszczone metody analityczne dla różnych rodzajów konstrukcji. Na koniec krótko omówiona została bardziej zaawansowana metoda analityczna.

Na wstępie podano ważną uwagę dotyczącą współpracy płyty stropowej. W Rozdziałach 5.3.2.2 (uproszczone metody analityczne dla konstrukcji z węzłami przegubowymi), 5.3.2.3 (uproszczone metody analityczne dla konstrukcji z węzłami o częściowej nośności), 5.3.2.4 (uproszczone metody analityczne dla konstrukcji z węzłami o nośności większej niż nośność łącznej belki), płyta stropowa działa jako znacząca membrana w poziomie każdej kondygnacji. W wyniku tego, część konstrukcji poza strefą bezpośredniego wpływu może być uznana jako nieskończenie sztywną w kierunku poziomym. Prowadzi to do jednakowej dystrybucji sił membranowych w stropach powyżej usuniętego słupa. W konstrukcjach, gdzie te warunki nie są spełnione, siły membranowe powinny być obliczone z uwzględnieniem sztywności poprzecznej każdej kondygnacji.

W takiej sytuacji wymagane są modele bardziej zaawansowane. Można posłużyć się Rozdziałem 5.3.2.3 (zaawansowane podejście analityczne) lub Rozdziałami 5.3.2 i 5.3.4 (podejście numeryczne). Różne sztywności na wysokości tej części kondygnacji, która jest w strefie nienarażonej bezpośrednio (IAP), prowadzą do różnych modeli zniszczenia, jest to pokazane na Rysunku 32. Wymaga to sprawdzenia:

- rozwoju globalnego plastycznego mechanizmu w strefie pośredniego wpływu (IAP), pod wpływem sił membranowych przenoszonych w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) do części będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP).

- wyboczenia belek na wyższych kondygnacjach w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) wynikające z rozwoju postępującej katastrofy całej kondygnacji, jako efektu łukowego wywołanego przez deformacje przechyłowe lewej części konstrukcji będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP).

Należy także sprawdzić na wyboczenie słupy w strefie pośredniego wpływu (IAP), przyległe do usuwanego słupa (patrz Rysunek 32), niezależnie od sztywności części będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP). Słupy w konstrukcji 2D należy dociążyć siłą 0,5 $N_{lo,design}$, a słupy w konstrukcji 3D siłą 0,25 $N_{io,dem}$.

5.3.2.1 *Udział płyty stropowej*

Jak wspomniano w Rozdziale 5.1 płyty stropowe mogą odgrywać kluczową rolę w sposobie zachowania konstrukcji po usunięciu słupa.

W przypadku płyt stropowych znajdujących się nad usuniętym słupem, usunięcie słupa równoważne jest usunięciu pionowej podpory, co w efekcie skutkuje zwiększeniem rozpiętości i powstaniem znacznych ugięć w płycie.

Zachowanie płyt żelbetowych poddanych dużym ugięciom jest badane od wielu lat, a w literaturze można znaleźć propozycje modeli o różnym stopniu złożoności. Większość z nich opiera się na wstępnym zastosowaniu dobrze znanej teorii linii załomu (pierwszego rzędu) zaproponowanej przez Johansena (Hognestad, 1953). Teoria ta wymaga najpierw wybrania mechanizmu plastycznego zniszczenia w płycie, a następnie, stosując zasadę prac wirtualnych, obliczenia nośności plastycznej, jako górnej granicy rozwiązania. Po osiągnięciu nośności plastycznej zakłada się, że pęknięcia i krzywizna płyty są skupione wzdłuż linii załomów (patrz przykłady na Rysunku 37). Zakłada się, że obszary ograniczone tymi liniami pozostają sprężyste i płaskie oraz obracają się sztywno wokół linii załomów (plastycznych). Na układ linii załomów wpływa kilka parametrów, takich jak plastyczna nośność przekrojów płyt na zginanie, warunki podparcia oraz geometria samej płyty. Modele zaproponowane dla płyt żelbetowych mogą być łatwo i bezpiecznie zaadoptowane do płyt zespolonych na blachach fałdowych, poprzez uwzględnienie udziału płyt żelbetowych znajdujących się powyżej żeber, tj. pomijając udział stalowego poszycia i betonu wewnątrz żeber. Procedur ta ma zastosowanie zarówno w przypadku, gdy płyty są lub nie są połączone z belkami stalowymi, przy czym występowanie takiego połączenia może wpłynąć na przebieg linii załomów. Na Rysunku 37 lewy schemat może mieć zastosowanie w obu sytuacjach, podczas gdy prawy ukazuje możliwy schemat linii załomów (plastycznych) tylko w przypadku braku połączonych belek.

Stosując tę teorię do płyt znajdujących się powyżej usuniętego słupa, można wyznaczyć obciążenie powierzchniowe odpowiadające nośności plastycznej, a następnie porównać je z przyłożonym obciążeniem powierzchniowym (dla kombinacji wyjątkowej). Jeśli to obciążenie plastyczne jest większe niż obciążenie przyłożone do każdej kondygnacji powyżej usuniętego słupa, płyty są w stanie same przenieść obciążenia wyjątkowe i dlatego można przyjąć, że konstrukcja jest odporna. Jeśli tak nie jest, to w płytach powstaną mechanizmy plastyczne i aby przetrwać scenariusz usunięcia słupa, konieczne będzie wykorzystanie innych elementów konstrukcyjnych.

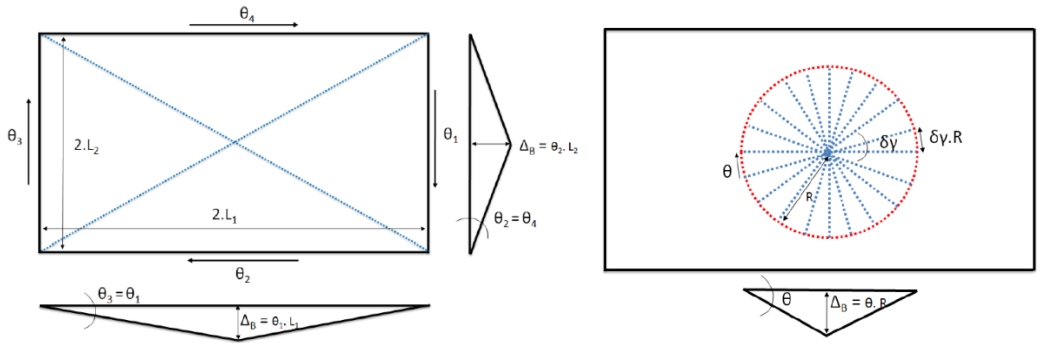
W tym przypadku, pierwszą możliwością jest wykorzystanie efektów membranowych. W przypadku usunięcia słupa wewnętrznego można zastosować metodę opracowaną przez Bailey'a (Bailey, 2001). W swojej pracy Bailey badał nośność ortotropowych, niestężonych bocznie płyt z tylko jedną warstwą

zbrojenia, korzystając z równań równowagi i uwzględniając siły membranowe. Stosując tę metodę z powodzeniem można oszacować nośność płyty. W ramach projektu RobustImpact RFCS (Kuhlmann et al., 2017), skuteczność połączonej metody Johansen'a/Bailey'a została przetestowana dla różnych scenariuszy utraty słupa. Porównanie rezultatów z wynikami modelu numerycznego MES wykazało dobrą zgodność. Alternatywnie, również narzędzia numeryczne mogą być wykorzystane do przewidywania odpowiedzi płyt betonowych, jednak problem ten nie jest przedmiotem rozważań niniejszego rozdziału poświęconego metodom analitycznym. Informacje na temat zastosowania metod numerycznych można znaleźć w Rozdziale 5.3.4.

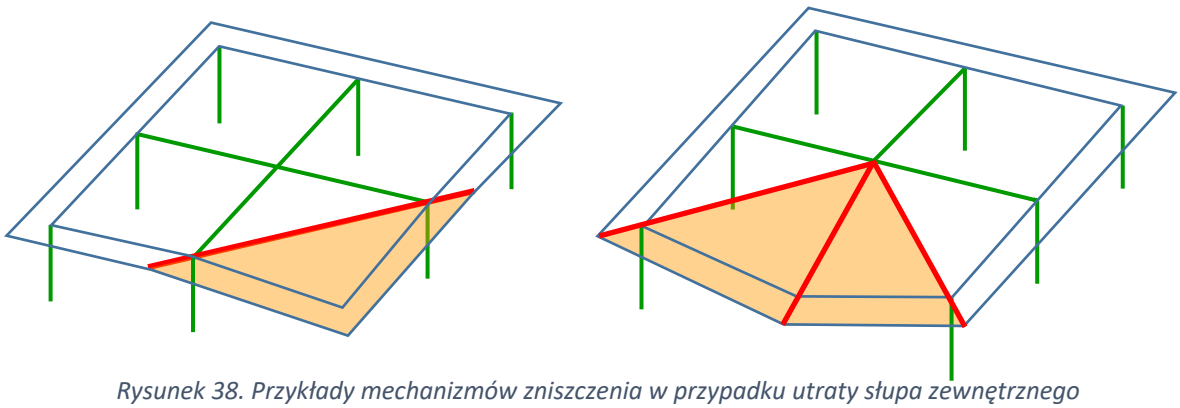
W przypadku utraty słupa zewnętrznego, korzystny wpływ wynikający z rozwoju mechanizmu plastycznego w płycie można uwzględnić rozważając linie załomu pokazane na Rysunku 38. Możliwość uaktywniania się sił membranowych jest jednak bardzo ograniczona, w związku z czym można je pomijać.

Możliwości uaktywnienia się w płycie innych udziałów wpływających na ,,odporność" konstrukcji niż wspomniane ,,mechanizm plastyczny" i ,,efekty membranowe" zależą od konfiguracji stropu i bardziej ogólnie od samej konstrukcji. Możliwości te zostaną omówione w kolejnych rozdziałach dla różnych typów konstrukcji.

.



Rysunek 37. Przykłady mechanizmów zniszczenia w przypadku utraty słupa wewnętrznego (Lemaire 2010)



Rysunek 38. Przykłady mechanizmów zniszczenia w przypadku utraty słupa zewnętrznego

5.3.2.2 *Uproszczone metody analityczne dla konstrukcji z połączeniami prostymi*

Jeśli płyty nie są w stanie przenieść obciążeń związanych ze scenariuszem utraty słupa (patrz Rozdział 5.3.2.1), pozostaje sprawdzić możliwy udział stalowej konstrukcji nośnej (patrz Rozdział 5.3). Jeżeli na końcach belek występują połączenia proste (przegubowe), nie można oczekiwać wpływu ,,mechanizmu plastycznego" na odporność, również możliwość wystąpienia efektów łukowych

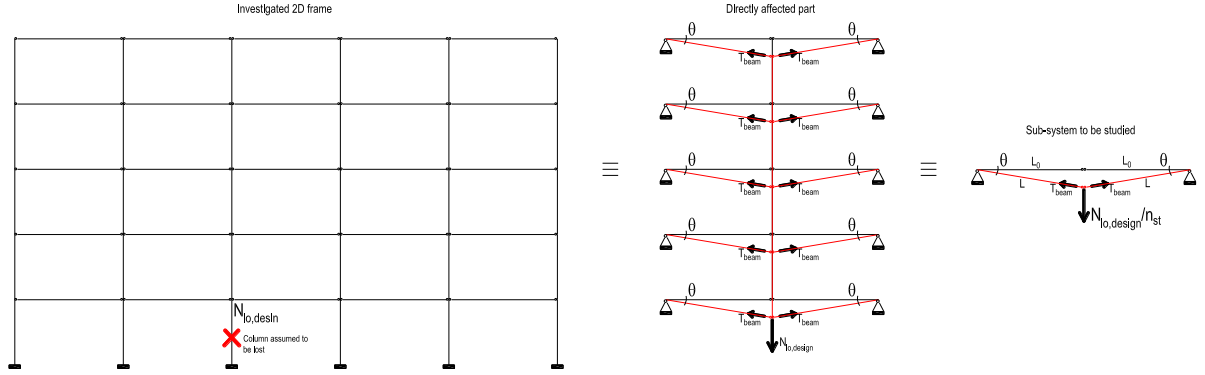
w belkach jest dość wątpliwa. Z drugiej jednak strony w układzie konstrukcyjnym mogą wystąpić duże przemieszczenia prowadzące do możliwości powstania znacznych sił membranowych.

Udział wynikający z uaktywnienia się tych sił membranowych nie może być łączony z udziałem związanym z zachowaniem płyty. W rzeczywistości bowiem, jak wspomniano powyżej, uaktywnienie się sił membranowych w belkach jest możliwe dopiero dla dużych przemieszczeń, które nie są zgodne z możliwymi deformacjami płyty. Jak wyjaśniono niżej, ostatecznym celem sprawdzenia powinno być znalezienie równowagi pomiędzy siłami membranowymi pojawiającymi się w belkach a obciążeniem związanym z usunięciem słupa.

Rozwój sił membranowych silnie zależy od sztywności $K_{H,t}$ części konstrukcji w strefie pośredniego wpływu - IAP (patrz Rozdział 5.3). Jeśli sztywność ta będzie bardzo mała, w części konstrukcji w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP) powstaną siły membranowe o pomijalnie małych wartościach, a więc konstrukcja będzie uważana za ,,nieodporną". Natomiast, jeżeli sztywność ta będzie znaczna, rozwiną się znaczne siły membranowe i uda się ustalić nowy stan równowagi w zdeformowanej konstrukcji.

Jeśli płyta została wstępnie zaprojektowana jako tarcza, można przyjąć, że jest ona sztywna w swojej płaszczyźnie. Wówczas wartość sztywności $K_{H,t}$ części konstrukcji będącej w strefie pośredniego wpływu (IAP) opisanej w Rozdziale 5.3 można przyjąć jako nieskończenie dużą, a końce części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) uznać za całkowicie podparte w kierunku poziomym. W istocie, jeżeli końce belki próbują przemieszczać się w kierunku poziomym, konstrukcja wchodzi w bezpośredni kontakt z płytami na poszczególnych kondygnacjach. Powoduje to ograniczenie przemieszczania się tych końców belek, wywołując ściskanie płyt w ich płaszczyźnie. Uwzględniając niniejsze założenie, oraz wykorzystując równania równowagi i zgodność przemieszczeń na podstawie statycznych i kinematycznych twierdzeń teorii nośności granicznej, można przewidzieć odpowiedź konstrukcji po utracie słupa.

Na Rysunku 39 przedstawiono przykład ramy płaskiej z połączeniami prostymi (przegubowymi), w której płyty betonowe działające jako tarcze są umieszczone na każdej kondygnacji. W rozważanej ramie siły membranowe T_{beam} powstające w belkach w części będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) uszkodzenia mogą być przyjmowane jak dla podukładu przedstawionego na Rysunku 39. Z uwagi na obecność płyt na każdej kondygnacji (nieskończona wartość $K_{H,t}$), ta sama siła rozciągająca pojawia się we wszystkich belkach (zakłada się, że jest taka sama na każdej kondygnacji) w części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP). W związku z tym, każde dwie belki będą w taki sam sposób przenosić siłę $N_{lo,design}$, czyli obciążenie osiowe, które występuje w słupie przed zdarzeniem i które można oszacować na podstawie wyjątkowej kombinacji obciążeń (EN 1990, 2002). Ostatecznie zatem zachowanie ramy można przeanalizować przy użyciu podukładu z Rysunku 39, poddanego działaniu siły $N_{lo,design}/n_{st}$, gdzie n_{st} oznacza liczbę kondygnacji, włączonych do pracy, w części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP).



Rysunek 39. Uproszczone podejście analityczne - od ramy płaskiej do modelu podsystemu

Dla tak zdefiniowanego podsystemu można napisać następujące równania wynikające z warunków równowagi i zależności geometrycznych:

$$\frac{N_{lo,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin\theta \tag{24}$$

$$L = L_0 / \cos\theta \tag{25}$$

gdzie L jest długością poszczególnych belek w układzie odkształconym, L_0 jest ich długością początkową. W zakresie sprężystym, wydłużenie belek jest rezultatem przenoszonej siły rozciągającej:

$$\Delta L = L - L_0 = T_{beam} \cdot \frac{L_0}{E \cdot A} \tag{26}$$

gdzie E jest modułem Younga materiału belki, a A jest polem przekroju poprzecznego belki.

Podstawiając w tym równaniu za L wyrażenie $L_0/\cos\theta$, otrzymujemy układ dwóch równań z dwiema niewiadomymi, T_{beam} i θ:

$$\frac{N_{lo,design}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam} \cdot \sin\theta \tag{27}$$

$$T_{beam} = \frac{1 - \cos\theta}{\cos\theta} \cdot E \cdot A \tag{28}$$

Rozwiązując ten układ równań, można wyznaczyć: (i) siłę rozciągającą T_{beam}, która ma być przenoszona przez belki i węzły na ich końcach oraz (ii) wymaganą zdolność do obrotu θ dla węzłów przegubowych.

Jak wcześniej wspomniano, przyjmuje się, że belki znajdujące się w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) zniszczenia, pozostają w zakresie sprężystym. Wymagane jest więc sprawdzenie czy belki poddane momentowi zginającemu (pochodzącemu od obciążenia grawitacyjnego) oraz sile rozciągającej T_{beam}, pozostaną w zakresie sprężystym. W celu sprawdzenia połączeń przegubowych, zarówno pod względem nośności (pod obciążeniem siłą T_{beam}), jak i zdolności do obrotu (θ), można odwołać się odpowiednio do Rozdziałów A.5.1 i A.2.

Model ten może być łatwo rozszerzony na konstrukcje trójwymiarowe, co zostało przedstawione w Załączniku A.7.

5.3.2.3 *Uproszczone metody analityczne dla konstrukcji z węzłami o niepełnej nośności*

Jeśli na końcach belek stosuje się węzły o niepełnej nośności, scenariusz utraty słupa spowoduje najpierw rozwój mechanizmu plastycznego w części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) (patrz Rozdział 5.1), z przegubami plastycznymi tworzącymi się w węzłach o niepełnej nośności. Obciążenie związane z utworzeniem mechanizmu plastycznego w belce z węzłami o niepełnej nośności wyznacza się przy założeniu, że połączenia na końcach belki są takie same (Rysunek 40), z równania:

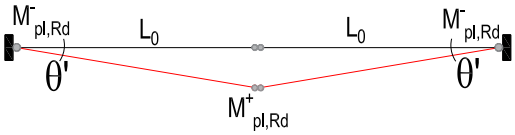
$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M^{-}_{Rd,i} + 2 \cdot M^{+}_{Rd,i}}{L} \tag{29}$$

gdzie $M^{-}_{Rd,i}$ jest obliczeniową nośnością plastyczną węzła o niepełnej nośności na końcach belki *i* pod działaniem momentu ujemnego, a $M^{+}_{Rd,i}$ to nośność pod działaniem momentu dodatniego.

Wzór ten można zastosować do belek każdej kondygnacji powyżej usuniętego słupa, a suma tak otrzymanych wartości $N_{pl,i}$ odpowiada obciążeniu N_{pl} wymaganemu do utworzenia mechanizmu plastycznego w belkach będących w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP):

$$N_{pl} = \sum_{i} N_{pl,i} \tag{30}$$

Jeżeli tak otrzymana wartość N_{pl} jest większa niż $N_{lo,design}$ (patrz Rozdział 5.3.2.2), wówczas belki będące w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP) mogą przenieść obciążenia po usunięciu słupa i można założyć, że konstrukcja jest odporna na awarię.



Rysunek 40. Mechanizm plastyczny belki rozwijający się w belce z węzłami o niepełnej nośności

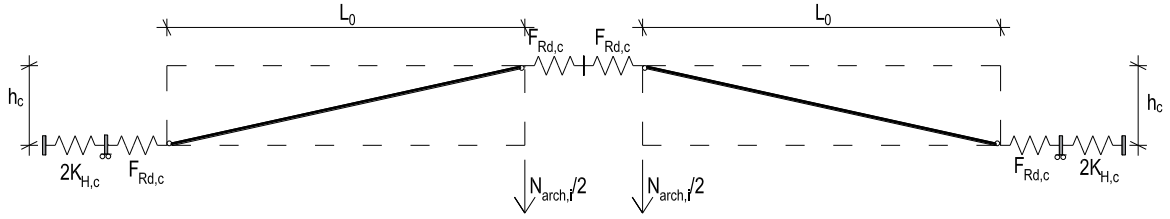
W przeciwnym wypadku, udział belek w nośności (wzór (31)) może być połączony z udziałem wynikającym z powstania mechanizmu uplastycznienia płyt (patrz Rozdział 5.3.2.1). Nośność z mechanizmu plastycznego płyt jest wyznaczana poprzez przyłożenie poprzecznego obciążenia skupionego na płycie w poziomie usuwanego słupa. Nośność wyrażana jako obciążenie skupione $N_{pl,slab,i}$, związana z tworzeniem mechanizmu plastycznego w płycie na każdej kondygnacji i może być obliczona za pomocą teorii Johansena (patrz Rozdział 5.3.2.1). Łączne obciążenie $N_{pl,slab}$, odpowiadające powstawaniu mechanizmu plastycznego we wszystkich płytach będących w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) zniszczenia, zapisane jest wzorem:

$$N_{pl,slab} = \sum_{i} N_{pl,slab,i} \tag{31}$$

Jeżeli N_{pl} + $N_{pl,slab}$ jest większe niż $N_{lo,design}$ (patrz Rozdział 5.3.2.2), wówczas belki i płyty będące w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), mogą przenieść obciążenia po usunięciu słupa i można założyć, że konstrukcja jest odporna na awarię.

Jeśli nie, należy poszukać innych potencjalnych składników nośności. Możliwość uwzględnienia tych składników silnie zależy od sposobu zniszczenia węzła o niepełnej nośności, co opisano dalej.

Jeżeli charakter zniszczenia węzła jest powiązany ze składnikami rozciąganymi, zginanymi lub ścinanymi, oznacza to, że składniki poddane ściskaniu (środnik słupa podczas ściskania lub pas belki i środnik poddawany ściskaniu) nie osiągnęły jeszcze swojej nośności plastycznej. W takich warunkach, w belkach będących w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP), może wytworzyć się efekt łukowy, jak to zilustrowano na Rysunku 41. Efekt łukowy: (i) zapobiega pojawianiu się znacznych przemieszczeń pionowych w obrębie uszkodzenia oraz (ii) pozwala na mobilizację dodatkowych sił nośnych w układzie. Efekt łukowy znika, gdy na jednym z końców elementu łuku zostanie osiągnięta jego nośność na ściskanie ($F_{rd,c}$ – patrz Rysunek 41). Na Rysunku 41 przyjęto takie same węzły na końcach belek.



Rysunek 41. Schematyczny widok efektu łukowego w belce w strefie bezpośredniego wpływu (DAP)

Aby wyznaczyć dodatkowe siły, które mogą powstać w wyniku efektu łukowego, można zastosować procedurę, w której zakłada się, że sztywność części konstrukcji będących w strefie pośredniego wpływu (IAP), $K_{H,c}$ jest nieskończona (patrz Rysunek 41). Proponowana procedura może być dostosowana do innych sytuacji, ale będzie wymagała bardziej złożonych modeli analitycznych opisanych w Rozdziale 5.3.2.5.

Pierwszy krok polega na ocenie przemieszczenia pionowego $\Delta_{pl,i}$ belek na każdej kondygnacji *i*, gdy formuje się mechanizm belkowy zniszczenia. Wartość przemieszczenia pionowego, uzyskana za pomocą analizy II rzędu, wynosi:

$$\Delta_{pl,i}= \frac{N_{pl,i} \cdot (2 \cdot L_0)^3}{192 \cdot E \cdot I_{y,i}} + L_0 \cdot Tan(\frac{M_{Rd,i}}{\frac{S_{j,ini,i}}{\eta}}) \tag{32}$$

gdzie *E* to moduł Younga stali, $I_{y,i}$ to moment bezwładności belek, $M_{Rd,i}$ to nośność na zginanie węzła na końcu belki, $S_{j,ini,i}$ to sztywność początkowa węzła (wszystkie trzy wartości dla kondygnacji i-tej) i η to współczynnik modyfikacji sztywności zgodnie z definicją z Tablicy 5.2 (EN 1993-1-8 2005).

To równanie obowiązuje dla belek stalowych z węzłami wykazującymi tę samą sztywność i nośność na zginanie momentem dodatnim i ujemnym, ale można je dostosować do innych założeń.

W przypadku powstania mechanizmu zniszczenia plastycznego belek na poziomie kondygnacji *i*, poziome sprężyny przedstawione na Rysunku 41, reprezentujące składniki ściskane są poddane działaniu siły F_t (siła ta odpowiada sumie sił w szeregu rozciąganych, z uwagi na warunki równowagi sił w węźle). Skrócenie tych sprężyn wynosi:

$$\delta_{c,el} = \frac{F_t}{k_{eff,c} \cdot E} \tag{33}$$

gdzie $k_{eff,c}$ jest efektywnym współczynnikiem sztywności składników w szeregu ściskanym, obliczonym zgodnie z Rozdziałem 6.3.3.1 normy (EN 1993-1-8 2005).

Na Rysunku 42 linią pomarańczową pokazano położenie pręta łukowego w wytworzonym w belce mechanizmie plastycznym. Długość pręta łukowego L_D w tych warunkach jest równa:

$$L_D = \sqrt{\left(L_0 + 2\delta_{c,el}\right)^2 + \left(h_c - \Delta_{pl,i}\right)^2} \tag{34}$$

Nośność ze względu na efekt łukowy jest osiągnięta, gdy zostanie osiągnięta nośność składników w szeregu ściskanym węzła $F_{Rd,c}$, co odpowiada odkształceniu ściskanego składnika węzła równemu:

$$\delta_{c,pl} = \frac{F_{Rd,c}}{k_{eff,c}.E} \tag{35}$$

oraz nachyleniu łuku θ (patrz Rysunek 42) równemu:

$$\theta_r = Acos\left(\frac{L_0 + 2\cdot\delta_{c,pl} + \delta_K}{L_D}\right) = Acos\left(\frac{L_0 + 2\cdot\delta_{c,pl}}{L_D}\right) \tag{36}$$

gdzie $\delta_K = \frac{F_{Rd,c} - F_t}{K_{H,c}}$ jest przemieszczeniem poziomym elementów będących w strefie pośredniego wpływu uszkodzenia (IAP). Ponieważ zakłada się tu, że $K_{H,c}$ jest nieskończone więc przemieszczenie przyjmuje wartość 0. W tym równaniu racjonalnie przyjmuje się, że długość łuku L_D pozostaje niezmieniona. Należy podkreślić, że sprężyna pozioma, odzwierciedlająca części konstrukcji będące w strefie pośredniego wpływu uszkodzenia (IAP) jest aktywowana tylko wtedy, gdy powstaje mechanizm plastyczny, tj. gdy rozwija się efekt łukowy. W belkach, przed rozwojem mechanizmu plastycznego, nie występują siły poziome, ponieważ belki pracują tylko na zginanie.

Znając wartość θ_r, udział nośności pochodzący z efektu łukowego $N_{Arch,i}$ uzyskuje się z równania (z warunków równowagi):

$$N_{Arch,i} = 2\cdot Tan(\theta_r)\cdot\left(F_{Rd,c} - F_t\right) \tag{37}$$

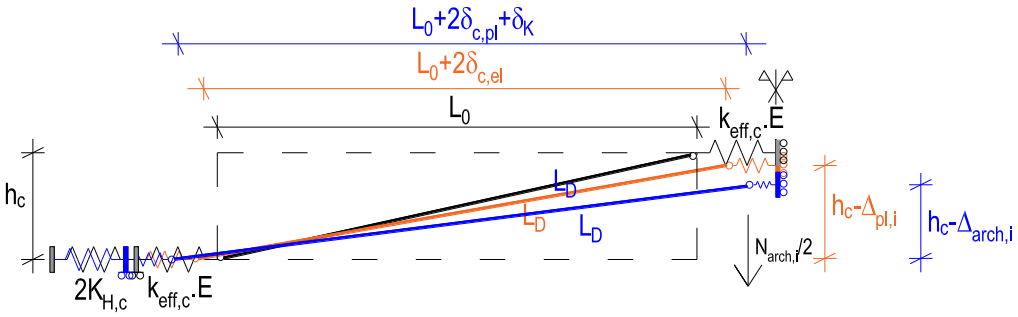
Oczywiście, jeśli nośność węzła na końcach belek jest uwarunkowana składnikiem ściskanym, wówczas F_t jest równe $F_{Rd,c}$ (z uwagi na warunek równowagi), a zatem efekt łukowy na *i-tej kondygnacji nie wystąpi* ($N_{arch,i}$ = 0).

Efekt łukowy można uwzględnić tylko wtedy, gdy pręt łukowy poddany ściskaniu równemu $N_{Arch,i}/cos(\theta_r)$ jest w stanie przenieść tę siłę. Można racjonalnie przyjąć nośność pręta łukowego jako równą nośności belki przy ściskaniu $N_{b,Rd}$. Jeśli osiągnięto nośność pręta, to można przyjąć, że $N_{Arch,i}$ jest równa $N_{b,Rd}\,.\,cos(\theta_r)$. To samo dotyczy części będącej pod pośrednim wpływem uszkodzenia, która musi przenieść przyłożone obciążenie poziome równe różnicy $\left(F_{Rd,c} - F_t\right)$.

Ostatecznie, składnik nośności efektu łukowego N_{Arch} w elementach będących w strefie bezpośredniego wpływu uszkodzenia (DAP) jest równy:

$$N_{Arch} = \sum_i N_{Arch,i} \tag{38}$$

Ten udział nośności można sumować ze składnikami nośności wynikającymi z mechanizmów zniszczenia plastycznego belek i płyt, gdyż wywołanie efektu łukowego wymaga ograniczonej wielkości odkształcenia.



Rysunek 42. Położenie pręta łuku w warunkach utraty słupa

Wobec tego, jeśli suma $N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch}$ jest większa niż $N_{lo,design}$ (patrz Rozdział 5.3.2.2) można uznać, że konstrukcja jest odporna na katastrofę postępującą.

W przeciwnym przypadku wystąpią znaczne pionowe przemieszczenie części w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), gdy tylko efekt łukowy zostanie pokonany. Wraz z pojawieniem się tych przemieszczeń można rozważyć rozwój sił membranowych w częściach konstrukcji będących w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), ale ten nowy udział nośności $N_{membrane}$ nie może być połączony z udziałem nośności uzyskanym z efektu łukowego (który znika po uformowaniu się mechanizmu membranowego), jak i z mechanizmem zniszczenia plastycznego płyty (który, ze względu na niedostateczną zdolność odkształcania płyt, znika po osiągnięciu znacznych odkształceń). W związku z tym ten składnik nośności jest istotny, jeśli:

$$N_{pl} + N_{m,embrane} > N_{lo,design} > N_{pl} + N_{pl,slab} + N_{Arch} \tag{39}$$

Wyznaczenie udziału $N_{membrane}$ wymaga wykonania analizy II rzędu. Dodatkowo, w węzłach o niepełnej nośności (patrz Załącznik A.1), należy uwzględnić interakcję M-N (patrz Rozdział 2.2.1), co wymaga zastosowania zaawansowanych metod obliczeniowych. Można skorzystać z treści Rozdziałów 5.3.2.5, 5.3.3 lub 5.3.4, w których proponowane są również zaawansowane metody analityczne i numeryczne. Należy jednak pamiętać, że rozwój dużych przemieszczeń w układzie wymaga znacznej zdolności do odkształceń węzłów o niepełnej nośności (podlegających interakcji M-N), co w przypadku większości klasycznych węzłów nie jest możliwe do osiągnięcia.

5.3.2.4 *Uproszczone metody dla konstrukcji z węzłami o pełnej nośności*

W przypadku takich konstrukcji, plastyczny mechanizm zniszczenia związany z powstaniem przegubów rozwija się w belkach, a nie w węzłach. W związku z tym wzory do obliczenia tego udziału (omówionego w poprzednim Rozdziale) przyjmują postać:

$$N_{pl,i} = \frac{2 \cdot M^{-}_{pl,Rd,i} + 2 \cdot M^{+}_{pl,Rd,i}}{L} \text{ i } N_{pl} = \sum_i N_{pl,i} \tag{40}$$

gdzie $M^{-}_{pl,Rd,i}$ jest obliczeniową nośnością plastyczną przekrojów belki na *i*-tej kondygnacji pod wpływem momentu ujemnego, a $M^{+}_{pl,Rd,i}$ jest nośnością pod działaniem momentu dodatniego.

Jeżeli tak otrzymana wartość N_{pl} jest większa niż $N_{lo,design}$ (patrz Rozdział 5.3.2.2), wówczas belki będące w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP) będą w stanie przenieść obciążenia związane z utratą słupa i można założyć, że konstrukcja jest odporna na uszkodzenie.

W przeciwnym wypadku, można uwzględnić udział plastycznego mechanizmu zniszczenia płyty, jak opisano w Rozdziale 5.3.2.3. Jeśli suma $N_{pl} + N_{pl,slab}$ jest większa niż $N_{lo,design}$ (patrz Rozdział 5.3.2.2),

wówczas belki i płyty będące w strefie bezpośredniego wpływu zniszczenia (DAP) będą w stanie przenieść obciążenia po usunięciu słupa i można założyć, że konstrukcja jest odporna na uszkodzenie.

Jeśli nie jest to zapewnione, to niestety korzystny efekt łukowy w belce, opisany w poprzednim rozdziale, nie może być uwzględniony. Dzieje się tak, ponieważ strefy uplastycznienia rozwijają się w przekrojach belek i w przegubach plastycznych, gdzie uplastycznieniu ulegają obie strefy przekrojów: rozciągana i ściskana, a więc nośność związana z efektem łukowym jest równa zeru.

W związku z tym, jedynym dodatkowym składnikiem nośności, który można uwzględnić, jest składnik wynikający z rozwoju efektów cięgnowych w belkach będących w strefie bezpośredniego wpływu (DAP). Jak wspomniano w poprzednim rozdziale, ten udział nie może być uwzględniany razem z udziałem pochodzącym z plastycznego mechanizmu zniszczenia płyty, ponieważ wymagana zdolność odkształcania linii załomów płyt byłaby wówczas zbyt wysoka. W przypadku konstrukcji z węzłami o niepełnej nośności, uwzględnianie składnika nośności $N_{membrane}$ wymaga przyjęcia zaawansowanych metod projektowania. Opisano je w Rozdziałach 5.3.2.5, 5.3.3 oraz 5.3.4.

5.3.2.5 *Zaawansowane podejście analityczne*

Bardziej uniwersalne i szczegółowe podejście analityczne zostało opracowane przez (Huvelle et al., 2015). Model ten umożliwia wyznaczenie konstrukcyjnej odpowiedzi ramy płaskiej (2D) z węzłami prostymi, połączeniami o niepełnej nośności i podwyższonej nośności. Zakłada się, że w elementach będących pod bezpośrednim wpływem zniszczenia utworzyły się siły membranowe, a następnie, w przypadku węzłów o niepełnej lub podwyższonej nośności, na końcach belek rozwinęły się plastyczne mechanizmy zniszczenia.

Model opiera się na zdefiniowaniu podukładu i jego opisie, przy następujących założeniach:

- zakłada się postępującą (statyczną) utratę słupa;
- przeguby plastyczne mogą powstawać w przekrojach belek lub w połączeniach belek ze słupami;
- wszystkie słupy i belki posiadają typowe przekroje;
- uwzględnia się tylko utratę słupów wewnętrznych (tj. słupów, które nie znajdują się w narożach);
- w pozostałej części konstrukcji, będącej w strefie pośredniego wpływu zniszczenia (IAP) , nie rozwija się uplastycznienie (tzn. zakłada się, że jej zachowanie jest nieskończenie sprężyste).

Dzięki proponowanemu podejściu analitycznemu uzyskuje się zestaw N równań z N niewiadomymi, które można rozwiązać za pomocą metod matematycznych. Podejście to umożliwia wyznaczenie pionowego przemieszczenia części konstrukcji będącej w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), w funkcji obciążenia w usuwanym słupie (określanego w poprzednich rozdziałach jako $N_{membrane}$).

Szczegóły dotyczące tego zaawansowanego podejścia analitycznego znajdują się w Załączniku A.8. W załączniku tym wyjaśniono również, w jaki sposób można rozszerzyć ten model do wyznaczenia przemieszczeń w konstrukcjach przestrzennych.

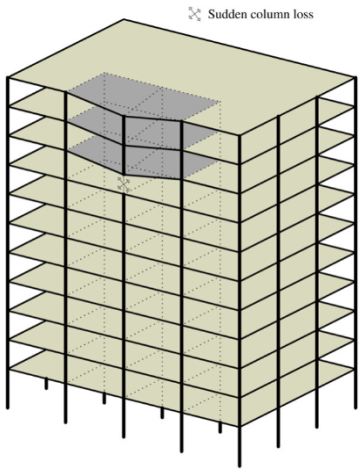
5.3.3 Uproszczone podejścia numeryczne

5.3.3.1 *Wprowadzenie*

W niniejszym rozdziale przedstawiona będzie uproszczona metoda oceny odporności budynków o stalowej konstrukcji szkieletowej w sytuacji postępującego/nieproporcjonalnego zniszczenia spowodowanego nagłym usunięciem słupa. Proponowana metoda ilościowa, uwzględnia ciągliwość,

statyczną niewyznaczalność, absorpcję energii i efekty dynamiczne. Prostota zaproponowanego podejścia pozwala na bezpośrednie zastosowanie w praktyce projektowej. Ponadto umożliwia ilościowe określenie odporności konstrukcyjnej dla scenariuszy nagłej utraty słupa, w przeciwieństwie do metod normowych omówionych w Rozdziale 5.3.1.

Projektowanie konstrukcji na odporności ma na celu zapewnienie, że wszelkie lokalne uszkodzenia wynikające z nieprzewidzianych ekstremalnych zdarzeń nie spowodują nieproporcjonalnego zniszczenia. Przedstawiony na Rysunku 43 scenariusz projektowy usunięcia słupa (Izzuddin et al., 2008), z uwzględnieniem efektów dynamicznych wskutek zdarzeń ekstremalnych, takich jak eksplozja lub uderzenie, jest niezależny od rodzaju zdarzenia. Jednak taki scenariusz projektowy zniszczenia słupa nie zawsze jest identyczny w dynamicznych skutkach powstałych pod wpływem eksplozji lub uderzenia. Może jednak umożliwić oszacowanie górnej granicy wymaganej ciągliwości konstrukcji nawet w sytuacji gdy poziom obciążenia słupa eksplozją staje się bardzo duży (Gudmundsson i Izzuddin, 2010; Izzuddin, 2010). Ponadto może uchwycić wpływ uszkodzenia słupa, występującego w stosunkowo krótkim czasie, w porównaniu do odpowiedzi konstrukcji. W związku z tym, proponowany scenariusz można uznać za standardowy, dynamiczny test odporności konstrukcji na uszkodzenie, a wykorzystując skalibrowane współczynniki projektowe może być zastosowany do oceny różnych innych ekstremalnych zdarzeń dynamicznych.



Rysunek 43. Wielopiętrowa konstrukcja ramowa w scenariuszu nagłej utraty słupa (Izzuddin et al., 2008)

5.3.3.2 *Stan graniczny odporności na uszkodzenie*

W przypadku scenariusza nagłego usunięcia słupa wymagana jest definicja stanu granicznego odporności (robustness limit state), po przekroczeniu którego, powstałe lokalne uszkodzenia mogą prowadzić do nieproporcjonalnego zniszczenia konstrukcji na poziomie globalnym. Stan graniczny odporności w przypadku nagłej utraty słupa powinien zapobiec zawaleniu się stropów wyższych kondygnacji i zapewnić, że sąsiednie słupy będą w stanie przenieść redystrybuowane obciążenia. Zniszczenie stropu na jednej kondygnacji może prowadzić do konieczności uwzględnienia dodatkowych obciążeń dla stropów znajdujących się poniżej, które muszą przenieść np. dodatkowe obciążenie gruzem, a to z kolei zwiększa wrażliwość konstrukcji na postępujące/nieproporcjonalne zniszczenie. Ponieważ stan graniczny odporności na uszkodzenie dotyczy rzadkich i ekstremalnych zdarzeń losowych, racjonalne jest dopuszczenie do stosunkowo dużych odkształceń w stropach górnych kondygnacji. Umożliwi to uaktywnienie ściskających efektów łukowych oraz cięgnowych i membranowych, które ze względów ekonomicznych na etapie projektowania nie są normalnie

wykorzystywane w przypadku typowych obciążeń. Natomiast zaprojektowanie stropów na nośność konwencjonalnymi metodami, uwzględniając obciążenia grawitacyjne występujące w sytuacji braku jednego z podpierających słupów, prowadziłoby do przewymiarowania konstrukcji.

W omawianym podejściu, stan graniczny odporności spowodowany nagłym usunięciem słupa definiowany jest poprzez wartość maksymalnego odkształcenie dynamicznego w stropach powyżej uszkodzenia, przekraczającego granicę ciągliwości. W przypadku stalowych konstrukcji szkieletowych z węzłami prostymi lub o niepełnej nośności, nagła utrata słupa może prowadzić do znacznej koncentracji deformacji w węzłach stropów nad uszkodzeniem. Taki stan graniczny jest determinowany uszkodzeniem pierwszego składnika, czyli wymagana ciągliwość przy maksymalnej odpowiedzi dynamicznej jest równa ciągliwości uzyskanej w jednym z węzłów. Można to uogólnić, rozważając sukcesywne uszkodzenia kolejnych składników. W efekcie ogólny przypadek stanu granicznego odporności można zdefiniować jako wartość obciążenia grawitacyjnego, która przekracza maksymalną nośność pseudostatyczną systemu stropowego, poprzedzającą całkowite zniszczenie. Powyższe założenie jest podstawą proponowanego podejścia skoncentrowanego na ciągliwości, omówionego w następnych rozdziałach.

5.3.3.3 *Wielopoziomowa ocena konstrukcji szkieletowych z uwzględnieniem ciągliwości*

Odpowiedź konstrukcji wielokondygnacyjnej na nagłą utratę słupa ma charakter dynamiczny i silnie nieliniowy, z uwagi na znaczne nieliniowości materiałowe i geometryczne. Stan graniczny odporności omówiony w Rozdziale 5.3.3.2 definiowany jest jako maksymalna odpowiedź dynamiczna konstrukcji po nagłym usunięciu słupa, z uwzględnieniem obciążeń grawitacyjnych i wykazaniu, że zapas ciągliwości węzła w warunkach powstałego uszkodzenia jest wystarczający. Za najdokładniejszą metodę określania maksymalnych wymagań, stawianych węzłom, jest uważana nieliniowa analiza dynamiczna wykonana metodą elementów skończonych. Jest ona jednak stosunkowo skomplikowana i wymaga specjalistycznej wiedzy, która może nie być łatwo dostępna w powszechnej praktyce projektowej. Alternatywnie, przedstawiono uproszczone a jednocześnie dokładne podejście, wymagające przeprowadzenia nieliniowej analizy statycznej z pominięciem analiz i efektów dynamicznych.

Proponowane podejście składa się z trzech głównych etapów:

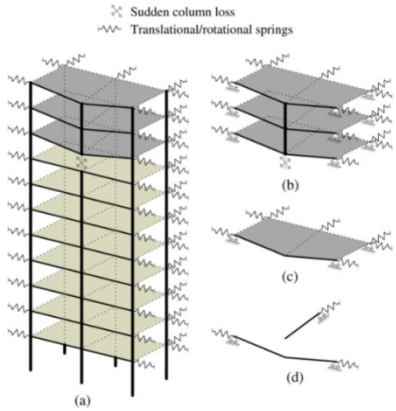
1. Określeniu nieliniowej odpowiedzi statycznej uszkodzonej konstrukcji pod obciążeniem grawitacyjnym.
2. Wykonaniu uproszczonej analizy dynamicznej w celu wyznaczenia maksymalnej odpowiedzi dynamicznej konstrukcji po nagłej utracie słupa.
3. Ocenie ciągliwości połączeń.

Przedstawione założenia stanu granicznego nośności, których głównym celem projektowym jest zapobieganie zawaleniu się górnych pięter w przypadku nagłej utraty słupa, mogą być stosowane na różnych poziomach idealizacji konstrukcji, uwzględniając jej regularności oraz obciążenia.

5.3.3.4 *Idealizacja konstrukcji*

Proponowane podejście może być stosowane globalnie dla całej konstrukcji oraz dla różnych fragmentów konstrukcji jak pokazano na Rysunku 44 (Izzuddin et al., 2008). Poziom idealizacji konstrukcji jak pokazano na Rysunku 43 określa się w zależności od wymaganej szczegółowości modelowania oraz od tego, czy redukcja modelu konstrukcyjnego jest możliwa, co w znacznej mierze zależy od regularności układów konstrukcyjnych i obciążeń budynku. Pierwszy poziom idealizacji/redukcji konstrukcji obejmuje tylko fragmenty budynku wielokondygnacyjnego poddanego obciążeniu (Rysunek 44a). Na tym poziomie należy przypisać odpowiednie warunki brzegowe w celu

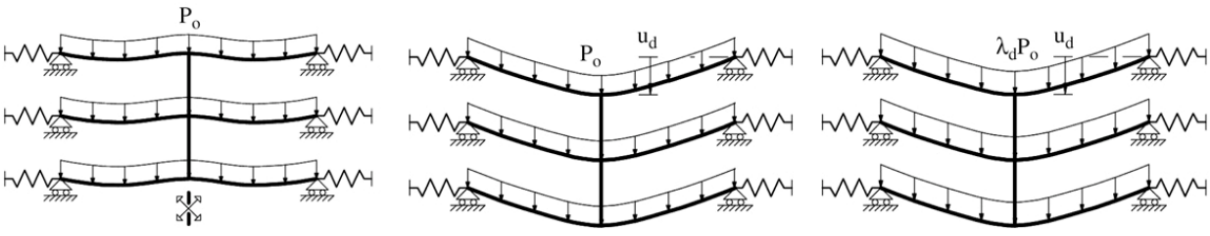
odwzorowania interakcji rozpatrywanego fragmentu z otaczającą go konstrukcją. Jeśli istnieje pewność, że sąsiednie słupy są w stanie przenieść redystrybuowane obciążenie, można rozważania ograniczyć do jednej kondygnacji, przyjmując, że powstałe deformacje koncentrują się tylko powyżej usuniętego słupa. Jak pokazano na Rysunku 44b prowadzi to do dalszej redukcji modelu części konstrukcji w strefie bezpośredniego wpływu (DAP). Jeśli poddane oddziaływaniu kondygnacje są podobne pod względem konstrukcji, obciążenia i powiązań zewnętrznych IAP (część konstrukcji będąca w strefie pośredniego wpływu - patrz Rozdział 5.3), może być rozważany układ jednokondygnacyjny, w którym jak pokazano na Rysunku 44c, siła osiowa w słupach bezpośrednio nad utraconym słupem jest pomijalna. Wreszcie można rozważyć pojedyncze belki stalowe/zespolone, poddane obciążeniu grawitacyjnemu w odpowiednich proporcjach, ignorując efekty w płaszczyźnie płyty stropowej (tj. pomijając ewentualną nośność własną płyt, w przeciwieństwie do podejścia stosowanego w uzasadnionych przypadkach, omówionego w Rozdziale 5.3.2), co pokazano na Rysunku 44d.



Rysunek 44. Poziomy idealizacji konstrukcji do oceny katastrofy postępującej/nieproporcjonalnej. (a) Fragment konstrukcji będący pod wpływem uszkodzenia, (b) Strop(y) nad utraconym słupem, (c) Pojedynczy strop nad utraconym słupem i (d) Pojedyncza belka stalowa/zespolona nad utraconym słupem (Izzuddin et al., 2008)

5.3.3.5 *Nieliniowa odpowiedź statyczna*

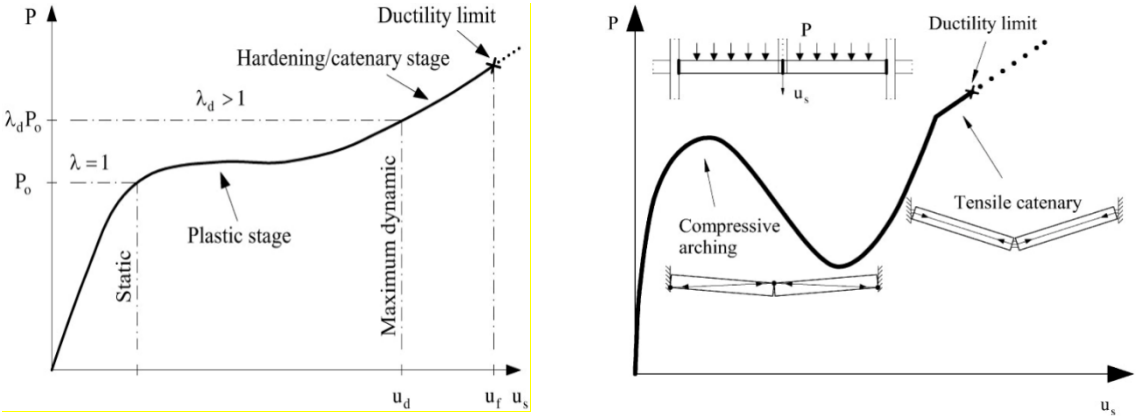
Jak pokazano na Rysunku 45, efekt nagłego usunięcia słupa można uznać za podobny do nagłego przyłożenia obciążenia grawitacyjnego (P_o) do konstrukcji, zwłaszcza, gdy zdolność do odkształceń konstrukcji jest znaczna. Nagłe przyłożenie obciążenia grawitacyjnego wiąże się z powstaniem efektów dynamicznych, dlatego aby zapobiec zniszczeniu, powinny być spełnione wymagania dotyczące ciągliwości we wszystkich stanach odkształcenia.



Rysunek 45. Modelowanie nagłego usunięcia słupa. (a) Nagła utrata słupa, (b) Maksymalna odpowiedź dynamiczna i (c) Zwiększone obciążenie statyczne (Izzuddin et al., 2008)

Jak pokazano na Rysunku 45c, zaproponowana metoda umożliwia dokładne oszacowanie maksymalnej odpowiedzi dynamicznej na podstawie nieliniowej statycznej odpowiedzi konstrukcji, pod

amplifikowanym obciążeniem grawitacyjnym ($\lambda_d P_o$), bez konieczności przeprowadzania jakiejkolwiek złożonej analizy dynamicznej. Tym sposobem uzyskuje się nieliniową odpowiedź statyczną konstrukcji po usunięciu słupa, wyznaczaną jako zmianę obciążenia grawitacyjnego z uwzględnieniem współczynnika skali (λ) z $P = \lambda P_o$ względem statycznego przemieszczenia pionowego (u_s) w miejscu zniszczonego słupa. Typową nieliniową odpowiedź statyczną konstrukcji przedstawiono na Rysunku 46. Odpowiedź ta jest podstawą do wyznaczenia maksymalnego przemieszczenia dynamicznego (u_d)), co zostanie przedstawione w dalszej części. Jak pokazano na Rysunku 46 (Izzuddin et al., 2008), w przypadku realnie projektowanych konstrukcji, nośność na zginanie z uwzględnieniem uplastycznienia spowodowanego nagłą utratę słupa, nie jest wystarczająca do przeniesienia zwiększonego obciążenia statycznego ($\lambda_d > 1$) i konieczne jest dalsze uwzględnianie wzmocnienia i/lub pracy cięgnowej. Oczywiste jest również, że maksymalne przemieszczenie dynamiczne (u_d) powinno być mniejsze od pewnej wartości granicznej, określanej tutaj jako ,,granica ciągliwości", przy której następuje pierwsze uszkodzenie w jednym z węzłów. Ponadto, w niektórych układach następuje spadek wartości odpowiedzi statycznej w wyniku ściskającego działania łukowego (Izzuddin, 2010).



Rysunek 46. Nieliniowa odpowiedź statyczna pod narastającym obciążeniem grawitacyjnym (P = λPo) (Izzuddin, 2010)

5.3.3.5.1 Nieliniowa odpowiedź statyczna pojedynczych belek

5.3.3.5.1.1 Modelowanie szczegółowe

Do wyznaczenia nieliniowej odpowiedzi statycznej na różnych poziomach idealizacji konstrukcji można wykorzystać szczegółowe modelowanie z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Na poziomie belki można zastosować sprężysto-plastyczne elementy belkowe uwzględniające nieliniowość materiałową i geometryczną. Ponadto, można zamodelować połączenie pomiędzy płytą betonową a belką stalową, uwzględniając częściowe lub pełne zespolenie. Nieliniowe zachowanie węzła można rozpatrywać metodą składnikową, opartą na zasadach zaproponowanych w normach EN 1993-1-8 (2005) i EN 1994-1-1 (2004). Bardziej zaawansowane zastosowanie metody składnikowej do stalowych i zespolonych węzłów uwzględniające łączny wpływ momentów zginających i sił osiowych (interakcja M-N) oraz tak zwane ,,efekty grupowe" pomiędzy kolejnymi szeregami śrub (Demonceau et al., 2019; Alhasawi et al., 2017), przedstawiono w innych częściach niniejszego dokumentu. Więcej wskazówek można znaleźć w normie EN 1993-1-14 (2020), która podaje pewne zasady stosowania metod numerycznych w projektowaniu konstrukcji stalowych.

5.3.3.5.1.2 Modelowanie uproszczone

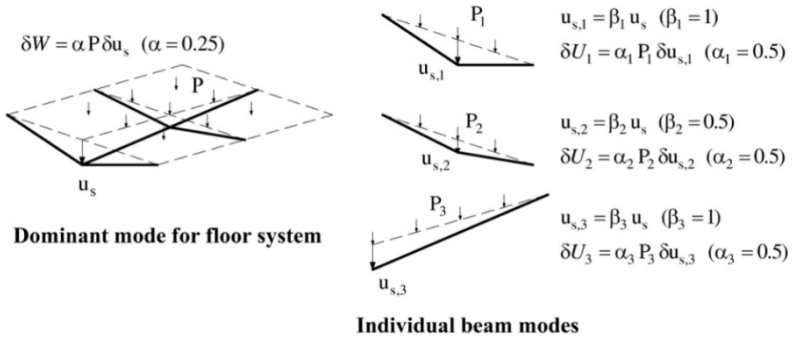
Nieliniową odpowiedź statyczną dla pojedynczych belek stalowych lub zespolonych można uzyskać za pomocą wzorów analitycznych, które w przejrzysty sposób uwzględniają zachowanie się węzłów, wykorzystują tradycyjne zasady analizy konstrukcyjnej, bez konieczności stosowania szczegółowego i złożonego modelowania metodą elementów skończonych, przedstawionego w Rozdziale 5.3.2.5. W powszechnie stosowanych obliczeniach, takie podejście umożliwia łatwe przejście od zaleceń normowych i związanych z nimi ograniczeń, dlatego jest bardziej użyteczne do dokładnej oceny odporności, niż stosowanie nieliniowych modeli elementów skończonych. Podejście to zostało przywołane w Rozdziale 5.3.2.5, a szczegóły podano w Załączniku A.8.

5.3.3.5.2 Uproszczona nieliniowa odpowiedź statyczna pojedynczego stropu

Do określenia nieliniowej odpowiedzi statycznej systemu jednokondygnacyjnego może być wykorzystane modelowanie uproszczone polegające na zsumowaniu odpowiedzi poszczególnych belek modelujących ruszt, z pominięciem efektów membranowych w płytach. Jak pokazano na Rysunku 47, dla dominującej formy deformacji, ogólna odpowiedź pojedynczego stropu (P, u_s) może być sumą odpowiedzi poszczególnych belek (P_i, $u_{s,i}$), wyznaczoną z zależności:

$$P = \frac{1}{\alpha}\sum_i \alpha_i \beta_i P_i \tag{41}$$

gdzie β_i jest współczynnikiem zgodności, odnoszącym przemieszczenie pojedynczej belki do przemieszczenia referencyjnego stropu ($u_{s,i} = \beta_i u_s$), jak pokazano na Rysunku 47, α_i jest współczynnikiem bezwymiarowym, związanym z wykonana pracą układu, zależnym od założonego rozkładu obciążenia na belkę, i który może także zależeć od przyrostu odkształcenia przy aktualnym poziomie obciążenia (tj., 0,5 dla obciążenia równomiernie rozłożonego i 1 dla obciążenia skupionego), a α to współczynnik zależny od rozkładu obciążenia grawitacyjnego na belce (np. 0,25 dla obciążenia równomiernie rozłożonego).



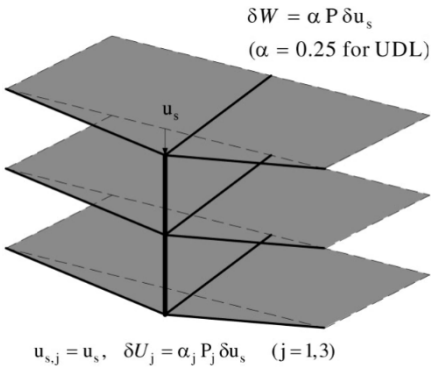
Rysunek 47. Przybliżenie rusztowe układu pojedynczego stropu

5.3.3.5.3 Uproszczone podejście wyznaczania nieliniowej odpowiedzi statycznej wielu stropów

Stosując modelowanie uproszczone dla poszczególnych kondygnacji, otrzymane odpowiedzi statyczne można wykorzystać do określenia nieliniowej odpowiedzi statycznej całego układu stropów wielu kondygnacji powyżej uszkodzonego słupa. Na podstawie deformacji układu o jednym stopniu swobody (SDOF) pokazanym na Rysunku 48 (Izzuddin, 2010), w którym przemieszczenie stropu ($u_{s,j}$), mierzone wzdłuż linii uszkodzonego słupa, jest stałe dla wszystkich stropów, ogólną odpowiedź poszczególnych kondygnacji można wyrazić zależnością:

$$P = \frac{1}{\alpha}\sum_{j} \alpha_j P_j \tag{42}$$

gdzie α_j jest współczynnikiem związanym z pracą wykonaną przez kondygnację (*j*) (tj. 0,25 dla obciążenia równomiernie rozłożonego); podczas gdy α jest ogólnym współczynnikiem związanym z wykonaną pracą dla całego systemu (tj. 0,25 dla równomiernie rozłożonego obciążenia).



Rysunek 48. Uproszczony model systemu wielokondygnacyjnego (Izzuddin, 2010)

Na koniec warto wspomnieć, że szczegółowe modelowanie może być zastosowane na poziomie przęsła, wielu pięter i pojedynczej kondygnacji, gdzie mogą być wykorzystane elementy powłokowe zespolone z elementami belkowymi, z uwzględnieniem nieliniowości materiałowej i geometrycznej oraz mogą być uwzględnione dwukierunkowe efekty membranowe w płycie stropowej. Podejście takie byłoby dokładniejsze od uproszczonego modelowania pojedynczych stropów z wykorzystaniem analogii rusztu, który z natury nie może uwzględniać membranowego działania stropu. Dodatkowo, modele szczegółowe mogą być stosowane w połączeniu z modelami uproszczonymi, gdzie modelowanie szczegółowe może być zastosowane na poziomie belki, a całkowita nieliniowa odpowiedź statyczna wyższych kondygnacjach wyidealizowanej konstrukcji może być określona przy użyciu modelowania uproszczonego.

5.3.3.6 *Uproszczona ocena dynamiczna*

W przypadku nagłej utraty słupa typowa reakcja konstrukcji budynku jest nieliniowa i dynamiczna, z tego powodu podczas oceny wymagań dotyczących ciągliwości, należy uwzględnić maksymalną reakcję dynamiczną konstrukcji. Maksymalną wartość reakcji dynamicznej, jak pokazano w Rozdziale 5.3.5 można wyznaczyć za pomocą uproszczonego podejścia, bez konieczności przeprowadzania niepraktycznej, złożonej, nieliniowej analizy dynamicznej. Proponowane podejście jest dokładniejsze od tradycyjnego podejścia opartego na współczynniku amplifikacji dynamicznej, gdzie współczynnik wzmocnienia zależy zarówno od poziomu obciążenia grawitacyjnego oraz charakteru odpowiedzi nieliniowej (Izzuddin, 2010).

5.3.3.7 *Ocena ciągliwości*

Ostatnim etapem proponowanego podejścia jest porównanie maksymalnego przemieszczenia dynamicznego (u_d) uzyskanego z odpowiedzi pseudostatycznej dla ($P = P_o$) z granicą ciągliwości (u_f), w celu oceny stanu granicznego, co pokazano na Rysunku 49. Jak omówiono w innych częściach niniejszego dokumentu granica ciągliwości jest określona jako minimalna wartość (u_d) dla której wymagane przemieszczenie przekracza rezerwę ciągliwości w którymkolwiek z węzłów. Alternatywnie, stan graniczny można ustalić przez porównanie P_o z nośnością pseudostatyczną (P_f), gdzie P_f jest zdefiniowane:

$$P_f = \max(P_n) \text{ dla } \quad 0 \leq u_{d,n} \leq u_f \tag{43}$$

P_f zwykle odpowiada wartości u_f na krzywej pseudostatycznej odpowiedzi, z wyjątkiem przypadku wystąpienia spadku nośności na skutek działania łukowego.

W przypadku stosowania uproszczonego modelowania na poziomie oceny systemu, gdzie odpowiedź systemu uzyskiwana jest z uproszczonego złożenia modeli niższego poziomu, przemieszczenia podsystemów u_d mogą być określone przy użyciu odpowiednich warunków zgodności. Deformacje w węzłach mogą być następnie wyznaczone dla przemieszczeń na najniższym poziomie rozpatrywanego podsystemu, który jest reprezentowany przez szczegółowe modele belek i stropu lub przez uproszczone modele belkowe. Należy uwzględnić zarówno zdolność do obrotu i odkształcenia podłużne węzłów, które mogą prowadzić do powstania układu cięgnowego, szczególnie w przypadku występowania odpowiedniej sztywności osiowej. Wymagania dotyczące ciągliwości różnych składników węzła można uzyskać na podstawie całkowitych deformacji węzłów. Należy zauważyć, że stan graniczny systemu definiowany jest przez uszkodzenie pojedynczego węzła, w którym wymaganie ciągliwości przekracza granicę ciągliwości jednego lub więcej składników tego węzła. Jeżeli awaria pojedynczego węzła z uwagi na niewyznaczalność systemu nie doprowadziłaby do jego awarii, to stan graniczny tego systemu można określić wyłączając uszkodzony węzeł wraz z związanym z nim podsystemem, którego dotyczy awaria poza zakresem wymaganej ciągliwości.

5.3.3.8 *Ocena systemów stropowych narażonych na obciążenie uderzeniem zniszczonego stropu*

Spadające fragmenty stropu kondygnacji podlegającej zniszczeniu, mogą prowadzić do dodatkowego obciążenia niższych kondygnacji, zwiększając ich wrażliwość na katastrofę postępującą. W określonych warunkach może nastąpić zatrzymanie efektów zniszczenia przez dolną część konstrukcji. Czynnikami wpływającymi na możliwość zatrzymania efektów zniszczenia kondygnacji są: (i) liczba uszkodzonych stropów powyżej rozważanego poziomu; (ii) redukcja energii kinetycznej poprzez absorpcję energii w obrębie uszkodzonych stropów, jak również możliwa utrata energii przy uderzeniu oraz (iii) zdolność systemu niższych stropów konstrukcyjnych do przeniesienia dodatkowego obciążenia pochodzącego z fragmentów stropu wraz z uwzględnieniem powstających efektów dynamicznych. Vlassis et al. (2007; 2009) zaproponowali dla budynków wielokondygnacyjnych projektowanych na ocenę odporności na katastrofę postępującą metodologię projektowania systemów stropowych poddanych obciążeniu przez jeden zniszczony strop. Proponowaną metodę można również zastosować do uwzględnienia początkowego zniszczenia wywołanego więcej niż jedną kondygnacją. Podstawą proponowanego podejścia jest założenie, że zdolność niższej kondygnacji do zatrzymania spadającej kondygnacji zależy głównie od wielkości energii kinetycznej, która jest przekazywana z wyższej kondygnacji podczas uderzenia. Podobnie jak w przypadku omówionej powyżej uproszczonej metody oceny budynków wielokondygnacyjnych w wyniku nagłej utraty słupów, w proponowanym podejściu do określenia maksymalnej deformacji dynamicznej, wykorzystuje się nieliniową odpowiedź statyczną stropu poddanego uderzeniu wraz z podejściem opartym na bilansie energii, bez konieczności przeprowadzania szczegółowej nieliniowej analizy dynamicznej. Prowadzone badania wykazują niekorzystny wpływ obciążeń spowodowanych spadającymi fragmentami stropów na strop niższej kondygnacji, zwiększając tym samym ich wrażliwość na katastrofę postępującą. Co ważne, w tego typu elementach oprócz niewystarczającej ciągliwości dla jednocześnie występujących sił osiowych i momentów, zaobserwowano prawdopodobieństwo wystąpienia zniszczenia przez ścinanie. Szczegółowe poznanie zjawiska wymaga prowadzenia dalszych prac badawczych nad nośnością dynamiczną różnych typów węzłów poddanych ścinaniu pod oddziaływaniem ekstremalnym.

5.3.4 Pełne podejście numeryczne

Obecnie rozwój możliwości obliczeniowych komputerów oraz dostępność zaawansowanych programów numerycznych (FEM, AEM, DEM) pozwala na symulację większości obciążeń wyjątkowych i uzyskanie odpowiedzi budynku na ich działanie, otwiera to drogę do rozwiązań projektowych opartych na pełnym podejściu numerycznym. Skuteczność takiego obecnie stosowanego podejścia, zależy w dużym stopniu od zdolności projektanta do identyfikacji i modelowania kluczowych czynników wpływających na odpowiedź konstrukcji. W tym kontekście należy zwrócić szczególną uwagę na zjawiska związane z rozproszeniem energii w wyniku aktywacji lokalnej plastyczności, takie jak przeguby plastyczne i linie załomów plastycznych, oraz na uszkodzenia związane z prawami konstytutywnymi przyjętymi dla materiałów.

Przy modelowaniu materiałów można stosować różne stopnie dokładności, od najprostszych, tj. liniowych modeli sprężystych, do bardziej złożonych modeli nieliniowych, uwzględniających również degradację wytrzymałości i sztywności. Liniowe prawa sprężystości mogą być wykorzystywane w modelach sprężystych, przyjmowanych we wstępnych fazach projektowania, w celu identyfikacji krytycznych czynników odpowiedzi konstrukcji, niezbędnych w dokładniejszych analizach. Ponieważ scenariusze zniszczenia wywołują w konstrukcji duże przemieszczenia i aktywują nieliniową odpowiedź materiałów, dlatego najbardziej odpowiednie są nieliniowe modele materiałowe. Ciągliwość materiałów odgrywa główną rolę w zdolności rozpraszania energii i redystrybucji sił wewnętrznych. Ciągliwość stali musi być właściwie odwzorowana, ponieważ od tego zależy rozwój przegubów plastycznych i aktywacja efektów cięgnowych w belkach. W tym celu można wykorzystać modele o różnym stopniu dokładności i złożoności. Użyteczny przewodnik dotyczący przyjmowania zależności naprężenie - odkształcenie stali, można znaleźć w normie EN 1993-1-14 (2020). Również w przypadku betonu, aby umożliwić symulację zarysowania, co jest istotne dla uchwycenia rozwoju linii załomów w płycie betonowej, należy odpowiednio zamodelować prawo konstytutywne, uwzględniając jego asymetryczną odpowiedź na rozciąganie i ściskanie.

Można także stosować rozbudowane modele materiałów, uwzględniające zachowanie materiału podczas obciążenia i odciążenia w stanie niesprężystym. Ponadto, w zależności od poziomu złożoności i dokładności analizy, uwzględnienie skumulowanych uszkodzeń materiałów pozwoliłoby na wychwycenie lokalnych zniszczeń, jak również potencjalnego rozdzielenia elementów.

Jeżeli wymaga tego konkretny scenariusz projektowy, należy odpowiednio zamodelować inne właściwości materiałów. Na przykład, podczas symulowania scenariuszy pożarowych, należy uwzględnić zależność właściwości mechanicznych materiałów od temperatury. Wskazówki w tym zakresie zawarte są w części 1-2 Eurokodów, a w szczególności w normach EN 1992-1-2 (2004) i EN 1993-1-2 (2005), odpowiednio dla betonu i stali. Podobnie, gdy scenariusze obejmują oddziaływania dynamiczne (np. eksplozje lub obciążenia uderzeniowe), należy rozważyć wrażliwość właściwości materiału na prędkość przyrostu odkształcenia. Wpływ prędkości przyrostu odkształcenia na wytrzymałość materiału jest zwykle w modelach uwzględniana przez współczynnik dynamicznego wzrostu (DIF) (Johnson i Cook, 1983; Malvar i Crawford, 1998).

Drugim kluczowym elementem fazy modelowania jest wybór rodzaju elementów skończonych (liniowe, powierzchniowe, objętościowe lub elementy specjalne, takie jak masa, sprężyna, itp.). Szczegółowo, kolejność i rodzaj wybranych elementów skończonych związane są z zachowaniem konstrukcji (wielkość ugięć, odkształceń, obrotów, naprężeń), wybraną metodą analizy (liniową lub nieliniową) oraz reprezentacją materiału (liniową lub nieliniową).

W konstrukcjach szkieletowych, belki i słupy są zwykle modelowane za pomocą elementów belkowych, których oś centralna pokrywa się ze środkiem ciężkości przekroju poprzecznego. Niemniej jednak mimośrody, jeśli są istotne dla odpowiedzi konstrukcji, muszą być albo uwzględnione w sposób jawny, albo uwzględnione w interpretacji wyników analizy. Wybór elementu belkowego pod względem liczby stopni swobody (DOF) zależy od badanego problemu. Elementy belkowe nie mogą być używane do modelowania lokalnych efektów, jak na przykład wyboczenie środnika czy płyt.

Elementy powłokowe lub bryłowe są zazwyczaj wykorzystywane do uwzględnienia udziału płyt w modelach trójwymiarowych (3D). Zastosowanie elementów powłokowych charakteryzuje się wysoką wydajnością obliczeniową, natomiast utrudnione jest szczegółowe uchwycenie zachowania płyt w przejściu od pracy na zginanie do pracy membranowej, w różnych fazach pracy konstrukcji. Oznacza to, że uwzględnienie różnych efektów odpowiedzi stropu zespolonego, takich jak uplastycznienie, zerwanie stalowych siatek zbrojeniowych i poszycia stalowego, zmiażdżenie płyty betonowej, nieliniowe zachowanie łączników ścinanych, możliwe jest w przypadku zastosowania pełnego modelowania 3D z elementami bryłowymi. W celu zmniejszenia wymagań obliczeniowych, podejście hybrydowe może stanowić rozwiązanie ,,pośrednie", które polega na zastosowaniu elementów powłokowych połączonych z warstwą „rozproszonej” stali modelującej zbrojenie w dwóch kierunkach. Dodatkowo, poszycie stalowe może być symulowane przy użyciu elementów belkowych w kierunku żeber poszycia połączonych z płytą za pomocą więzów. Takie podejście pozwala uwzględnić elementy stalowe potrzebne do symulacji nośności płyty przy rozciąganiu w chwili powstania efektów membranowych. Połączenia ścinane pomiędzy belką a płytą można w prosty sposób zamodelować za pomocą więzów o charakterystyce łącznika ścinanego.

Odpowiednie modelowanie jest niezbędne w przypadku węzłów, ponieważ są one (w szczególności węzły między belkami i słupami) kluczowymi elementami konstrukcyjnymi w zapobieganiu postępującemu zniszczeniu. Szczegółowo, w zależności od poziomu analizy, węzły mogą być modelowane w sposób "zaawansowany" (tj. przy użyciu elementów bryłowych lub powłokowych), albo w sposób uproszczony, tj. przy użyciu elementów belkowych, prętów lub sprężyn. Aby ograniczyć złożoność analizy, zwykle przyjmuje się modele uproszczone, takie jak metoda składnikowa (EN 1993-1-8, 2005; EN 1994-1-1, 2004), przy czym wymaga się, aby kluczowe parametry sztywności, nośności i odkształcalności węzłów stalowych zostały obliczone z odpowiednią dokładnością. Więcej szczegółów na temat charakterystyki węzłów podano w Rozdziale 2.2.

Kolejną ważną kwestią jest definicja warunków brzegowych: powinny one odzwierciedlać w realistyczny sposób rzeczywiste warunki utwierdzenia zapewniające stabilny kinematycznie układ statyczny i powinny być zgodne ze stopniami swobody stosowanego typu elementu skończonego. Interakcja pomiędzy różnymi częściami lub składnikami modelu wymaga zazwyczaj zdefiniowania wzajemnych więzi kontaktowych. Dostępne obecnie programy MES pozwalają projektantowi na wybór różnych typów modeli kontaktowych. Ich kalibracja wymaga dokładnej identyfikacji zestawu parametrów. Uwzględnienie właściwych obszarów kontaktowych pomiędzy częściami modelu umożliwia bardziej realistyczną symulację odpowiedzi konstrukcji, ale kosztem zwiększonego nakładu czasu projektowania i obliczeń.

Wybór rodzaju analizy: zależy od problemu, który ma być zbadany. Analiza liniowa jest prostsza do opracowania i może być wykonywana za pomocą powszechnego oprogramowania. Niemniej jednak analiza liniowa nie pozwala na uwzględnienie istotnych dla scenariusza postępującego zniszczenia nieliniowości, wynikających z: i) dużych przemieszczeń i dużych odkształceń (nieliniowość

geometryczna); ii) nieliniowych zależności naprężenie-odkształcenie (nieliniowość materiałowa); iii) zmiany stref kontaktowych pomiędzy elementami (nieliniowość topologiczna/kontaktowa). Z tych powodów należy przeprowadzić analizę nieliniową, która wymaga zastosowania zaawansowanych narzędzi projektowych.

Analizy numeryczne powinny dostarczyć informacji niezbędnych do oceny zdolności konstrukcji do aktywacji alternatywnych ścieżek obciążenia. Na podstawie pola przemieszczeń można oszacować zdolności odkształceniowe wymagane w strefach plastycznych i oszacować dodatkowe siły obliczeniowe w elementach konstrukcyjnych. Można też sprawdzić, czy konstrukcja jest wystarczająco odporna, aby osiągnąć nowy stan równowagi (Demonceau et al., 2018). Te dodatkowe siły mogą prowadzić do różnych potencjalnych form zniszczenia, które należy rozważyć:

- Uszkodzenie węzłów belka-słup, zaprojektowanych na moment zginający i siłę poprzeczną, które muszą być zdolne do przeniesienia dodatkowej siły rozciągające wynikającej z wystąpienia efektu cięgnowego, prowadząc do uszkodzenia niektórych elementów węzła. W przypadku węzłów o niepełnej nośności, do uszkodzenia może dojść z powodu przekroczenia deformacji tj. braku wystarczającej ciągliwości.
- Uszkodzenie belki: w przypadku elementów z węzłami o pełnej nośności, rozwój uplastycznienia może rozwinąć się na końcach belki. Pod wpływem momentu zginającego powstaje przegub plastyczny oraz znaczne odkształcenia spowodowane interakcją M-N. Tak powstały obszar uplastycznienia może ulec zniszczeniu z powodu braku zdolności do przemieszczeń. Również belki w górnej części ram może prowadzić do zniszczeniu z powodu niestateczności przy jednoczesnym zginaniu i ściskaniu spowodowanym rozwojem efektu łukowego.
- Niestateczność słupów: dodatkowe siły ściskające powstające w słupach sąsiadujących z utraconym słupem, mogą prowadzić do ich wyboczenia. Ponadto słupy, na które działają siły cięgnowe charakteryzuje zdolność do znacznych przemieszczeń poza płaszczyznę, dlatego mogą być bardziej podatne na wyboczenie.

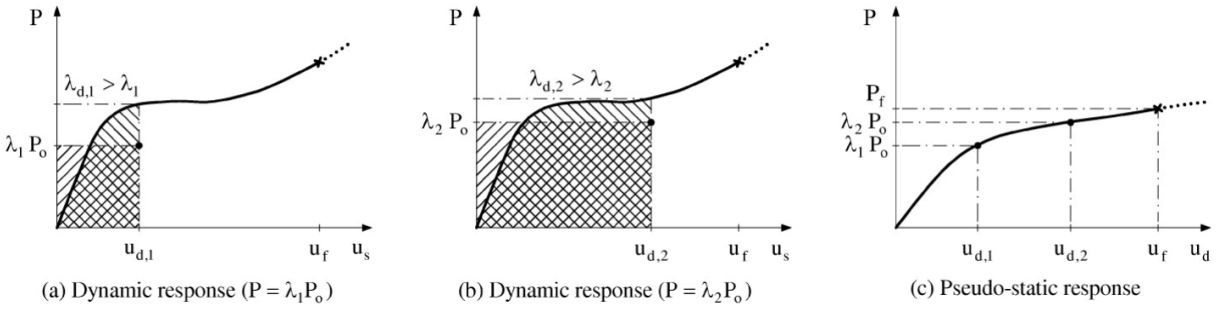
Można również rozważyć przeprowadzenie szczegółowych symulacji numerycznych eksplozji. Niemniej jednak należy mieć świadomość, że modele numeryczne i procedury analityczne wymagają walidacji eksperymentalnej. Jednym z takich narzędzi jest oprogramowanie Extreme Loading for Structures (ELS), które umożliwia inżynierom budowlanym projektowanie i analizę konstrukcji poddanych obciążeniom eksplozji, z pełną nieliniową analizą dynamiczną 3D. Wyniki pozwalają użytkownikom na wizualizację w 3D, jak budynek lub różne elementy konstrukcyjne wewnątrz budynku zachowają się w określonych warunkach. Co więcej, ponieważ ELS wykorzystuje założenia Applied Element Method (AEM), inżynierowie mogą wizualizować efekt eksplozji za pomocą powstałych odłamków i ich wpływu na inne elementy konstrukcyjne, tworząc obraz ,,prawdziwych uszkodzeń" zaistniałego zdarzenia. W tym oprogramowaniu krzywe obciążenia ciśnieniem eksplozji mogą być tworzone automatycznie przy użyciu UFC 3-340-02 (konstrukcje odporne na skutki wyjątkowych eksplozji lub przez zastosowanie pomierzonych historii eksplozji).

5.3.5 Wyznaczanie odpowiedzi dynamicznej na podstawie odpowiedzi statycznej

Maksymalną odpowiedź dynamiczną można wyznaczyć za pomocą podejścia uproszczonego, uwzględniając nieliniową odpowiedź statyczną. Główna koncepcja tego podejścia polega na tym, że nagła utrata słupa przypomina w efekcie nagłe przyłożenie obciążenia grawitacyjnego do konstrukcji nośnej, będącej pod bezpośrednim wpływem zniszczenia, zwłaszcza, gdy już występują duże przemieszczenia. Natychmiast po utracie słupa konstrukcja przechodzi ze stanu spoczynku,

w którym obciążenie grawitacyjne przekracza statyczną nośność konstrukcji i w którym różnica pomiędzy pracą wykonaną przez obciążenie a zgromadzoną energią odkształcenia jest przekształcana w energię kinetyczną. Wraz ze wzrostem odkształceń, odpowiedź statyczna przewyższa przyłożone obciążenie, a zgromadzona energia odkształcenia staje się większa niż praca wykonana przez obciążenie grawitacyjne, co w konsekwencji prowadzi do ciągłego zmniejszania energii kinetycznej do chwili powrotu konstrukcji do stanu spoczynku przy maksymalnym przemieszczeniu dynamicznym. Uwzględniając fakt, że odpowiedź jest zdominowana przez jedną formę odkształcenia, maksymalna odpowiedź dynamiczna jest osiągana, gdy energia kinetyczna jest zredukowana z powrotem do zera. Innymi słowy, gdy praca wykonana przez obciążenia grawitacyjne staje się identyczna z energią pochłoniętą przez konstrukcję. Daje to podstawy pojęcia odpowiedzi pseudostatycznej.

Rozważając nieliniową statyczną odpowiedź obciążenie-odkształcenie dla danego poziomu idealizacji układu konstrukcyjnego, przy dwóch wartościach nagle przyłożonego obciążenia ($P = \lambda_1 P_o$) i ($P = \lambda_2 P_o$) jak pokazano na Rysunkach 49a i 49b (Izzuddin et al., 2008), maksymalne przemieszczenia dynamiczne ($u_{d,1}, u_{d,2}$) związane z nagłym przyłożeniem obciążenia grawitacyjnego (λP_o) mogą być określone na podstawie bilansu energetycznego pomiędzy pracą wykonaną przez obciążenie a zgromadzoną energią wewnętrzną.



Rysunek 49. Uproszczona ocena dynamiczna i definicja reakcji pseudostatycznej (Izzuddin et al., 2008)

Przy założeniu pojedynczego stopnia swobody, równowaga pomiędzy pracą zewnętrzną (W_n) i energią wewnętrzną (U_n) może być uzyskiwana wtedy, gdy dwa przedstawione graficznie zakreskowane obszary stają się identyczne. Wykorzystanie przebiegu nieliniowej odpowiedzi statycznej obciążenie-ugięcia pozwala uzyskać wartość nagle przyłożonego obciążenia grawitacyjnego ($P_n = \lambda_n P_o$), które skutkuje określonym maksymalnym przemieszczeniem dynamicznym ($u_{d,n}$) z zależności:

$$W_n = \alpha \lambda_n P_o u_{d,n}; \qquad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P \mathrm{d}u_s\,; \qquad W_n = U_n \tag{44}$$

$$P_n = \lambda_n P_o = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P \mathrm{d}u_s \tag{45}$$

gdzie całka reprezentuje obszar pod nieliniową krzywą statyczną (P, u_s) do $u_{d,n}$.

Aby otrzymać ,,pseudostatyczną" odpowiedź pokazaną na Rysunku 49c, należy dla poziomu obciążenia (λ_n) narysować wykres zależności nagle przyłożonego obciążenia grawitacyjnego (P_n) od obliczonego dynamicznego przemieszczenia ($u_{d,n}$). W przypadku rzeczywistego obciążenia grawitacyjnego (P_o), maksymalne przemieszczenie dynamiczne można łatwo uzyskać z odpowiedzi pseudostatycznej przy ($P = P_o$). Ponadto pełna krzywa odpowiedzi pseudostatycznej dostarcza

przydatnych informacji na temat wrażliwości maksymalnego przemieszczenia dynamicznego na niewielkie zmiany obciążenia grawitacyjnego przy nagłej utracie słupa. W przeciwieństwie do wykorzystania szczegółowej nieliniowej analizy dynamicznej, która wymagałaby przeprowadzenia dużej liczby symulacji przy różnych poziomach obciążenia grawitacyjnego, proponowane podejście uproszczone umożliwia bezpośrednie uzyskanie odpowiedzi pseudostatycznej na podstawie nieliniowej odpowiedzi statycznej.

Poniżej przedstawiona jest prosta i nieskomplikowana procedura wyznaczania krzywej reakcji pseudostatycznej oraz maksymalnego przemieszczenia dynamicznego (Izzuddin et al., 2008). Przyjmując nieliniową odpowiedź statyczną zdefiniowaną jako krzywa (P, u_s) czy to na podstawie szczegółowego modelowania metodą elementów skończonych, czy też przy użyciu uproszczonych wyrażeń analitycznych, zaprezentowany algorytm może być wykorzystany do wyznaczenia krzywej odpowiedzi pseudostatycznej (P, u_d) oraz przemieszczenia dynamicznego odpowiadającego nagle przyłożonemu obciążeniu grawitacyjnemu ($P = P_o$). W proponowanym poniżej algorytmie, $P_{m\backslash n}$ oznacza wartość początkową nagle przyłożonego obciążenia ($\lambda_{m\backslash n}P_o$), natomiast $P_{d,m\backslash n}$ oznacza wzrastającą wartość końcową tego obciążenia ($\lambda_{d,m\backslash n}P_o$), przy czym *m* i *n* oznaczają odpowiednio początek i koniec bieżącego przyrostu.

Algorytm obliczeń:

1. Przyjąć wartości początkowe: $P_{d,m} = P_m = 0$, $u_{d,m} = 0$, $A_m = 0$; i mały przyrost przemieszczenia Δu_d.
2. Obliczyć: $u_{d,n} = u_{d,m} + \Delta u_d$.
3. Z krzywej nieliniowej (P, u_s) odpowiedzi statycznej wyznaczyć siłę $P_{d,n}$ odpowiadającą $u_{d,n}$; obliczyć aktualną powierzchnię pod krzywą (P, u_s): $A_n = A_m + (P_{d,m} + P_{d,n})\Delta u_d/2$.
4. Wyznaczyć aktualne obciążenie pseudo-statyczne: $P_n = A_n/u_{d,n}$; wyznaczyć nowy punkt (P_n, $u_{d,n}$) na krzywej odpowiedzi pseudo-statycznej (P, u_d).
5. Jeśli $(P_m < P_o \leq P_n)$, obliczyć przemieszczenie dynamiczne odpowiadające P_o: $u_d = u_{d,m} + (u_{d,n} - u_{d,m})(P_o - P_m)/(P_n - P_m)$.

Jeśli wymagana jest większa liczba punktów dla pseudostatycznej krzywej odpowiedzi należy dokonać aktualizacji: $P_{d,m} = P_{d,n}$, $P_m = P_n$, $u_{d,m} = u_{d,n}$, $A_m = A_n$ i powtórzyć obliczenia od kroku 2.

5.4 Metoda elementu kluczowego

Zgodnie z literaturą, elementem kluczowym jest element konstrukcyjny lub część konstrukcji, której zniszczenie skutkuje naruszeniem funkcji użytkowej obiektu. W celu uniknięcia lokalnych uszkodzeń przekraczających założoną wartość graniczną, elementy takie muszą być odpowiednio zidentyfikowane i zaprojektowane. Zgodnie z obecną normą (EN 1991-1-7, 2006), nośność elementów kluczowych musi być tak zwiększona, aby był on zdolny do przeniesienia określonego obciążenia wyjątkowego.

Ta strategia projektowania jest często przyjmowana w przypadku konstrukcji o ograniczonym poziomie niewyznaczalności statycznej, takich jak konstrukcje rozciągane, dwu- i trójwymiarowe systemy kratownicowe, konstrukcje podwieszane i wiszące. Elementy kluczowe mogą być również stosowane jako dodatkowe podejście przy innych metodach zwiększenia odporności budynków o wysokim poziomie ryzyka (Arup, 2011). Co więcej, takie podejście projektowe jest często jedynym racjonalnym podejściem podczas modernizacji istniejących budynków. W zależności od rodzaju obiektu, elementami kluczowymi mogą być słupy, ściany nośne budynku, podpory mostów

w układach belek ciągłych lub kable w konstrukcjach wiszących lub podwieszanych (Starossek i Haberland, 2012).

Zgodnie z normą EN 1991-1-7 (2006) uwzględniane w obliczeniach elementów kluczowych obciążenie powinno wynosi 34 kN/m^{2}i być przyłożone w dowolnym kierunku. Tak przyjęta, na podstawie analizy zawalenia się budynku Ronan Point w Londynie w 1968 roku (Way, 2011), wartość obciążenia ma reprezentować możliwe efekty związanych z uderzeniami i eksplozjami i jest wykorzystywana w projektowaniu elementów kluczowych, o zwiększonej nośności, niż wynika to z normowych zaleceń projektowych.

Elementy kluczowe muszą być zaprojektowane tak, aby uzyskiwały swoją pełną nośność bez uszkodzenia elementów lub węzłów. Dlatego elementy kluczowe i połączone z nimi elementy powinny przenosić założone obciążenie dodatkowe o wartości 34 kN/m^2. Przy projektowaniu elementów kluczowych należy rozważyć, które z nich pozostaną połączone z elementem w przypadku awarii. Oznacza to, że dla ściany lub płyty połączonej z elementem konstrukcyjnym należałoby rozważyć różne przypadki obciążenia, z odpowiednim uwzględnieniem górnej i dolnej nośności połączenia. W tym podejściu projektowym nie ma potrzeby zapewnienia zdolności do redystrybucji obciążenia.

Podejście oparte na elementach kluczowych obejmuje następujące kroki:
- Identyfikacja kluczowych elementów konstrukcyjnych.
- Zaprojektowanie kluczowych elementów w taki sposób, aby były odporne na wyjątkowe oddziaływanie obliczeniowe A_d przyłożone odrębnie w kierunku poziomym i pionowym. Zgodnie z normą EN 1991-1-7 zalecana wartość A_d wynosi 34 kN/m^2. W uzasadnionych przypadkach można jednak uwzględnić inne wartości oddziaływania wyjątkowego.
- Do elementu kluczowego oraz do każdego połączonego z nim składnika musi być przyłożone wypadkowe oddziaływanie obliczeniowe.

W procesie projektowania kluczowych elementów i dołączonych do nich komponentów, powinna być stosowana kombinacja obciążeń wyjątkowych według Eurokodu 0 (EN 1990, 2002).

5.5 Metoda podziału na segmenty

Podział konstrukcji na segmenty jest strategią projektową, która może zapewnić możliwość zwiększenia odporności konstrukcji. W takim podejściu można zapobiec rozprzestrzenianiu się zniszczenia początkowego lub ograniczyć jego oddziaływanie poprzez odizolowanie części konstrukcji ulegającej zniszczeniu od pozostałej konstrukcji, za pomocą elementów określanych jako granice segmentów/przedziałów. Takie podejście zapewnia, że każda część/segment jest w stanie ulec niezależnemu zniszczeniu bez wpływu na bezpieczeństwo pozostałych części. Strategie segmentacji mogą zasadniczo opierać się na słabych lub mocnych granicach segmentów, przy czym lokalizacje granic segmentów są określane przez projektanta na podstawie założeń projektowych, uwzględniając wymagania klienta oraz odpowiednich władz, w zależności od typu i znaczenia konstrukcji (Starossek, 2007; Starossek i Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

W metodach alternatywnych ścieżek obciążenia, wraz ze wzrostem wielkości zniszczenia początkowego rośnie zakres zniszczenia globalnego, a efektywność metody maleje. Metoda ta preferowana jest w przypadku, gdy zakładane zniszczenie początkowe jest małe. Natomiast w przypadku stosowania strategii segmentacji zakres zniszczenia i skuteczność metody uważa się za niewrażliwe na początkowy rozmiar zniszczenia, pod warunkiem, że rozmiary segmentów nie są zbyt małe lub przyjęty zakres zniszczenia w wyniku segmentacji jest stosunkowo duży, i odpowiada

zniszczeniu całego segmentu. W związku z tym metoda ta jest uzasadniona, gdy zakładany początkowy rozmiar zniszczenia jest duży. Segmentacja może być również powiązana z metodami alternatywnych ścieżek obciążenia w obrębie poszczególnych segmentów. W takim przypadku zakres rozprzestrzeniania się uszkodzenia nie będzie znacząco większy od początkowo założonego obszaru zniszczenia zarówno dla małych, jak i dużych wielkości początkowych (Starossek i Haberland, 2012).

5.5.1 Słabe granice segmentów

Segmentacja z wykorzystaniem słabych granic segmentów umożliwia uszkodzenie określonego segmentu bez progresji uszkodzenia na inne sąsiednie segmenty. W takim podejściu segmentacja może działać jak bezpiecznik konstrukcyjny, w którym części ulegające uszkodzeniu mogą bezpiecznie odseparować się od konstrukcji. Metoda ta zakłada wyeliminowanie ciągłości pomiędzy sąsiednimi segmentami lub zmniejszenie sztywności w celu uwzględnienia dużych odkształceń i przemieszczeń na granicach segmentów, a tym samym ograniczenia wielkości siły przenoszonej na otaczającą konstrukcję (Starossek, 2007; Starossek i Haberland, 2012; CEN/TC250/WG6, 2020).

Należy również zauważyć, że zapewnienie ciągłości ma ogólnie rzecz biorąc pożądany wpływ na ogólne właściwości użytkowe konstrukcji w warunkach ekstremalnych; jednakże ciągłość może być niekiedy szkodliwa, gdy powstałe w jej wyniku alternatywne ścieżki obciążenia nie mają wymaganej nośności, która byłaby w stanie wytrzymać siły wywołane przez ciągłość. Dlatego też w przypadku, gdy zapewnienie alternatywnych ścieżek obciążenia jest niepraktyczne lub zbyt kosztowne, korzystna byłaby segmentacja polegająca na selektywnym wyeliminowaniu ciągłości. Dotyczy to również sytuacji, gdy alternatywne ścieżki obciążenia (lub elementy izolujące od zawalenia) są wystarczająco wytrzymałe, ale odpowiednia weryfikacja okazuje się trudna lub nieprzekonująca (Starossek, 2006).

W przypadku konstrukcji budowlanych taka forma segmentacji jest powszechnie stosowana w przypadku budynków o małej wysokości, które mają stosunkowo dużą powierzchnię zabudowy. W przypadku takich niskich konstrukcji można założyć, że zniszczenie obejmuje całą wysokość budynku; jest ono jednak ograniczone w zakresie poziomym do obszarów, w których siły towarzyszące zniszczeniu nie mogą zostać przeniesione przez granicę segmentów na pozostałą konstrukcję. Jak stwierdzono, pożądane jest, aby w poszczególnych segmentach zapewnione były ścieżki alternatywne. Należy wspomnieć, że pozostała konstrukcja powinna zostać sprawdzona przy założeniu możliwie największych sił w tężnikach tak, aby nie nastąpiło zniszczenie segmentów przyległych do zniszczonego.

5.5.2 Mocne granice segmentów

Segmentacja oparta na mocnych granicach segmentów, ma na celu zapobieganie postępowi katastrofy konstrukcji, zapewniając wysoką nośność miejscową, zdolną do przyjęcia stosunkowo dużych sił. W tym podejściu segmentacja może zapewnić alternatywną ścieżkę obciążenia, dzięki czemu odporność na lokalną awarię jest osiągana przy stosunkowo niewielkich deformacjach, lub może zatrzymać zniszczenie części konstrukcji. Ta forma segmentacji może być rozważana w przypadku konstrukcji pionowych, takich jak budynki wielokondygnacyjne z układami stężającymi kratownicowymi lub ramami kratowymi zlokalizowanymi w regularnych odstępach, gdzie takie układy kratowe mogą działać wraz z pionowymi stężeniami, umożliwiając redystrybucję obciążeń po lokalnej awarii, zatrzymując spadające odłamki i zwiększając stateczność otaczającej konstrukcji (CEN/TC250/WG6, 2020; Starossek, 2007; Starossek i Haberland, 2012; Starossek, 2018; Ellingwood et al., 2007).

Trzecią możliwością tworzenia granic segmentów jest zapewnienie im wysokiej plastyczności i dużej zdolności do rozpraszania energii (w celu jednoczesnego przyjęcia dużych sił i dużych przemieszczeń) (Starossek, 2009).

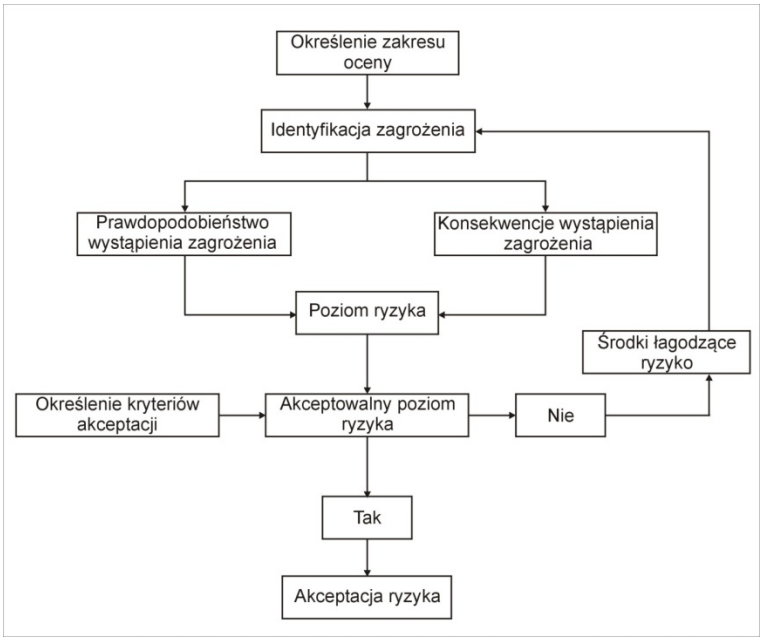
6 Ocena ryzyka

Analiza ryzyka opiera się na ocenie i łagodzeniu ryzyka uszkodzenia konstrukcji oraz konsekwencji, jakie mogą wyniknąć wskutek uszkodzeń, po wystąpieniu mało prawdopodobnych zagrożeń, takich jak uderzenie, pożar, eksplozji, błędy itp., powodujących poważne konsekwencje.

Według Eurokodu analiza ryzyka jest wymagana tylko w odniesieniu do budynków przypisanych zgodnie z EN 1991-1-7 do klasy o wysokich konsekwencjach CC3. Możliwe jest zastosowanie dwóch sposobów podejścia do analizy ryzyka, a mianowicie: i) analizy jakościowej oraz ii) analizy ilościowej, będących głównymi etapami analizy wymaganymi w obu przypadkach (Rysunek 50).

W praktyce analiza ryzyka oparta na ilościowym podejściu jest dość skomplikowana do przeprowadzenia, ponieważ wymaga ilościowej oceny prawdopodobieństwa wystąpienia każdego z rozważanych zagrożeń, wszystkich możliwych konsekwencji ich wystąpienia, a także zastosowania odpowiednich modeli ryzyka i dużych zbiorów danych. Z tych powodów podejście ilościowe jest sporadycznie stosowane przez projektantów. Tym niemniej, jeżeli to konieczne, można w tym celu wykorzystać wytyczne dotyczące ilościowej analizy ryzyka konstrukcji zawarte w normie EN 1991-1-7.

Z drugiej strony, analizę ryzyka opartą na ocenie jakościowej można przeprowadzić w dowolnym momencie lub na dowolnym etapie projektu, chociaż zdecydowanie zaleca się jej rozpoczęcie w początkowym etapie procesu projektowania. Jednym z kluczowych zadań do wykonania jest wówczas identyfikacja zagrożeń, które należy wziąć pod uwagę. W Załączniku B (informacyjnym) do normy EN 1991-1-7 przedstawiono warunki, które mogą stanowić zagrożenie dla konstrukcji. Identyfikacja zagrożeń powinna odbywać się w ścisłej współpracy z przyszłym właścicielem budynku i/lub odpowiednimi władzami. Następnie dla określonych zagrożeń zalecane jest opisanie możliwych konsekwencji w przypadku ich wystąpienia oraz określenie wymaganych środków łagodzących, jeśli te konsekwencje są nie do zaakceptowania. Ocena jakościowa jest łatwiejsza do zastosowania niż ilościowa, dlatego też jest najczęściej wybieranym rozwiązaniem, nawet jeśli jest bardziej subiektywna.



Rysunek 50. Ocena ryzyka

7 Wnioski

Odporność konstrukcji i łagodzenie skutków katastrofy postępującej jest szczególnym aspektem bezpieczeństwa konstrukcji, uwzględnianym w aktualnych normach i wytycznych, również w Eurokodach, i wymagającym szczególnej uwagi wszystkich uczestników procesu budowlanego: architektów, projektantów, wykonawców, pracowników organów nadzoru i agentów ubezpieczeniowych. Jednak zapisy Eurokodu związane z tym zagadnieniem, zawierają tylko ogólne zalecenia projektowe, które są często niejasne, niekompletne i zbyt ogólne, aby uwzględnić specyfikę konstrukcji różnego typu. Powoduje to problemy w praktyce, spowodowane brakiem jasnych wytycznych projektowych dotyczących spełnienia warunków decydujących o wymaganej odporności konstrukcji.

Finansowany przez Fundusz Badawczy Węgla i Stali Komisji Europejskiej projekt FAILNOMORE ma na celu uzupełnienie brakującej wiedzy związanej z odpornością stalowych i stalowo-betonowych konstrukcji zespolonych poprzez uwzględnienie najnowszych wyników badań i przekształcenie ich w praktyczne zalecenia i wytyczne. Niniejsze opracowanie stanowi główny rezultat projektu, prezentujący strategie projektowania i kształtowania konstrukcji na odporność, które zostały opracowane i uzgodnione na poziomie europejskim.

Aby zapewnić wsparcie dla projektantów i konstruktorów w Rozdziale 2.1 przedstawiono schemat blokowy procesu projektowania konstrukcji na odporność, który jest przewodnikiem projektanta w procesie podejmowania decyzji związanych ze strategią projektową w konkretnej sytuacji wyjątkowej, zapewniając pełną zgodność z wymaganiami i zaleceniami Eurokodów.

Aby pomóc specjaliście budowlanemu, przedstawiony schemat reprezentatywny prowadzi go przez proces decyzyjny i ułatwia ocenę przyjęcia odpowiedniej strategii projektowej dla dowolnego rodzaju scenariusza awaryjnego, przy pełnej zgodności z wymaganiami i zaleceniami Eurokodów.

Wybór przyjętej strategii projektowania opiera się na przedstawionej w Rozdziale 3 koncepcji klas konsekwencji.

W Rozdziale 4 przedstawiono metody projektowania konstrukcji na odporność w przypadku określonego oddziaływania wyjątkowego, w tym eksplozji, pożaru lub trzęsienia ziemi. Proponowane podejścia obejmują zarówno rozwiązania mające na celu zapobieganie wystąpieniu wyjątkowego zdarzenia losowego, jak i projektowanie z uwzględnieniem oddziaływania wyjątkowego związanego z tym zdarzeniem. Przedstawiono szczegółowo różne metody projektowania, o różnym stopniu komplikacji i dokładności. Projektant może wybrać jedną z tych metod, uwzględniając typ i ustrój konstrukcji oraz założony stopień dokładności analizy konstrukcji.

Ponieważ uwzględnienie wszystkich możliwych sytuacji wyjątkowych, które mogłyby doprowadzić do zainicjowania katastrofy postępującej nie jest możliwe, w Rozdziale 5 przedstawiono drugi zestaw metod projektowania, niezależnych od rodzaju zagrożeń. Metody te mają na celu zwiększenie odporności konstrukcji w takim zakresie, aby ograniczyć zasięg zniszczenia miejscowego konstrukcji. W pierwszej kolejności podano wskazówki dotyczące identyfikacji uszkodzeń miejscowych, które należy uwzględnić w projekcie, a następnie podejścia o różnym stopniu zaawansowania, od wykorzystujących uproszczone metody analityczne do metod numerycznych, uwzględniając w szczególności znaczenie ciągliwości i zdolności do obrotu wymaganej na poziomie elementów konstrukcyjnych i/lub połączeń.

W Rozdziale 6 zamieszczono krótkie wprowadzenie metodologii oceny i analizy ryzyka, wymaganych niekiedy w odniesieniu do wybranych konstrukcji zaliczonych do wyższych klas konsekwencji.

Podsumowując, w niniejszym opracowaniu praktycy znajdą cenne informacje i metody, o różnym stopniu zaawansowania, umożliwiające spełnienie wymagań dotyczących odporności konstrukcji stalowych i zespolonych w codziennej praktyce, wykorzystując w pełni potencjalne możliwości materiałów i elementów stosowanych w tego typu konstrukcjach. Możliwość zastosowania proponowanych metod projektowania konstrukcji stalowych i zespolonych na odporność przedstawiono na konkretnych przykładach obliczeń.

Część 2 – Przykłady obliczeniowe

8 Wprowadzenie

8.1 Informacje ogólne

Niniejszy rozdział przedstawia zastosowanie proponowanych wytycznych do projektowania lub weryfikacji odporności stalowych i zespolonych konstrukcji szkieletowych. Do opracowania wybrano cztery konfiguracje różnych rodzajów konstrukcji, patrz Tablica 8. Dwie z nich są wstępnie zaprojektowane dla trwałych sytuacji obliczeniowych (konstrukcje usytuowane w strefie asejsmicznej), dwie zaś dla trwałych i sejsmicznych sytuacji obliczeniowych (usytuowane w strefie sejsmicznej), zgodnie z aktualną wersją Eurokodów.

Tablica 8. Rodzaje konstrukcji

Nazwa	Rodzaj konstrukcji
SS/NS	Konstrukcja stalowa w strefie asejsmicznej
CS/NS*	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej
SS/S	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej
CS/S	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej
* Konstrukcja występuje w dwóch wariantach – pierwszy ze słupami stalowymi, drugi ze słupami zespolonymi. W obu przypadkach belki i płyty stropowe są projektowane jako zespolone.	

W omawianych przykładach konstrukcje są wstępnie zaprojektowane tak, aby były spełnione stany graniczne nośności (ULS) i stany graniczne użytkowalności (SLS) (z dodatkowymi wymaganiami dotyczącymi stanu ograniczenia zniszczenia (DL) dla konstrukcji podlegających oddziaływaniom sejsmicznym, tj. SS/S i CS/S). Te wyniki przedstawiono w Rozdziałach od 8.3 do 8.6.

Następnie omówiono projektowanie konstrukcji na odporność, odpowiednio w Rozdziale 8.7 (dla określonych oddziaływań wyjątkowych) oraz w Rozdziale 8.8 (dla nieokreślonych oddziaływań wyjątkowych). Przykłady ilustrują zastosowanie większości metod przedstawionych w poprzednich rozdziałach.

Projektowanie na odporność wymaga najpierw przyporządkowania konstrukcji do klasy konsekwencji (patrz Rozdział 3). Wszystkie rozpatrywane konstrukcje zaliczono do klasy konsekwencji 2b (grupa wyższego ryzyka).

Dla określonych oddziaływań (Rozdział 8.7) przykłady będą zawierały weryfikację pięciu oddziaływań wyjątkowych, jak podano w Tablicy 9, z wykorzystaniem zaleceń z Rozdziału 4. Jak przedstawiono w Tablicy 9, wszystkie rozpatrywane konstrukcje nie będą sprawdzane pod kątem wszystkich rozważanych oddziaływań wyjątkowych; celem jest tutaj zastosowanie różnych metod przedstawionych w Rozdziale 4, w co najmniej jednym przykładzie obliczeniowym. Stosownie do rodzaju oddziaływań wyjątkowych, opracowane przykłady zostały oznaczone od I.1 do I.5 dla określonych działań wyjątkowych (uderzenie, eksplozja, pożar i trzęsienie ziemi) oraz od II.1 do II.4 dla oddziaływań nieokreślonych (patrz Tablica 9 i Tablica 10).

W przypadku uderzenia i eksplozji gazu (patrz odpowiednio Rozdziały 4.2 i 4.3.1.1) stosowane będą metody o różnym poziomie zaawansowania (Tablica 9), nawet jeśli zalecenia dla konstrukcji klasy konsekwencji 2b (patrz PN-EN 1991-1-7 i zaznaczenie na zielono w Tablicy 9) ograniczają analizę

do uproszczonych modeli równoważnego obciążenia statycznego. W przypadku oddziaływań od eksplozji zewnętrznych, które nie są objęte zakresem Eurokodów (patrz Rozdział 4.3.1.1), zastosowanie uproszczonych metod oraz zaawansowanej analizy dynamicznej zostanie przedstawione na przykładzie konstrukcji SS/S. Użycie uproszczonych metod oraz termicznej analizy numerycznej zostanie pokazane dla konstrukcji CS/NS poddanej działaniu pożaru (patrz Rozdział 4.4). W przypadku oddziaływań sejsmicznych (patrz Rozdział 4.5) będą brane pod uwagę dwie sytuacje obliczeniowe:

- Zastosowanie zaleceń normatywnych w przypadku konstrukcji SS/NS, która jest zlokalizowana w Akwizgranie, tj. w regionie, w którym oddziaływania sejsmiczne nie powinny być bezpośrednio uwzględniane w procesie projektowania, ale mogą jednak wystąpić;
- Zastosowanie zaawansowanej analizy numerycznej z uwzględnieniem scenariuszy uwzględniających wiele zagrożeń, konstrukcji SS/S.

W przypadku projektowania na nieokreślone oddziaływania wyjątkowe (Rozdział 8.8), zaproponowano alternatywne podejścia dla konstrukcji o klasie konsekwencji 2b (patrz Rozdział 2.1.4).

Pierwszym z nich jest zastosowanie reguł normatywnych, aby w przypadku oddziaływań wyjątkowych zapewnić możliwość aktywowania poziomych i pionowych stężeń (patrz Rozdział 5.3.1). To podejście jest najłatwiejsze do stosowania i jego użycie zilustrowano we wszystkich przykładach obliczeniowych, jak zaznaczono w Tablicy 10 (zielona kolumna).

Drugim podejściem jest rozważenie fikcyjnego usunięcia elementów nośnych, pojedynczo na każdej kondygnacji budynku. Zastosowanie tej metody może być rozważane na różnych poziomach zaawansowania:

- Zastosowanie metody analitycznej (patrz Rozdział 5.3.2) – dla konstrukcji SS/NS;
- Zastosowanie uproszczonego podejścia numerycznego (patrz Rozdział 5.3.3) – dla konstrukcji SS/S;
- Zastosowanie zaawansowanego podejścia numerycznego (patrz Rozdział 5.3.4) – to podejście przedstawiono w przypadku wszystkich przykładów obliczeniowych.

Trzecim alternatywnym podejściem jest użycie metody elementów kluczowych, zaproponowanej w EN 1991-1-7 (patrz Rozdział 5.4). Metoda ta zostanie zastosowana dla konstrukcji CS/NS.

Ostatnim podejściem jest użycie metody podziały na segmenty, co pokrótce omówiono na przykładzie konstrukcji SS/NS.

Tablica 9. Rodzaje analizy dla określonych oddziaływań i ich zastosowanie

	Określone oddziaływania wyjątkowe									
	Uderzenie			**Eksplozja zewnętrzna**		**Eksplozja wewnętrzna**		**Pożar zlokalizowany**	**Oddziaływania sejsmiczne**	
Konstrukcja	Równoważne podejście statyczne	Uproszczona analiza dynamiczna	Zaawanso-wana analiza dynamiczna	Uproszczona metoda SDOF	Pełna analiza dynamiczna	Równoważne podejście statyczne	Metoda dynamiczna (równoważ-nika TNT)	Modele pożaru zlokali-zowanego	Reguły norma-tywne	Zaawansowana analiza numeryczna (wiele zagrożeń)
SS/S				I.2.2/SS/S	I.2.3/SS/S	I.3.1/SS/S	I.3.2/SS/S			I.5.2/SS/S
CS/S	I.1.1/CS/S	I.1.2/CS/S	I.1.3/CS/S							
SS/NS									I.5.1/SS/NS	
CS/NS	I.1.4/CS/NS			I.2.1/CS/NS				I.4.1/CS/NS		

Tablica 10. Rodzaje analizy dla nieokreślonych oddziaływań i ich zastosowanie

	Nieokreślone oddziaływania wyjątkowe					
	Metoda alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM)				**Element kluczowy**	**Segmentacja**
Konstrukcja	Reguły normatywne (Metoda stężeń)	Podejście analityczne	Uproszczone wyznaczenie odpowiedzi dynamicznej	Zaawansowana metoda numeryczna	Podejście normatywne	Słabe granice segmentów/ Mocne granice segmentów
SS/S	II.1.1/SS/S		II.4.2/SS/S	II.4.3/SS/S		
CS/S	II.1.2/CS/S			II.4.4/CS/S		
SS/NS	II.1.3/SS/NS	II.4.1/SS/NS		II.4.5/SS/NS		II.3.1/SS/NS
CS/NS	II.1.4/CS/NS			II.4.6/CS/NS	II.2.1/CS/NS	

W niniejszym podręczniku przedstawiono jedynie podsumowanie przeprowadzonych analiz. Więcej szczegółów można znaleźć w dokumencie D2-2 projektu FAILNOMORE, który jest dostępny bezpłatnie (w języku angielskim) na oficjalnej stronie projektu (https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/).

8.2 Geometria i układy konstrukcyjne

Geometrię konstrukcji pokazano na Rysunku 51. Rozpatrzono następujące konstrukcje:

- Strefa asejsmiczna:
  1. 6 kondygnacji o wysokości 4,0 m każda;
  2. 6 przęseł po 8,0 m w kierunku Y;
  3. 3 przęsła po 12 m w kierunku X.
- Strefa sejsmiczna:
  1. 6 kondygnacji o wysokości 4,0 m każda;
  2. 6 przęseł po 8,0 m w kierunku podłużnym;
  3. 3 przęsła po 12,0 m w kierunku poprzecznym – wewnętrzne;
  4. 6 przęseł po 6,0 m w kierunku poprzecznym – po obwodzie.

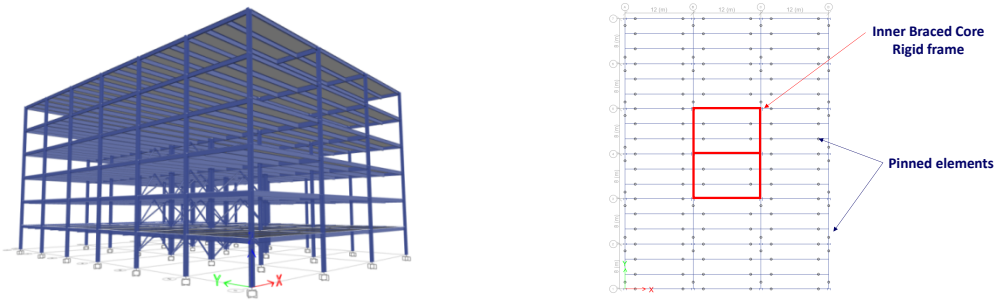
Główny układ konstrukcyjny zawiera:

- Strefa asejsmiczna (Rysunek 51a):
  1. Wewnętrzny układ stężający ze skratowaniem typu V, przejmujący poziome oddziaływania wiatru;
  2. Układ grawitacyjny, składający się z belek głównych i belek drugorzędnych, przejmujący oddziaływania grawitacyjne.
- Strefa sejsmiczna (Rysunek 51b):
  1. Podwójny system stężający, składający się z wewnętrznego układu stężającego ze skratowaniem typu V oraz obwodowych ram przenoszących momenty zginające

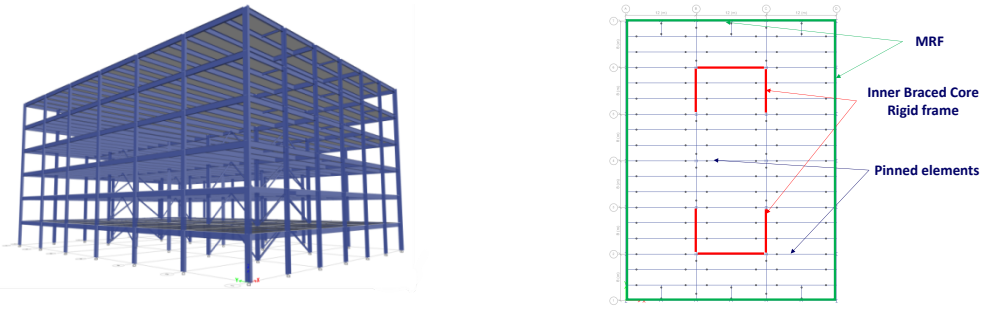
(MRF) od oddziaływań poziomych (wiatr i oddziaływania sejsmiczne);

2. Układ grawitacyjny, składający się z belek głównych i belek drugorzędnych, przejmujący oddziaływania pionowe.

W przykładowym projekcie wykorzystano stal gatunku S355 i beton klasy C30/37. Dodatkowo, w przypadku konstrukcji w strefach sejsmicznych zastosowano stal gatunku S460 na belki w ramach stężonych, w których nie występują obszary dyssypacji. Na elementy stalowe wykorzystano dwuteowniki oraz kształtowniki rurowe okrągłe. Połączenia zostały zaprojektowane zgodnie z przepisami EN 1993-1-8, ze spełnieniem dodatkowych wymagań dotyczących minimalnej nośności dla konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym (patrz EN 1998-2). Więcej szczegółów na temat układów konstrukcyjnych podano w następnych rozdziałach.



a)



b)

Rysunek 51. Widok układów konstrukcyjnych: a) konstrukcje w strefie asejsmicznej; b) konstrukcje w strefie sejsmicznej

8.3 Oddziaływania, kombinacje oddziaływań

Oddziaływania, które zostały uwzględnione podczas projektowania dla każdego układu konstrukcyjnego przedstawiono w Tablicy 11. Kombinacje oddziaływań dla ULS oraz SLS zostały wyznaczone zgodnie z EN 1990. Dodatkowo, zgodnie z EN 1998, rozważono stan ograniczenia zniszczeń (DL) dla przypadków SS/S i CS/S.

Tablica 11. Oddziaływania uwzględniane w procesie projektowania

Obciążenie	**Konstrukcja**		
	SS/S oraz CS/S	**CS/NS**	**SS/NS**
	Lokalizacja		
	Timişoara, RO	Luksemburg	Akwizgran, DE
Obciążenie stałe	- Strop: g_k= 5 kN/m^2 - Elewacja (oparta na belkach obwodowych): g_k= 4 kN/m		
Obciążenie zmienne	- Obciążenie użytkowe dla budynków biurowych: q_k = 3 kN/m^2 - Obciążenie wykonawcze q_k = 1 kN/ m^2 (stropy i dach).		
WIATR			
Bazowa prędkość wiatru	$v_{b,0}$= 25 m/s	$v_{b,0}$= 24 m/s	$v_{b,0}$= 25 m/s
Ciśnienie prędkości wiatru	q_b = 0,4 kN/m^2	q_b = 0,36 kN/m^2	q_p = 0,9 kN/m^2*
Kategoria terenu	III	III	“Binnenland”*
Obciążenie śniegiem	s_k = 1,5 kN/m^2	s_k = 0,5 kN/m^2	s_k = 0,85 kN/m^2**
Obciążenie sejsmiczne			
Spektrum odpowiedzi sprężystej	Typ 1		
Rodzaj podłoża	B		
Projektowe przyspieszenie gruntu, a_g	0,25 g		
Współczynnik zachowania konstrukcji, q	q = 4,8 (Układ podwójny: rama stężona osiowo CBF+ rama przenosząca momenty MRF)		

* Ciśnienie prędkości wiatru według DIN-EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3 o wartości powszechnie stosowanej w Niemczech. Takie podejście zastępuje pojęcie kategorii terenu. Pojęcie „Binnenland” można przetłumaczyć jako „region śródlądowy” lub „region wewnętrzny”, i służy do odróżnienia terenu od obszaru wyspiarskiego i nadbrzeżnego .
** Strefa obciążenia śniegiem 2, przyjęta zgodnie z DIN-EN 1991-1-3/NA

8.4 Wymagania projektowe i dane wyjściowe

Analiza konstrukcji została przeprowadzona z wykorzystaniem modeli 3D oraz liniowej analizy sprężystej.

W przypadku konstrukcji SS/NS, obliczenia wykonano za pomocą następującego oprogramowania:

- Dlubal RSTAB 8.22 w przypadku analiz MES, wykorzystując także moduł STEEL EC3 do weryfikacji nośności przekrojów;
- COP 2.1.3 Premium do weryfikacji połączeń.

W przypadku konstrukcji CS/NS, projekt budynku wykonano stosując oprogramowanie SCIA (wersja 2019), natomiast połączenia zaprojektowano z wykorzystaniem arkuszy kalkulacyjnych.

Dla konstrukcji projektowanych w obszarach sejsmicznych (SS/S i CS/S) zastosowano oprogramowanie Etabs v.19 oraz SAP2000 v23. Do projektowania połączeń wykorzystano oprogramowanie STeelCON.

Przy projektowaniu sejsmicznym przeprowadzono analizę spektrum odpowiedzi modalnej. Oceniono również plastyczny mechanizm zniszczenia i odpowiedź sejsmiczną za pomocą nieliniowej analizy statycznej zniszczenia (analiza push-over) metodą N2. Dla wszystkich konstrukcji dokonano sprawdzenia:

- Sprawdzenie warunków ULS, których wyniki przedstawione są za pomocą wskaźników wykorzystania nośności (UF).
- Sprawdzenie warunków SLS, w których stosowano następujące kryteria:
    1. Ugięcie graniczne belek drugorzędnych przyjęto *L*/250;
    2. Ugięcie graniczne belek głównych przyjęto *L*/350;
    3. Graniczne przemieszczenie poziome przyjęto *H*/500;

gdzie L jest rozpiętością belek, a H wysokością konstrukcji.

Dodatkowo, dla konstrukcji narażonych na oddziaływania sejsmiczne, sprawdzono następujące kryteria:

1. Przechył międzykondygnacyjny limitowano do 0,75% H_{st} w celu spełnienia wymagań związanych z ograniczeniem stanu zniszczenia (budynki z ciągliwymi elementami niekonstrukcyjnymi);
2. Efekty drugiego rzędu: $\theta \leq 0{,}2$;
3. Sprawdzenie elementów i połączeń (CBF i MRF) ze strefami dyssypacji;
4. Sprawdzenie elementów i połączeń (CBF i MRF),w których strefy dyssypacji nie występują;

gdzie H_{st} jest wysokością kondygnacji, a θ jest współczynnikiem wrażliwości przechyłu międzykondygnacyjnego.

Wyniki obliczeń przedstawiono w Tablicach od 12 do 14. Tablica 12 przedstawia przekroje poprzeczne różnych typów belek oraz wskaźniki wykorzystania nośności (w tym, w stosownych przypadkach nośności z uwzględnieniem niestateczności) oraz sztywności. W Tablicy 13 przedstawiono przekroje poprzeczne dla różnych typów słupów oraz wskaźniki wykorzystania nośności (z uwzględnieniem wyboczenia). W przypadku konstrukcji zlokalizowanych w strefie sejsmicznej wskaźniki wykorzystania nośności słupów układu stężającego (LLRS - Lateral Load Resisting System) odnoszą się do maksymalnego wytężenia wynikającego z rozpatrzenia kombinacji oddziaływań uwzględniającej obciążenie wiatrem lub oddziaływania sejsmiczne.

Weryfikację SLS wszystkich konstrukcji poddanych oddziaływaniom wiatru przedstawiono w Tablicy 16. We wszystkich konstrukcjach o tej samej wysokości H (24 m), maksymalny stosunek poziomego przemieszczenia wierzchołka do wartości granicznej ma wartość około 0,5.

W przypadku kryteriów dotyczących konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym, Tablica 17 zawiera sprawdzenie wartości przemieszczeń międzykondygnacyjnych dla stanu ograniczenia zniszczeń. Jak można zauważyć, wszystkie konstrukcje z powodzeniem spełniają warunek ograniczenia przechyłu do 0,75%, przy maksymalnej występującej wartości wynoszącej 0,24%. Konstrukcje SS/S i CS/S zostały również sprawdzone pod kątem spełnienia warunków ULS, uwzględniających ograniczenie

przemieszczenia międzykondygnacyjnego o wartości wynikającej z następującej zależności:

$$d_r^{ULS} = c \cdot q \cdot d_{re} \leq d_{r,a}^{ULS} \tag{46}$$

gdzie c jest współczynnikiem amplifikacji (przyjęto 1, ponieważ $T_1 \geq T_C$), q jest współczynnikiem zachowania konstrukcji, a d_{re} jest względnym przemieszczeniem uzyskanym z analizy statycznej.

Graniczna wartość tego kryterium to 2,5% H_{st}. Jak przedstawiono w Tablicy 18, wszystkie otrzymane wyniki są mniejsze od tego limitu, przy czym największa wartość wynosi 0,49%.

Dodatkowo, rezultaty sprawdzenia efektów drugiego rzędu przedstawiono w Tablicy 19. Jak widać, największa wartość współczynnika θ wynosi 0,096. W rezultacie efekty drugiego rzędu można pominąć (zgodnie z Eurokodem 8), gdy współczynnik θ ma wartość mniejszą niż 0,1.

Obciążenie sejsmiczne uwzględnione przy projektowaniu elementów, w których nie występują strefy dyssypacji, uwzględnia wskaźnik wykorzystania nośności (UF) stężeń. W związku z tym, otrzymując UF na poziomie 0,46 dla najbardziej obciążonego stężenia, uzyskano współczynnik nadwytrzymałości (overstrenght factor) wynoszący 1/0,46 = 2,16. Rozważając efekt wzmocnienia, całkowity współczynnik nadwytrzymałości (overstrength factor) uwzględniony przy projektowaniu elementów bez strefy dyssypacji wyniósł Ω_T = 3,0.

Na końcu sprawdzono udział obwodowych ram przenoszących momenty (MRF). W opracowaniu (RFCS, 2017) zapisano, że występowanie dwóch układów stężających należy zweryfikować, sprawdzając, czy ramy przenoszące momenty (MRF) przejmują co najmniej 25% oddziaływań sejsmicznych. Rozważając stan równowagi prostej ramy i jej nośność graniczną uwarunkowaną rozwojem przegubów plastycznych na końcach belek, można określić, że nośność ram MRF na działanie siły poziomej jest stosunkiem dwukrotności nośności plastycznej przekroju belki do wysokości kondygnacji. Niezbędną nośność obliczeniową przekroju belki na zginanie można wyznaczyć za pomocą następującego wyrażenia:

$$M_{pl,b} = \frac{F_y^{MRF}}{2} \cdot \frac{H_{st}}{n} \tag{47}$$

gdzie F_y^{MRF} to nośność ramy, H_{st} to wysokość kondygnacji, a n jest liczbą belek.

W powyższej zależności nośność ramy przyjmuje się równą 0,25 oddziaływania sejsmicznego na jedną kondygnację, a n jako równe 12, ponieważ w jednej ramie występuje 6 belek na jedną ramę i występują dwie ramy ustawione w kierunku działania oddziaływań sejsmicznych.

Jak przedstawiono w Tablicy 12, niezbędna wymagana nośność na zginanie jest mniejsza niż efektywna w obu kierunkach; tak więc warunek występowania podwójnego układu stężającego jest spełniony.

Tablica 12. Przekroje i współczynniki wykorzystania nośności belek

Konstrukcja	Element	Kierunek[4]	Kondy-gnacja	Kształtownik	Wskaźnik wykorzystania nośności (UF)	
					Nośność	Ugięcie[1]
SS/S	Belki obwodowe	X	1-6	IPE550	0,278	0,023
		Y	1-6	IPE600	0,302	0,153
	Belki wewnętrzne	X	1-6	IPE550	0,546	0,85
		Y	1-6	IPE550	0,909	0,928
	[5] Belki wewnętrznego układu stężającego	X	1-3	[6]H800*	0,936	-
			4-5	H800	0,953	-
			6	H700	0,789	-
		Y	1-3	H500	0,859	-
			4-6	HEB500	0,878	-
CS/S	Belki obwodowe[2]	X	1-6	IPE550	0,278	0,178
		Y	1-6	IPE600	0,302	0,157
	Belki wewnętrzne[2]	X	1-6	IPE400	0,627	0,971
		Y	1-6	IPE450	0,874	0,94
	[5] Belki wewnętrznego układu stężającego	X	1-3	[6]H800*	0,936	-
			4-5	H800	0,953	-
			6	HEM700	0,789	-
		Y	1-3	HEM500	0,859	-
			4-5	HEB500	0,878	-
SS/NS	Belki obwodowe	X	1-6	IPE500	0,51	0,89
		Y	1-6	IPE500	0,75	0,83
	Belki wewnętrzne	X	1-6	IPE550	0,62	0,93
		Y	1-6	IPE600	0,87	0,89
	Belki wewnętrzne układu stężającego	X, Y	1-6	HEA300	0,9	0,19
CS/NS	Belki obwodowe[3]	X, Y	1-6	IPE 450	0,93	0,8
	Belki wewnętrzne[3]	X	1-6	IPE360	0,95	0,98
		Y	1-6	IPE500	0,96	0,86
	Belki wewnętrznego układu stężającego	X, Y	1-6	IPE500	0,45	-

[1]Graniczna wartość ugięcia: L/250 dla belek drugorzędnych, L/350 dla belek głównych

[2]Kołki sworzniowe Nelson d=19mm, h=100mm/160mm – belki stalowe w pełni zespolone z płytą 12cm

[3]Kołki sworzniowe Nelson d=19mm, h=100 mm/160 mm – d=19mm, h=100 mm / 160 mm – belki stalowe połączone z płytą zespoloną 13 cm i deskowaniem Cofraplus 60 (0,88 mm)

[4]Patrz Rysunek 51 dla orientacji osi

[5]S460 Gatunek stali stosowany na belki rdzenia wewnętrznego.

[6]HEM800* jest przekrojem złożonym o takiej samej wysokości jak zwykły H800, i o pozostałych wymiarach b = 380 mm, t_f = 50 mm i t_w = 30 mm.

Tablica 13. Przekroje i wskaźniki wykorzystania nośności słupów

Konstrukcja	Element		Kształtownik	UF
SS/S	Słupy narożne		HE550B	0,49
	Słupy obwodowe (skrajne)		HE500B	0,71
	Słupy wewnętrzne układu stężającego		HD400X463	0,95
CS/S	Słupy narożne		HE550B	0,48
	Słupy obwodowe (skrajne)		HE500B	0,71
	Słupy wewnętrzne układu stężającego		HD400X463	0,95
SS/NS	Słupy zewnętrzne	X	HEB 360	0,97
		Y	HEB 340	0,94
	Słupy wewnętrzne układu stężającego		HEM300	0,95
CS/NS	Słupy zewnętrzne		HD360X162	0,61
	Słupy wewnętrzne		HD400X216	0,78

Tablica 14. Przekroje i wskaźniki wykorzystania nośności stężeń

Konstrukcja	Element	Kierunek	Kondygnacja	Kształtownik	UF
SS/S	Stężenie	Y	1-3	HEA320	0,41
			4	HEA260	0,43
			5	HEA220	0,46
			6	HEA200	0,39
		X	1-3	HEB340	0,41
			4-5	HEA320	0,27
			6	HEA260	0,26
CS/S		Y	1-3	HEA320	0,41
			4	HEA260	0,43
			5	HEA220	0,46
			6	HEA200	0,40
		X	1-3	HEB340	0,41
			4-5	HEA320	0,39
			6	HEA260	0,26
SS/NS		X, Y	1-6	CHS 219,1x6,3	0,90
CS/NS		X, Y	1-6	CHS 219,1x5	0,71

Można zauważyć, że dla konstrukcji SS/S i CS/S warunek jednorodności (maksymalna różnica we współczynniku UF nieprzekraczająca 25% dla elementów na elewacji) został spełniony dla większości elementów. Różnica między najbardziej i najmniej wytężonymi stężeniami wynosi 16% w przypadku kierunku Y. Jednak w kierunku X warunek ten nie został spełniony na dwóch najwyższych kondygnacjach, ze względu na wymogi zastosowania przekrojów klasy 1, w celu zapewnienia odpowiednio wysokiej klasy ciągliwości.

W Tablicy 15 przedstawiono weryfikację smukłości prętów skratowań, stosownie do warunków wynikających z projektowania na oddziaływania sejsmiczne. Można zauważyć, że wszystkie tężniki spełniają warunki, a największa wartość bezwymiarowej smukłości $\bar{\lambda}$ wynosi 0,76, czyli jest mniejsza od granicznej wartości 2,0.

Tablica 15. Weryfikacja smukłości

Konstrukcja	Kierunek	Kondygnacja	Kształtownik	A (mm²)	f_y (MPa)	I (mm⁴)	L_{cr} (mm)	N_{cr} (kN)	$\bar{\lambda}$ (-)
SS/S oraz CS/S	X	6	HEA260	8680	275	36680000	3605500	5848,1	0,639
		5-4	HEA320	12400	275	36950000	3605500	5891,2	0,761
		1-3	HEB340	17090	275	96900000	3605500	15449,4	0,552
	Y	6	HEA200	2570	275	13360000	2828500	3461.1	0,654
		5	HEA220	3030	275	19950000	2828500	5168,3	0,585
		4	HEA260	3310	275	36680000	2828500	9502,5	0,501
		1-3	HEA320	3710	275	69850000	2828500	18095,6	0,434

Tablica 16. Weryfikacja warunków SLS słupów układu stężającego (LLRS) pod obciążeniem wiatrem

Konstrukcja	Kierunek	Przemieszczenie wierzchołka (mm)	Graniczne przemieszczenie (mm)
SS/S	X	4,62	48
	Y	3,2	
CS/S	X	4,61	
	Y	3,16	
SS/NS	X	12,4	
	Y	7,3	
CS/NS	X	8,6	
	Y	5,6	

Tablica 17. Względny przechył kondygnacji w konstrukcjach narażonych na oddziaływania sejsmiczne – DL

Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	Przechył (%)	Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	Przechył (%)
SS/S	6	X	0,171	CS/S	6	X	0,172
	5		0,209		5		0,210
	4		0,244		4		0,243
	3		0,.222		3		0,220
	2		0,224		2		0,222
	1		0,183		1		0,182
	6	Y	0,190		6	Y	0,190
	5		0,241		5		0,241
	4		0,238		4		0,238
	3		0,203		3		0,203
	2		0,193		2		0,192
	1		0,148		1		0,148

Tablica 18. Względny przechył kondygnacji w konstrukcjach narażonych na oddziaływania sejsmiczne - ULS

Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	Przechył (%)	Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	Przechył (%)
SS/S	6	X	0,343	CS/S	6	X	0,343
	5		0,419		5		0,419
	4		0,486		4		0,486
	3		0,440		3		0,440
	2		0,445		2		0,444
	1		0,364		1		0,364
	6	Y	0,380		6	Y	0,381
	5		0,482		5		0,482
	4		0,476		4		0,476
	3		0,406		3		0,406
	2		0,385		2		0,385
	1		0,297		1		0,296

Tablica 19. Efekty drugiego rzędu w konstrukcjach narażonych na oddziaływania sejsmiczne

Konstrukcja	Kondygnacja	h (mm)	P_x (kN)	V_x (kN)	d_x (mm)	θ_x (rad)	Konstrukcja	Kondygnacja	h (mm)	P_y (kN)	V_y (kN)	d_y (mm)	θ_y (rad)
SS/S	6	4000	10867	1753	60,77	0,094	SS/S	6	4000	10867	1881	59,12	0,085
	5	4000	21734	2983	52,77	0,096		5	4000	21734	3176	50,10	0,086
	4	4000	32602	3912	42,80	0,089		4	4000	32602	4094	38,57	0,077
	3	4000	43469	4628	31,02	0,073		3	4000	43469	4810	27,01	0,061
	2	4000	54336	5193	20,18	0,053		2	4000	54336	5376	17,01	0,043
	1	4000	65203	5524	9,09	0,027		1	4000	65203	5707	7,42	0,021
CS/S	6	4000	10867	1753	60,73	0,094	CS/S	6	4000	10867	1883	59,11	0,085
	5	4000	21734	2985	52,73	0,096		5	4000	21734	3178	50,08	0,086
	4	4000	32602	3914	42,76	0,089		4	4000	32602	4097	38,54	0,077
	3	4000	43469	4630	30,99	0,073		3	4000	43469	4813	26,98	0,061
	2	4000	54336	5195	20,16	0,053		2	4000	54336	5379	16,98	0,043
	1	4000	65203	5526	9,10	0,027		1	4000	65203	5710	7,40	0,021

Tablica 20. Udział ram przenoszących momenty (MRF) w przenoszeniu oddziaływań poziomych – konstrukcje SS/S i CS/S

Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	V_i (kN)	$0{,}25V_i$ (kN)	n	$M_{Rd,nec}$ (kNm)	W_{nec} (mm^3)	Kształtownik	W_{eff} (mm^3)	$M_{RD,eff}$ (kNm)
SS/S	6	X	1752,5	438,1	12	73,0	205695,6	IPE550	2787000	989,4
	5		2983,3	745,8	12	124,3	350149,8	IPE550	2787000	989,4
	4		3911,9	978,0	12	163,0	459139,5	IPE550	2787000	989,4
	3		4628,3	1157,1	12	192,8	543229,7	IPE550	2787000	989,4
	2		5192,7	1298,2	12	216,4	609469,1	IPE550	2787000	989,4
	1		5523,6	1380,9	12	230,2	648313,6	IPE550	2787000	989,4
	6	X	1881,3	470,3	12	78,4	220813,2	IPE600	35112000	12464,8
	5		3176,0	794,0	12	132,3	372765,1	IPE600	35112000	12464,8
	4		4094,4	1023,6	12	170,6	480560,5	IPE600	35112000	12464,8
	3		4810,2	1202,5	12	200,4	564574,4	IPE600	35112000	12464,8
	2		5376,1	1344,0	12	224,0	630999,7	IPE600	35112000	12464,8
	1		5707,5	1426,9	12	237,8	669894,1	IPE600	35112000	12464,8

Tablica 20. Udział ram przenoszących momenty (MRF) w przenoszeniu oddziaływań poziomych – konstrukcje SS/S i CS/S (kont.)

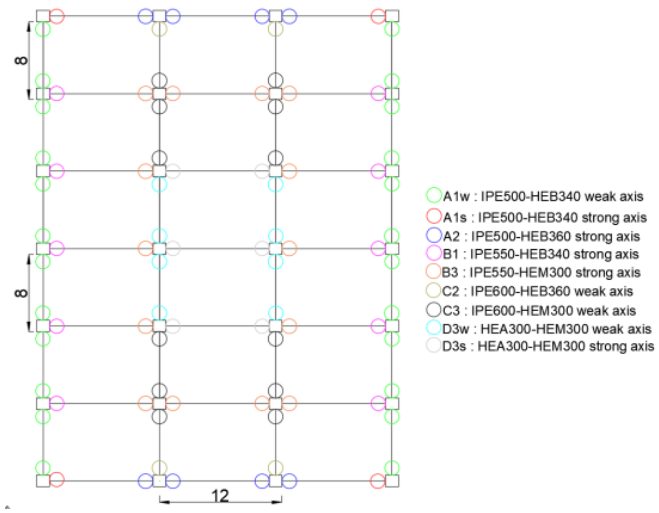
Konstrukcja	Kondygnacja	Kierunek	V_i (kN)	$0{,}25V_i$ (kN)	n	$M_{Rd,nec}$ (kNm)	W_{nec} (mm^3)	Kształtownik	W_{eff} (mm^3)	$M_{RD,eff}$ (kNm)
CS/S	6	X	1753,4	438,3	12	73,1	205796,4	IPE550	2787000	989,4
	5		2984,7	746,2	12	124,4	350314,6	IPE550	2787000	989,4
	4		3913,5	978,4	12	163,1	459332,4	IPE550	2787000	989,4
	3		4630,1	1157,5	12	192,9	543444,7	IPE550	2787000	989,4
	2		5194,7	1298,7	12	216,4	609711,1	IPE550	2787000	989,4
	1		5526,1	1381,5	12	230,3	648600,5	IPE550	2787000	989,4
	6	x	1882,8	470,7	12	78,4	220980,2	IPE600	35112000	12464,8
	5		3178,0	794,5	12	132,4	373009,1	IPE600	35112000	12464,8
	4		4096,9	1024,2	12	170,7	480855,4	IPE600	35112000	12464,8
	3		4813,0	1203,2	12	200,5	564905,2	IPE600	35112000	12464,8
	2		5378,9	1344,7	12	224,1	631327,2	IPE600	35112000	12464,8
	1		5710,0	1427,5	12	237,9	670185,7	IPE600	35112000	12464,8

8.5 Węzły

8.5.1 Konstrukcje SS/NS

Połączenia belka-belka oraz belka-słup zaprojektowano jako połączenia przegubowe z przykładką środnika. Połączenia stężeń, jak również podstawy słupów nie są tutaj szczegółowo rozpatrywane. Styki słupów są połączeniami doczołowymi przenoszącymi momenty zginające. Położenie styków słupów przyjęto mniej więcej w połowie wysokości budynku. Rozwiązania styków przyjęto konstrukcyjne, rozpatrując, że działa w nich jedynie podłużna siła ściskająca, a moment zginający jest o pomijalnej wartości.

Przyjęte oznaczenia węzłów w obrębie przykładów obliczeniowych bazują na nomenklaturze oznaczeń stykających się elementów, co pokazano na Rysunku 52. Oznaczenia węzłów, siły poprzeczne działające w ULS oraz nośności węzłów zestawiono w Tablicy 21.



Rysunek 52. Położenie węzłów

Tablica 21. Weryfikacja węzłów w ULS, konstrukcja SS/NS

Położenie s = silna oś w = słaba oś	**Rodzaj połączenia**	**Nośność na ścinanie (kN)**	**Nośność na zginanie (kNm)**	**Decydujące kryterium nośności**	**UF**
A1s / A2	Połączenie z przykładką środnika	196	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,66
A1w	Połączenie z przykładką środnika	255	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,94
B1 / B3	Połączenie z przykładką środnika	196	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,92
C2w / C3w	Połączenie z przykładką środnika	443	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,97
D3s	Połączenie z przykładką środnika	102	-	Środnik belki przy docisku śruby	0,59
D3w	Połączenie z przykładką środnika	102	-	Środnik belki przy docisku śruby	0,88
BA / BC	Połączenie z przykładką środnika	196	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,92
BD	Połączenie z przykładką środnika	185	-	Przykładka środnika przy docisku śruby	0,97

Projektowanie połączeń przeprowadzono przy wykorzystaniu wspomnianego wcześniej oprogramowania COP. Należy zauważyć, że projektowanie takich połączeń jest nie całkiem objęte zapisami aktualnej wersji Eurokodu; tak więc weryfikację przeprowadzono z wykorzystaniem dokumentu ECCS (ECCS, 2009). Zawarte tam kryteria obejmują także warunki dotyczące zdolności do obrotu, niezbędnej do prawidłowego ukształtowania połączeń przegubowych. Wszystkie warunki decydujące o nośności opisują ciągliwą formę zniszczenia (docisk śruby do przykładki środnika lub do środnika belki).

8.5.2 Konstrukcje CS/NS

Obliczeniom poddano dwa typy połączeń:

- z czołową blachą głowicową;
- z przykładką środnika.

Porównanie pomiędzy połączeniami z czołową blachą głowicową oraz z przykładką środnika przeprowadzono dla połączeń belek obwodowych (IPE450) i belek wewnętrznych (IPE360) ze słupami (HD360x162).

Podsumowanie rezultatów projektowania połączeń można znaleźć w Tablicy 22.

Tablica 22. Weryfikacja połączeń w ULS, konstrukcja CS-NS

Położenie	Rodzaj połączenia	Nośność na ścinanie (kN)	Nośność na zginanie (kNm)	Decydujące kryterium nośności	UF
Skrajne (belki obwodowe)	z czołową blachą głowicową	289,38	-	Nośność na ścinanie grupy śrub	0,73
	z przykładką środnika	297,96	-	Nośność na ścinanie grupy śrub	0,71
W środku	z czołową blachą głowicową	289,38	-	Nośność na ścinanie grupy śrub	0,64
	z przykładką środnika	265,89	-	Docisk śrub do podpieranego środnika belki	0,70

8.5.3 Konstrukcje SS/S i CS/S

Kwalifikowane węzły przenoszące momenty zginające do zastosowań sejsmicznych (tzw. prequalified seismic moment resisting joints) zostały przyjęte w obwodowych ramach przenoszących momenty zginające (MRF), zarówno dla konstrukcji SS/S, jak i CS/S. Dobierano połączenia doczołowe z blachą wystającą, objęte zakresem projektu EqualJoints, finansowanego przez europejski Fundusz Badawczy Węgla i Stali. Połączenia o takiej samej nośności zastosowano dla ram MRF i węzłów w konstrukcji SS/S, a także zastosowano je dla konstrukcji CS/S, ponieważ nie dokonano żadnych zmian w rozmiarze kształtowników ram MRF. Ponieważ płyta stropowa jest uważana za całkowicie niepołączoną z ramą stalową w kołowej strefie wokół słupa (patrz EN 1998-2), w obliczeniach połączeń pominięto współpracę belek z płytą wynikającą z zespolenia.

W przypadku pozostałych połączeń (belka-belka, jak również belka-słup, z wyjątkiem ramy MRF i wewnętrznego układu stężającego) zastosowano połączenia przegubowe. W obu przypadkach zastosowano przykładki z kątowników (konstrukcje SS-S oraz CS-S), z niewielkimi zmianami pomiędzy węzłami pierwszej i drugiej konstrukcji.

Zestawienie wyników weryfikacji węzłów przenoszących momenty zginające można znaleźć w Tablicy 23, natomiast w Tablicy 24 przedstawiono weryfikację połączeń przegubowych.

Tablica 23. Weryfikacja węzłów przenoszących momenty zginające w ULS, konstrukcje SS/S i CS/S

Położenie	Rodzaj połączenia	Nośność na zginanie (kNm)	Nośność na ścinanie (kN)	Decydujące kryterium nośności przy zginaniu	UF*	$\frac{M_{Rd}}{M_{pl,b}}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Z blachą czołową wystającą	1173	1516	Blacha czołowa przy zginaniu	0,29	0,94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Z blachą czołową wystającą	1169	1387	Blacha czołowa przy zginaniu	0,26	0,94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Z blachą czołową wystającą	957	1409	Blacha czołowa przy zginaniu	0,15	0,97
Uwaga: * Wskaźnik wykorzystania nośności jest obliczony dla ULS, tylko w przypadku trwałej sytuacji obliczeniowej						

Tablica 24. Weryfikacja połączeń przegubowych w ULS, konstrukcja SS/S i CS/S

Konstrukcja	Położenie	Kondygnacja	Rodzaj połączenia	Nośność na ścinanie (kN)	Kryterium nośności	UF*
SS/S	A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Z przykładką z kątowników	196	Śruby belki drugorzędnej przy ścinaniu	0,72
	B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Z przykładką z kątowników	196	Śruby belki drugorzędnej przy ścinaniu	0,72
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Z przykładką z kątowników	196	Rozerwanie blokowe podciętego środnika belki drugorzędnej	0,67
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Z przykładką z kątowników	196	Śruby belki drugorzędnej przy ścinaniu	0,65
CS/S	A/1-7, D/1-7 IPE400-IPE600	1-6	Z przykładką z kątowników	196	Środnik belki drugorzędnej przy docisku śrub	0,90
	B/1-7, C/1-7 IPE400-IPE450	1-6	Z przykładką z kątowników	196	Środnik belki drugorzędnej przy docisku śrub	0,97
	B/2, B/5, C/2, C/5- IPE550-HEM500	1-3	Z przykładką z kątowników	196	Rozerwanie blokowe podciętego środnika belki drugorzędnej	0,74
	B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Z przykładką z kątowników	196	Rozerwanie blokowe podciętego środnika belki drugorzędnej	0,84

Uwaga:
* Wskaźnik wykorzystania nośności jest obliczony dla ULS, tylko w przypadku trwałej sytuacji obliczeniowej

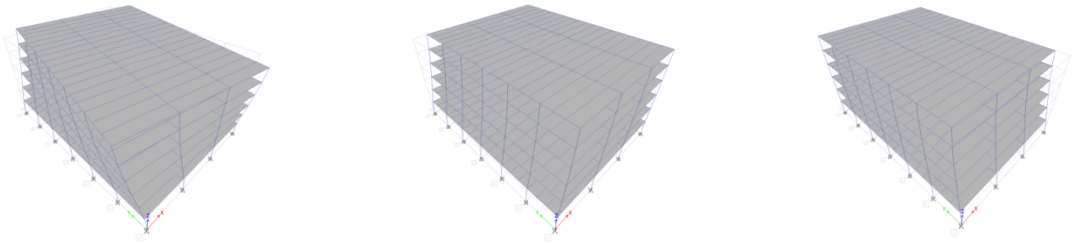
8.6 Komentarze dotyczące ostatecznego wyboru konstrukcji w przykładach obliczeniowych

8.6.1 Konstrukcje podlegające i niepodlegające oddziaływaniom sejsmicznym

Układy konstrukcyjne zostały zaprojektowane w większości tak, aby mogły być zlokalizowane zarówno w obszarach, w których występują oddziaływania sejsmiczne, jak również przy ich braku, lecz z zachowaniem podobnych głównych schematów konstrukcyjnych, pozwalających na ich bezpośrednie porównania w sytuacji oddziaływań wyjątkowych. Zastosowano więc takie same rozpiętości przęseł i wysokości kondygnacji. W przypadku konstrukcji poddanych oddziaływaniom sejsmicznym konieczne były jednak pewne korekty, tj.:

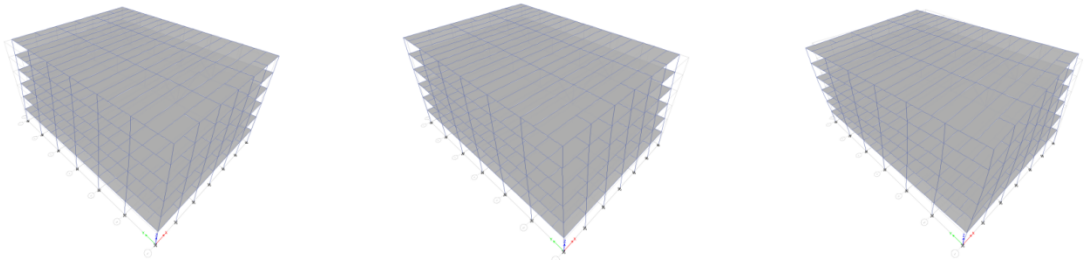
- Położenie układu stężającego blisko środka sztywności kondygnacji (Rysunek 51a) sprawia, że konstrukcja jest wrażliwa na efekty skręcania (Rysunek 53a). W przypadku projektowania sejsmicznego jest to cecha, której należy unikać, ponieważ może spowodować zniszczenie lub poważne uszkodzenia podczas trzęsień ziemi. W rezultacie układ stężający został przesunięty w kierunku zewnętrznym (Rysunek 51b), oraz dodatkowo ze wszystkich stron po obwodzie dodano ramy z węzłami sztywnymi (MRF). Poskutkowało to bardziej korzystną odpowiedzią dynamiczną konstrukcji, w której dwie pierwsze postaci drgań własnych miały charakter przechyłowy (Rysunek 53b).
- Podwójny system stężający wymaga, aby rama stalowa przenosząca momenty zginające (MRF) wykazywała co najmniej 25% udział w całkowitej nośności układu (patrz EN 1998-2). Aby

spełnić ten wymóg, przekroje poprzeczne belek i słupów w ramach MRF należało powiększyć, i dodatkowo na krótszych bokach (X) obwodu wprowadzono słupy pośrednie. Wewnątrz budynku rozpiętości przęseł pozostały niezmienione.



Postać 1 Postać 2 Postać 3

a)



Postać 1 Postać 2 Postać 3

b)

Rysunek 53. Postaci drgań własnych układów poddanych oddziaływaniom sejsmicznym: a) układ wstępny, gdzie pierwsza postać ma charakter skrętny; b) układ po rekonfiguracji, z przechyłowym charakterem postaci 1 i 2

Warunek, że efektywna masa modalna powinna zawierać co najmniej 90% całkowitej masy efektywnej, jest spełniony, a odpowiednie wartości dla konstrukcji SS/S są przedstawione w Tablicy 25. Pierwsza postać drgań ma charakter przechyłowy w kierunku X, druga postać ma charakter przechyłowy w kierunku Y, a trzecia ma charakter skrętny wokół osi Z, jak pokazano na Rysunku 53b. Zachowanie konstrukcji CS/S jest bardzo podobne, wyników analizy nie przedstawiano.

Tablica 25. Parametry modalne dla konstrukcji SS/S

Przypadek	Postać	Okres drgań własnych [s]	SumUX	SumUY	SumRZ
Analiza modalna	1	0,769	0,7972	0	0
Analiza modalna	2	0,729	0,7972	0,7672	0
Analiza modalna	3	0,709	0,7972	0,7672	0,8153
Analiza modalna	4	0,271	0,9343	0,7672	0,8153
Analiza modalna	5	0,256	0,9343	0,9289	0,8153
Analiza modalna	6	0,25	0,9343	0,9289	0,9356
Analiza modalna	7	0,159	0,9692	0,9289	0,9356
Analiza modalna	8	0,147	0,9692	0,9289	0,9701
Analiza modalna	9	0,145	0,9692	0,9675	0,9701
Analiza modalna	10	0,113	0,9888	0,9675	0,9701
Analiza modalna	11	0,105	0,9888	0,9862	0,9701
Analiza modalna	12	0,105	0,9888	0,9862	0,9891

8.6.2 Konstrukcje stalowe a konstrukcje zespolone

Zaletą stosowania belek zespolonych jest redukcja przekrojów poprzecznych w grawitacyjnych układach nośnych. W przypadku układów stężających (LLRS) konstrukcji w strefie sejsmicznej nie dokonano żadnych zmian w przekrojach. Otrzymano zatem te same kształtowniki oraz współczynniki wykorzystania nośności (UF) dla belek, słupów i belek obwodowych MRF, w których nie występują obszary dyssypacji, dla konstrukcji CS/S oraz SS/S. Co więcej, ponieważ obciążenie pozostaje takie same (patrz Tablica 19), efekty drugiego rzędu dla obu konstrukcji są prawie identyczne.

Układy zespolone były zastosowane jako pochodna konstrukcji stalowych, przez rozważenie efektu zespolenia belek (w konstrukcjach poddanych oddziaływaniom sejsmicznym) oraz rozważenie efektu zespolenia w belkach i stropach (w konstrukcjach niepoddanych oddziaływaniom sejsmicznym). W przypadku tej drugiej kategorii zaprojektowano również pełną konstrukcję zespoloną, zastępując słupy stalowe równoważnymi słupami zespolonymi stalowo-betonowymi. To rozwiązanie konstrukcyjne uwzględniono do rozpatrzenia wpływu uderzenia i obciążenia eksplozją, co zostało podkreślone w dalszej części poradnika.

8.7 Określone zdarzenia wyjątkowe

8.7.1 Uderzenie

8.7.1.1 *Projektowanie na uderzenie z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego (CS/S)*

Przykłady obliczeniowe	Tytuł	Projektowanie z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego			Strona 1 z 3
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie sejsmicznej	Wykonane przez	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.1.1/CS/S			

Przykład: Projektowanie na uderzenie słupów obwodowych pierwszej kondygnacji w konstrukcji zespolonej, w strefie sejsmicznej, z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego	Podręcznik projektowania § 4.2.2.1
Przykład zawiera informacje o projektowaniu na uderzenie w wyniku wyjątkowego uderzenia pojazdu.	
<u>*Podstawowe dane o konstrukcji*</u> • Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.	Podręcznik projektowania § 8.2
<u>*Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej*</u> Rozważane są następujące oddziaływania:: • Obciążenia stałe, DL (patrz Tablica 11); • Obciążenia zmienne, LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/S); • Oddziaływanie spowodowane uderzeniem A_{Ed} (patrz niżej).	
<u>*Kombinacja oddziaływań w przypadku wyjątkowej sytuacji obliczeniowej*</u> Kombinacja oddziaływań ma postać: $$DL + 0{,}5 \times LL + A_{Ed}$$	EN 1990 § 6.4.3.3, wzór 6.11b
Scenariusz uderzenia obejmuje słupy obwodowe (skrajne) usytuowane wzdłuż pasów ruchu. W tym przykładzie narażone są zarówno elewacje podłużne budynku (wzdłuż pasa ruchu pionowego, według Rysunku 54), jak i poprzeczne (wzdłuż pasa ruchu poziomego, według Rysunku 54). Uderzenie powoduje powstanie siły zderzenia, której składowe są równoległe i prostopadłe do kierunku jazdy. W procesie projektowania obie składowe można uznać za niezależne, tj. nie należy stosować ich jednocześnie. Założenia: • Narażone słupy: pierwsze piętro (C1-C5 – patrz Rysunek 54 i Rysunek 55) • Wysokość punktu uderzenia: 1,5 m • Siły uderzenia (patrz Tablica 26)	
Obciążenia od uderzenia oblicza się na podstawie danych z Tablicy 4.1 normy (EN 1991-1-7 2006), uwzględniając przypadek: *Autostrady, drogi krajowe i główne.*	EN 1991-1-7 2006

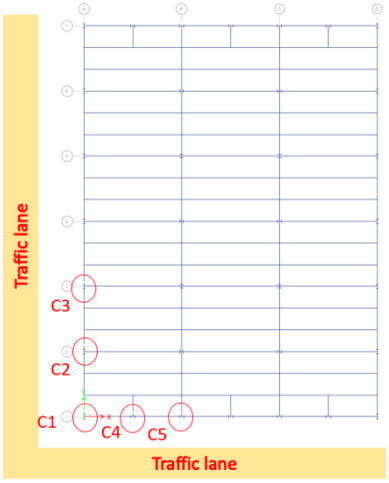
Przykład obliczeniowy I.1.1/CS/S	Projektowanie z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 2 z 3

Analiza konstrukcji

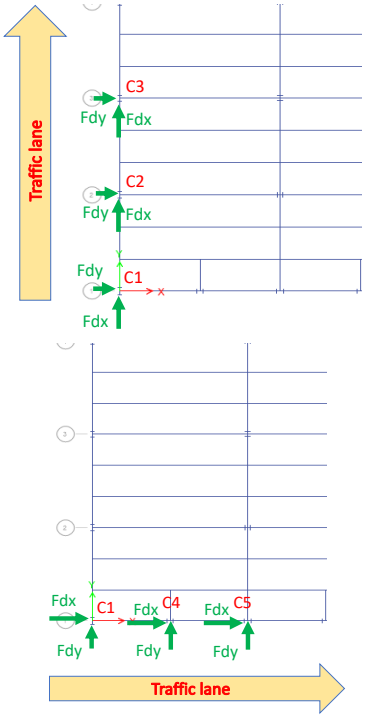
Liniowa analiza sprężysta jest przeprowadzana na pełnym modelu 3D, przy użyciu oprogramowania SAP2000. Przekroje elementów przyjęto takie, jakie wynikają z wstępnego projektowania (na trwałe i sejsmiczne sytuacje obliczeniowe). Kryteria weryfikacji są podane jako wskaźniki wykorzystania nośności (UF) i określono je jedynie dla kombinacji oddziaływań dotyczącej wyjątkowej sytuacji obliczeniowej.

Tablica 26. Siły uderzenia przyjete w statycznej analizie liniowej – CS/S

Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy}(kN)
C1	1000	500
	500	1000
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500



Rysunek 54. Układ pasów ruchu



Rysunek 55. Rzut kondygnacji z kierunkami uderzenia dla każdego pasa ruchu

Przykład obliczeniowy I.1.1/CS/S	Projektowanie z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 3 z 3

Wyniki

Tablica 27. Wyniki statycznej analizy liniowej

Przypa-dek	Kształ-townik	Siła uderzenia (kN)	Oś	Dolna podpora	*N* (kN)	*M* (kNm)	UF (-)	Krytyczna siła uderzenia** (kN)
C1	HEB550	1000	Mocna	Utwierdzenie	1048	670	0,48	2700
		500	Słaba	Utwierdzenie	1053	230	0,66	800
		500	Mocna	Utwierdzenie	*			
		1000	Słaba	Utwierdzenie	1074	625	1,31	-
C2	HEB500	1000	Mocna	Utwierdzenie	2218	677	0,90	1250
		500	Słaba	Utwierdzenie	2216	342	1,04	-
C3	HEB500	1000	Mocna	Utwierdzenie	2229	681	0,9	1250
		500	Słaba	Utwierdzenie	2238	342	1,05	-
C4	HEB500	1000	Mocna	Utwierdzenie	591	755	0,63	1300
		500	Słaba	Utwierdzenie	647	339	0,74	700
C5	HEB500	1000	Mocna	Utwierdzenie	1687	787	0,86	1800
		500	Słaba	Utwierdzenie	1696	340	0,95	550

* Scenariusz jest niemiarodajny, ponieważ słup został już wcześniej zweryfikowany pod wpływem tego samego obciążenia, przyłożonego względem słabej osi przekroju.

** Siła uderzenia powodująca uszkodzenie słupa (UF=1)

Podsumowanie

- Sześć z dziewięciu scenariuszy uderzenia spełnia kryterium nośności opisane współczynnikiem (UF), co uznano za spełnienie warunków projektowych.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.4 ➔ Koniec projektu

- W trzech scenariuszach z dziewięciu, uderzenie powoduje przekroczenie nośności. Wyniki te mogą jednak być zachowawcze, ponieważ uzyskano je za pomocą uproszczonej analizy statycznej. Dlatego w przypadku braku spełnienia warunku nośności przy użyciu tego podejścia, można zastosować ocenę nośności przeprowadzoną metodą bardziej zaawansowaną (patrz Przykład I.1.2/CS/S).
- Aby złagodzić wpływ uderzenia, można zapobiec takiemu zagrożeniu lub je wyeliminować (patrz Rozdział 4.2.1).
- W celu poprawy wyników i zwiększenia odporności na obciążenie od uderzenia można zastosować inne środki:
  - Przyjęcie wyższego gatunku stali na słupy;
  - Zmiana orientacji słupów (ustawienie ich tak, aby uderzenie działało względem silniejszej osi przekroju poprzecznego) w celu zwiększenia odporności na uderzenie.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5 ➔ Pole B.II LUB Pole B.6

8.7.1.2 *Projektowanie na uderzenie z wykorzystaniem uproszczonej analizy dynamicznej (CS/S)*

Przykłady obliczeniowe	Tytuł	Projektowanie na uderzenie przy użyciu uproszczonej analizy dynamicznej			Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie sejsmicznej	Wykonane przez	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.1.2/CS/S			

Przykład: Projektowanie na uderzenie słupów obwodowych pierwszej kondygnacji w konstrukcji zespolonej, w strefie sejsmicznej, przy użyciu uproszczonej analizy dynamicznej

Podręcznik projektowania § 4.2.2.2

Przykład zawiera informacje o projektowaniu na oddziaływanie spowodowane wyjątkowym uderzeniem pojazdu.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe, DL (patrz Tablica 11)
- Obciążenia zmienne, LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/S);
- Oddziaływanie spowodowane uderzeniem, A_{Ed} (patrz niżej).

Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Kombinacja oddziaływań ma postać:

EN 1990 § 6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL + A_{Ed}$$

Określenie scenariusza uderzenia

Przykład I.1.1/CS/S

Scenariusz uderzenia obejmuje słupy obwodowe (skrajne), usytuowane wzdłuż pasów ruchu, jak zdefiniowano wcześniej w Przykładzie I.1.1/CS/S. Jednak w tym przykładzie rozpatrzono tylko uderzenie w słup C1 (UF = 1,31), które wywiera wpływ względem słabszej osi przekroju, co wywołuje powstanie najwyższej wartości UF w przypadku zastosowania równoważnego obciążenia statycznego – patrz Tablica 26, Przykład I.1.1/CS/S dla rozpatrywanych sił.

Analiza konstrukcji

Nieliniową analizę dynamiczną przeprowadzono na pojedynczym słupie (wyizolowanym z konstrukcji), przy użyciu oprogramowania SAP2000.

Kierunek uderzenia wywołuje wpływ względem słabszej osi kształtownika, podobnie jak przy przyłożeniu siły F_{dx}, rozpatrując odpowiednio prędkość pojazdu v_r= 90 km/h i jego masę m=3.5 tony.

Słup wykonany jest z kształtownika HEB500, ze stali gatunku S355 i ma 4,0 m wysokości. Rozpatrzono słup wyizolowany z konstrukcji, z następującymi warunkami brzegowymi:

Przykład obliczeniowy I.1.2/CS/S	Projektowanie na uderzenie przy użyciu uproszczonej analizy dynamicznej	Strona 2 z 4

- podstawa słupa jest utwierdzona;
- wierzchołek posiada zablokowane wszystkie stopnie swobody, za wyjątkiem przemieszczenia pionowego, który pozostawiono swobodny.

Analiza została podzielona na dwa etapy:

1 etap: przyłożenie pionowego obciążenia w wierzchołku słupa, jako podłużnej siły ściskającej, o wartości wynikającej z kombinacji oddziaływań w sytuacji wyjątkowej ($DL + 0{,}5 \times LL$);

2 etap: przyłożenie siły uderzenia, poprzecznie do kierunku słabszej osi przekroju, stosując dynamiczną analizę nieliniową i mechanikę uderzenia twardego, w sposób następujący:

Obliczenia

$$\boldsymbol{F = v_r\sqrt{k \cdot m}}$$ EN 1991-1-7, wzór C.1

gdzie v_r jest prędkością uderzenia, m jest masą obiektu uderzającego i k sztywnością obiektu uderzającego.

Wyżej wymienione parametry obliczane są z uwzględnieniem tego samego typu drogi (autostrady i drogi krajowe):

k= 300 kN/m= 300000 N/m — EN 1991-1-7

v_r= 90 km/h = 25 m/s — Hipoteza

m = 3500 kg — Hipoteza

W rezultacie otrzymano:

$$F = v_r\sqrt{k \cdot m} = 25{,}0\sqrt{300000 \cdot 3500} = 810\ kN$$

Uwaga: *Jeżeli siła uderzenia zostanie zwiększona przez zalecaną wartość DLF (DLF = 1,4), dla pojazdów poruszających się z prędkością 90 km/h (zobacz Tablica C1 normy EN 1991-1-7) wówczas równoważna dynamiczna siła uderzenia* F_{equiv}*, jest podobna do zastosowanej w analizie statycznej (patrz Przykład I.1.1/CS/S)* — Wzór (4.1.5) z (Vrouwenvelder i et al., 2005)

$$F_{equiv} = 1{,}4 \cdot 90/3{,}6\sqrt{300} \cdot 3{,}5 = 1134{,}1\ kN$$

W analizie dynamicznej siłę wywołaną uderzeniem przykłada się za pomocą funkcji czasowej w postaci prostokątnego impulsu, z natychmiastowym wzrostem i czasem trwania wynoszącym:

$$\Delta t = \sqrt{k/m} = \sqrt{300000/3500} = 0{,}108\ \text{s}$$ EN 1991-1-7

Przyjęto, że całkowity czas trwania analizy dynamicznej wynosi jedną sekundę (więcej niż czas trwania impulsu dynamicznego Δt), aby sprawdzić stateczność słupa po zakończeniu działania impulsu. — SAP2000

Nieliniowe zachowanie modelowane jest za pomocą przegubów plastycznych umieszczonych na każdym końcu słupa oraz w punkcie uderzenia, z wykorzystaniem interakcji P-M2-M3. Przeguby plastyczne modelowane są za pomocą podziału przekroju na włókna.

Przykład obliczeniowy I.1.2/CS/S	Projektowanie na uderzenie przy użyciu uproszczonej analizy dynamicznej	Strona 3 z 4

Wpływ szybkości przyłożenia obciążenia jest uwzględniony przez zastosowanie współczynnika dynamicznego (DIF – Dynamic Increase Factor) do wytrzymałości materiału.

Do wyznaczenia współczynnika DIF dla stali walcowanej na gorąco, o granicy plastyczności do 420 N/mm^2, może być przyjęta metoda zgodna z (CEB 1988).

Szybkość przyrostu odkształcenia ($\dot{\varepsilon}$) określa się w procedurze iteracyjnej. W pierwszej iteracji stosunek między określonym odkształceniem a czasem potrzebnym do chwili osiągnięcia granicy plastyczności jest obliczany na podstawie wyników analizy bez stosowania DIF. Następnie analiza jest przeprowadzana ponownie, ze zmodyfikowanymi właściwościami materiału przy użyciu DIF, po której następuje ponowne obliczenie DIF. Jeśli nowa wartość współczynnika DIF jest porównywalna z wartością z poprzedniego kroku (uzyskanie zbieżności), nie są potrzebne dalsze iteracje.

$$\mathrm{DIF} = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6{,}0}{f_y} \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

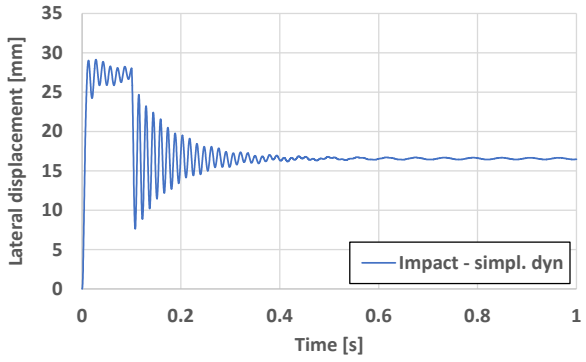
$$\mathrm{DIF} = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7{,}0}{f_u} ln \frac{\dot{\varepsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

Po zakończeniu procesu iteracyjnego otrzymano wartość współczynnika DIF (fy) = 1,118

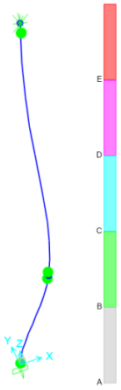
Wyniki

Słup może przetrzymać siłę uderzenia, ale odkształcenia plastyczne w początkowej fazie są równe 0,054% w punkcie uderzenia, 0,073% w podstawie i 0,036% przy wierzchołku słupa.

Poniższy rysunek przedstawia zależność bocznego przemieszczenia słupa w punkcie uderzenia. Szczytowa wartość przemieszczenia osiąga 29,12 mm, a trwałe ugięcie pozostaje na poziomie 16,47 mm.



Rysunek 56. Zależność bocznego przemieszczenia poziomego w punkcie uderzenia od czasu – CS/S



Rysunek 57. Przeguby plastyczne – CS/S

Przykład obliczeniowy I.1.2/CS/S	Projektowanie na uderzenie przy użyciu uproszczonej analizy dynamicznej	Strona 4 z 4
Podsumowanie Zastosowanie równoważnego podejścia statycznego (Przykład I.1.1/CS/S) wykazało, że wskaźnik wykorzystania nośności przekracza jedność → niezbędne jest przeprojektowanie. Jeżeli jednak można zezwolić na powstanie odkształceń plastycznych w słupie, to akceptowalne staje się projektowanie poprzez zastosowanie *uproszczonej analizy dynamicznej* → Koniec projektowania.		Schemat blokowy Rysunek 3 – Ramka B.6 ➔ Koniec projektowania

8.7.1.3 *Projektowanie na uderzenie z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej (CS/S)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na uderzenie, z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej		Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie sejsmicznej	Wykonano przez: UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.1.3/CS/S		

Przykład: Projektowanie na uderzenie słupów obwodowych pierwszej kondygnacji w konstrukcji zespolonej, w strefie sejsmicznej, z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej

Podręcznik projektowania § 4.2.2.3

Przykład zawiera informacje o projektowaniu na oddziaływanie powstałe w wyniku wyjątkowego uderzenia pojazdu.

Podstawowe dane konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe, DL (patrz Tablica 11)
- Obciążenia zmienne, LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/S);
- Oddziaływanie spowodowane uderzeniem, A_{Ed} (patrz niżej).

Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Kombinacja oddziaływań ma postać:

EN 1990 § 6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL + A_{Ed}$$

Określenie scenariusza uderzenia

- Scenariusze oddziaływań przyjęto jak w Przykładzie I.1.1/CS/S, ze szczegółami opisanymi w Przykładzie I.1.2/CS/S.
- Parametry uderzenia są obliczane z uwzględnieniem tego samego rodzaju drogi (*Autostrady, drogi krajowe i główne):*

Przykład I.1.1/CS/S i Przykład I.1.2/CS/S

K= 300kN/m = 300000 N/m - sztywność obiektu uderzającego;
v_r= 90 km/h = 25 m/s - prędkość uderzenia;
m = 3500 kg - masa obiektu uderzającego.

EN 1991-1-7

Analiza konstrukcji

W celu rozpatrzenia złożonego zachowania konstrukcji wywołanego uderzeniem, po którym następuje rozdzielenie elementów i powstaje możliwość jej zniszczenia, zdecydowano się na bezpośrednie zamodelowanie uderzenia pojazdem. Przeprowadzono nieliniową analizę dynamiczną, na pełnym modelu 3D, z zastosowaniem oprogramowania ELS.

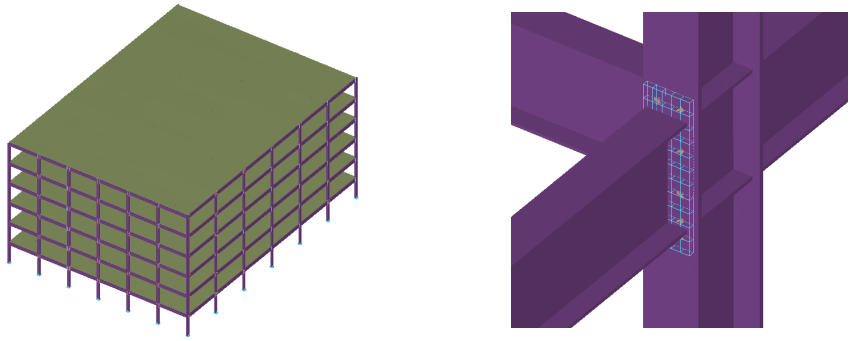
ELS wykorzystuje nieliniowy solver oparty na metodzie AEM (Tagel-Din i Meguro, 2000), która pozwala na automatyczne wykrywanie i uwzględnianie uplastycznienia, wzmocnienia i zniszczenia materiałów, oddzielania elementów, kontaktu przy uderzeniu,

Przykład obliczeniowy I.1.3/CS/S	Projektowanie na uderzenie, z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej	Strona 2 z 4

zjawisk utraty stateczności i stanu pokrytycznego, propagacji pęknięć, stanu membranowego i efektów *P-Δ.* W metodzie AEM (Applied Element Method) fragmenty konstrukcji są modelowane przez podział na niewielkie elementy bryłowe (dyskretyzacja odbywa się zarówno wzdłuż długości, jak i przekroju poprzecznego). Elementy te są połączone sprężynami odwzorującymi oddziaływania normalne i styczne, które wynikają z modelu konstytutywnego materiału (uwzględniającego uplastycznienie, niszczenie i zjawiska kontaktu). Gdy osiągnięte zostają wartości odkształcenia granicznego, sprężyny są usuwane. Następnie, jeśli oddzielone elementy pozostają w kontakcie, to generowane są nowe sprężyny odpowiadające powierzchniom stykających się elementów (Applied Science International, 2021).

Słupy i belki zdefiniowano jako obiekty bryłowe o stałym przekroju poprzecznym typu I/H. Obiekty zostały dyskretyzowane niewielkimi elementami bryłowymi, tworząc 25 zestawów sprężyn na każdej powierzchni. Do modelowania stężeń pionowych i ściągów poziomych (zakotwionych w słupach obwodowych) wykorzystano elementy liniowe. Właściwości strukturalne węzłów słup-belka zostały zamodelowane za pomocą 8-węzłowych obiektów w przypadku blach czołowych i pojedynczych sprężyn dla każdej śruby. Połączenia przegubowe łączące belki drugorzędne z belkami głównymi zostały zdefiniowane tylko za pomocą sprężyn reprezentujących śruby. Podstawy słupów uznano za utwierdzone. Płyty żelbetowe zamodelowano jako elementy betonowe ze stalowymi sprężynami na poziomie zbrojenia. Sprężyny symulują również połączenie belek z płytą żelbetową.

Aby uwzględnić efekty bezwładności, obciążenia stałe i zmienne zostały przypisane do stropów jako masy skupione, które symulują dokładniej efekty bezwładności w porównaniu do zadanego obciążenia.

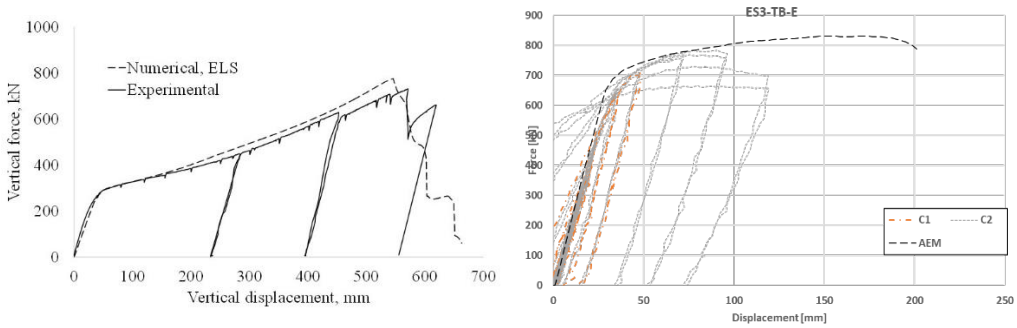


Rysunek 58. Model konstrukcji CS/S (widok ogólny i szczegół połączenia)

W celu zwiększenia dokładności modelu AEM, zastosowano gęste siatkowanie elementów konstrukcyjnych i połączeń, które pozwala na dokładniejsze odwzorowanie redystrybucji obciążenia. Walidację modelu obliczeniowego przeprowadzono na podstawie odpowiednich danych zebranych z badań doświadczalnych na podukładach i ich połączeniach (patrz Rysunek 59). Rysunek 59a przedstawia zależności pomiędzy siłą a przemieszczeniem w przypadku usunięcia słupa dla wyników otrzymanych z badań oraz odpowiadającą jej prognozę numeryczną w ELS, podczas gdy Rysunek 59b pokazuje krzywe histerezy i krzywą szkieletową połączenia

Przykład obliczeniowy I.1.3/CS/S	Projektowanie na uderzenie, z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej	Strona 3 z 4

belka-słup otrzymane z badań. Na podstawie tych dwóch porównań, dokładność modelu numerycznego w odtwarzaniu odpowiedzi konstrukcji, uznano za odpowiednią.



a) b)

Rysunek 59. Walidacja układu konstrukcyjnego na podstawie badań CODEC i walidacja połączeń w badaniach Equaljoints: a) krzywe siła-przemieszczenie w przypadku usunięcia słupa (Dinu et al., 2016); b) krzywe histerezy i szkieletowa połączenia słup-belka (Landolfo et al., 2018)

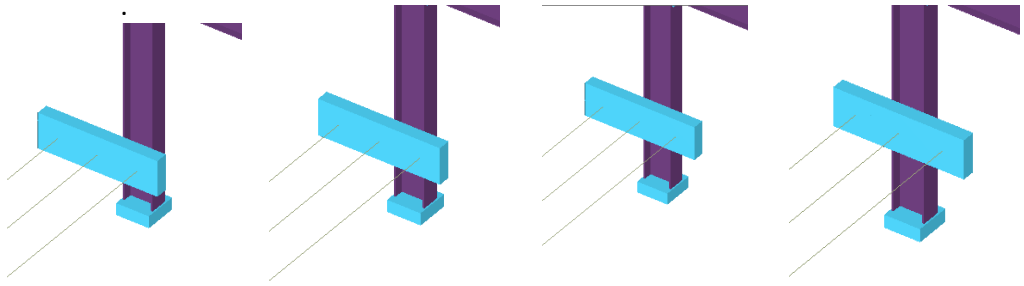
Analizę przeprowadzono w dwóch etapach.

Etap 1: do konstrukcji przyłożono obciążenia stałe i zmienne w statycznej analizie nieliniowej

Etap 2: obiekt uderzający styka się z słupem C2 w dynamicznej analizie nieliniowej.

<u>Założenia w modelowaniu sytuacji uderzenia</u>

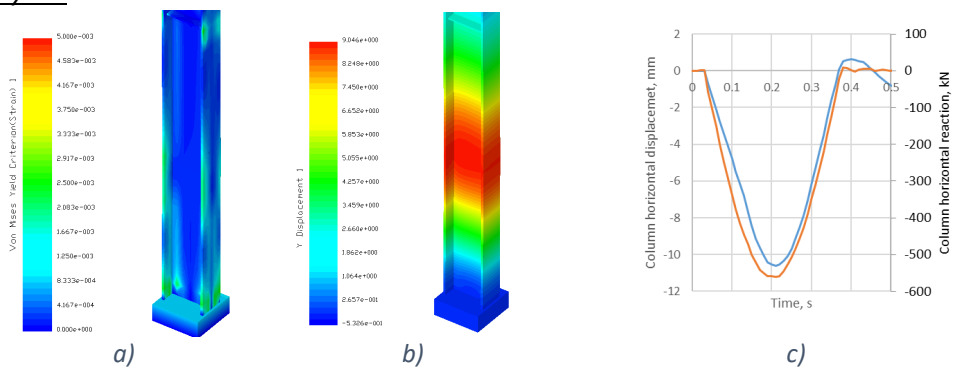
Obiekt uderzający (tj. pojazd) może poruszać się tylko po płaszczyźnie poziomej, na wysokości 1,5 m i posiada masę 3,5 tony. Prędkość początkowa obiektu wynosi 25 m/s. Obiekt uderzający składa się z płyty stykowej, płyty z przypisaną masą oraz podłużnych sprężyn między nimi. Wysokość strefy styku między pojazdem a słupem wynosi 0,6 m. Sztywność 300 kN/m jest uwzględniana za pomocą sprężyn.



Rysunek 60. Obiekt uderzający zmierzający w kierunku słupa

Przykład obliczeniowy I.1.3/CS/S	Projektowanie na uderzenie, z wykorzystaniem pełnej analizy dynamicznej	Strona 4 z 4

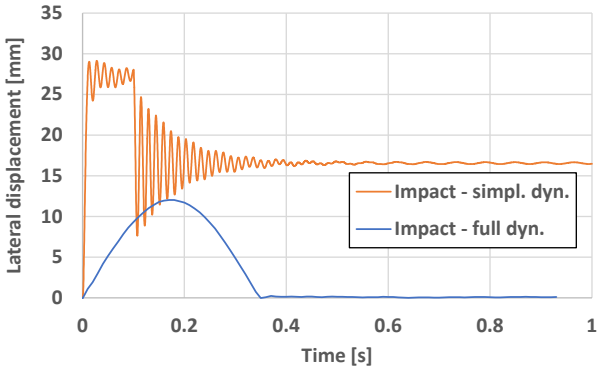
Wyniki



Rysunek 61. Wyniki dla analizowanego słupa: a) odkształcenia; b) przemieszczenia; c) siła reakcji poziomej w podstawie (kolor pomarańczowy) i poziome przemieszczenie w punkcie uderzenia (kolor niebieski)

Wyniki pokazują powstanie ograniczonego odkształcenia plastycznego w uderzonym słupie, z maksymalnym ugięciem poprzecznym o wartości 10,6 mm.

Podsumowanie



Rysunek 62. Boczne przemieszczenie w czasie – porównanie podejść dynamicznych

W porównaniu z Przykładem I.1.2/CS/S, pełna analiza dynamiczna skutkuje uzyskaniem mniejszych przemieszczeń (jak przedstawiono na Rysunku 62), ponieważ uwzględnione jest usztywnienie wywoływane sąsiadującymi elementami konstrukcji (zwłaszcza usztywnienie w kierunku pionowym), a ,,rzeczywista" funkcja opisująca wzrost siły uderzenia w czasie jest mniej stroma, niż zastosowana w przypadku uproszczonego podejścia dynamicznego.

Należy zauważyć, że szczegółowe uwzględnienie interakcji *obiekt uderzający - konstrukcja,* może skutkować znacznie wyższymi wymaganiami obliczeniowymi niż zwykle stosowane w uproszczonej analizie dynamicznej (Dubina et al., 2019).

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.6 ➔ Koniec projektowania

8.7.1.4 *Projektowanie na uderzenie z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego (CS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji uderzenia z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego			Strona 1 z 3
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej	Wykonano przez	AM	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.1.4/CS/NS			

Przykład: Projektowanie na uderzenie słupów obwodowych pierwszej kondygnacji w konstrukcji zespolonej, w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem równoważnego podejścia statycznego

Podręcznik projektowania § 4.2.2.1

Przykład zawiera informacje o projektowaniu na uderzenie w wyniku wyjątkowego uderzenia pojazdu.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe, DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne, LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/NS);
- Oddziaływanie spowodowane uderzeniem, A_{Ed} (patrz niżej).

Kombinacja oddziaływań w wyjątkowej sytuacji projektowej

EN 1990 §6.4.3.3, wzór 6.11b

Kombinacja oddziaływań ma postać:

$$DL + 0{,}5 \times LL + A_{Ed}$$

Określenie scenariusza uderzenia

Scenariusz uderzenia obejmuje słupy zewnętrzne, usytuowane wzdłuż dwóch pasów ruchu (patrz Rysunek 63). W tym przykładzie narażone są zarówno elewacja dłuższa, jak i krótsza.
Uderzenie powoduje powstanie siły zderzenia, która posiada składową równoległą i prostopadłą do kierunku jazdy.
Każdy kierunek ruchu pojazdu (wzdłuż krótkiego boku – przypadek A, długiego boku – przypadek B) wymaga rozpatrzenia dwóch składowych działania obciążenia na słupy znajdujące się na parterze budynku, tj. jednej zgodnej z kierunkiem ruchu i drugiej prostopadłej. Położenie słupów rozważanych w analizie przedstawiono na Rysunku 63.

Rysunek 63. Rzut z rozmieszczeniem słupów, pasami ruchu i zaznaczeniem rozpatrywanych słupów

Przykład obliczeniowy I.1.4/CS/NS	Projektowanie w sytuacji uderzenia z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 2 z 3

Oddziaływanie od uderzenia przyjęto korzystając z Tablicy 4.1 normy EN 1991-1-7, biorąc pod uwagę przypadek *Drogi krajowe w obszarze niezabudowanym.* EN 1991-1-7, 2006

Tablica 28. Siła zderzenia do liniowej analizy statycznej CS/NS

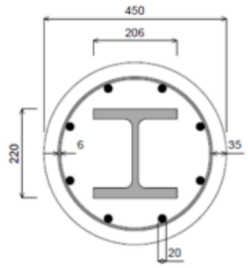
Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	750	375
A.2	750	375
B.1	375	750
B.2	375	750

Analiza konstrukcji

Liniową analizę sprężystą przeprowadzono na pełnym modelu 3D, wykorzystując oprogramowanie SCIA®. W jej pierwszym etapie przekroje poprzeczne prętów są tymi wynikającymi z wstępnego projektowania (trwała sytuacja obliczeniowa). W drugim etapie analizy rozważono zastosowanie słupów zespolonych zamiast stalowych; słupy zespolone zaprojektowano wykorzystując oprogramowanie A3C® (zastosowany przekrój poprzeczny jest pokazany niżej). Przedstawione obliczeniowe kryteria są wyrażone za pomocą współczynników wykorzystania nosności (UF), wyznaczonych tylko dla wyjątkowej kombinacji obliczeniowej.

Podstawowe dane słupów zespolonych:

- Kształtownik stalowy - HE200M
- Klasa betonu – C30/37
- Zbrojenie (A500) – ϕ20 mm / ϕ6 mm



Wyniki

Tablica 29. Wyniki liniowej analizy statycznej uderzenia w słupy stalowe

Przypadek	Kształtownik	Siła zderzenia		Podpora dolna	UF (-)	
		F_{dx} (kN)	F_{dy}(kn)		S355	S460
A.1	HD 360x162	750	375	Utwierdzenie	1,30	0,91
				Przegub	1,50	1,05
A.2	HD 360x162	750	375	Utwierdzenie	1,08	0,78
				Przegub	1,23	0,92
B.1	HD 360x162	375	750	Utwierdzenie	1,29	0,98
				Przegub	1,54	1,17
B.2	HD 360x162	375	750	Utwierdzenie	1,45	1,10
				Przegub	1,72	1,30

Przykład obliczeniowy I.1.4/CS/NS	Projektowanie w sytuacji uderzenia z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 3 z 3

Tablica 30. Wyniki liniowej analizy statycznej uderzenia w słupy zespolone

Przypadek	Siła zderzenia		Podpora górna i dolna	UF (-) S355
	F_d (kN)	F_{dy}(kn)		
A.1	750	375	Przegub	2,63
A.2	750	375	Przegub	2,04
B.1	375	750	Przegub	2,25
B.2	375	750	Przegub	2,34

Podsumowanie

- Standardowe słupy stalowe

Wyniki dla słupów wykonanych ze stali S355 wykazują przekroczenie granicy plastyczności zarówno w przypadku podparcia przegubowego, jak i utwierdzenia z UF sięgającym 1,72.

W przypadku zastosowania stali S460 obserwuje się znaczną poprawę pod względem współczynników wykorzystania nośności (UF).

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5 ➔ Pole B.II **LUB** Pole B.6

- Słupy zespolone stalowo-betonowe

Jeśli chodzi o słupy zespolone, współczynniki wykorzystania są znacznie wyższe. Jest to związane głównie z wstępnym projektowaniem przekrojów i warunkami podparcia. Słupy zostały wstępnie zaprojektowane z uwzględnieniem tej samej nośności co słupy stalowe i podparciem przegubowym na obu końcach (przekroje stalowe stosowane do elementów zespolonych są znacznie mniejsze). Po przyłożonym obciążeniu uderzeniowym (biorąc pod uwagę równoważne podejście statyczne), element został poddany zginaniu, które zostało w większości przejęte przez profil stalowy (około 65% do 70%). Z tego powodu słupy zespolone wykazują wyższy współczynnik wykorzystania w sytuacji uderzenia.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5 ➔ Pole B.II **LUB** Pole B.6

Stwierdza się, że w przypadku niezespolonych słupów stalowych, jeśli standardowa konstrukcja jest zaprojektowana z wykorzystaniem UF w zakresie 60-65%, słupy te mogą nadal być w stanie wytrzymać obciążenia od uderzeń (podejście statyczne), zakładając, że podpory dolne pozostają utwierdzone.

Należy pamiętać, że w tym przykładzie rozważano mniej wymagające warunki drogowe dla uderzenia w odniesieniu do Przykładu I.1.1/CS/S.

Jak pokazano wcześniej, główną poprawą, którą można wprowadzić, jest wybranie lepszego gatunku stali - na S460; w ten sposób słupy w większości przypadków pracują lepiej. Można również wdrożyć inne środki w celu poprawy odpowiedzi na obciążenie uderzające:

- Odpowiednia orientacja słupów (zgodnie z silniejszą osią ich przekrojów), aby zmaksymalizować odporność na uderzenia;
- Zwiększenie przekroju poprzecznego;
- Zaprojektowanie połączeń słupów z fundamentem o wyższej sztywności i wytrzymałości (tj. utwierdzone (sztywne) podstawy słupów);
- Zastosowanie słupów zespolonych, w celu uzyskania optymalnego wykorzystania użytego gatunku stali oraz betonu;
- Do dokładniejszej oceny nośności można zastosować bardziej zaawansowane podejścia.

8.7.2 Analiza eksplozji

8.7.2.1 *Eksplozja zewnętrzna*

8.7.2.1.1 Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia opartego na pojedynczym stopniu swobody (CS/NS)

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF			Strona 1 z 7
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej	Wykonano przez	AM	Data:06/2021
	Nr dokumentu	I.2.1/CS/NS			

Przykład: Projektowanie słupów obwodowych w sytuacji eksplozji zewnętrznej, w konstrukcji zespolonej, w strefie asejsmicznej, z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF

Podręcznik projektowania, § 4.3.3.2

Ten przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji w sytuacji wyjątkowej spowodowanej eksplozją zewnętrzną.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania, § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2, dla słupów stalowych i Przykład I.1.4 / CS/NS dla słupów zespolonych.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważa się następujące oddziaływanie:

- Oddziaływanie wyjątkowe spowodowane eksplozją, A_{Ed} (patrz niżej).

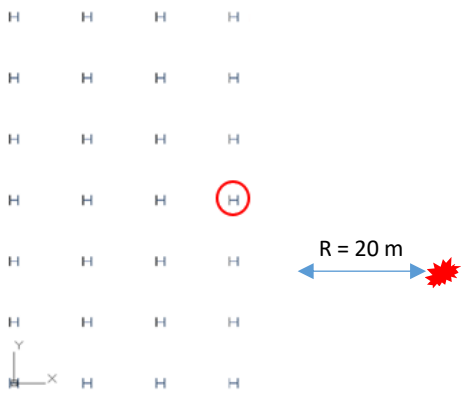
Uwaga: *Nie są rozważane żadne inne obciążenia przyłożone do słupa.*

Określenie scenariusza eksplozji

Rozpatrywany w analizie słup jest słupem obwodowym (skrajnym) i jest zlokalizowany w środku dłuższej elewacji budynku – patrz Rysunek 64.

Scenariusz eksplozji zakłada, że samochód jest umieszczony w odległości 20 mo d słupa i przewozi ładunek wybuchowy równy 100 kg TNT (lub równoważny).

Eksplozję definiuje się jako eksplozję na wolnym powietrzu, na wysokości 1 m nad ziemią.



Rysunek 64. Rzut z rozmieszczeniem słupów poddanych oddziaływaniu eksplozji zewnętrznej – CS/NS

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 2 z 7

Analiza konstrukcji

Liniowa analiza sprężysta została przeprowadzona przy użyciu uproszczonego podejścia dynamicznego, opisanego w Rozdziale 4.3.2.2.

Obliczenia

Oddziaływania od eksplozji

Pierwszy krok polega na określeniu szczytowej wartosci ciśnienia dynamicznego, obliczając w tym celu przeskalowaną odległość (Z), odległość od źródła eksplozji (R_h) oraz kąt padania (α_i) zgodnie z wcześniej zdefiniowanym scenariuszem.

Równoważna masa ładunku wybuchowego (TNT)	$W = 100\ kg$
Odległość	$R = 20\ m$
Wysokość eksplozji nad poziomem terenu	$H_c = 1\ m$
Przeskalowana odległość	$Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{20}{100^{\frac{1}{3}}} = 4{,}309\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$
Odległość od źródła eksplozji	$R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{20^2 + 1^2} = 20{,}025\ m$
Kąt padania	$\alpha_i = tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = tan^{-1}\left(\frac{1}{100^{\frac{1}{3}}}\right) = 12{,}158^o$

Następnie, korzystając z wyliczonych wyżej wartości, obliczane są dane niezbędne do zdefiniowania ciśnienia i pozostałych parametrów według (Kingery and Bulmash 1984). Można do tego celu wykorzystać również kilka innych narzędzi, jak np. (UN Safer Guard n.d.), czy wykres pokazany na Rysunku 15 w Rozdziale 4.3.2.1.

Podręcznik projektowania, § 4.3.2.1, Rysunek 15

Wartość szczytowa ciśnienia eksplozji	$P_{so} = 56{,}44\ kPa$
Wartość impulsu	$I_s = 313{,}71\ kPa.ms$
Wartość szczytowa ciśnienia odbitego	$P_r = 137{,}37\ kPa$
Wartość całkowita impulsu odbitego	$I_r = 688{,}09\ kPa \cdot ms$
Czas nadejścia	$t_a = 30{,}29\ ms \cdot W^{\frac{1}{3}} = 140{,}59\ ms$
Czas trwania fazy dodatniej	$t_0 = 16{,}49\ ms$
Długość fali uderzeniowej	$L_w = 0{,}4\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 3 z 7

Prędkość propagacji fali uderzeniowej	$U = 413{,}93\ \frac{m}{s}$	
Uwaga: *Różnica między korzystaniem ze strony internetowej UN Saferguard a Rysunkiem 15 z Rozdziału* 4.3.2.1 *polega na skalowaniu parametrów. Korzystając ze strony internetowej UN SaferGuard, wartości są już przeskalowane przez ($W^{1/3}$). Jedynie długość fali została uzyskana z Rysunku 15 i wymagała przeskalowania. Gdy używany jest Rysunek 15, wartości przedziałów czasu, impulsów i długości fali należy skalować (tj. pomnożyć przez $W^{1/3}$).*		
Biorąc pod uwagę wcześniej zdefiniowaną wartość szczytową ciśnienia eksplozji (P_{so}), uzyskano za pomocą wykresów na Rysunku 16 i 17 (w Rozdziale 4.3.2.1) prędkość dźwięku (C_r) i szczytowe ciśnienie dynamiczne (q).		Podręcznik projektowania, §4.3.2.1, Rysunek 16 i 17
Prędkość dźwięku	$C_r = 0{,}38\ \frac{m}{ms}$	
Szczytowe ciśnienie dynamiczne	$q = 8{,}5\ kPa$	
Następnie należy obliczyć umowne przedziały czasowe. Proces ten jest konieczny, ponieważ fala uderzeniowa i formuła zostały początkowo zdefiniowane dla nieskończonej powierzchni odbijającej.		
Umowny czas trwania fazy dodatniej	$t_{0f} = 2\frac{I_s}{P_{so}} = 2 \times \frac{313{,}71}{56{,}44} = 11{,}12\ ms$	
Umowny czas trwania odbitej fali	$t_{rf} = 2\frac{I_r}{P_r} = 2 \times \frac{688{,}09}{137{,}37} = 10{,}02\ ms$	
Wysokość elementu	$h_s = 4\ m$	Wysokość słupa
Szerokość ściany	$w_s = 4\ m$	Założenie
Współczynnik oporu	$C_D = 1$	
Najmniejszy wymiar (wysokość lub szerokość)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2\ m$	
Największy wymiar (wysokość lub szerokość)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4\ m$	
Proporcja (najmniejszy wymiar/największy)	$r_{s.l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0{,}5$	
Czas rozchodzenia	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0{,}5) \times 0{,}38} = 14{,}04\ ms$	
Wartość szczytowa ciśnienia działającego na ścianę	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 56{,}44 + 8{,}5 \times 1 = 64{,}94\ kPa$	

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 4 z 7

Podejście oparte na pojedynczym stopniu swobody (SDOF)

Pierwszym krokiem w zastosowaniu metody SDOF jest obliczenie równomiernie rozłożonego obciążenia (F_d) i obciążenia skupionego (F_p) na słupie, wywołanego eksplozją.

Ciśnienie odbite $P_r = 137{,}37\ kPa$

Wysokość słupa $h_c = 4\ m$

Szerokość panelu przed słupem $w_p = 5\ m$

Umowny czas trwania odbitej fali $t_{rf} = 10{,}02\ ms$

Ciężar własny słupa (stalowy; zespolony) $G_c = (1{,}834\ ;\ 4{,}721)\frac{kN}{m}$

Obciążenie rozłożone na słupie od eksplozji $F_d = P_r w_p = 137{,}37 \times 5 = 686{,}85\ \frac{kN}{m}$

Obciążenie skupione na słupie od eksplozji $F_p = F_d h_c = 686{,}85 \times 4 = 2747{,}4\ kN$

Jako wstępne podejście do obliczeń przyjęto t_d/T= 2/3 (zależność między czasem trwania fali odbitej a jej okresem), aby można było określić współczynnik DLF za pomocą Rysunku 152 z Załącznika A.6.2. — Rysunek 148, § A.6.2

Dynamiczny współczynnik obciążenia $DLF = 1{,}45$

Maksymalny moment odpowiadający obciążeniu z uwzględnieniem DLF można obliczyć, wraz z pozostałymi właściwościami przekrojów, korzystając z Tablicy 67 z Załącznika A.6.1. — Tablica 67, § A.6.1

Współczynnik obciążenia $K_L = 0{,}64$

Współczynnik masy $K_M = 0{,}50$

Dla słupa stalowego:

Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju $W_{pl.c} = 3162\ cm^3$

Moment bezwładności $I_c = 51890\ cm^4$

Dla słupa zespolonego:

Sztywność $E.I_{eff} = 44350{,}87\ kNm^2$

Obliczeniowa nośność przy zginaniu $M_{Rd.cp} = 632{,}85\ kNm$

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 5 z 7

Materiałowy współczynnik dynamiczny $DIF = 1{,}2$

Granica plastyczności stali $f_y = 355\ MPa$

Moduł sprężystości stali $E = 210\ GPa$

Sztywność słupa (stalowy; zespolony)

$$K_c = \left(\frac{384\mathrm{E}\cdot \mathrm{I_c}}{5\mathrm{h_c^3}}; \frac{384\mathrm{E}\cdot \mathrm{I_{eff}}}{5\mathrm{h_c^3}}\right) = \left(\frac{384\times 210\times 10^6\times 51890\times 10^{-8}}{5\times 4^3}; \frac{384\times 44350{,}87}{5\times 4^3}\right)$$

$$K_c = (130762{,}8\ ;\ 53221{,}04)\,\frac{kN}{m}$$

Obliczeniowa nośność przy zginaniu słupa (stalowy; zespolony)

$$M_{Rd} = \left(W_{pl.c}\cdot f_y \cdot DIF\ ;\ M_{Rd.cp}\cdot DIF\right)$$

$$=(3162\times 10^{-6}\times 355\times 10^3\times 1{,}2\ ;\ 632{,}85\times 1{,}2)$$

$$M_{Rd}\ = (1347{,}01\ ;\ 759{,}42)\ kNm$$

Maksymalny przyłożony moment zginający $M_{max} = \frac{F_p\cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747{,}4\times 4}{8}\times 1{,}45 = 1991{,}87\ kNm$

Masa efektywna (słup stalowy; słup zespolony)

$$M_e = \frac{G_c\cdot h_c\cdot K_M}{g} = \frac{(1{,}834\ ;\ 4{,}721)\times 4\times 0{,}50}{9.81}\ = (374{,}03\ ;\ 962{,}82)\ kg$$

Efektywna sztywność (słup stalowy; słup zespolony)

$$K_e = K_c K_L = (130762{,}8\ ;\ 53221{,}04)\times 0{,}64 = (83688{,}19\ ;\ 34061{,}47)\,\frac{kN}{m}$$

Okres drgań własnych (słup stalowy; słup zespolony)

$$T_c = 2\pi\sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2\times\pi\sqrt{\frac{(374{,}03; 962{,}82)}{(83688{,}19; 34061{,}47)}} = (0{,}01; 0{,}03)\ s$$

Proporcja (słup stalowy; słup zespolony) $\frac{t_{rf}}{T_c} = \frac{10{,}02}{(13{,}28; 33{,}41)} = (0{,}75\ ;\ 0{,}30)$

Nowo wyznaczony współczynnik DLF pozwala na drugą, dokładniejszą iterację.

Druga iteracja (słup stalowy; zespolony) $DLF = (1{,}30\ ;\ 1{,}80)$

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 6 z 7

Maksymalny przyłożony moment (słup stalowy; zespolony)

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747{,}4 \times 4}{8} \times (1{,}30\ ;\ 1{,}80) = (1785{,}81\ ;\ 2472{,}66)\ kNm$$

Nośność (słup stalowy; zespolony)

$$R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times (1347{,}01\ ;\ 759{,}42)}{4} = (5388{,}05\ ;\ 3037{,}7)\ kN$$

Reakcja dynamiczna (słup stalowy; zespolony)

$$V_m = 0{,}39R_m + 0{,}11F_p + G_c \cdot h_c 0.5$$

$$V_m = 0{,}39 \times (5388{,}05\ ;\ 3037{,}7) + 0{,}11 \times 2747{,}4 + (1{,}834\ ;\ 4{,}721) \times 4 \times 0{,}5$$

$$V_m = (2407{,}22\ ;\ 1496{,}36)\ kN$$

Proporcja (słup stalowy; zespolony) $\frac{R_m}{F_P} = \frac{(5388{,}05; 3037{,}68)}{2747{,}4} = (1{,}96\ ;\ 1{,}11)$

Stosunek między nośnością a obciążeniem skupionym wykorzystano do określenia wymagań związanych z ciągliwością, Rysunek 148 z załącznika A.6.2. — Rysunek 148, § A.6.2

Wyniki

Współczynniki (słup stalowy; zespolony) $\mu_1 = (0{,}80\ ;\ 0{,}95)$ (χ_M/χ_E)

$\mu_2 = (0{,}55\ ;\ 1{,}2)$ (t_m/T)

Przemieszczenia odpowiadające osiągnięciu nośności plastycznej (słup stalowy; zespolony)

$$\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{(5388{,}05\ ;\ 3037{,}7)}{(83688{,}19\ ;\ 34061{,}47)} = (64{,}38\ ;\ 89{,}18)\ mm$$

Maksymalne przemieszczenie (słup stalowy; zespolony)

$$\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = (0{,}80\ ;\ 0{,}95) \times (64{,}38\ ;\ 89{,}18) = (51{,}51\ ;\ 84{,}72)\ mm$$

Maksymalny czas odpowiedzi(słup stalowy; zespolony)

$$t_m = \mu_2 \times T_c = (0{,}55\ ;\ 1{,}2) \times (13{,}28\ ;\ 33{,}41) = (7{,}331\ ;\ 40{,}09)\ ms$$

Wartości graniczne odpowiedzi w Tablicy 5 sekcja 4.3.2.3 stosuje się do oceny właściwości użytkowych układu konstrukcyjnego/komponentu. — Podręcznik projektowania, §4.3.2.3, Tablica 5

Przykład obliczeniowy I.2.1/CS/NS	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 7 z 7
$\mu_{max} = 1$	Ugięcie -> element ściskany i zginany o zwartym (krępym) przekroju -> B1	Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5
Sprawdzenie (słup stalowy; zespolony)	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = (0{,}80 \ ; \ 0{,}95)$ Warunek jest spełniony	Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.6 ➔ Koniec projektowania
Podsumowanie Zgodnie z wynikami, słupy stalowe i zespolone nie przekraczają granicznych wartości odpowiedzi układu i oba elementy są w stanie przetrzymać oddziaływanie eksplozji. Weryfikacja pod kątem zniszczenia powierzchniowego (dla klasy B1) została spełniona.		

8.7.2.1.2 Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej, z zastosowaniem równoważnego podejścia opartego na pojedynczym stopniu swobody (SS/S)

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF			Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Wykonano przez	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.2.2/SS/S			

Przykład: Projektowanie słupów obwodowych w sytuacji eksplozji zewnętrznej w konstrukcji stalowej w strefie sejsmicznej z zastosowaniem równoważnego podejścia opartego na pojedynczym stopniu swobody

Podręcznik projektowania § 4.3.2.2

Ten przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji w sytuacji wyjątkowej spowodowanej eksplozją zewnętrzną.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

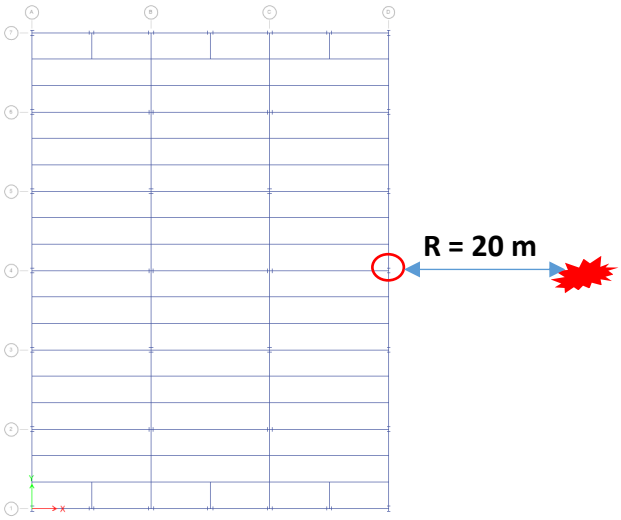
Rozważa się następujące oddziaływanie:

- Oddziaływanie wyjątkowe spowodowane eksplozją, A_{Ed} (patrz niżej).

Uwaga: Żadne inne obciążenia działające na słup nie są rozpatrywane.

Określenie scenariusza eksplozji

Rozpatrywany w analizie słup jest obwodowy (skrajny) i zlokalizowany w środku dłuższej elewacji budynku. Scenariusz eksplozji zakłada, że samochód jest umieszczony w odległości 20 m od słupa i przewozi ładunek wybuchowy równy 100 kg TNT (lub równoważny). Eksplozję definiuje się jako eksplozję na wolnym powietrzu, na wysokości 1 m nad terenem.



Rysunek 65. Rzut z zaznaczeniem słupa poddanego eksplozji – SS/S

Przykład obliczeniowy I.2.2/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 2 z 4

Analiza konstrukcji

Liniowa analiza sprężysta została przeprowadzona z zastosowaniem uproszczonego podejścia dynamicznego, zgodnie z opisaną niżej procedurą.

Obliczenia

Parametry obciążenia eksplozją (wartość szczytowa ciśnienia, wartość impulsu, wartość szczytowa ciśnienia odbitego, czas nadejścia, czas trwania fazy dodatniej, długość fali uderzeniowej, prędkość propagacji fali uderzeniowej) są identyczne jak w Przykładzie I.2.1/CS/S.
Wynikające z tych wielkości parametry (prędkość dźwięku, szczytowe ciśnienie dynamiczne, umowne czasy trwania, czas rozchodzenia) mają również te same wartości.

Przykład I.2.1/CS/S

Podejście oparte na pojedynczym stopniu swobody (SDOF)

Pierwszym krokiem w zastosowaniu metody SDOF jest obliczenie równomiernie rozłożonego obciążenia (F_d) i obciążenia skupionego (F_p) na słup, spowodowanego eksplozją.

Ciśnienie odbite	$P_r = 137{,}37\ kPa$
Wysokość słupa	$h_c = 3{,}5\ m$

Założenie

Uwaga: Jeżeli uwzględni się sztywną strefę utworzoną przez połączenie, wysokość słupa można przyjąć jako długość efektywną mniejszą niż 4 m.

Szerokość panelu zbierania obciążeń	$w_p = 5m$
Ciężar własny słupa	$G_c = 1{,}834\ \frac{kN}{m}$
Obciążenie rozłożone od eksplozji na słupie	$F_d = P_r w_p = 137{,}37 \times 5 = 686{,}85\ \frac{kN}{m}$
Obciążenie skupione na słupie od eksplozji	$F_p = F_d h_c = 686{,}85 \times 3{,}5 = 2404\ kN$
Współczynnik dynamiczny (do obciążeń)	$DLF = 1{,}4$
Współczynnik obciążenia	$K_L = 0{,}64$
Współczynnik masy	$K_M = 0{,}50$
Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju	$W_{pl.c} = 1292\ cm^3$
Moment bezwładności	$I_c = 12620\ cm^4$

Przykład obliczeniowy I.2.2/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 3 z 4

Materiałowy współczynnik dynamiczny $DIF = 1{,}2$

Wartość granicy plastyczności została zwiększona współczynnikiem wzmocnienia 1,2, uwzględniającym prędkość przyrostu odkształcenia

Granica plastyczności stali $f_y = 355 \times 1{,}2 = 426\ MPa$

Moduł sprężystości stali $E = 210\ GPa$

Sztywność słupa

$$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3{,}5^3} = 47472\ \frac{kN}{m}$$

Obliczeniowa nośność przy zginaniu

$$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550{,}4\ kNm$$

Maksymalny przyłożony moment zginający $M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747{,}4 \times 3{,}5}{8} \times 1{,}4 = 1472\ kNm$

Masa efektywna $M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1{,}834 \times 3{,}5 \times 0{,}50}{9{,}81} = 327{,}3\ kg$

Sztywność efektywna $K_e = K_c K_L = 47471{,}8 \times 0{,}64 = 30382\ \frac{kN}{m}$

Okres drgań własnych $T_c = 2\pi \sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi \sqrt{\frac{327{,}3}{30382}} = 0{,}0206$

Proporcja umownego czasu trwania odbitej fali do okresu drgań własnych $\frac{t_{rf}}{T_c} = 0{,}49$

Nowo określony współczynnik uzyskany w **drugie**j, bardziej precyzyjnej **iteracji:**

Druga iteracja $DLF = 1{,}6$

Maksymalny przyłożony moment $M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{2747{,}4 \times 3{,}5}{8} \times 1{,}6 = 1683\ kNm$

Nośność $R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550{,}4}{3{,}5} = 2516\ kN$

Przykład obliczeniowy I.2.2/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia SDOF	Strona 4 z 4

Reakcja dynamiczna

$V_m = 0{,}39R_m + 0{,}11F_p + G_c \cdot h_c 0{,}5$

$V_m = 0{,}39 \times 2516 + 0{,}11 \times 2747{,}4 + 1{,}834 \times 3{,}5 \times 0{,}5 = 1248{,}92\ kN$

Stosunek $\frac{R_m}{F_P} = 1{,}05$

Stosunek między nośnością a obciążeniem skupionym wykorzystuje się do określenia wymagań związanych z ciągliwością μ, Rysunek 148 z Załącznika A.6.2. — Rysunek 148, § A.6.2.

Wyniki

Stosunek $\mu_1 = 1{,}05$ ($\chi_M/\ \chi_E$)

$\mu_2 = 0{,}82$ (t_m/T)

Przemieszczenie odpowiadające nośności plastycznej $\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82{,}82\ mm$

Maksymalne przemieszczenie $\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0{,}95 \times 82{,}82 = 86{,}96\ mm$

Maksymalny czas reakcji $t_m = \mu_2 \times T_c = 0{,}80 \times 0{,}0206 = 16{,}91\ ms$

Uproszczone podejście dynamiczne (zależność ciśnienie-impuls) — Podręcznik projektowania, § 4.3.2.3, Tablica 5

$\mu_{max} = 1$ — Ugięcie -> element poddany zginaniu ze ściskaniem, o zwartym (krępym) przekroju -> B1 — Schemat blokowy Rysunek 3– Pole B.5

Sprawdzenie $\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 1{,}05$ — Schemat blokowy Rysunek 3 – Ramka B.6 ➔ Koniec projektowania

Podsumowanie

Stosownie do otrzymanego wyniku, słup może przetrzymać oddziaływanie eksplozji (wartość można uznać za dopuszczalną), przy spełnieniu wymogu klasy B1 (uszkodzenie powierzchniowe).

8.7.2.1.3 Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem pełnego podejścia dynamicznego (SS/S)

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem pełnego podejścia dynamicznego			Strona 1 z 3
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Wykonano przez	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.2.3/SS/S			

Przykład: Projektowanie słupów obwodowych w sytuacji eksplozji zewnętrznej, w konstrukcji stalowej, w strefie sejsmicznej, z zastosowaniem pełnego podejścia dynamicznego

Podręcznik projektowania § 4.3.2.4

Przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji w sytuacji wyjątkowej spowodowanej eksplozją zewnętrzną.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2.

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważa się następujące oddziaływanie:

- Oddziaływanie wyjątkowe spowodowane eksplozją, A_{Ed} (patrz niżej).

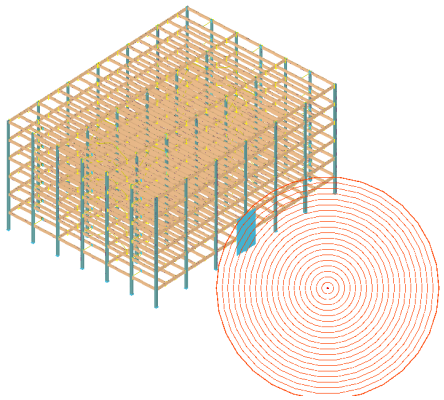
Definicja scenariusza eksplozji

Przykład I.2.1/CS/S

Rozważany słup jest obwodowy (skrajny), umieszczony pośrodku dłuższej elewacji budynku.

Parametry obciążenia:

- odległość od centrum eksplozji = 20 m;
- masa ładunku wybuchowego = 100 kgTNT;
- szerokość przejmowania obciążeń 5 m (2,5 m z każdej strony słupa);
- rozważono działanie ciśnienia eksplozji na słupy 1 i 2 kondygnacji.



Rysunek 66. Model 3D z położeniem ładunku

Dla późniejszych porównań należy zaznaczyć, że scenariusz eksplozji rozważany w tym przykładzie jest taki sam, jak ten zastosowany w Przykładzie I.2.1/CS/S.

Przykład obliczeniowy I.2.3/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem pełnego podejścia w dynamicznego	Strona 2 z 3

Analiza konstrukcji

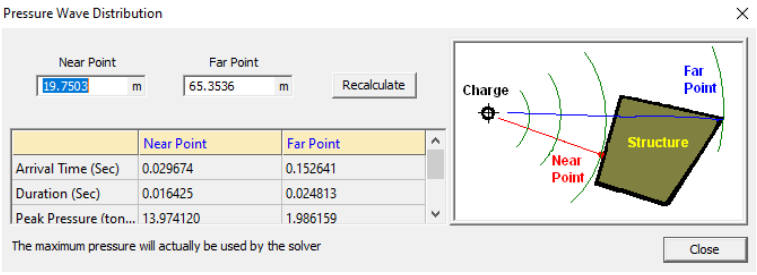
Analiza numeryczna została przeprowadzona za pomocą oprogramowania ELS, z zastosowaniem pełnego modelu 3D całej konstrukcji.

Założenia do modelowania metodą AEM omówiono szczegółowo w Przykładzie I.1.3/CS/S.

Przykład I.1.3/CS/S

Aby uwzględnić obszar wpływu obciążeń od eksplozji, zamodelowano sztywne płyty służące do przekazania ciśnienia poziomo na słupy 1 i 2 kondygnacji.

Podane poniżej parametry obciążenia eksplozją są obliczane automatycznie przez zintegrowany generator ciśnienia eksplozji ELS:



Rysunek 67. Parametry eksplozji przyjęte w programie obliczeniowym MES

Analiza jest wykonywana w dwóch etapach.

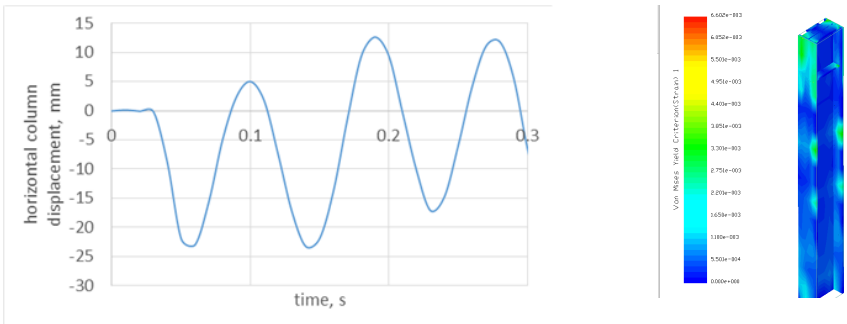
Etap 1: obciążenia stałe i zmienne są przykładane do konstrukcji w nieliniowej analizie statycznej.

Etap 2: ładunek jest detonowany, a obciążenie eksplozją jest przykładane w nieliniowej analizie dynamicznej. Krok czasowy dla tej analizy wynosi $1E^{-6}$ s.

Rozważana jest tylko faza narastania eksplozji; w analizie nie uwzględnia się odbicia od podłoża.

Wyniki

Największe przemieszczenie poziome powstałe w połowie wysokości słupa wynosi 24 mm (patrz Rysunek 68). Największa osiągnięta wartość odkształcenia plastycznego to 1%.



Rysunek 68. Przemieszczenie poziome w połowie wysokości słupa w funkcji czasu (po lewej) i odkształcenia efektywne von Misesa (po prawej)

Przykład obliczeniowy I.2.3/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji zewnętrznej z zastosowaniem pełnego podejścia w dynamicznego	Strona 3 z 3

Wnioski

Porównanie pełnego podejścia dynamicznego z równoważnym podejściem SDOF pokazuje:

- Przemieszczenia w pełnej nieliniowej analizie dynamicznej są mniejsze niż wartość uzyskana metodą tabelaryczną (24 mm naprzeciw 87 mm, patrz Przykład I.2.2/SS/S);
- Analiza nieliniowa jest w stanie uwzględnić odkształcenia plastyczne rozłożone po długości elementu;
- Pełny model 3D może uwzględniać rzeczywiste warunki brzegowe słupa i interakcje między nim a innymi elementami konstrukcji;
- Pełne dynamiczne podejście i modelowanie 3D może uwzględniać sekwencyjne przyłożenie ciśnienia eksplozji na powierzchni (różny czas nadejścia fali uderzeniowej na wysokości słupa).

Należy pamiętać, że w przypadku eksplozji w bliskiej odległości, skutki mogą być zwiększone przez ciśnienie unoszące na sąsiednich stropach, co może skutkować większymi efektami dynamicznymi, a nawet ryzykiem katastrofy postępującej (Dinu et al. 2018).

Schemat blokowy Rysunek 3

– Pole B.6 ➔ Koniec projektowania

8.7.2.2 *Eksplozje wewnętrzne*

8.7.2.2.1 Projektowanie w sytuacji eksplozji wewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego (SS/S)

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji eksplozji wewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego			Strona 1 z 3
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Wykonano przez	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.3.1/SS/S			

Przykład: Projektowanie słupów obwodowych konstrukcji stalowej w sytuacji eksplozji wewnętrznej w strefie sejsmicznej, z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego

Podręcznik projektowania § 4.3.3.2

Ten przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji w sytuacji wyjątkowej spowodowanej eksplozją gazu wewnątrz obiektu.

§ 5.4, EN 1991-1-7

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe G (zob. Tablica 11);
- Obciążenia zmienne Q (zobacz Tablica 11 dla konstrukcji SS/S);
- Oddziaływanie wyjątkowe spowodowane eksplozją gazu A_{Ed} (patrz Rozdział poniżej).

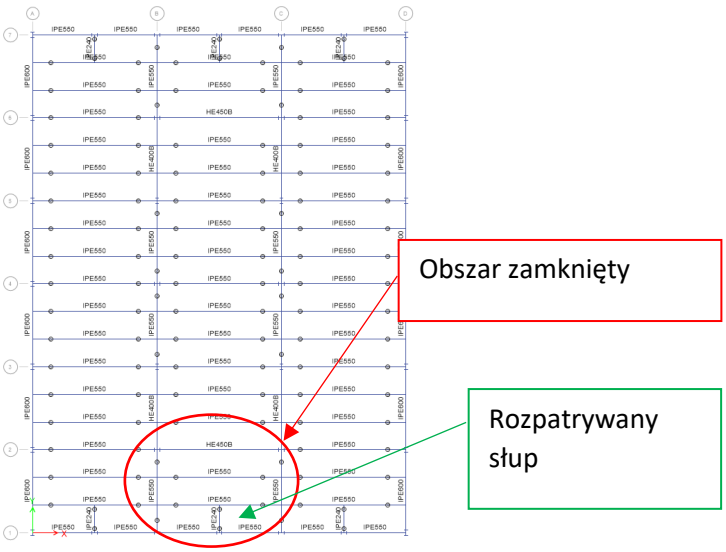
Kombinacja oddziaływań w przypadku wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

EN 1990 , § 6.4.3.3, Wzór 6.11b

Kombinacja oddziaływań to:

$$G + 0{,}5 \times Q + A_{Ed}$$

Określenie scenariusza eksplozji gazu



Rysunek 69. Położenie ograniczonej strefy eksplozji i rozpatrywanego słupa – SS/S

Przykład obliczeniowy I.3.1/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji wewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 2 z 3

Strefa eksplozji znajduje się na parterze. Ściana zewnętrzna posiada okna i jest uważana za powierzchnię upustową, podczas gdy pozostałe trzy ściany wewnętrzne są wykonane z mocniejszych materiałów. Rozpatrywany słup jest zakreślony kolorem zielonym na Rysunku 69.

Obliczenia

Tablica 31. Geometria strefy eksplozji

L	12	m	długość
B	8	m	szerokość
H	4	m	wysokość
I_w	48	m^2	powierzchnia upustowa
W	384	m^3	objętość strefy

Powierzchnia upustowa i objętość zostały obliczone, zakładając, że ściana z oknami jest umieszczona na obudowie budynku i na całej wysokości kondygnacji. Po pozytywnym sprawdzeniu, czy model ciśnienia z EN 1991-1-7 może być zastosowany do tego przykładu (graniczne proporcje powierzchni elementów upustowych do objetości) uzyskano następujące równoważne ciśnienie statyczne dla wewnętrznej eksplozji gazu:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

lub

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0{,}04}{(A_v/V)^2}$$

w zależności od tego, która z wartości jest większa.

Założono, że $p_{stat} = 3\ kN/m^2$ stanowi równomiernie rozłożone ciśnienie statyczne, przy którym zawodzą elementy upustowe.

W związku z tym ciśnienie obliczeniowe w przypadku sytuacji wyjątkowej wynosi:

$p_d = 7{,}06\ kN/m^2$

Dalej ciśnienie zostało przyłożone jako oddziaływanie rozłożone, działające na wysokości słupa, rozpatrując szerokość zbierania obciążenia wynoszącą 6 m.

Analiza konstrukcji

Liniowa analiza sprężysta została przeprowadzana na pełnym modelu 3D, z zastosowaniem oprogramowania SAP2000. Rozmiary kształtowników wynikają z wstępnego projektowania (trwałe i sejsmiczne sytuacje obliczeniowe). Kryteria akceptacji podano w kategorii współczynników wykorzystania nośności (UF) tylko dla przypadku kombinacji wyjątkowej.

Przykład obliczeniowy I.3.1/SS/S	Projektowanie w sytuacji eksplozji wewnętrznej z zastosowaniem równoważnego podejścia statycznego	Strona 3 z 3

Wyniki

Wyniki liniowej analizy statycznej słupa przedstawiono w Tablicy 32.

Tablica 32. Wyniki liniowej analizy statycznej

Kształtownik	**Oś**	**Podpora dolna**	***N* (kN)**	***M* (kNm)**	**UF (-)**	**Ugięcie poprzeczne (mm)**
HEB500	słaba	Utwierdzenie	612	72	0,279	0,57

Podsumowanie

Słup analizowany przy pomocy takiego podejścia nie przekracza nośności obliczeniowej i nie wymaga przeprojektowania. Ponieważ nie występują żadne lokalne uszkodzenia, bardziej wyrafinowane podejścia mogą być zastosowane do oceny ilościowej szkód, które mogłyby wystąpić.

Schemat blokowy Rysunek 3– Pole B.4 ➔ Koniec projektowania

8.7.2.2.2 Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego – metoda równoważnika trotylowego (SS/S)

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)			Strona 1 z 6
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Autor	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu.	I.3.2/SS/S			

Przykład: Projektowanie ze względu na wewnętrzną eksplozję gazu w konstrukcji stalowej, w strefie sejsmicznej, z wykorzystaniem podejścia dynamicznego – metoda równoważnika trotylowego	Podręcznik projektowania § 4.3.3.3
Przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji na wewnętrzną eksplozję gazu.	
W określonych warunkach wewnętrzną eksplozję gazu można w przybliżeniu opisać za pomocą równoważnej eksplozji trotylu (Bjerketvedt et al., 1997b).	(Bjerketvedt et al., 1997b), (DoD, 2008)
Uwaga: *Proponowana procedura rozwiązania tego przypadku jest uproszczeniem rzeczywistej procedury. Objętość mieszanki gaz-powietrze jest w obliczeniach zastąpiona równoważnym ładunkiem trotylu. Idąc dalej, w tym przypadku zastosowano procedurę stosowaną w przypadku eksplozji zewnętrznej, jak opisano w Przykładzie I.2.1/CS/NS oraz w Przykładzie I.2.2/SS/S. W ten sposób pomija się wpływ łamliwości ścian, odpływu ciśnienia z pomieszczenia, itp. Bardziej złożona procedura, oparta na zaleceniach (DoD, 2008) jest zademonstrowana w wynikach D2-2 projektu FAILNOMORE, dostępnych na stronie internetowej:* https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/.	
Podstawowe dane o konstrukcji	Podręcznik projektowania § 8.2
• Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2	
Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej	
Rozważane jest następujące oddziaływanie:	
• Oddziaływanie gazu A_{Ed} (patrz niżej).	
Uwaga: Założono, że na słup nie działają żadne inne obciążenia.	
Określenie scenariusza eksplozji gazu	
Obecny przykład skupia się na sprawdzeniu słupa w przypadku wewnętrznej eksplozji gazu. Podobnie jak w przypadku równoważnego podejścia statycznego – Przykład I.3.1/SS/S, rozpatrywany jest ten sam układ konstrukcyjny i ta sama obudowa. W scenariuszu wewnętrznej eksplozji zastosowano objętość pomieszczenia 48 m^3 i 6% stężenie metanu.	
Obliczenia	
Równoważna masa trotylowa	
Zgodnie z Rozdziałem 4.3.3.3, można zastosować następującą definicję ekwiwalentnego ładunku trotylu:	

Przykład obliczeniowy I.3.2/SS/S	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)	Strona 2 z 6

(DoD, 2008)

§ 4.3.3.3, odniesienie do (15) i (16)

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$$

gdzie:

η	0.2	[-]	współczynnik sprawności
E_c	55	MJ/kg	ciepło spalania metanu
W_g	1.91	kg	masa mieszaniny powietrze – gaz palny
E_{TNT}	4.2	MJ/kg	energia detonacji TNT

$$W_g = V_{enclosure} \cdot \gamma_{methane} \cdot 6/100$$

Tak więc eksplozja 1,91 kg masy gazu zostaje zastąpiona ekwiwalentem W_{TNT} 5 kg trotylu, przyjmując ciężar objętościowy metanu 0,668 kg/m^3.

Analiza konstrukcji

Liniowa analiza sprężysta jest przeprowadzona przy użyciu uproszczonego podejścia dynamicznego, zgodnie z procedurą opisaną wcześniej w Przykładzie I.1.1/CS/NS.

Przyjęto, że ładunek jest umieszczony w środku strefy eksplozji, co pozwala na zachowanie odległości oddalenia 4 m w kierunku poprzecznym.

Masa trotylu równoważna ładunkowi wybuchowemu $W = 5\ kg$

Odległość oddalenia $R = 4\ m$

Wysokość eksplozji $H_c = 1\ m$

Przeskalowana odległość $Z = \frac{R}{W^{\frac{1}{3}}} = \frac{4}{5^{\frac{1}{3}}} = 2{,}339\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$

Odległość od źródła eksplozji $R_h = \sqrt{R^2 + H_c^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4{,}123\ m$

Kąt padania $\alpha_i = tan^{-1}\left(\frac{H_c}{W^{\frac{1}{3}}}\right) = tan^{-1}\left(\frac{1}{5^{\frac{1}{3}}}\right) = 30{,}32^o$

Parametry eksplozji

Wartość szczytowa ciśnienia eksplozji $P_{so} = 198{,}87\ kPa$

Wartość impulsu $I_s = 198{,}46\ kPa \cdot ms$

Wartość szczytowa ciśnienia odbitego $P_r = 663{,}44\ kPa$

Przykład obliczeniowy I.3.2/SS/S	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)	Strona 3 z 6

Wartość całkowita impulsu odbitego	$I_r = 514{,}65\ kPa \cdot ms$	
Czas nadejścia	$t_a = 3{,}87ms \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6{,}62\ ms$	
Czas trwania fazy dodatniej	$t_0 = 3{,}7ms \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6{,}33\ ms$	
Długość fali uderzeniowej	$L_w = 0{,}85\ \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$	
Prędkość propagacji fali uderzeniowej	$U = 557{,}06\ \frac{m}{s}$	
Prędkość dźwięku	$C_r = 0.47\ \frac{m}{ms}$	
Szczytowe ciśnienie dynamiczne	$q = 100\ kPa$	
Umowny czas trwania fazy narastania	$t_{0f} = 2\frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396{,}96\ kPa \cdot ms}{198{,}87\ kPa} = 1{,}996\ ms$	
Umowny czas trwania fali odbitej	$t_{rf} = 2\frac{I_r}{P_r} = \frac{1029{,}3\ kPa \cdot ms}{663{,}44\ 7kPa} = 1{,}551\ ms$	
Wysokość elementu	$h_s = 4\ m$	Słup poddany analizie
Szerokość ściany	$w_s = 4\ m$	Założenia
Współczynnik oporu (ściany)	$C_D = 1$	
Najmniejszy wymiar (wysokość lub szerokość)	$s_d = \min\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \min\left(4, \frac{4}{2}\right) = 2\ m$	
Największy wymiar(wysokość lub szerokość)	$l_d = \max\left(h_s, \frac{w_s}{2}\right) = \max\left(4, \frac{4}{2}\right) = 4\ m$	
Proporcja(najmniejszy/ największy)	$r_{s.l} = \frac{s_d}{l_d} = \frac{2}{4} = 0{,}5$	
Czas rozchodzenia	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s.l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0{,}5)0{,}47} = 11{,}348\ ms$	
Szczytowe ciśnienie działające na ścianę	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 198{,}87 + 100 \times 1 = 298{,}87\ kPa$	
Podejście z pojedynczym stopniem swobody (SDOF)		
Ciśnienie odbite	$P_r = 663{,}44\ kPa$	

Przykład obliczeniowy I.3.2/SS/S	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)	Strona 4 z 6

Umowny czas trwania fali odbitej $t_{rf} = 1{,}551\ ms$

Wysokość słupa $h_c = 3{,}5\ m$

Szerokość panelu przed słupem $w_p = 4\ m$

Ciężar własny słupa $G_c = 1{,}834\ \frac{kN}{m}$

Obciążenie rozłożone na słup od eksplozji $F_d = P_r w_p = 663{,}44 \times 4 = 2653{,}76\ \frac{kN}{m}$

Obciążenie skupione na słup od eksplozji $F_p = F_d h_c = 2653{,}76 \times 3{,}5 = 9288{,}2\ kN$

Współczynnik obciążenia dynamicznego $DLF = 1{,}4$

Współczynnik obciążenia $K_L = 0{,}64$

Współczynnik masy $K_M = 0{,}50$

Plastyczny wskaźnik wytrzymałości przekroju $W_{pl.c} = 1292\ cm^3$

Moment bezwładności $I_c = 12620\ cm^4$

Materiałowy współczynnik dynamiczny $DIF = 1{,}2$

Na wartość granicy plastyczności stali wpływa współczynnik wzmocnienia 1,2, wynikający z prędkości przyrostu odkształcenia

Granica plastyczności stali $f_y = 355 \times 1{,}2 = 426\ MPa$

Moduł sprężystości stali $E = 210\ GPa$

Sztywność słupa

$$K_c = \frac{384E \cdot I_c}{5h_c^3} = \frac{384 \times 210 \times 10^6 \times 12620 \times 10^{-8}}{5 \times 3{,}5^3} = 47472\ \frac{kN}{m}$$

Obliczeniowa nośność przy zginaniu:

$$M_{Rd} = W_{pl.c} \cdot f_y \cdot DIF = 1292 \times 10^{-6} \times 426 \times 10^3 = 550{,}4\ kNm$$

Maks. przyłożony moment

$$M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288{,}2 \times 3{,}5}{8} \times 1{,}4 = 5689\ kNm$$

Przykład obliczeniowy I.3.2/SS/S	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)	Strona 5 z 6

Masa efektywna $M_e = \frac{G_c \cdot h_c \cdot K_M}{g} = \frac{1{,}834 \times 3{,}5 \times 0{,}50}{9{,}81} = 327{,}3\ kg$

Efektywna sztywność $K_e = K_c K_L = 47471{,}8 \times 0{,}64 = 30382\ \frac{kN}{m}$

Okres drgań własnych $T_c = 2\pi\sqrt{\frac{M_e}{K_e}} = 2 \times \pi\sqrt{\frac{327{,}3}{30382}} = 0{,}0206$

Stosunek $\frac{t_{rf}}{T_c} = 0{,}08$

Druga iteracja $DLF = 1{,}9$

Maksymalny przyłożony moment $M_{max} = \frac{F_p \cdot h_c}{8} DLF = \frac{9288{,}2 \times 3{,}5}{8} \times 1{,}9 = 7721\ kNm$

Nośność $R_m = \frac{8(2M_{Rd})}{h_c} = \frac{8 \times 2 \times 550{,}4}{3{,}5} = 2516\ kN$

Reakcja dynamiczna

$V_m = 0{,}39R_m + 0{,}11F_p + G_c.h_c 0{,}5$

$V_m = 0{,}39 \times 2516 + 0{,}11 \times 9288{,}2 + 1{,}834 \times 3{,}5 \times 0{,}5 = 2006{,}18\ kN$

Stosunek $\frac{R_m}{F_P} = 0{,}27$

Wyniki

Współczynniki $\mu_1 = 0{,}9$ (χ_M/χ_E)

$\mu_2 = 3{,}6$ (t_m/T)

Przemieszczenie przy osiągnięciu nośności plastycznej $\chi_e = \frac{R_m}{K_e} = \frac{2516}{30382} = 82{,}82\ mm$

Maksymalne przemieszczenie $\chi_M = \mu_1 \times \chi_e = 0{,}9 \times 82{,}82 = 74{,}53\ mm$

Maksymalny czas reakcji $t_m = \mu_2 \times T_c = 0{,}80 \times 0{,}0206 = 74{,}24\ ms$

Uproszczone podejście dynamiczne (relacje ciśnienie-impuls) — Podręcznik projektowania, § 4.3.2.4, Tablica 5

Przykład obliczeniowy I.3.2/SS/S	Projektowanie ze względu na eksplozje wewnętrzne z wykorzystaniem podejścia dynamicznego - metoda równoważnika trotylowego (SS/S)	Strona 6 z 6
$\mu_{max} = 1$	Zginanie - > Belka-słup o zwartym (krępym) przekroju -> B1	Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5
Sprawdzenie	$\frac{\mu_1}{\mu_{max}} = 0{,}9$ Warunek jest spełniony	Schemat Rysunek 3 – Pole B.6 ➔ Koniec projektowania
Podsumowanie		
Użycie metody równoważnika trotylowego pozwala na przeprowadzenie bardziej szczegółowej analizy. Zgodnie z równoważnym podejściem statycznym (Przykład I.3.1/SS/S) słup osiągnął wskaźnik wykorzystania nośności UF=0,28, co oznacza, że nie wystąpiły lokalne uszkodzenia.		Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.4 ➔ Koniec projektowania
Zastosowanie metody równoważnika trotylowego wskazuje na powstanie lokalnych uszkodzeń, co nie jest krytyczne dla stateczności konstrukcji. Aby złagodzić skutki wyjątkowej eksplozji gazu, można zastosować kilka różnych środków – patrz Rozdział 4.3.1.		Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.6 ➔ Koniec projektowania

8.7.3 Analiza pożaru lokalnego

8.7.3.1 *Projektowanie ze względu na wewnętrzny pożar lokalny przy użyciu lokalnych modeli pożaru (CS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie ze względu na wewnętrzny pożar lokalny przy użyciu lokalnych modeli pożaru (CS/NS)		Strona 1 z 2
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej	Autor AM	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.4.1/CS/NS		

Przykład: Projektowanie ze względu na działanie lokalnego pożaru na słupy konstrukcji zespolonej, w strefie asejsmicznej, przy użyciu modelu pożaru lokalnego

Podręcznik projektowania § 4.4.2.1

Przykład podaje informacje o projektowaniu na warunki pożarowe, w przypadku sytuacji wyjątkowej.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/NS);
- Oddziaływanie pożaru A_{Ed} (patrz rozdział poniżej).

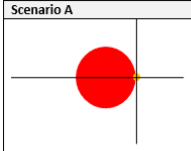
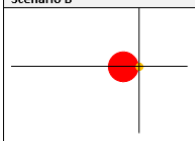
Określenie scenariusza pożaru lokalnego

W tej analizie rozpatrzono cztery scenariusze, zaczynając od podstawowego uwzględniającego standardowe wartości, jak dla budynku biurowego. W trzech pozostałych scenariuszach rozpatrzono wartości „przesadzone": przyjęto podwójną wartość szybkości wydzielania ciepła (500 kW/m^2); przyjęto gęstość obciążenia ogniowego oraz szybkość rozwoju pożaru o wartościach bardziej surowych, niż dla budynków biurowych (przyjęto je jak dla budynku posiadającego powierzchnię użytkową określoną jako ,,powierzchnia handlowa").

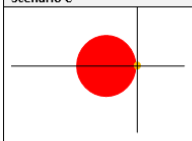
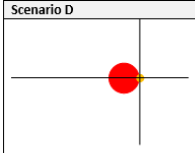
(Brasseur et al. 2018)

EN 1991-1-2

Wraz z wcześniejszymi założeniami brane są pod uwagę dwie realistyczne średnice pożaru lokalnego wynoszące odpowiednio 1 m i 2 m. We wszystkich scenariuszach przyjęto bezpieczne założenie, że pożar lokalny jest umiejscowiony przy słupie, tak, że odległość pomiędzy zewnętrzną częścią okrągłej podstawy pożaru a słupem jest zerowa.

Scenario A		
	Diameter of the fire basis	2 m
	Rate of Heat Release density	250 kW/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire load density	511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)
Scenario B		
	Diameter of the fire basis	1 m
	Rate of Heat Release density	500 kW/m²
	Fire load density	511 MJ/m² (office building EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	300 sec (office building EN 1991-1-2)

Przykład obliczeniowy I.4.1/CS/NS	Projektowanie na pożar lokalny z użyciem lokalnych modeli pożaru	Strona 2 z 2

Scenario C		
	Diameter of the fire basis	2 m
	Rate of Heat Release density	250 kW/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire load density	730 MJ/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)
Scenario D		
	Diameter of the fire basis	1 m
	Rate of Heat Release density	500 kW/m²
	Fire load density	730 MJ/m² (commercial area EN 1991-1-2)
	Fire growth rate	150 sec (commercial area EN 1991-1-2)

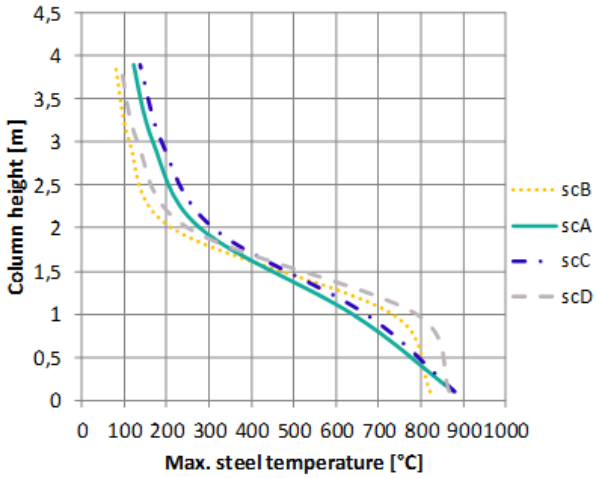
Analiza konstrukcji

W przypadku każdego scenariusza było używane oprogramowanie OZone® (Cadorin, 2003), wykorzystujące model LOCAFI (Brasseur et al., 2018) oraz zależności z EN 1991-1-2, do oceny temperatur słupa stalowego, wykonanego z nieosłoniętego kształtownika walcowanego na gorąco HEB340 (jako przykład).

Wnioski

Obliczono i porównano maksymalne temperatury stali wzdłuż wysokości słupa dla czterech scenariuszy (patrz Rysunek 70). Porównanie to pokazuje, że pomimo przyjęcia różnych założeń w opisie pożaru lokalnego, uzyskano podobny rozkład i ten sam rząd ich wielkości. Stalowy słup nagrzewa się do wysokiej temperatury w dolnej części, co może spowodować jego wyboczenie lub lokalne zniszczenie plastyczne.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5



Rysunek 70. Zmienność temperatury stali na wysokości słupa

W innym podejściu, w którym zastosowano pełną analizę numeryczną, przeprowadzono analizę, w której usunięto określone słupy i oceniono zachowanie całego budynku (metoda alternatywnej ścieżki obciążenia), patrz Przykład II.4.6/CS/NS.

W celu uniknięcia szkód pożarowych można zastosować izolację ogniochronną elementu, zamiast projektować element konstrukcyjny na określoną odporność ogniową. Można również zwiększyć rozmiar kształtownika.

8.7.4 Analiza sejsmiczna

8.7.4.1 *Projektowanie sejsmiczne z zastosowaniem reguł normatywnych (SS/NS)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie sejsmiczne regułami normatywnymi			Strona 1 z 1
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie asejsmicznej	Autor	F+W	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.5.1/SS/NS			

Przykład: Zalecenia projektowe dla konstrukcji stalowych w strefie asejsmicznej (metoda normatywna)

Podręcznik projektowania § 4.5

Przykład ten zawiera zalecenia dotyczące stosowania środków normatywnych w celu zwiększenia odporności konstrukcji stalowych zaprojektowanych bez uwzględnienia oddziaływań sejsmicznych, w przypadku wystąpienia wyjątkowych trzęsień ziemi.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Konstrukcja rozważana w tym przykładzie została zaprojektowana tylko dla warunków ULS/SLS (sytuacja obliczeniowa trwała). Nie przeprowadzono żadnych szczegółowych obliczeń uwzględniających jakiekolwiek oddziaływania sejsmiczne. Tak więc, w tym przypadku oddziaływanie sejsmiczne uważa się za wyjątkowe.

W praktyce można stosować proste zalecenia zaproponowane w Rozdziale 4.5.2, gdy oddziaływanie sejsmiczne jest mniej krytyczne, niż oddziaływanie wiatru. Tak postępuje się głównie w przypadku budynków niskich, aby zoptymalizować koszty projektowania.

Uwagi

• Z uwagi na symetrię konstrukcji w rzucie i regularności jej elewacji, sztywność konstrukcji jest właściwie rozmieszczona, co zapewnia korzystną odpowiedź budynku na działanie sejsmiczne.

• Równe wysokości kondygnacji również przyczyniają się do właściwego zachowania konstrukcji w przypadku trzęsień ziemi.

• Wymagania dotyczące ciągliwości:

1. W celu zwiększenia globalnej ciągliwości konstrukcji, belki HEA300 można zastąpić belkami HEB300, ponieważ kształtowniki HEA300 (ze stali gatunku S355) należą do klasy 3, natomiast HEB300 (ze stali gatunku S355) do klasy 1. Wszystkie pozostałe elementy są już kształtownikami należącymi do klasy 1.

2. W celu zoptymalizowania odpowiedzi konstrukcji, pierwotnie zaprojektowane połączenia przegubowe można zastąpić ciągliwymi połączeniami półsztywnymi, jak opisano w Rozdziale 8.8.4.1, tak jak w przypadku zastosowania metody alternatywnych ścieżek obciążenia (Przykład II.4.1/SS/NS). Pozwoliłoby to na powstanie przegubów plastycznych w węzłach i dyssypację (rozproszenie) części energii wstrząsu sejsmicznego.

8.7.4.2 *Projektowanie sejsmiczne z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej (wiele zagrożeń) (SS/S)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie sejsmiczne z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej (wiele zagrożeń)		Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Autor: UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	I.5.2/SS/S		

Przykład: Projektowanie konstrukcji stalowej dla scenariuszy wielu zagrożeń z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej

Podręcznik projektowania § 4.5

Przykład zawiera informacje o projektowaniu konstrukcji stalowej z uwzględnieniem zdarzeń związanych z wieloma zagrożeniami, tj. zniszczenia słupa po trzęsieniu ziemi.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w sejsmicznej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/S);
- Oddziaływanie sejsmiczne, A_{Ed} odpowiadające kryterium zniszczenia ULS (patrz rozdział poniżej).

Kombinacje obciążeń dla sejsmicznej sytuacji obliczeniowej

Kombinacja obciążeń jest następująca:

$$DL + 0{,}3 \times LL + A_{Ed}$$

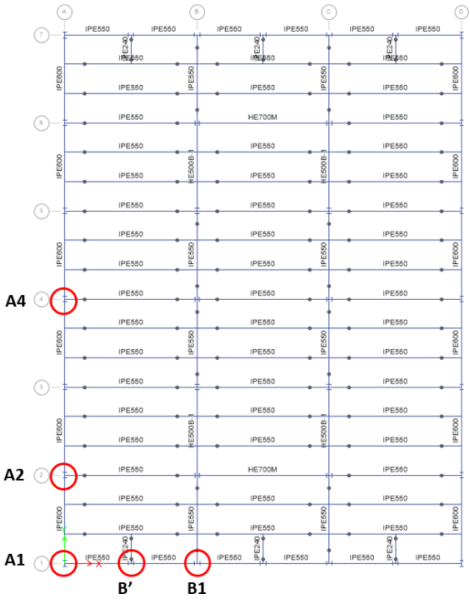
Określenie scenariusza zagrożenia

Po wystąpieniu trzęsienia ziemi, słup może ulec zniszczeniu, co czyni konstrukcję podatną na dalsze zagrożenia. Poniższa procedura jest stosowana w celu sprawdzenia zdolności konstrukcji do przeciwstawiania się katastrofie postępującej, przy zastosowaniu podejścia uwzględniającego utratę słupa.

Etap 1: Analiza sejsmiczna — konstrukcja jest poddana trzęsieniu ziemi o wartości obliczeniowej

Etap 2: Scenariusze utraty słupa: Usuwane słupy znajdują się w miejscach oznaczonych jako A1, A2, A4, B1, B' (Rysunek 71) – rozpatruje się, że są one tracone pojedynczo.

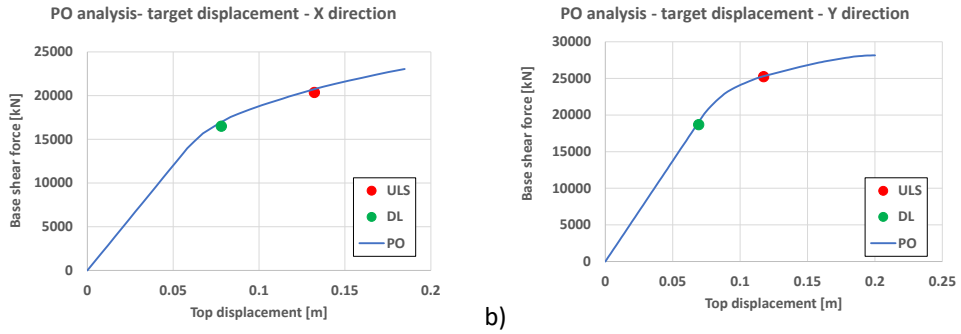
Przykład obliczeniowy I.5.2/SS/S	Projektowanie sejsmiczne z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej (wiele zagrożeń)	Strona 2 z 4



Rysunek 71. Położenie słupów do usunięcia po trzęsieniu ziemi

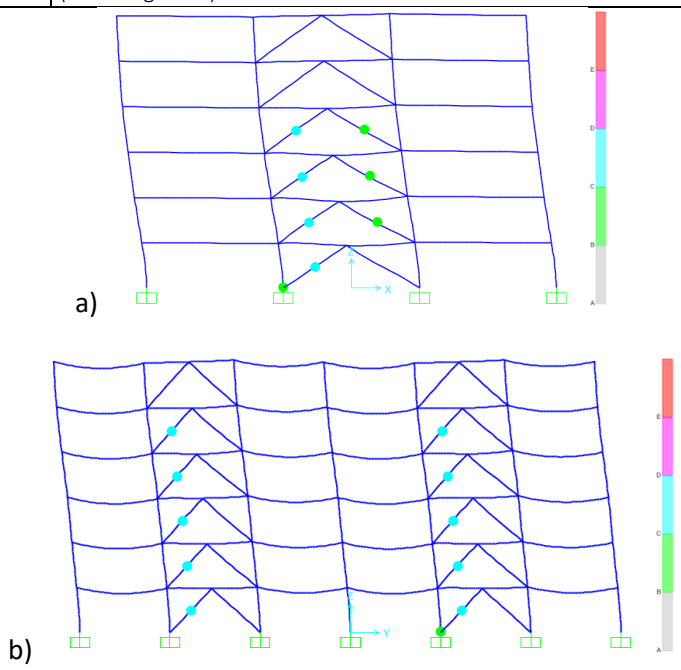
Analiza konstrukcyjna

Analiza sejsmiczna jest wykonana metodą push-over, a ocena uszkodzeń metodą N2 (EN 1998). Po przyłożeniu obciążeń grawitacyjnych, konstrukcja jest poddawana monotonicznie rosnącemu działaniu sił poziomych o rozkładzie reprezentującym siły bezwładności, które powstałyby w przypadku wstrząsów gruntu. Pod stopniowo narastającymi obciążeniami niektóre elementy konstrukcyjne mogą ulec uplastycznieniu. W konsekwencji, wskutek formowania się przegubów plastycznych, konstrukcja traci sztywność i nośność. Aby ocenić wymagania sejsmiczne dla stanu zniszczenia ULS, konstrukcja jest przechylana do docelowego przemieszczenia D_t. Rysunek 72 przedstawia krzywe zależności pomiędzy przemieszczeniem a wypadkową obciążenia poziomego dla kierunku poprzecznego i podłużnego, oraz punkty graniczne, opisujące stan graniczny ograniczenia uszkodzeń (DL) oraz stan graniczny zniszczenia (ULS). Rysunek 73 pokazuje mechanizmy plastyczne zniszczenia dla kierunku poprzecznego i podłużnego. Przeguby plastyczne w ULS nie powstają w obwodowych ramach stężających MRF, ani w przypadku kierunku X ani w kierunku Y, lecz tworzą się w układzie stężającym ram ze skratowaniem.



Rysunek 72. Analiza sejsmiczna: a) krzywa z analizy pushover z położeniem granicznych przemieszczeń – kierunek X; b) krzywa pushover z położeniem granicznych przemieszczeń – kierunek Y

Przykład obliczeniowy I.5.2/SS/S	Projektowanie sejsmiczne z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej (wiele zagrożeń)	Strona 3 z 4



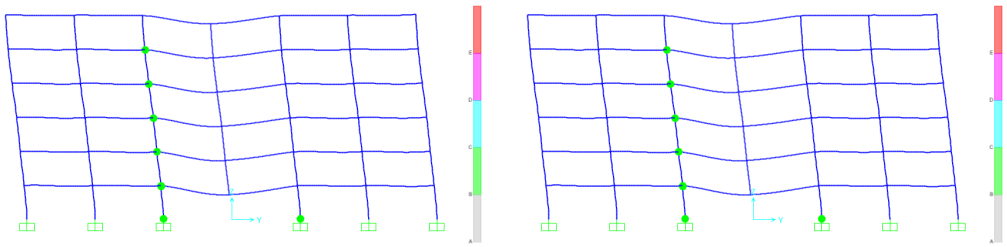
Rysunek 73. Analiza sejsmiczna: a) mechanizm plastyczny przy przechyle D_t ULS – rama poprzeczna b) mechanizm plastyczny przy przechyle D_t ULS – rama podłużna

Usunięcie słupa w następstwie trzęsienia ziemi

Rozważa się pięć scenariuszy usunięcia, tj. słupy obwodowe, przyskrajne i narożne zlokalizowane na parterze. Scenariusze obejmują słupy na krótszej i dłuższej elewacji. Ocenę odporności na katastrofę postępującą dokonuje się przy użyciu metody alternatywnej ścieżki obciążenia (ALP) i nieliniowej procedury dynamicznej (NDP), zgodnie z wytycznymi UFC 4-023-03. Obciążenia grawitacyjne przykładane są w pierwszym etapie; następnie w drugim etapie element jest usuwany niemal natychmiastowo (czas usuwania wynosi 0,005 sekundy).

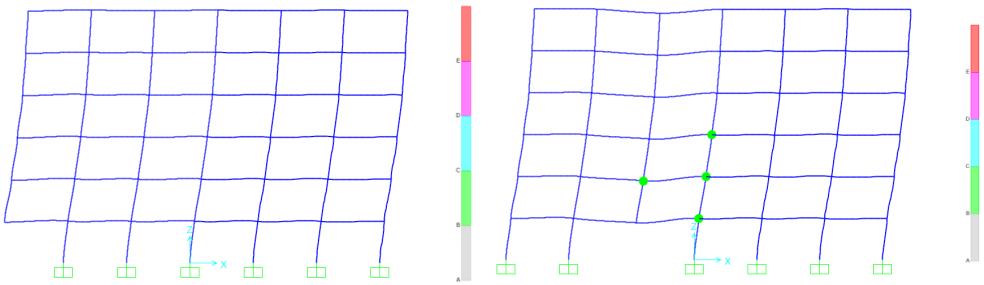
Wyniki

Formowanie się mechanizmów plastycznych w ramach obwodowych przedstawiono poniżej. Dla każdego przypadku (Rysunki 74a do 74e) przedstawiono mechanizmy plastyczne, oraz rozwój pionowych przemieszczeń powyżej usuniętego słupa.



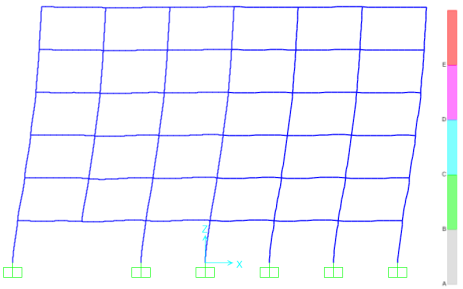
a) Przypadek A4 b) Przypadek A2

Przykład obliczeniowy I.5.2/SS/S	Projektowanie sejsmiczne z wykorzystaniem zaawansowanej analizy numerycznej (wiele zagrożeń)	Strona 4 z 4



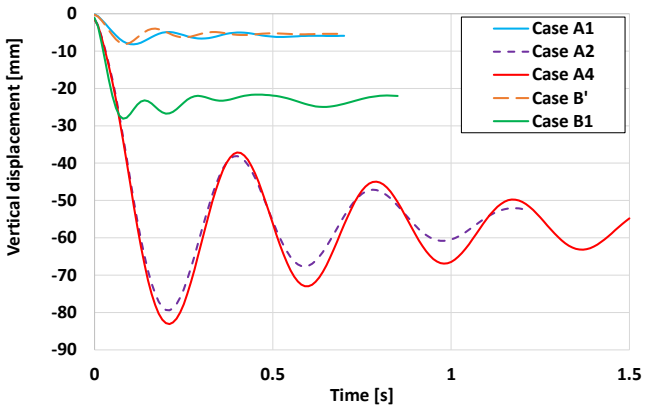
c) Przypadek A1

d) Przypadek B1



e) Przypadek B’

Rysunek 74. Mechanizmy plastyczne po usunięciu słupa w rozważanym scenariuszu



Rysunek 75. Odpowiedź konstrukcji w funkcji czasu dla scenariuszy usuwania słupa

<u>Podsumowanie</u>

- Można podsumować, że konstrukcja posiada nośność pozwalającą oprzeć się katastrofie postępującej, nawet w przypadku utraty słupa po trzęsieniu ziemi.
- Poziom uszkodzenia elementów (wyrażony wielkością odkształcenia plastycznego w przegubach plastycznych) jest niewielki.
- Do oceny zachowania konstrukcji można zastosować inne kryterium (np. zapobieganie zawaleniu).

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole B.5 ➔ Koniec projektowania

8.8 Nieokreślone zdarzenia wyjątkowe

8.8.1 Metoda normatywna (metoda stężeń)

8.8.1.1 *Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego – metoda stężeń (SS/S)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego		Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie sejsmicznej	Autor UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.1.1/SS/S		

Przykład: Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń konstrukcji stalowej w strefie sejsmicznej, z wykorzystaniem podejścia normatywnego (metoda stężeń)

Podręcznik projektowania § 5.3.1

W tym przykładzie pokazano zastosowanie metody stężeń dla belek i ich połączeń (stężenia poziome).

Należałoby również sprawdzić stężenia pionowe, ale sprawdzenie to nie jest wykonywane w ramach niniejszego przykładu obliczeniowego. Sprawdzenie stężeń pionowych przeprowadza się w Przykładzie II.4.1/SS/NS.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

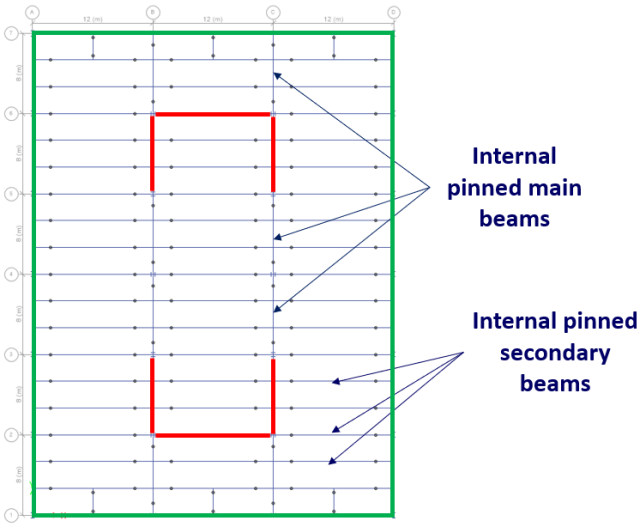
Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/S);
- Nie uwzględnia się żadnego obciążenia wyjątkowego.

Definicja obciążenia rozciągającego

EN 1991-1-7 2006, wzór A1 i A2



Rysunek 76. Stężenia poziome rozważane w przypadku stosowania metody normatywnej - SS/S (internat pinned main beams - wewnętrzne główne belki wolnopodparte, internal pinned secondary beams - wewnętrzne drugorzędne belki wolnopodparte)

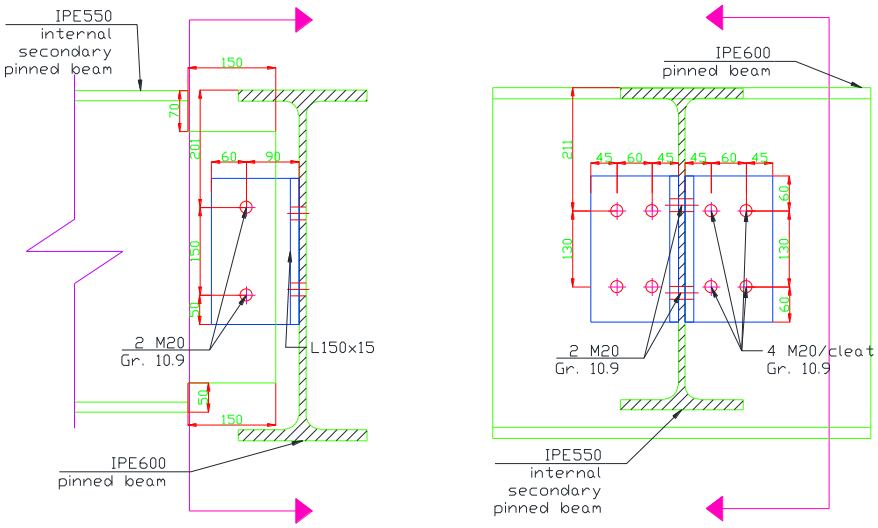
Przykład obliczeniowy II.1.1/SS/S	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 2 z 4

Stężenia poziome

- dla stężeń wewnętrznych: $T_{\mathrm{i}} = 0{,}8 \cdot (\mathrm{g_k} + \psi \cdot \mathrm{q_k})$, lecz nie mniej niż 75 kN
- dla stężeń obwodowych: $T_{\mathrm{p}} = 0{,}4 \cdot (\mathrm{g_k} + \psi \cdot \mathrm{q_k})$, lecz nie mniej niż 75 kN

Obliczenia

- Wewnętrzne, przegubowo podparte belki drugorzędne (IPE550, wszystkie w krótszym kierunku, patrz Rysunek 77 dla konfiguracji węzła)



Rysunek 77. Konfiguracja połączenia przegubowego belki drugorzędnej

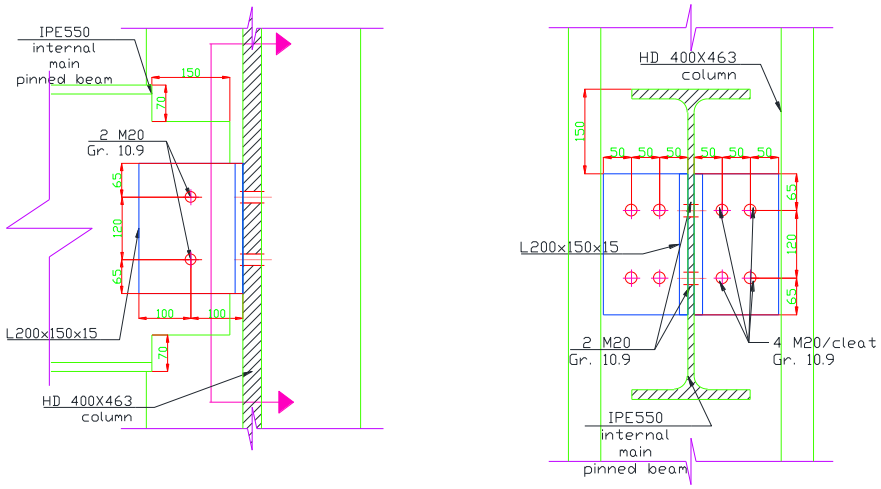
Rozstaw stężeń (belek drugorzędnych) $s = 2{,}66\ m$

Rozpiętość stężeń $L = 12\ m$

Obliczeniowe obciążenie rozciągające dla stężeń wewnętrznych

$T_i = max[0{,}8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) s \cdot L;\ 75\ kN] = max[0{,}8 \times (5 + 0{,}5 \times 3) \times 2{,}66 \times 12;\ 75\ kN]\ = 166\ kN$

- Wewnętrzne, przegubowe podparte belki główne (IPE550, wszystkie w dłuższym kierunku, patrz Rysunek 78 dla konfiguracji węzła)



Rysunek 78. Konfiguracja połączenia przegubowego belki głównej

Rozstaw stężeń (belek głównych) $s = 12m$

Rozpiętość stężeń $L = 8\,m$

Obliczeniowe obciążenie rozciągające stężeń wewnętrznych

$$T_i = max[0{,}8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L;\ 75\ kN]$$
$$= max[0{,}8 \times (5 + 0{,}5 \times 3) \times 12 \times 8;\ 75\ kN] = 499{,}2\ kN$$

Wyniki

Nośności przy ścinaniu oraz współczynniki wykorzystania nośności (UF) dla połączeń stężeń wewnętrznych uwzględnionych podczas weryfikacji przedstawiono w Tablicy 33.

Tablica 33. Sprawdzenie połączeń na siły stężające zgodnie z metodą normatywną

Element	Siła w stężeniu (kN)	Nośność na ścinanie (kN)	Mechanizm zniszczenia	UF
Wewnętrzna, przegubowa belka drugorzędna	166	392	Belka drugorzędna przez docisk	0,42
Wewnętrzna, przegubowa belka główna	499,2	392	Śruby belki głównej przy ścinaniu	1,27

Uwaga: *Nośność połączenia przy rozciąganiu na końcach belek drugorzędnych została zweryfikowana pozytywnie, natomiast nośność połączenia belki głównej została zweryfikowana negatywnie. Należy zachować ostrożność, ponieważ środnik belki głównej może stać się elementem krytycznym.*

Podsumowanie

W przypadku połączeń wewnętrznych, przegubowych belek drugorzędnych wskaźnik wykorzystania nośności równy 0,42 oznacza prawidłowe zaprojektowanie.

Schemat blokowy Rysunek 3– Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

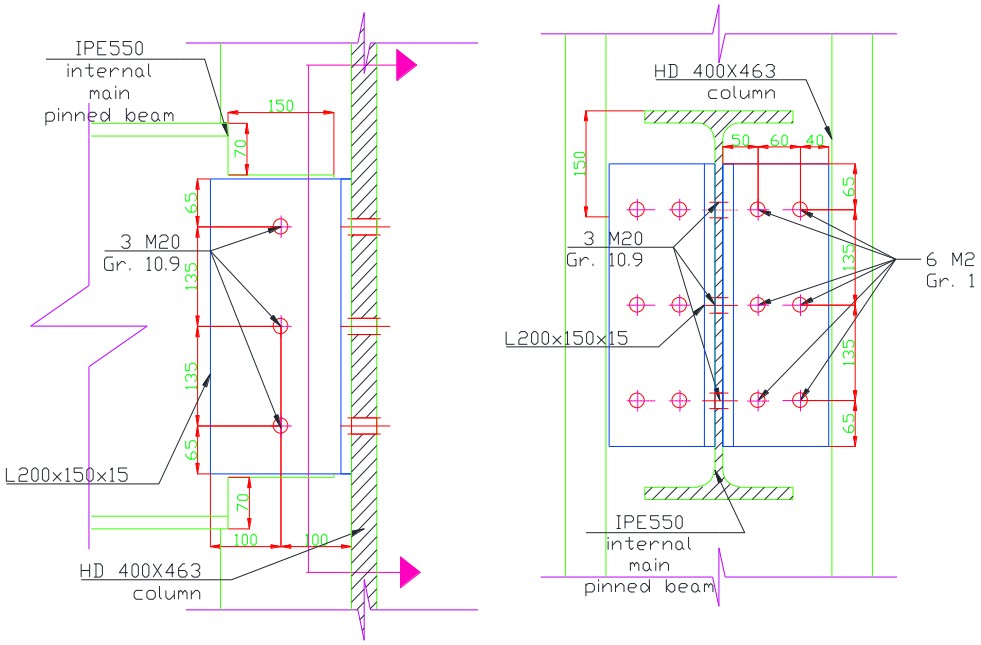
W przypadku połączeń wewnętrznych, przegubowych belek głównych wskaźnik wykorzystania nośności równy 1,27 oznacza konieczność przeprojektowania połączenia.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Pole C.2

Przykład obliczeniowy II.1.1/SS/S	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 4 z 4

W związku z tym dodano kolejny rząd śrub (w sumie 3 rzędy). Zwiększyło to nośność na ścinanie do **588 kN**, co daje współczynnik wykorzystania nośności równy **0,85** dla połączenia - patrz Rysunek 79 przedstawiający przeprojektowaną konfigurację.

Schemat Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania



Rysunek 79. Konfiguracja przeprojektowanego połączenia przegubowego belki głównej

8.8.1.2 *Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem podejścia normatywnego – metoda stężeń (CS/S)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem podejścia normatywnego			Strona 1 z 2
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie sejsmicznej	Autor	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.1.2/CS/S			

Przykład: Projektowanie na nieokreślone zagrożenia w konstrukcjach zespolonych w strefie sejsmicznej, z wykorzystaniem podejścia normatywnego (metoda stężeń)

Podręcznik projektowania § 5.3.1

Przykład ten pokazuje zastosowanie metody stężeń dla belek i ich połączeń (stężenia poziome).

Należałoby również sprawdzić stężenie pionowe, ale sprawdzenie to nie zostało przeprowadzone w ramach niniejszego przykładu. Sprawdzenie stężeń pionowych przeprowadzono w Przykładzie II.4.1/SS/NS.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/NS);
- Nie uwzględnia się żadnego szczególnego działania wyjątkowego.

Definicja obciążenia rozciągającego

Weryfikację przeprowadza się podobnie jak w Przykładzie II.1.1/SS/S dla belek głównych. Dodatkowo uwzględnia się zbrojenie podłużne w szerokości efektywnej płyty.

Obliczenia

- wewnętrzne, przegubowe belki główne

Rozstaw stężeń (belek głównych) $s = 12\ m$

Rozpiętość stężeń $L = 8\ m$

Obliczeniowe obciążenie rozciągające dla stężeń wewnętrznych

$$T_i = max[0{,}8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L;\ 75\ kN] = max[0{,}8(5 + 0{,}5 \times 3)12 \times 8;\ 75\ kN]$$

$$= 499{,}2\ kN$$

Nośność połączenia belki głównej ze względu na siłę osiową jest sumą siły rozciągającej przenoszonej przez śruby i siły rozciągającej przenoszonej przez zbrojenie podłużne na efektywnej szerokości płyty żelbetowej.

Przykład obliczeniowy II.1.2/CS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 2 z 2
Wyniki $N_u = 392\ kN + 73\ kN = 465\ <\ T_i = 499{,}2\ kN$➔ konieczne jest przeprojektowanie połączenia. W kolejnym podejściu zastosowano trzy śruby M20 klasy 10,9 zamiast dwóch, tak jak pokazano na Rysunku 79 w poprzednim przykładzie obliczeniowym. $N_u^* = 661\ kN > T_i = 499{,}2\ kN$, UF = 0,76 *Podsumowanie* Wszystkie wewnętrzne przegubowe belki główne i ich połączenia spełniają warunek dla wymaganych sił w stężeniach po drobnych zmianach wymaganych w projekcie. Jak stwierdzono wcześniej w Przykładzie II.1.1/SS/S, projektowanie na obciążenie grawitacyjne może być niewystarczające ze względu na wymagania dotyczące sił stężających w przypadku dużych obszarów zbierania obciążeń.		Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.5 ➔ Przeprojektowanie Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

8.8.1.3 *Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego – metoda stężeń (SS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego		Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie asejsmicznej	Autor	F+W
	Nr dokumentu	II.1.3/SS/NS		Data: 06/2021

Przykład: Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń konstrukcji stalowej, w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem podejścia normatywnego (metoda stężeń)

Podręcznik projektowania § 5.3.1

Przykład ten pokazuje zastosowanie metody stężeń dla belek i ich połączeń (stężenia poziome i pionowe).

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/NS);
- Nie uwzględnia się żadnego szczególnego działania wyjątkowego.

Definicja obciążenia rozciągającego

W tym przykładzie uwzględniono jedynie obciążenia na powierzchni stropu. Obciążenia liniowe (obciążenia z elewacji) uwzględniono poprzez ich zamianę na obciążenia powierzchniowe dla stężeń zewnętrznych.

Obliczenia

Poziome i pionowe siły dla stężeń wyszczególniono w poniższych tablicach. Należy zauważyć, że tylko elementy konstrukcyjne wzdłuż ram są tu zdefiniowane jako stężenia, tak więc połączenia belka-belka nie są poddawane działaniu sił stężających.

Tablica 34. *Siły w stężeniach poziomych zgodnie z podejściem normatywnym –SS/NS*

External tie		**Internal tie**	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m2	g_k	5 kN/m2
q_k	3 kN/m2	q_k	3 kN/m2
g_k facade	4 kN/m		
g_k facade equ.	0,5 kN/m2		
T_e	**268,8 kN**	**T_i**	**499,2 kN**

Tablica 35. Siły w stężeniach pionowych zgodnie z podejściem normatywnym – SS/NS

External tie (HEB360)		**Internal tie (HEM300)**	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m2	g_k	5 kN/m2
q_k	3 kN/m2	q_k	3 kN/m2
g_{IPE600}	1,22 kN/m	g_{IPE600}	1,22 kN/m
g_{IPE500}	0,907 kN/m	g_{IPE550}	1,06 kN/m
g_{IPE550}	1,06 kN/m	g_{HEM300}	2,38 kN/m
g_{HEB360}	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
g_k facade	4 kN/m		
T_e	**400,5 kN**	**T_i**	**694,2 kN**

Sprawdzenie konstrukcji

- Weryfikacja elementów konstrukcyjnych

Elementy stężające muszą zostać sprawdzone, gdy poddawane są działaniu sił stężających przy założeniu, że siły te działają jako jedyne obciążenie. W związku z tym można je łatwo sprawdzić, porównując ich nośność plastyczną $N_{pl,Rd}$ na działanie siły podłużnej, z siłami wiążącymi T_e lub T_i. W przypadku wszystkich elementów stężających ich nośność plastyczna jest większa niż przyłożone siły stężające; szczegóły obliczeń nie są tutaj podawane.

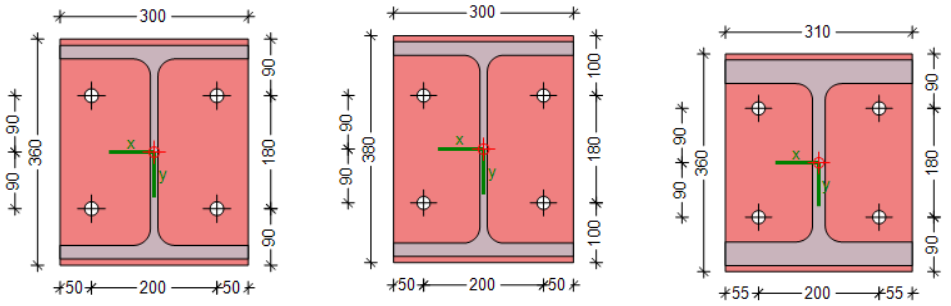
- Sprawdzenie połączeń

Położenie węzłów w konstrukcji przedstawiono na Rysunku 52. Styki słupów (Rysunek 80) obliczono przy użyciu metody składnikowej. Sprawdzenie połączenia z przykładką środnika belki (Rysunek 81) przeprowadzono zgodnie z specyfikacją (ECCS, 2009). Wyniki podano w Tablicy 36.

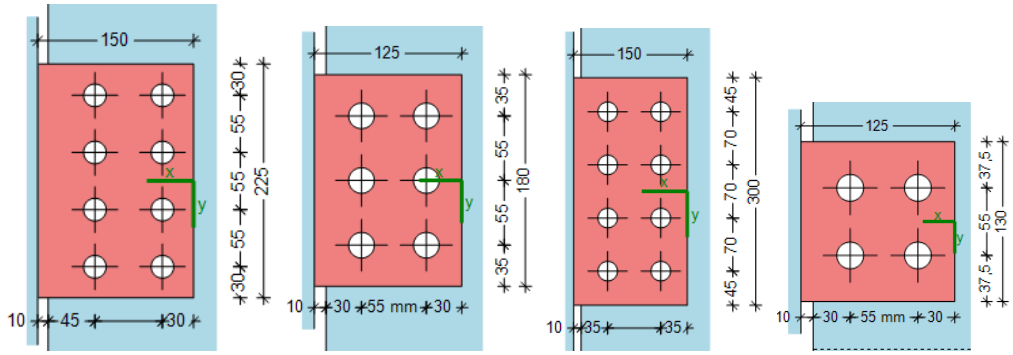
Jak można zauważyć w Tablicy 36, połączenia B1, B3, C2w, D3s, D3w i 3-3 nie mają wystarczającej nośności, aby przenieść siły stężające zgodnie z metodą normatywną.

Należy zauważyć, że w przypadku dwustronnego połączenia belek względem słabszej osi słupa, składnik ,,środnik słupa poddany zginaniu" jest uważany za nieaktywny, podczas gdy składnik ten jest uwzględniany podczas obliczania konfiguracji jednostronnej belek ustawionych względem słabszej osi słupa.

Przykład obliczeniowy II.1.3/SS/NS	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 3 z 4



Rysunek 80. Styki słupów z 4xM20 (po lewej: 1-1, na środku: 2-2, po prawej: 3-3) – blacha czołowa grubości 15 mm ze stali S355 – śruby 10.9 – spoina pasów 5 mm i spoina środnika 4 mm



a) 8xM20 b) 6M20 c) 8M24 d) 4M20

Rysunek 81. Połączenie z przykładką środnika belki z blachą (a): A-1w, b) A1s, A2, B1, B3, c) C-2w, C-3w, d) D-3s, D-3w) – blacha przykładki grubości 10 mm S355 – śruby 10.9 – 6 mm grubości spoiny przykładki

Tablica 36. Weryfikacja połączeń pod kątem sił stężających, zgodnie z podejściem normatywnym

Położenie s = silna oś w = słaba oś	**Siła w stężeniu (kN)**	**Mechanizm zniszczenia**	**Wskaźnik wykorzystania nośności UF**
A1s / A2	268,.8	Blacha przykładki przy docisku	0,63
A1w	268,8	Środnik słupa poddany zginaniu	0,73
B1 / B3	499,2	Blacha przykładki przy docisku	1,16
C2w	499,2	Środnik słupa poddany zginaniu	1,15
C3w	499,2	Blacha przykładki przy docisku	0,67
D3s/D3w	499,2	Środnik belki przy docisku	2,02
D3w	90	Środnik belki przy docisku	0,88
1-1 / 2-2	400,5	Blacha czołowa poddana zginaniu	0,88
3-3	694,2	Blacha czołowa poddana zginaniu	1,31

Przeprojektowanie konstrukcji

Przeprojektowanie połączeń B1, B3, C2w, D3s, D3w oraz 3-3 zawiera:

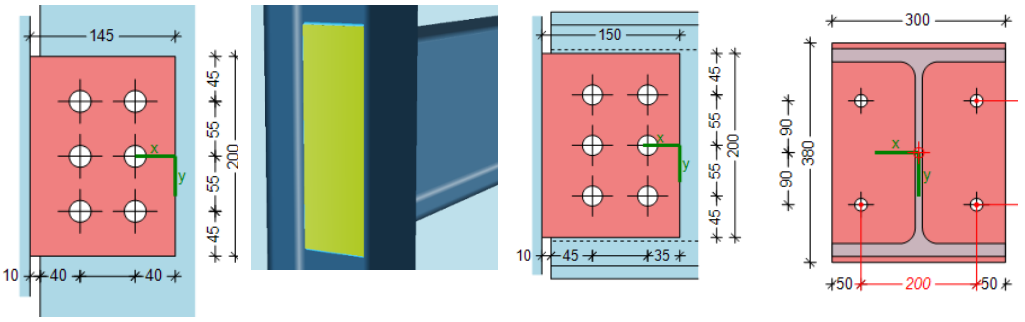
B1/B3: niewielką modyfikację geometrii blachy przykładki;

C2w: dospawanie blachy do środnika słupa;

D3s/D3w: dodanie dwóch śrub i modyfikacja geometrii blachy przykładki;

3-3: Zamiana śruby M20 na M24 i zmiana grubości blachy czołowej z 15 mm na 20 mm

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.5 ➔ Pole C.2



B1/B3 C2 D3s/D3w 3-3

Rysunek 82. Przeprojektowane połączenia w celu spełnienia kryteriów ze względu na siły stężające zgodnie z podejściem normatywnym

Zaktualizowane wskaźniki wykorzystania nośności dla tych połączeń zestawiono w Tablicy 37.

Tablica 37. Weryfikacja przeprojektowanych połączeń na wartość siły stężającej z wykorzystaniem podejścia normatywnego

Położenie s = silna oś w = słaba oś	**Siła w stężeniu (kN)**	**Mechanizm zniszczenia**	**Wskaźnik wykorzystania nośności (UF)**
B1 / B3	499,2	Blacha przykładki poddana rozciąganiu (netto)	0,93
C2w	499,.2	Środnik słupa poddany zginaniu	0,88
D3s/D3w	499,2	Środnik belki poddany rozciąganiu (netto)	1,03
3-3	694,2	Blacha czołowa poddana zginaniu	0,83

Warunek nośności połączeń D3s/D3w jest przekroczony o 3%. To niewielkie przekroczenie zaakceptowano, ponieważ tak jest to zwykle wykonywane w praktyce. Rozwiązaniem pozwalającym na spełnienie tego warunku mogłoby być zastąpienie belek HEA300 belkami HEB300. Mogłoby to również poprawić zachowanie pokrytyczne w przypadku utraty słupa, ponieważ HEB300 S355 jest kształtownikiem klasy 1, podczas gdy HEA300 jest kształtownikiem klasy 3.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

8.8.1.4 *Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego – metoda stężeń (CS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego		Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcje zespolone w strefie asejsmicznej	Autor AM	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.1.4/CS/NS		

Przykład: Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń konstrukcji zespolonej, w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem podejścia normatywnego (metoda stężeń)

Podręcznik projektowania § 5.3.1

Ten przykład pokazuje zastosowanie metody stężeń dla belek i ich połączeń (stężenia poziome).

Należałoby również sprawdzić stężenia pionowe, ale sprawdzenie to nie zostało przeprowadzone w ramach tego przykładu. Sprawdzenie stężeń pionowych przeprowadzono w Przykładzie II.4.1/SS/NS.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

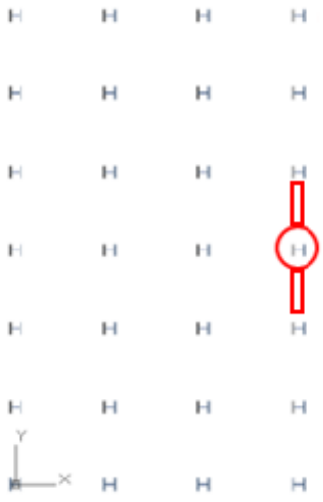
Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Uwzględniane są następujące oddziaływania

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/NS);
- Nie uwzględnia się żadnego oddziaływania wyjątkowego.

Definicja obciążenia rozciągającego

Obliczenia w tym przykładzie wykonane zostały dla belek połączonych ze słupem znajdującym się na środku dłuższego boku budynku - patrz Rysunek 83.



Rysunek 83. Belki uwzględnione w metodzie normatywnej - CS/NS

Przykład obliczeniowy II.1.4/CS/NS	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 2 z 4

Obliczenia

W przypadku konstrukcji szkieletowych minimalne siły rozciągające, które musi przenieść efektywne stężenie poziome, można oszacować za pomocą następujących obliczeń: EN 1991-1-7 2006

- Stężenia poziome

Obciążenia stałe $g_k = 5\,\frac{kN}{m^2}$

Obciążenia zmienne $q_k = 3\,\frac{kN}{m^2}$

Współczynnik wartości kombinacyjnej dla powierzchni biurowych $\Psi = 0{,}5$

Rozstaw stężeń (belek głównych) $s = 12\,m$

Rozpiętość stężeń $L = 8\,m$

Obliczeniowe obciążenie rozciągające dla stężeń wewnętrznych

$$T_i = max[0{,}8 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L\,, 75\,kN] = max[0{,}8 \times (5 + 0{,}5 \times 3) \times 12 \times 8\,, 75\,kN] = 499{,}2\,kN$$

Obliczeniowe obciążenie rozciągające dla stężeń obwodowych

$$T_p = max[0{,}4 \cdot (g_k + \Psi \cdot q_k) \cdot s \cdot L\,, 75\,kN] = max[0{,}4 \times (5 + 0{,}5 \times 3) \times 12 \times 8\,, 75\,kN] = 249{,}6\,kN$$

Pole przekroju elementu: belka wewnętrzna (IP360) $A_{s.i} = 7270\,mm^2$

Pole przekroju elementu: belka obwodowa (IP450) $A_{s.p} = 9880\,mm^2$

Nośność plastyczna belki wewnętrznej $N_{pl.i} = A_{s.i} \cdot f_y = 7270 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 2581\,kN$

Nośność plastyczna belki obwodowej $N_{pl.p} = A_{s.p} \cdot f_y = 9880 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 3507{,}4\,kN$

Sprawdzenie wykorzystania przekroju – Belka wewnętrzna $U_i = \frac{T_i}{N_{pl.i}} = \frac{499{,}2}{2581} = 0{,}19$

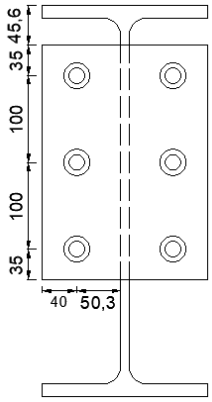
Przykład obliczeniowy II.1.4/CS/NS	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 3 z 4

Sprawdzenie wykorzystania przekroju – Belka obwodowa $U_p = \frac{T_p}{N_{pl.p}} = \frac{249{,}6}{3507{,}4} = 0{,}07$

Obliczenia wykazały, że belki są w stanie przejąć obciążenia rozciągające określone w normie.

Połączenia na końcach belek powinny również być w stanie w przenieść obliczone wcześniej siły stężające. W przypadku połączeń belek ze słupami rozważono dwa różne rozwiązania połączeń: połączenie doczołowe z blachą głowicową oraz z blachą przykładki.

Blacha głowicowa



Rodzaj śruby:

M16 kl. 8.8 (6 śrub)

Blacha:

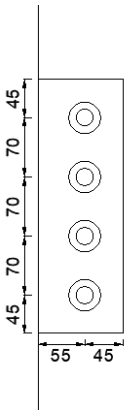
Grubość $t_p = 10mm$

Wysokość $h_p = 270\ mm$

Szerokoś $b_p = 190mm$

Spoina $a_w = 2x6mm$

Blacha przykładki



Rodzaj śruby:

M20 kl. 8.8 (4 śruby)

Blacha:

Grubość $t_p = 10mm$

Wysokość $h_p = 300mm$

Szerokość: $b_p = 100mm$

Spoina $a_w = 2x6mm$

Weryfikacja połączeń, o których mowa powyżej, została przeprowadzona zgodnie z Załącznikiem A.5.

Śruby rozciągane	$N_{u1} = 602{,}88\ kN$	Śruby ścinane	$N_{u1} = 376{,}32\ kN$
Głowicowa blacha zginana	$N_{u2} = 271{,}17\ kN$	Blacha przykładki przy docisku	$N_{u2} = 512{,}73\ kN$
Element główny rozciągany	$N_{u3} = 383{,}08\ kN$	Blacha przykładki rozciągana: brutto	$N_{u2} = 1128{,}00\ kN$
Środnik belki rozciągany	$N_{u4} = 954{,}29\ kN$	Blacha przykładki rozciągana: netto	$N_{u4} = 717{,}41\ kN$
Nośność połączenia na siły stężające	$N_u = 271{,}17\ kN$	Docisk do środnika belki	$N_{u5} = 481{,}96\ kN$
		Środnik belki rozciągany: brutto	$N_{u6} = 1060{,}32\ kN$
		Środnik belki rozciągany: netto	$N_{u7} = 674{,}36\ N$

Przykład obliczeniowy II.1.4/CS/NS	Projektowanie dla nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem podejścia normatywnego	Strona 4 z 4

Środnik słupa zginany $N_{u8} = 350{,}99\ N$

Nośność połączenia na siły stężające $N_u = 350{,}99\ kN$

Wyniki

Sprawdzenie wykorzystania nośności $U = \frac{T_p}{N_u} = 0{,}92$

Sprawdzenie wykorzystania nośności $U = \frac{T_p}{N_u} = 0{,}71$

Wnioski

Obliczenia wykazały, że belki mogą przejąć obciążenia rozciągające określone w normach.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

Można zauważyć, że połączenia zostały obliczone jako przegubowe, tj. zaniedbując możliwy efekt zespolenia. Takie podejście jest uważane za bezpieczne, jeśli zagwarantowana jest ciągliwość, co ma miejsce w tym przypadku. W rzeczywistości pręty zbrojeniowe na poziomie węzłów mogą działać jako elementy stężające, jeśli układ prętów jest ciągły w całym stropie budynku, wtedy ich udział można po prostu dodać do nośności połączenia.

Tablica 38. Połączenia sprawdzone według metody stężeń - CS/NS

Typ	ULS UF	Stężenie UF	Uwagi
Blacha głowicowa	0,73	0,92	Grupa śrub / Blacha czołowa poddana zginaniu
Blacha przykładki	0,71	0,71	Grupa śrub / Słup poddany zginaniu

Zgodnie z Tablicą 38 można stwierdzić, że w tym przykładzie zastosowanie połączenia zaprojektowanego na wytężenie w stanie granicznym nośności wynoszące 70% jest wystarczającym przy wykonywaniu projektu wstępnego, z uwzględnieniem wymagań dotyczących stężeń.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

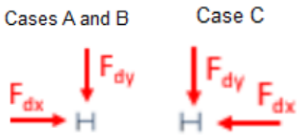
8.8.2 Metoda elementu kluczowego

8.8.2.1 *Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody elementu kluczowego – podejście normatywne (CS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody elementu kluczowego – podejście normatywne			Strona 1 z 4
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w obszarze asejsmicznym	Autor	AM	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.2.1/CS/NS			

Przykład: Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia konstrukcji zespolonej, w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem metody elementu kluczowego – podejście normatywne	Podręcznik projektowania § 5.4
W tym przykładzie podano informacje na temat projektowania z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody elementu kluczowego.	
<u>*Podstawowe dane o konstrukcji*</u> • Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.	Podręcznik projektowania § 8.2
<u>*Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej*</u> Rozważone są następujące oddziaływania: • Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11); • Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/NS); • Obciążenie wyjątkowe A_d (patrz rozdział poniżej).	
<u>*Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej*</u> Kombinacja oddziaływań ma następującą postać: $$DL + 0{,}5 \times LL + A_d$$	EN 1990, §6.4.3.3, wzór 6.11b
<u>*Określenie elementu kluczowego*</u> W tym przykładzie wybrane słupy (A, B i C) są zidentyfikowane jako elementy kluczowe. Według (EN 1991-1-7 2006), wielkość obliczeniowego oddziaływania wyjątkowego dla sprawdzania elementu kluczowego wynosi 34 kN/m^2, przyłożonego w dowolnym kierunku (ale jednocześnie tylko w kierunku pionowym lub poziomym). Rysunek 84 przedstawia lokalizację słupów, które przyjęto do sprawdzenia metodą elementu kluczowego.	EN 1991-1-7 2006

Przykład obliczeniowy II.2.1/CS/NS	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody elementu kluczowego – podejście normatywne	Strona 2 z 4



Rysunek 84. Słupy przyjęte do sprawdzenia metodą elementu kluczowego– CS/NS

Obliczenia

Obciążenie wyjątkowe $A_d = 34\ \frac{kN}{m^2}$

Wysokość słupa $l_c = 4\ m$

Wysokość przekroju słupa (stalowego; zespolonego) $h_c = (364; 450)\ mm$

Szerokość przekroju słupa (stalowego; zespolonego) $b_c = (371; 450)\ mm$

Szerokość przegrody przed słupem $w_p = 5\ m$

Wartość założona, gdyż nie została określona w EN 1991-1-7

Obciążenie skupione (szerokość przegrody) $F_p = A_d \cdot w_p \cdot l_c = 34 \times 5 \times 4 = 680\ kN$

Obciążenie skupione (wysokość przekroju) (stalowego; zespolonego) $F_{s.h} = A_d \cdot h_c \cdot l_c = (34 \times 364 \times 10^{-3} \times 4\ ; 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4 = (49{,}5\ ; 61{,}2)\ kN$

Obciążenie skupione (szerokość przekroju) (stalowego; zespolonego) $F_{s.w} = A_d \cdot w_c \cdot l_c = (34 \times 371 \times 10^{-3} \times 4\ ;\ 34 \times 450 \times 10^{-3} \times 4 = (50{,}46\ ; 61{,}2)\ kN$

Tablica 39. Obciążenia wyjątkowe używane dla elementów kluczowych – Słupy stalowe– CS/NS

Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	50,46	0
B.1	50,46	0
C.1	680	0

Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy}(kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	49,5

Tablica 40. Obciążenia wyjątkowe używane dla elementów kluczowych – Słupy zespolone – CS/NS

Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
A.1	61,2	0
B.1	61,2	0
C.1	680	0

Przypadek	F_{dx} (kN)	F_{dy}(kN)
A.2	0	680
B.2	0	680
C.2	0	61,2

Analiza konstrukcji

Obciążenia skupione przedstawione w Tablicy 39 są przyłożone bezpośrednio jako obciążenia poziome w modelu SCIA® (model słupów stalowych) w połowie wysokości każdego z elementów kluczowych, czyli wybranych słupów (A, B and C), wzdłuż obu osi indywidualnie, zważając na kombinację oddziaływań w sytuacji wyjątkowej. Stanowi to podejście bezpieczne. Alternatywą mogłoby być założenie, że obciążenie A_d jest przyłożone do przegrody lub liniowo wzdłuż wysokości słupa, co lepiej oddawałoby rzeczywistą redystrybucję obciążenia poziomego z przegrody na słup.

W przypadku słupów zespolonych podejście jest identyczne jak dla analizy uderzenia, (Przykład I.1.4/CS/NS, z użyciem oprogramowania A3C®).

Wyniki

Tablica 41. Współczynniki wykorzystania nośności (UF) i ugięcia słupów stalowych – elementów kluczowych – CS/NS

Przy-padek	Kształtownik	Obciążenie		Podpora dolna	UF (-)		Ugięcie poprzeczne* S355 (mm)
		F_{dx}(kN)	F_{dy}(kN)		S355	S460	
A.1	HD 360x162	50,46	0	Sztywna	0,39	0,28	0,7
				Przegubowa	0,39	0,28	0,8
A.2	HD 360x162	0	680	Sztywna	1,03	0,82	-
				Przegubowa	1,25	1,00	-
B.1	HD 360x162	50,46	0	Sztywna	0,22	0,16	0,7
				Przegubowa	0,23	0,17	0,8
B.2	HD 360x162	0	680	Sztywna	0,95	0,75	9,1
				Przegubowa	1,14	0,92	-
C.1	HD 360x162	680	0	Sztywna	0,68	0,54	5,0
				Przegubowa	0,83	0,65	8,1
C.2	HD 360x162	0	49,5	Sztywna	0,40	0,29	1,4
				Przegubowa	0,42	0,31	1,4

*Wartość ugięcia podano informacyjnie, gdyż w tym przypadku nie jest przedmiotem sprawdzenia.

Tablica 42. Współczynniki wykorzystania nośności (UF) dla elementów zespolonych – elementy kluczowe – CS/NS

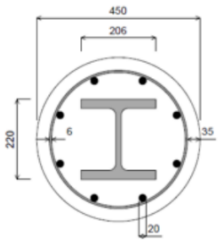
Przypadek	Obciążenie		Górna i dolna podpora	UF (-) S355
	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)		
A.1	61,2	0	Przegubowa	0,42
A.2	0	680	Przegubowa	2,29
B.1	61,2	0	Przegubowa	0,24
B.2	0	680	Przegubowa	1,84
C.1	680	0	Przegubowa	1,34
C.2	0	61,2	Przegubowa	0,40

Przykład obliczeniowy II.2.1/CS/NS	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody elementu kluczowego – podejście normatywne	Strona 4 z 4

Podsumowanie

Szczegóły przekroju zespolonego:

- Kształtownik stalowy: HE200M
- Klasa wytrzymałości betonu: C30/37
- Zbrojenie (A500): ϕ20 mm / ϕ6 mm



- **Słupy stalowe**

Wyniki przedstawione w Tablicy 41 pokazują, że nośność słupów stalowych przy założeniu sztywnych podpór nie przekracza nośności plastycznej (poziom wykorzystania nośności UF=1,03 może zostać zaakceptowany).

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

Jednak przy założeniu podpór przegubowych w przypadkach A.2 i B.2 nośność plastyczna jest przekroczona.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.2 ➔Przeprojekto-wanie

- **Słupy zespolone stalowo-betonowe**

W przypadku słupów zespolonych, dla których wyniki przedstawiono w Tablicy 42, współczynniki wykorzystania nośności są znacząco wyższe, jak wyjaśniono wcześniej przy analizie w przypadku uderzenia (Przykład I.1.4/CS/NS).

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.2 ➔ Przeprojekto-wanie

Wnioskuje się, że standardowo zaprojektowana konstrukcja dla przypadku słupów stalowych jest w stanie przenieść normatywne obciążenia, gdy słup jest sztywno połączony w dolnym węźle. Obliczenia dla słupów zespolonych wykazały stosunkowo gorsze wyniki. Wynika to z faktu, że stalowa część przekroju w słupie zespolonym ma dominujący udział w jego nośności, ale jest odpowiednio mniejsza w porównaniu z przekrojem słupa stalowego.

Jak pokazano wcześniej, głównym zabiegiem jaki można wykonać w celu poprawy wyników jest zmiana gatunku stali na S460, czyli o wyższej wytrzymałości. Tym samym współczynniki wykorzystania dla słupów będą mniejsze lub równe 1,0, w przypadku przekrojów w pełni stalowych.

W celu poprawy wyników dla elementu kluczowego pod obciążeniem A_d, można również:

- Zwiększyć rozmiary przekrojów;
- Uwzględnić w sposób bardziej zaawansowany warunki brzegowe dla węzłów konstrukcji;
- Kombinacja powyższych rozwiązań może zostać rozważona w przypadku słupów zespolonych.

8.8.3 Metoda podziału na segmenty

8.8.3.1 *Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody podziału na segmenty (SS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie z uwagi na nieokreślonych zagrożenia z wykorzystaniem metody podziału na segmenty			Strona 1 z 1
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w obszarze asejsmicznym	Autor	F+W	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.3.1/SS/NS			

Przykład: Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia konstrukcji stalowych, w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem metody podziału na segmenty	Podręcznik projektowania § 5.5
W tym przykładzie podano informacje na temat projektowania z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody podziału na segmenty	
Podstawowe dane o konstrukcji • Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2	Podręcznik projektowania § 8.2
Uwagi Metoda podziału na segmenty (słaba granica segmentu, mocna granica segmentu) może być wykorzystana samoistnie lub w kombinacji z innymi podejściami (np. lokalnym wzmocnieniem) lub metodami (np. metoda alternatywnych ścieżek obciążenia). Jeśli dane wyjściowe pozyskane metodą alternatywnych ścieżek obciążenia wskazują na potrzebę przeprojektowania konstrukcji, metoda podziału na segmenty może zostać wykorzystana, jako alternatywne rozwiązanie, aby ograniczyć rozszerzanie obszaru uszkodzenia. W przypadku analizowanego budynku niskiego można wykorzystać strategię słabej granicy segmentu. Wyniki uzyskane na drodze podejścia analitycznego i numerycznego uwydatniły, że połączenia przegubowe z przykładką środnika belki projektowanej w ULS nie są w stanie przenieść dużych sił rozciągających wywołanych efektem membranowym w przypadku utraty słupa. W praktyce tego typu węzły działają jak ,,bezpieczniki" w sytuacji usunięcia słupa, a zawalenie się konstrukcji jest ograniczone do obszaru w bezpośrednim sąsiedztwie usuwanego słupa (poziome ograniczenie zniszczenia). Jeśli węzły wykazują się dostateczną ciągliwością, ich zniszczenie będzie poprzedzone dużymi przemieszczeniami, co zabezpieczy ją przed nagłym, kruchym zniszczeniem.	Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4

8.8.4 Metoda alternatywnych ścieżek obciążenia

8.8.4.1 *Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – podejście analityczne (SS/NS)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – podejście analityczne			Strona 1 z 11
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w obszarze asejsmicznym	Autor	F+W	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.4.1/SS/NS			

Przykład: Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia konstrukcji stalowej w obszarze asejsmicznym, z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – podejście analityczne

Podręcznik projektowania § 5.3.2.

W tym przykładzie podano informacje na temat projektowania z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem podejścia analitycznego alternatywnych ścieżek obciążenia.

Podręcznik projektowania § 8.2

Podstawowe dane o konstrukcji

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważone są następujące oddziaływania:

EN 1990, §6.4.3.3, wzór 6.11b

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/NS);

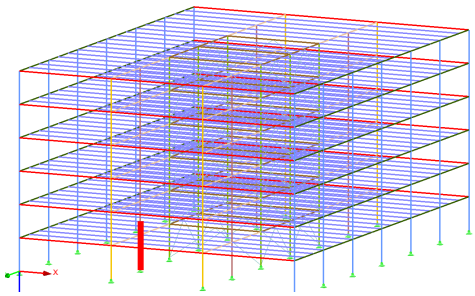
Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Kombinacja oddziaływań ma następującą postać:

$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Definicja scenariuszy utraty słupa

- Scenariusz 1 – usunięcie słupa w lokalizacji B2



Rysunek 85. Założona utrata słupa (słup B2)

Elementy poddane analizie

- Belka B1/B3 – IPE550
- Belka C2w/C3w – IPE600

Założenia dotyczące węzłów

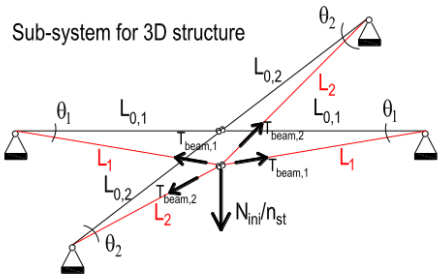
- Rozwiązanie 1: Węzły przegubowe
- Rozwiązanie 2: Węzły o niepełnej nośności

Obliczenia

Zastosowana metoda stanowi uproszczone podejście analityczne dla konstrukcji z poziomą przeponą, przedstawione w Rozdziale 5.3.2.

- **Rozwiązanie 1 – siły cięgnowe w przypadku węzłów przegubowych (Rozdział 5.3.2.2)**

Procedura polega na rozwiązaniu układu 4 równań jak pokazano na Rysunku 86.



	3D Structures with simple joints
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2.T_{beam,1}.\sin\theta_1 + 2.T_{beam,2}.\sin\theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1-\cos\theta_1}{\cos\theta_1}.E.A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1-\cos\theta_2}{\cos\theta_2}.E.A_2$
Eq. 4	$L_{0,1}.\tan\theta_1 = L_{0,2}.\tan\theta_2$

Rysunek 86. Układ równań w podejściu analitycznym w przypadku węzłów przegubowych

Belki z indeksami 1 i 2 posiadają przekroje odpowiednio z IPE550 i IPE600. Wstępna siła w słupie N_{ini} została przyjęta na podstawie analizy numerycznej, biorąc pod uwagę kombinację oddziaływań w sytuacji wyjątkowej.

Tablica 43. Dane wejściowe w podejściu analitycznym w przypadku węzłów przegubowych – SS/NS

N_{ini}	n_{st}	E	A_1	$L_{0,1}$	A_2	$L_{0,2}$
4078,51 kN	6	210000 MPa	134 cm^2	12 m	156 cm^2	8 m

Po wprowadzeniu danych z Tablicy 43 i przekształceniu układu równań, pierwsze równanie przy podstawieniu x = θ_2 przyjmuje postać:

$17\,886{,}67\tan(x)(1-\cos(\tan^{-1}(0{,}67(\tan(x))))+ 31\,200\tan(x)(1-\cos(x)) - 3{,}24 = 0$

Rozwiązaniem tego równania jest x = θ_2 = 0,05485 rad. Wyniki dla czterech niewiadomych układu równań zestawiono w Tablicy 44.

Tablica 44. Rozwiązania układu równań w podejściu analitycznym dla scenariusza 1 – SS/NS

θ_1	θ_2	$T_{beam,1}$ - IPE550	$T_{beam,2}$- IPE600
0,03659 rad	0,05485 rad	1884 kN	4934 kN

Uwagi

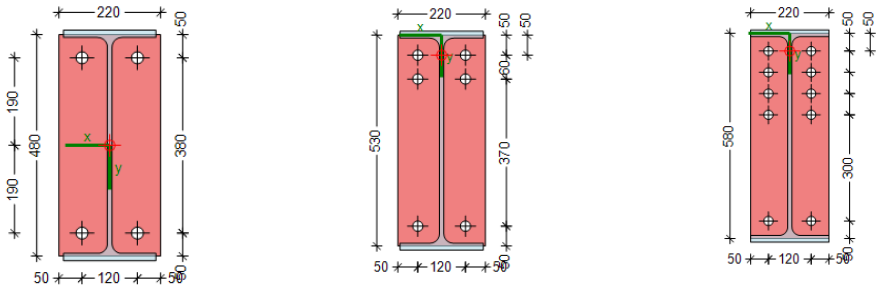
- Wartości sił otrzymane z podejścia analitycznego są w przybliżeniu o 8% większe niż te uzyskane przy podejściu numerycznym – Przykład II.4.5/SS/NS

(1741 kN dla IPE550 i 4565 kN dla IPE600). Podejście analityczne jak wiadomo charakteryzuje się pewnym zawyżeniem wartości sił rozciągających, ale otrzymane wartości sił potwierdzają zakres i walidują wyniki analiz numerycznych.

- Wyniki wskazują na potrzebę przeprojektowania konstrukcji pod kątem odporności. Przyczyną są węzły konstrukcji, które nie są w stanie przenieść tak znaczących wartości obciążeń (patrz Przykład II.1.3/S/NS).

- **Rozwiązanie 2 – podejście alternatywne w przypadku węzłów o niepełnej nośności**

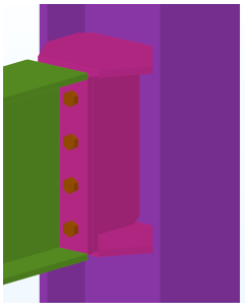
Jak stwierdzono w Przykładzie II.4.5/SS/NS, węzły o niepełnej nośności mogą być dobrą alternatywą dla węzłów przegubowych, w aspekcie zwiększenia odporności konstrukcji. Celem sprawdzenia tej tezy, główne węzły belka-słup zostaną zmienione na węzły doczołowe z blachą wpuszczoną. We wszystkich węzłach wykorzystano śruby konstrukcyjne M24 klasy 10.9 i blachy czołowe o grubości 15 mm. Geometrię węzłów przedstawiono na Rysunku 87.



A1/A2 B1/B3 C2w/C3w

Rysunek 87. Alternatywne węzły doczołowe z blachą wpuszczoną, o niepełnej nośności dla podejścia analitycznego

Węzły o niepełnej nośności zostały zaprojektowane by przenieść siły ścinające wynikające z warunku ULS oraz możliwą interakcję N-V (sił ścinających i rozciągających) w śrubach. W przypadku węzłów śrubowych doczołowych belka-słup wykonywanych na kierunku słabej osi przekroju słupa (łączenie do środnika słupa) konstrukcja węzła wymaga rozbudowania o dodatkową, spawaną część. Konstrukcję takiego węzła pokazano na Rysunku 88.



Rysunek 88. Spawana część węzła doczołowego z blachą wpuszczoną na kierunku słabej osi przekroju słupa (układ śrub nie jest tu prezentatywny)

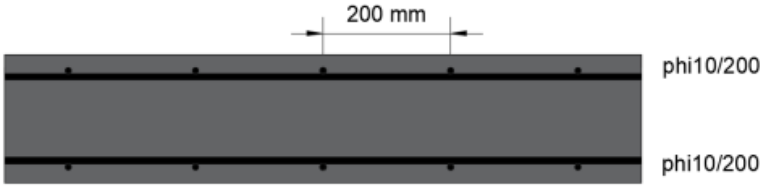
Uproszczona metoda analityczna w przypadku węzłów o niepełnej nośności uwzględnia następujące wpływy (patrz Rozdział 5.3.2.3):

- udział mechanizmu plastycznego w belkach;
- udział płyty stropowej;
- udział efektu łukowego.

W przypadku, gdy suma powyższych udziałów jest niewystarczająca, dochodzi do zwiększania się przemieszczeń konstrukcji i pojawienia się efektu membranowego (cięgnowego) w belkach, podobnie jak w przykładzie z węzłami przegubowymi. Praca cięgnowa belek wymaga w tej sytuacji większej zdolności do obrotu węzłów konstrukcji. W analizowanym przypadku (węzły o niepełnej nośności), projektowanie na odporność będzie opierać się na optymalizacji trzech wymienionych powyżej wpływów tak, aby efekt membranowy nie wystąpił.

- Wpływ płyty stropowej

Przekrój poprzeczny oraz właściwości płyty stropowej zostały przedstawione odpowiednio na Rysunku 89 oraz w Tablicy 45.



Rysunek 89. Przekrój poprzeczny betonowej płyty stropowej

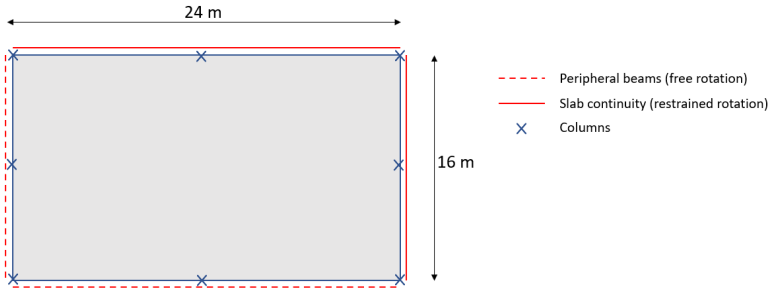
Tablica 45. Właściwości betonowej płyty stropowej

Klasa betonu	**t**	**c**	**Stal zbroje-niowa**	A_{sx} (górne i dolne)	A_{sy} (górne i dolne)	M_{Rd} (dolny/ górny)	**Mechanizm zniszczenia**
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3,93 cm²/m	3,93 cm²/m	26,9 kNm	Uplastycznienie zbrojenia

Płyta stropowa została zaprojektowana tak, aby spełnić warunki ULS i SLS. Pole przekroju poprzecznego i rozstaw prętów stali zbrojeniowej odpowiada minimalnym wartościom według DIN EN 1992-1 Rozdział 9.

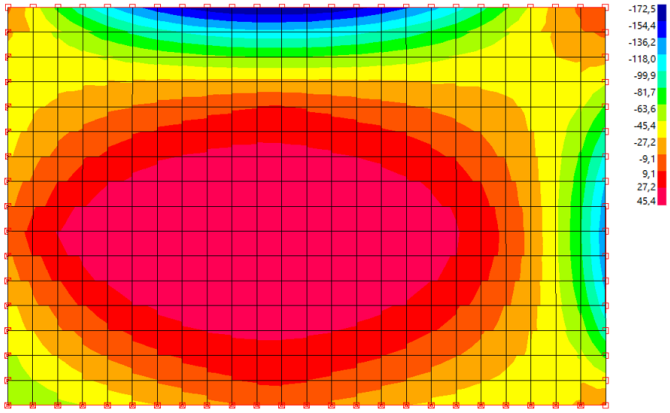
W przypadku rozważanego scenariusza utraty słupa schemat statyczny płyty betonowej bez uwzględnienia jakichkolwiek więzów pochodzących od belek wewnętrznych pokazano na Rysunku 90.

Przykład obliczeniowy II.4.1/SS/NS	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – podejście analityczne	Strona 5 z 11



Rysunek 90. Schemat statyczny płyty betonowej po utracie słupa

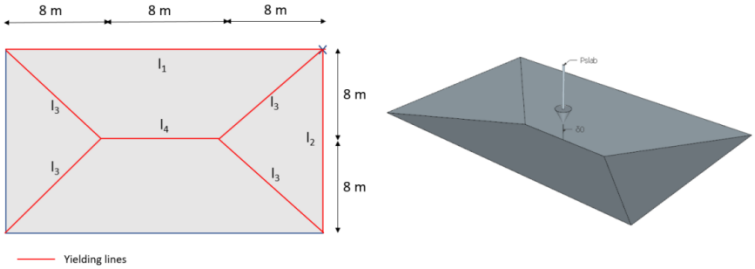
Obciążenie wyjątkowe (1 x G + 0,5 x Q) wynoszące 6,5 kN/m² (pomijając obciążenia elewacji) prowadzi do dużych momentów zginających, na które płyta nie została zaprojektowana, patrz Rysunek 91.



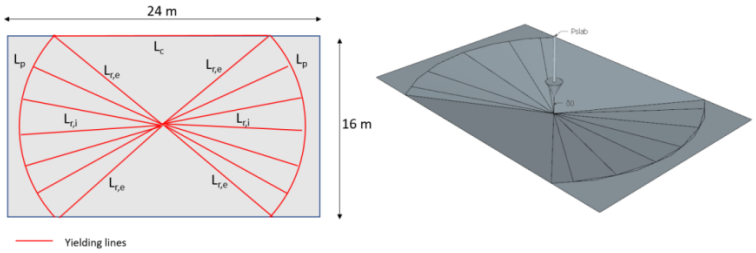
Rysunek 91. Moment zginający w betonowej płycie w sytuacji wyjątkowej po utracie słup (M_{Ed} = -172,5 kNm)

W związku z tym płyta betonowa sama w sobie nie wystarczyłaby do zapewnienia odporności konstrukcji. Jednak wraz z innymi efektami wymienionymi powyżej, płyta może nadal przyczyniać się do zapewnienia odporności konstrukcji. Udział ten wyraża się za pomocą pionowej siły skupionej P_{slab} (w miejscu utraty słupa) potrzebnej do rozwinięcia mechanizmu plastycznego. Ponieważ mechanizm zniszczenie płyty wykazuje dobrą ciągliwość (uplastycznienie stalowego zbrojenia), płyta będzie w stanie przenosić moment plastyczny wzdłuż linii uplastycznienia załomu.

Mechanizm plastyczny otrzymano zgodnie z metodą Johansena. Zbadano dwa modele zniszczenia: kołowy i niekołowy. Oba przedstawiono na poniższych rysunkach.



Rysunek 92. Niekołowy model mechanizmu plastycznego



Rysunek 93. Kołowy model mechanizmu plastycznego

Stosując zasadę prac wirtualnych, uzyskuje się następujące siły:

- Model niekołowy: 313,6 kN
- Model kołowy: 330,4 kN

Wartość $N_{pl,slab}$ jest określona przez mniejszą z dwóch powyższych wartości, tj. 313,6 kN.

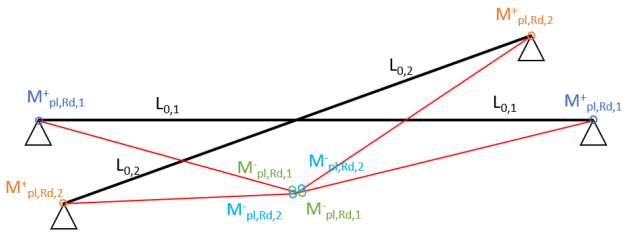
Więcej danych dotyczących wyprowadzenia tych wartości z modeli mechanizmów plastycznych można znaleźć w obliczeniach szczegółowych oraz w (Vermeylen, 2021).

- Udział mechanizmu plastycznego belki stalowej

Ze względu na zastosowanie węzłów o niepełnej nośności, siłę pionową związaną z rozwojem mechanizmu plastycznego belek należy obliczyć z uwzględnieniem przegubów plastycznych w węzłach.

Ponieważ połączenia w obu kierunkach są połączeniami o niepełnej nośności, siła ta jest określona przez następujące równanie (zaadaptowane z wersji 1D), patrz Rysunek 94 przedstawiający zilustrowany mechanizm.

$$N_{pl} = \frac{2 \cdot M^{-}_{pl,Rd,1} + 2 \cdot M^{+}_{pl,Rd,1}}{L_{0,1}} + \frac{2 \cdot M^{-}_{pl,Rd,2} + 2 \cdot M^{+}_{pl,Rd,2}}{L_{0,2}}$$



Rysunek 94. Mechanizm plastyczny rozwijający się w belkach z węzłami o niepełnej nośności

Nośności na zginanie węzłów przy działaniu momentu przy różnych zwrotach przedstawiono w Tablicy 46.

Tablicy 46. Nośność na zginanie węzłów o niepełnej nośności

Węzeł B1/B3		**Węzeł C2/C3**	
$M_{pl,Rd,1}^{+}$ **(rozciąganie górą)**	$M_{pl,Rd,1}^{-}$ **(rozciąganie dołem)**	$M_{pl,Rd,2}^{+}$ **(rozciąganie górą)**	$M_{pl,Rd,2}^{-}$ **(rozciąganie dołem)**
306,1 kNm	224,7 kNm	416,6 kNm	305,6 kNm

Na podstawie tych wartości uzyskano siłę N_{pl} równą 269 kN.

- Udział efektu łukowego

Analogicznie jak w poprzednich rozdziałach obliczana jest pionowa siła skupiona N_{arch} potrzebna do pokonania efektu łukowego.

Efekty łukowe występują, gdy nośność na ściskanie dowolnego aktywowanego składnika układu, po wytworzeniu się powyższego mechanizmu nie jest decydująca, innymi słowy, jeżeli przyczyną zniszczenia nie jest składnik (tj. połączenie lub belka) poddany ściskaniu. W takich warunkach, efekt łukowy może być uruchomiony w belkach w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) przy pojawieniu się mechanizmu plastycznego. Postaci zniszczenia dla rozpatrywanych węzłów zestawiono w tablicy poniżej.

Tablica 47. Postaci zniszczenia węzłów o niepełnej nośności

Węzeł	**Zwrot momentu**	**Postać zniszczenia**
B1/B3	Rozciąganie górą(+)	Środnik słupa przy ściskaniu
B1/B3	Rozciąganie dołem (-)	Środnik słupa przy ściskaniu
C2/C3	Rozciąganie górą (+)	Środnik słupa przy ściskaniu
C2/C3	Rozciąganie dołem (-)	Środnik słupa przy ściskaniu

Efekty łukowe nie mogą zostać aktywowane, ponieważ przyczyną zniszczenia rozpatrywanych węzłów jest składnik poddany ściskaniu. W związku z tym N_{arch} = 0 kN.

Sprawdzenie konstrukcji z węzłami o niepełnej nośności

Udziały pochodzące od mechanizmu plastycznego belek, płyty stropowej i efektu łukowego mogą być rozpatrywane łącznie, ponieważ ich aktywacja wymaga ograniczonej zdolności do odkształceń. Ostatecznie nośność jest równa:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313{,}6 + 269{,}0 + 0{,}0 = 582{,}6\ kN$$

Oddziaływanie pionowe wywierane w momencie utraty słupa jest równe pionowej sile osiowej w słupach wewnętrznych i zostało oszacowane na poziomie 694,2 kN. Suma nośności wszystkich powyższych składowych jest mniejsza niż pionowa siła osiowa, stąd konstrukcji nie można uznać za odporną.

Oznacza to, że znaczne pionowe przemieszczenia części konstrukcji w strefie bezpośredniego wpływu (DAP), będą rozwijać się wraz z pojawieniem się sił membranowych $N_{membrane}$ w belkach. W tym przypadku udział, pochodzące od płyty stropowej i efektu łukowego nie mogą być brane pod uwagę, gdyż znikają po osiągnięciu dużych deformacji.

Wpływ sił membranowych $N_{membrane}$ wymaga zastosowania zaawansowanych metod projektowania ze względu na interakcję M-N w węzłach. Udział tych sił wymagałby znacznej zdolności do odkształceń węzłów o niepełnej nośności. W takiej sytuacji wymagane poziomy zdolności do odkształceń nie są osiągalne w większości przypadków, dlatego też powyższy wpływ nie będzie tutaj oceniany.

Jak wspomniano wyżej, węzły ciągliwe (z ciągliwą formą zniszczenia) są wymagane ze względu na możliwość powstawania przegubów plastycznych w węzłach. Mechanizm zniszczenia połączeń jest w tym przypadku środnik słupa poddany ściskaniu pod wpływem działania momentów zginających. Ponieważ ten składnik nie jest uważany za ciągliwy, należy przeprojektować węzły. Będzie to przedmiotem oceny w ramach przeprojektowania z uwagi na odporność w następnej części.

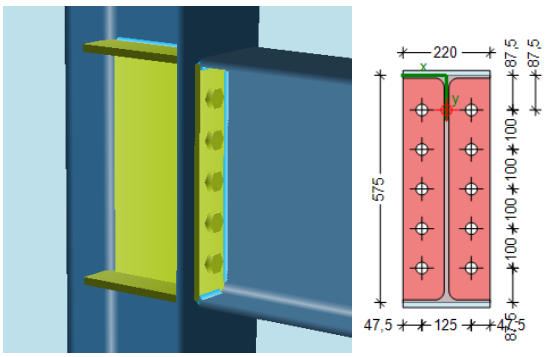
- Przeprojektowanie konstrukcji z węzłami o niepełnej nośności

Przed przystąpieniem do przeprojektowania konstrukcji należy zauważyć, że zastosowanie węzłów podatnych może zmienić rozkład sił wewnętrznych w konstrukcji. W takim przypadku można oczekiwać mniejszych ugięć belki w SLS, a zatem zastosowania mniejszych przekrojów poprzecznych. Konsekwencją tego zabiegu byłoby zwiększenie wartości momentów zginających w słupach, co mogłoby spowodować potrzebę zwiększenia przekrojów słupów. Jednak w przypadku zwykłych budynków przekroje słupów nie muszą być zwiększane ze względu na dodatkowe momenty wynikające z usztywnienia węzłów. W ramach niniejszego przykładu konstrukcja stalowa została zachowana w stanie wyjściowym (zaprojektowana z siłami wewnętrznymi wyznaczonymi na podstawie schematu statycznego z węzłami przegubowymi). Modelowanie węzłów podatnych jako przegubów stanowi bezpieczne i uzasadnione podejście w przypadku, gdy połączenia te mają wystarczającą ciągliwość i zdolność do obrotu.

Aby spełnić wymagania dotyczące odporności, można zastosować następujące zabiegi:

- Zmodyfikować projekt płyty, aby zwiększyć udział mechanizmu płyty;
- Wzmocnić węzły w jednym lub obu kierunkach, w celu zwiększenia udziału mechanizmu belki;
- Wzmocnić elementy ściskane, aby umożliwić powstanie efektów łukowych.

Celem zaprezentowania udziału efektu łukowego w praktyce, zmodyfikowano węzły C2/C3. Zaktualizowaną geometrię tego węzła pokazano na poniższym rysunku.



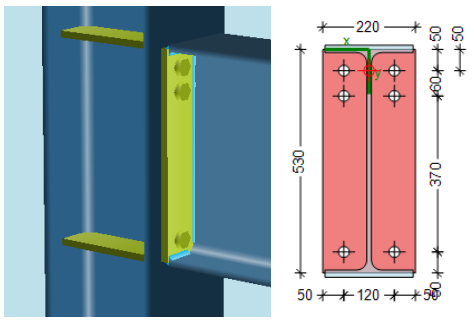
Rysunek 95. Modyfikacja węzła C2/C3 w celu spełnienia wymagań odporności

Zmiany są następujące:

- Wprowadzono żebra poprzeczne środnika w słupie (o tej samej grubości co pasy belek);
- Wprowadzono nakładki środnika w słupie;
- Zmieniono układ śrub;
- Zwiększono grubość spoin pasów z 6 do 7 mm.

Elementy usztywniające w postaci nakładek i żeber w słupie są niezbędne do aktywacji efektu łukowego (patrz poniżej). Należy zauważyć, że aby uwzględnić wpływ nakładki środnika w weryfikacji węzła, należy spełnić określone wymagania zawarte w normie EN 1993-1-8. Ponieważ znak momentu zginającego w węźle ma wpływ na mechanizm belkowy oraz efekt łukowy, niesymetryczny układ śrub został zmieniony na symetryczny, przez co wyeliminowano wpływ zwrotu momentu zginającego. Średnicę śrub zwiększono z M24 do M27, aby spełnić warunek ULS na ścinanie. Ponadto zwiększono grubość spoin pasów ze względu na kwestie ciągliwości.

Modyfikacje węzła B1/B3 są konieczne, aby zwiększyć udział mechanizmu belkowego i spełnić wymagania dotyczące odporności.



Rysunek 96. Modyfikacja węzła B1/B3 w celu spełnienia wymagań odporności

Zmiany są następujące:

- Wprowadzono żebra poprzeczne środnika słupie (o tej samej grubości, co pasy belek);
- Zwiększono grubość blachy czołowej z 15 do 20 mm;
- Zwiększono grubość spoin pasów z 6 do 7 mm.

Zmiany w tym węźle pozwalają na zwiększenie nośności połączenia na zginanie, a tym samym powstanie mechanizmu w belce. Układ śrub pozostaje niezmieniony.

a) Wpływ płyty stropowej

Udział płyty stropowej pozostaje bez zmian, gdyż nie wprowadzono w tym elemencie żadnych modyfikacji (N_{slab} = 313,6 kN).

b) Wpływ mechanizmu plastycznego belek

Nośności na zginanie węzłów przy rozciąganiu górą oraz dołem przedstawiono poniżej.

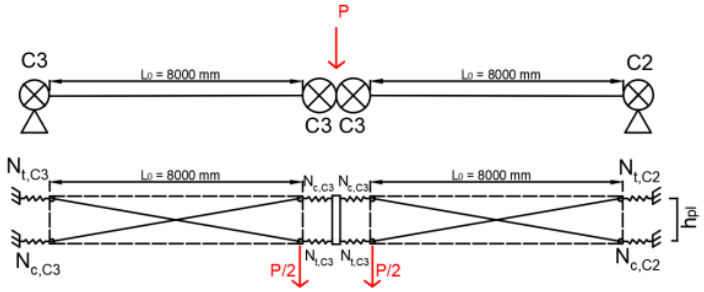
Tablica 48. Nośność na zginanie przeprojektowanych węzłów B1/B3 i C2/C3

Węzeł B1/B3		**Węzeł C2/C3**	
$M_{pl,Rd,1}^{+}$ (rozciąganie górą)	**$M_{pl,Rd,1}^{-}$ (rozciąganie dołem)**	**$M_{pl,Rd,2}^{+}$ (rozciąganie górą)**	**$M_{pl,Rd,2}^{-}$ (rozciąganie dołem)**
368,9 kNm	285,4 kNm	451,3 kNm	451,3 kNm
Środnik słupa przy ścinaniu		Blacha czołowa przy zginaniu	

Na podstawie powyższych wartości uzyskano siłę N_{pl} równą 334,7 kN.

c) Wpływ efektu łukowego

W ramach tego przykładu uwzględniono jedynie efekt łukowy występujący w ramie krótkiej (IPE600 z węzłami C2/C3), jak pokazano na dwóch schematach na Rysunku 97.



Rysunek 97. Przyjęty model uwzględniający efekt łukowy

Przez wzgląd na formę zniszczenia węzła B1/B3 (ścinanie środnika słupa), pomija się wpływ pozostałych składników. Oznacza to, że po osiągnięciu nośności węzłów nie ma możliwości zwiększenia sił rozciągających w poszczególnych rzędach śrub, co prowadziłoby do powstania dodatkowego efektu łukowy.

Najsłabszym składnikiem przeprojektowanych węzłów C2/C3 okazała się blacha czołowa przy zginaniu. Podstawowe właściwości tych węzłów zestawiono w tablicy poniżej. Nośność na zginanie węzła jest taka sama niezależnie od zwrotu momentu zginającego z uwagi na symetryczny układ śrub.

Tablica 49. Właściwości węzła C2/C3

Nośność na zginanie	M_{Rd}	451,3 kNm
Sztywność początkowa	$S_{j,ini}$	114000 kNm/rad
Suma sił rozciągających w rzędach śrub	F_t	1369,4 kN
Współczynnik sztywności dla pasa i środnika belki przy ściskaniu	k_7	+ ∞
Współczynnik sztywności dla środnika słupa przy ścinaniu	k_1	9,461 mm
Współczynnik sztywności środnika słupa przy ściskaniu	k_2	+ ∞
Nośność na ściskanie	F_c	1783 kN

Należy zauważyć, że nośność na ściskanie wynika z nośności składnika, którym w tym przypadku jest środnik słupa przy ścinaniu.

Pośrednie wyniki metody zostały podsumowane w poniższej tablicy. Więcej szczegółów na temat metody można uzyskać w Deliverable D2.2 projektu FAILNOMORE, dostępnym na stronie internetowej projektu. Podobne obliczenia można również znaleźć w (Vermeylen, 2021) dla innych parametrów wejściowych.

Przyjęto następujące założenia:

- Część będąca w strefie pośredniego wpływu uszkodzenia (IAP) jest zbudowana z membran, stąd jej przemieszczenia poprzeczne zostały zaniedbane;
- Węzły C2 i C3 uznano za identyczne pod względem sztywności i nośności.

Tablica 50. Wartości parametrów w metodzie efektu łukowego

Pionowe przemieszczenie belki	Δ_{beam}	36,9 mm
Pionowe przemieszczenie wynikające z obrotu w węzłach	Δ_{joints}	63,3 mm
Całkowite przemieszczenie pionowe wynikające z przejścia belki w mechanizm	Δ_{pl}	100,3 mm
Suma sił rozciągających w węźle przy przejściu belki w mechanizm	F_t	1369,4 kN
Efektywna sztywność węzła przy ściskaniu	$k_{eff,c}$	9,461 mm
Sprężyste skrócenie węzła przy ściskaniu	$\delta_{c,el}$	0,689 mm
Długość pręta łuku przy przejściu belki w mechanizm (efekt łukowy)	L_D	8017,0 mm
Nośność węzła przy ściskaniu	F_c	1783 kN
Plastyczne skrócenie węzła przy ściskaniu w momencie zniszczenia	$\delta_{c,pl}$	0,897 mm
Nachylenie pręta łuku w momencie zniszczenia	θ	0,062 rad
Nośność przy wyboczeniu pręta łuku (podejście bezpieczne)	$N_{b,Rd}$	231,7 kN

Na podstawie powyższych wartości uzyskano siłę N_{arch} równą 51,0 kN.

Wpływ efektu łukowego może zostać uwzględniony łącznie z udziałem mechanizmów belki i płyty stropowej, ponieważ jego pojawienie się wymaga ograniczonych zdolności do odkształceń.

Po zsumowaniu wszystkich uwzględnionych udziałów, całkowita nośność wynosi:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313{,}6 + 334{,}7 + 51{,}0 = 699{,}3\ kN$$

Nośność jest w tym przypadku większa od pionowej siły podłużnej 694,2 kN, stąd konstrukcję po przeprojektowaniu można uznać za odporną.

Jak wspomniano w Przykładzie II.4.5/SS/NS, w następstwie usunięcia słupa, siły osiowe w słupach przyległych do strefy bezpośredniego wpływu (DAP) wzrastają, ale wciąż są mniejsze niż obliczone w ULS. Ponieważ ta sama kombinacja wyjątkowa jest rozważana w tym przykładzie, można założyć, że wyboczenia tych słupów nie wystąpi, i że ten model zniszczenia nie wpływa na odporność konstrukcji.

8.8.4.2 *Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – uproszczona prognoza dynamicznej odpowiedzi konstrukcji (SS/S)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – uproszczona prognoza dynamicznej odpowiedzi konstrukcji			Strona 1 z 2
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w obszarze sejsmicznym	Autor	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.4.2/SS/S			

Przykład: Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – uproszczona prognoza dynamicznej odpowiedzi konstrukcji

Podręcznik projektowania § 5.3.3

W tym przykładzie podano informacje na temat projektowania na nieokreślone zagrożenia, z wykorzystaniem uproszczonego podejścia do prognozowania dynamicznej odpowiedzi konstrukcji dla scenariusza utraty słupa.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważone są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/S);
- Oddziaływania wyjątkowe nie zostały wzięte pod uwagę.

Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

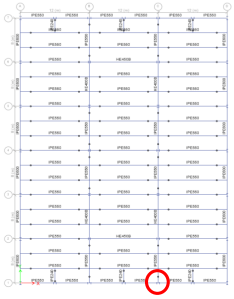
EN 1990, §6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Określenie hipotezy obliczeniowej

Uproszczona metoda numeryczna przyjęta w bieżącym przykładzie pozwala na ustalenie maksymalnej wymaganej ciągliwości oraz weryfikację stosunku tej wielkości względem nośności. W celu określenia odpowiedzi konstrukcji na scenariusz usunięcia słupa przeprowadzono nieliniową analizę statyczną. Wyznaczona w ten sposób odpowiedź konstrukcji ma charakter pseudostatyczny i uwzględnia bilans energetyczny pomiędzy pracą wykonaną przez obciążenie a zmagazynowaną energią wewnętrzną.

Rozważany scenariusz utraty słupa:



Rysunek 98. Scenariusz utraty słupa – uproszczona metoda alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – SS/S

Przykład obliczeniowy II.4.2/SS/S	Projektowanie z uwagi na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – uproszczone prognoza dynamicznej odpowiedzi konstrukcji	Strona 2 z 2

Scenariusz przedstawiony na Rysunku 98 zakłada utratę słupa pośredniego w kondygnacji parteru.

Analiza konstrukcji

Przeprowadzono trójwymiarową, nieliniową numeryczną analizę statyczną modelu w programie SAP2000. Obciążenie grawitacyjne zostało przyłożone zgodnie z wcześniej opisaną kombinacją. Obciążenie przyłożono wyłącznie w strefie bezpośredno położonej obok słupa - w pierwszych dwóch ramach na kierunku Y oraz pierwszej ramie na kierunku Z. Przemieszczenie słupa zostało zadane w dół, aż do osiągnięcia zniszczenia.

W analizie uwzględniono nieliniowość geometryczną oraz materiałową (przeguby plastyczne).

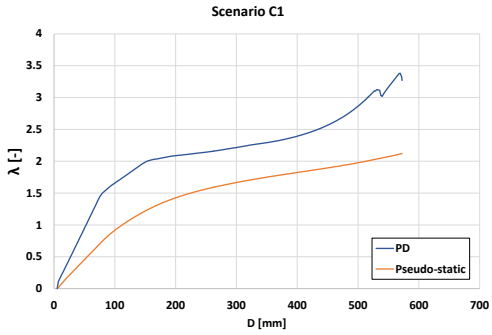
Krzywą siła-przemieszczenie dla scenariusza C1 oznaczono jako PD (pushdown) na Rysunku 99. Wartości siły na osi rzędnych zostały znormalizowane za pomocą mnożnika obciążenia grawitacyjnego λ (λ=1 dla przyłożonego obciążenia 1,0 DL + 0,5 LL). Analizę przeprowadzono do momentu osiągnięcia zniszczenia.

Po wykonaniu bilansu energetycznego (Izzuddin et al., 2008) wyznaczono krzywą pseudostatyczną i przedstawiono ją na Rysunku 99, wraz z krzywą siła-przemieszczenie otrzymaną z analizy przyrostowej zniszczenia (krzywa pushdown).

Patrz Rozdział §5.3.5

Wyniki

Wyniki pokazują ograniczone odkształcenia plastyczne na krzywej pseudostatycznej dla λ=1.



Rysunek 99. Znormalizowany mnożnik siły w funkcji przemieszczenia pionowego (krzywa pushdown PD) i krzywa pseudostatyczna – metoda alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – uproszczone podejście numeryczne – SS/S

Podsumowanie

- W przypadku rozważanego scenariusza usuwania słupów, konstrukcja posiada nośność i ciągliwość pozwalające na utworzenia alternatywnych ścieżek obciążenia (ustrój wtórny) i uniknięcie katastrofy postępującej.
- Uproszczone podejście numeryczne, rozpoczynające się od nieliniowej analizy statycznej, pozwala na praktyczną ocenę wymagań dotyczących ciągliwości pod kątem zabezpieczenia konstrukcji przed zniszczeniem postępującym. Procedura może stanowić inżynierskie oszacowanie, które pozwali skrócić czas obliczeń w porównaniu z pełną analizą numeryczną. Nieliniowa analiza dynamiczna, z zastosowaniem dynamicznej amplikacji obciążenia daje wyniki o większej dokładnością, ale zastosowaną w przykładzie metodę można uznać za porównywalną.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

8.8.4.3 *Projektowanie na nieokreślone zagrożenia*

8.8.4.4 *z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne (SS/S)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne			Strona 1 z 6
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w obszarze sejsmicznym	Autor	UPT	Data: 06/2021
	Nr dokumentu	II.4.3/SS/S			

Przykład: Projektowanie na nieokreślone zagrożenia w konstrukcji stalowej, w obszarze sejsmicznym, z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne

Podręcznik projektowania § 5.3.4

W tym przykładzie podano informacje na temat projektowania na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia i nieliniowej analizy dynamicznej.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozważone są następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablicy 11);
- Obciążenia zmienne LL (patrz Tablicy 11 dla konstrukcji SS/S);
- Oddziaływania wyjątkowe nie zostały wzięte pod uwagę.

Kombinacje oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

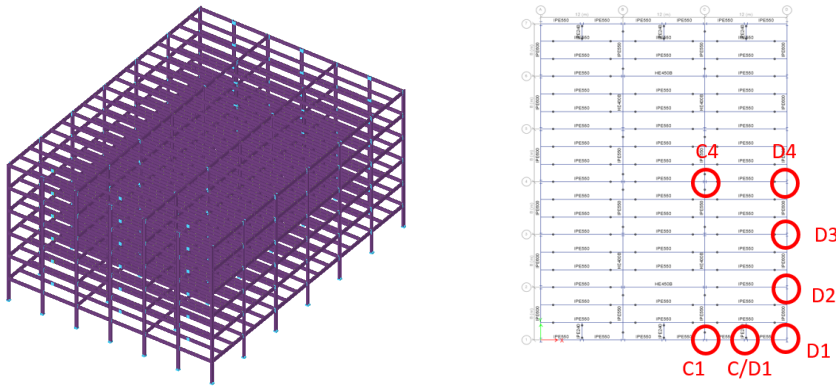
EN 1990 § 6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Uwaga: *Powyższa kombinacja jest uzasadniona tylko w przypadku analizy dynamicznej, ponieważ efekty dynamiczne spowodowane utratą słupa są w niej uwzględniane poprzez wprowadzenie parametru czasu trwania usuwania słupa.*

Definicja scenariuszy utraty słupa

Uwzględnione scenariusze przedstawiono na Rysunku 100.



Rysunek 100. Rzut aksometryczny konstrukcji (po lewej) i lokalizacja słupów do usunięcia (po prawej) w metodzie alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – pełne podejście numeryczne – SS/S

Przykład obliczeniowy II.4.3/SS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 2 z 6

Analiza konstrukcji

Celem analizy jest ocena zachowania budynku w przypadku wystąpienia sytuacji awaryjnej (usunięcie słupa). Obliczenia wykonano przy użyciu programu ELS (Extreme Loading for Structures), z wykorzystaniem pełnego modelu 3D konstrukcji.

Dane dotyczące modelu numerycznego podano w Przykładzie I.1.3/CS/S. Model został skalibrowany w oparciu o odpowiednie testy. Obciążenia grawitacyjne zostały obliczone przy użyciu kombinacji oddziaływań zdefiniowanych powyżej i przypisane do wszystkich kondygnacji.

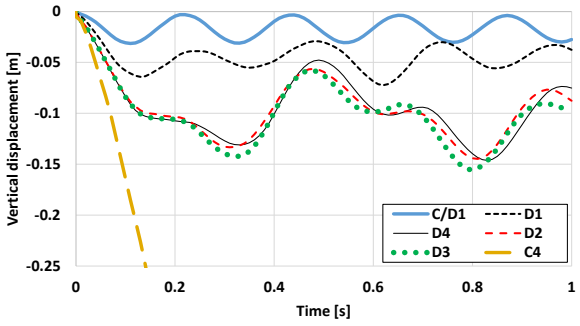
Analiza:

- **Etap pierwszy:** W analizie statycznej wszystkie obciążenia grawitacyjne przyłożono do stropów
- **Etap drugi:** Czas trwania usuwania słupa wynosi 0,001 sekundy

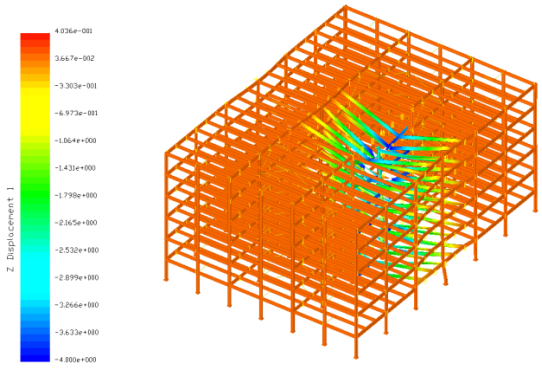
Wyniki

Rysunek 101 przedstawia krzywe przemieszczeń pionowych w funkcji czasu dla scenariusza usunięcia każdego słupa. Jak można zauważyć, w przypadku C4 usunięcie słupa powoduje postępujące zawalenie się całego obszaru wpływu - patrz Rysunek 102.

W przypadkach C/D1, D1, D2, D3, D4 konstrukcje wykazały się odpornością na zniszczenie postępujące. Rysunek 103 przedstawia zdeformowany kształt w przypadku scenariusza usunięcia słupa D2. Odkształcenia są niewielkie, a mechanizm pracy oparty jest na nośności przy zginaniu (patrz Rysunek 104 i 105), bez inicjacji efektu cięgnowego w belkach (patrz Rysunek 106).

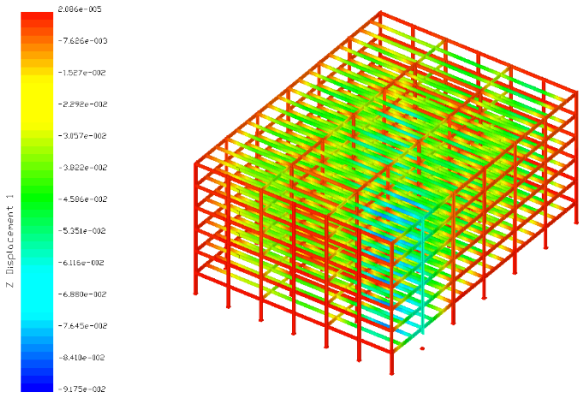


Rysunek 101. Krzywe przemieszczeń pionowych w funkcji czasu dla przypadków usunięcia słupów

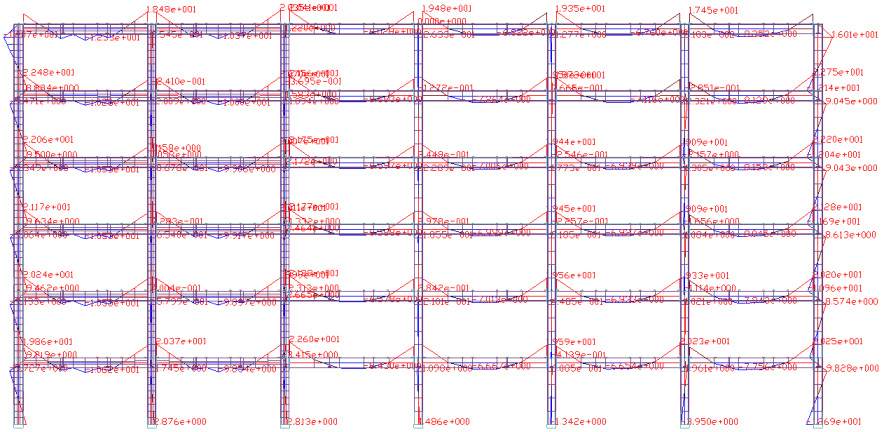


Rysunek 102. Forma zniszczenia po usunięciu słupa C4

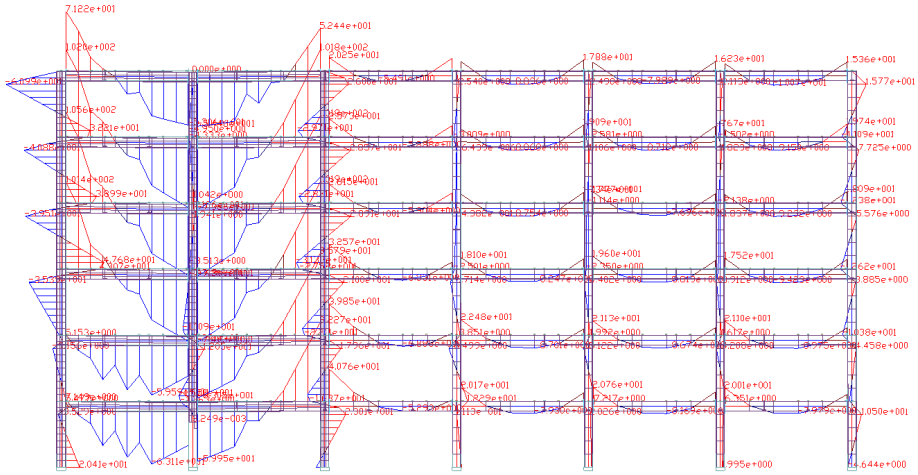
Przykład obliczeniowy II.4.3/SS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 3 z 6



Rysunek 103. Pionowe przemieszczenia konstrukcji po usunięciu słupa D2 [m]

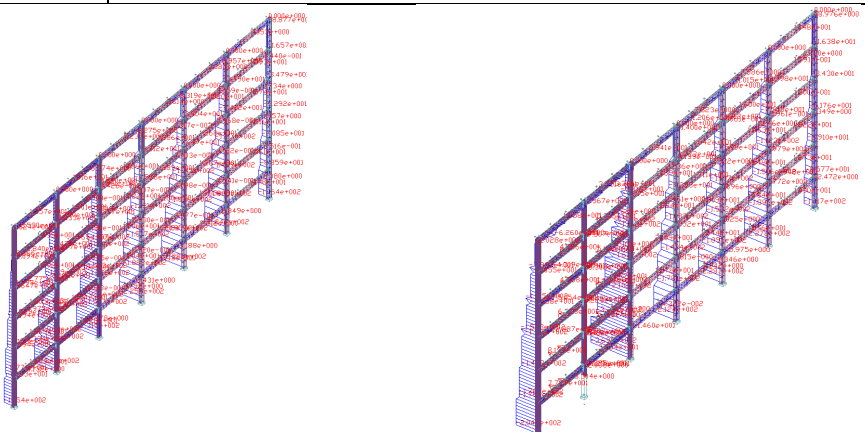


Rysunek 104. Wykres momentów zginających przed usunięciem słupa D2 [tf m]



Rysunek 105. Wykres momentów zginających po usunięciu słupa D2 [tf m]

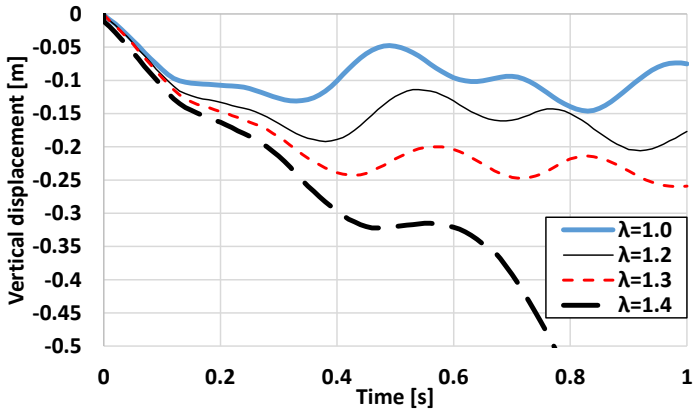
Przykład obliczeniowy II.4.3/SS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 4 z 6



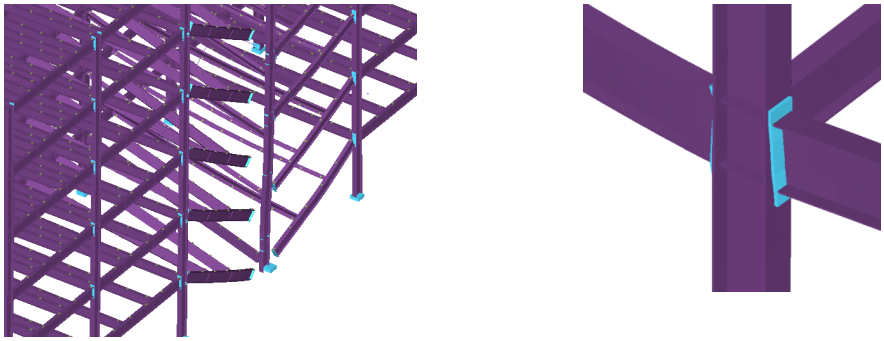
Rysunek 106. Wykres sił osiowych przed i po usunięciu słupa D2 [tf].

Przedstawione wyżej wyniki uzyskano przy założeniu obliczeniowego poziomu obciążeń grawitacyjnych: $DL + 0{,}5 \times LL$ *(tj.* $\lambda = 1$*)*. W celu oceny rezerwy nośności konstrukcji z uwagi na zniszczenie postępujące, zwiększono obciążenia grawitacyjne za pomocą mnożnika obciążenia grawitacyjnego λ dla przypadków C/D1, D1, D2, D3, D4 . Następnie usunięto słupy stosując taką samą procedurę jak opisano wyżej.

W dalszej części omówiono wyniki wyłącznie dla scenariusza D4. Jak widać na Rysunku 107, progresywne zawalenie się konstrukcji rozpoczyna się dla λ= 1,4 i wynika ze zniszczenia węzłów belek ze słupami, w belkach IPE600.



Rysunek 107. Krzywe przemieszczenia pionowego w funkcji czasu w przypadku scenariusza D4 dla różnych wartości mnożnika obciążeń grawitacyjnych λ



Rysunek 108. Zniszczenie węzłów belka-słup wywołujące zniszczenie postępujące konstrukcji (scenariusz D4, λ = 1,4)

Przykład obliczeniowy II.4.3/SS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 5 z 6

Uwagi

- W przypadku scenariusza usunięcia słupa C4, w którym wszystkie sąsiednie belki są połączone przegubowo ze słupami, konstrukcja nie jest w stanie bezpiecznie przenieść obciążeń, przez co ulega zniszczeniu postępującemu. Konstrukcja musi zostać przeprojektowana.
- Wszystkie inne scenariusze prowadzą do bezpiecznej odpowiedzi konstrukcji (pojawiają się odkształcenia plastyczne, ale zapobiega się zniszczeniu postępującemu).
- Katastrofa postępująca może również nastąpić, gdy na konstrukcję działają większe obciążenia grawitacyjne - patrz przypadek D4, $\lambda = 1{,}4$.

Przeprojektowanie może zostać przeprowadzone według różnych koncepcji. Najbardziej efektywna strategia oparta jest na aktywacji efektów cięgnowych. Biorąc pod uwagę, że słabym punktem jest nośność węzła belka-słup, strategia wzmacniania powinna obejmować wzmocnienie węzła za pomocą żeber usztywniających blachę czołową górą i dołem. Rezultaty zastosowania tego wzmocnienia pokazano poniżej dla scenariusza utraty słupa D4.

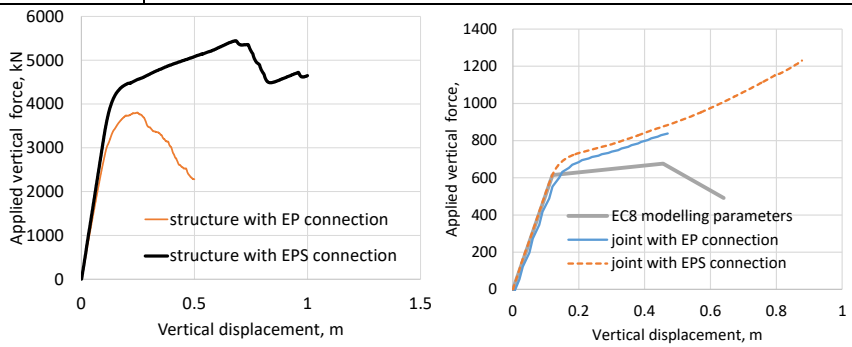
- Wyniki po uwzględnieniu wzmocnienia połączeń

W celu porównania efektywności usztywniania węzłów przeprowadzono przyrostową analizę zniszczenia (analiza pushdown) dla konstrukcji z połączeniami doczołowymi (EP) oraz konstrukcji z omówionymi powyżej połączeniami doczołowymi usztywnionymi (EPS).

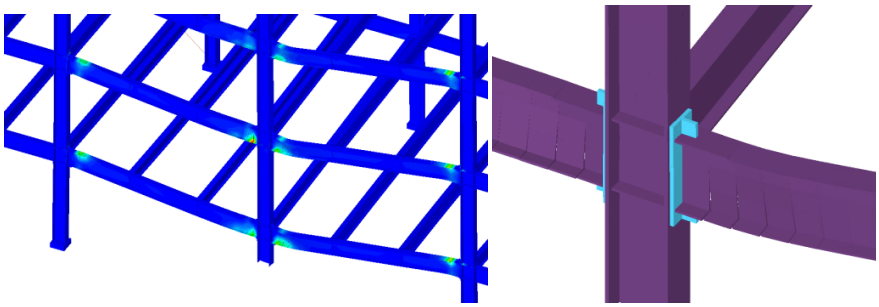
W analizie scenariuszy utraty słupa zakłada się usunięcie słupa D4, następnie zwiększenie obciążeń grawitacyjnych na stropy aż do osiągnięcia zniszczenia, uzyskując tzw. krzywą nośności. Na Rysunku 109 (po lewej) przedstawiono porównawczo krzywe nośności przed i po wzmocnieniu połączenia (EP oraz EPS). Jak widać, nieusztywnione połączenie doczołowe ma ograniczoną zdolność do odkształceń i ulega zniszczeniu przed rozwinięciem akcji cięgnowej w belkach. Usztywnione połączenia mają nośność większą niż belka. Są to połączenia o pełnej nośności, a odkształcenia plastyczne powstają raczej na końcach belek niż w samych połączeniach (patrz Rysunek 110). Pozwala to na znaczny wzrost nośności, częściowo w wyniku zginania, ale przede wszystkim w wyniku powstania efektu cięgnowego.

Na Rysunku 109 (po prawej) porównano wyniki uzyskane w analizie numerycznej z zależnością przemieszczenia od obciążenia (EC8) podaną w prEN 1998-1-2:2019.3, Załącznik L. Jak można zauważyć, połączenie usztywnione (EPS) ma duży zapas nośności, natomiast zastosowanie wymagań opartych na normach sejsmicznych (EC8) może być dość zachowawcze - usunięcie słupa w przypadkach, gdy sąsiadujące belki główne mają połączenia ciągłe, skutkuje ograniczonymi ugięciami pionowymi.

Przykład obliczeniowy II.4.3/SS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 6 z 6



Rysunek 109. Krzywe nośności (krzywe pushdown) dla konstrukcji (po lewej) i dla jednej ramy na jednym poziomie (po prawej)



Rysunek 110. Konstrukcja z węzłami usztywnionymi (EPS): mapa odkształceń przy zniszczeniu (po lewej) oraz detal węzła (po prawej)

Podsumowanie

- Usunięcie słupa obwodowego nie prowadzi do propagacji uszkodzenia, konstrukcja jest odporna na taką sytuację. Słupy obwodowe wykazują się zdolnością do redystrybucji obciążeń w ustroju wtórnym, dla mnożnika obciążenia grawitacyjnego λ=1, przenosząc prawie dwukrotnie większe obciążenie.
- Gdy utrata słupa dotyczy ramy odpornej na zjawiska sejsmiczne (np. ramy obwodowej), uszkodzenia ograniczają się do obszaru w bezpośredniej bliskości słupa i konstrukcja wykazuje się odpornością na zniszczenie postępujące.
- Gdy lokalne uszkodzenie (tj. utrata słupa) dotyczy wewnętrznej części konstrukcji z węzłami przegubowymi (B4 i C4), uszkodzenie rozprzestrzenia się i prowadzi to do katastrofy postępującej w całym dotkniętym obszarze. Połączenia przegubowe nie są w stanie przenieść dużych wartości sił osiowych wynikających z utraty słupa. Wzmocnienie połączeń przegubowych pozwala ograniczyć uszkodzenia i zapobiec zniszczeniu postępującemu, jednak może być trudne do zrealizowania. Alternatywą dla tego rozwiązania jest:
  - zastąpienie połączeń przegubowych połączeniami przenoszącymi moment zginający (przeprojektowanie);
  - uwzględnienie współpracy belki z płytą betonową w wyniku zespolenia (patrz Przykład II.4.4/CS/S);
  - zaprojektowanie słupów jako elementów kluczowych;
  - zmniejszenie lub wyeliminowanie zagrożenia prowadzącego do utraty słupa.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ C.2

8.8.4.5 *Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia - pełne podejście numeryczne (CS/S)*

FAIL NO MORE Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia - pełne podejście numeryczne			Strona 1 z 2
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie sejsmicznej	Wykonał	WK	Data: 11/2021
	Nr dokumentu	II.4.4/CS/S			

Przykład: Projektowanie na nieokreślone zagrożenia w konstrukcji zespolonej, zlokalizowanej w strefie sejsmicznej, z zastosowaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne

Podręcznik § 5.3.4

W niniejszym przykładzie podano informacje dotyczące projektowania na wypadek nieokreślonych zagrożeń z zastosowaniem pełnej metody numerycznej alternatywnych ścieżek obciążenia.

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały - patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Rozpatrzono następujące oddziaływania:

- obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- obciążenia użytkowe LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/S);
- nie uwzględnia się żadnych oddziaływań wyjątkowych.

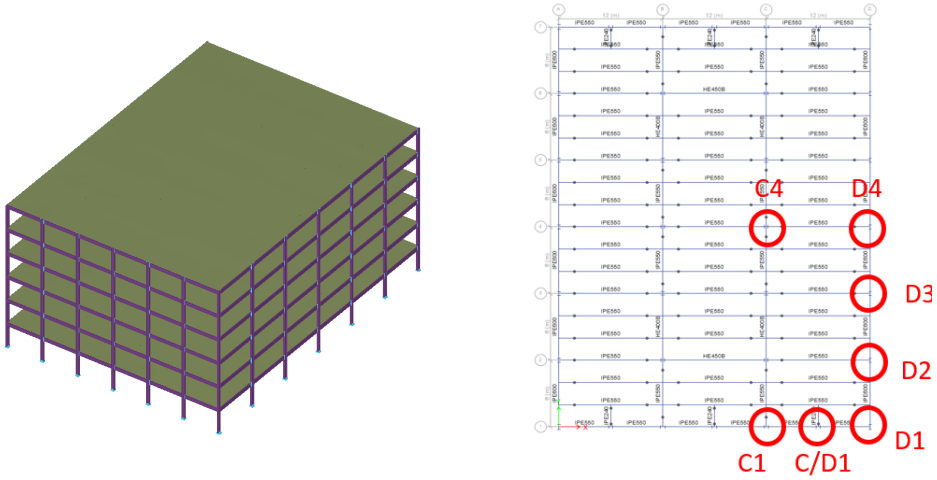
Kombinacja oddziaływań w wyjątkowej sytuacji obliczeniowej

Norma EN 1990, §6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Definicja scenariuszy usuwania słupów

Stosowane są te same scenariusze, co w Przykładzie II.4.3/SS/S, patrz Rysunek 111.



Rysunek 111. Rzut aksonometryczny konstrukcji (po lewej) i lokalizacja słupów do usunięcia w przypadku metody alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – pełne podejście numeryczne (po prawej) – CS/S

Analiza konstrukcji

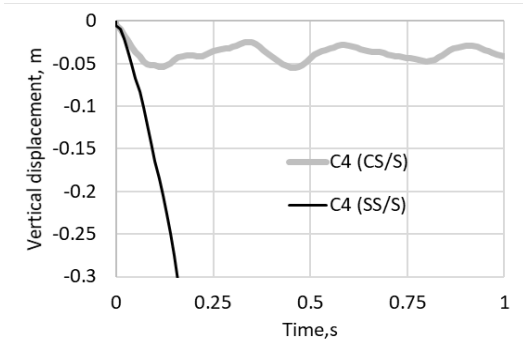
Założenia do modelowania i procedura analizy są zgodne z metodami, które przedstawiono w Przykładzie II.4.3/SS. Jedyną różnicą jest dodanie płyty żelbetowej

Przykład obliczeniowy II.4.4/CS/S	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia - pełne podejście numeryczne	Strona 2 z 2

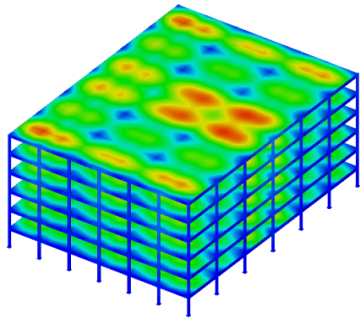
(beton i zbrojenie) oraz interakcja (zespolenie) z konstrukcją stalową (przez ścinane trzpienie). Szczegóły podano w Tablicy 12. Należy zauważyć, że konstrukcja stalowa (elementy i połączenia) jest taka sama, jak w przypadku samodzielnej konstrukcji stalowej (bez zespolenia) SS/S.

Wyniki analizy

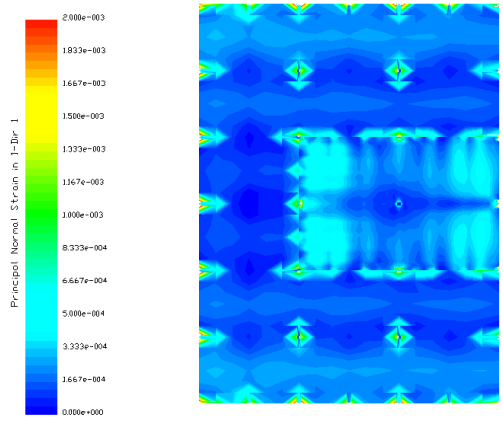
Wyniki analizy NDP wskazują, że konstrukcja CS/S ma odpowiednią nośność na katastrofę postępującą w przypadku wszystkich scenariuszy usunięcia słupa, w tym dla scenariusza C4, który okazał się krytyczny dla konstrukcji SS/S. Rysunek 112a przedstawia porównawczo krzywą siła - przemieszczenie CS/S i SS/S dla scenariusza C4 i mnożnika obciążenia grawitacyjnego λ = 1. Na Rysunku 112b pokazano odkształconą konstrukcję CS/S. Konstrukcja wykazuje ograniczone odkształcenia plastyczne w elementach stalowych i płycie żelbetowej w obszarze usuniętego słupa - patrz Rysunek 112c,d.



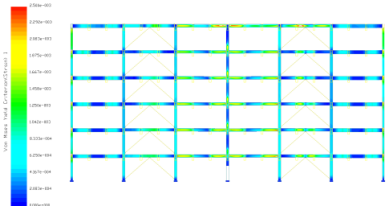
a)



b)



c)



d)

Rysunek 112. Wyniki dla CS/S i scenariusza C4: a) siła pionowa a przemieszczenie pionowe – CS/S a SS/S, b) widok aksonometryczny odkształconej konstrukcji, c) rzut stropu z deformacjami płyty betonowej (strona dolna), d) deformacje w elementach stalowych ramy C/3-5

Podsumowanie

- Zespolenie żelbetowej płyty stropowej z ryglami ramy stalowej zapewnia dodatkową nośność na wypadek usunięcia słupów, bez wystąpienia katastrofy postępującej.
- Zespolenie stali z betonem jest korzystne zwłaszcza w przypadku ram z przegubowymi połączeniami belek ze słupami, ponieważ wymagania wywołane efektem cięgnowym w samodzielnej konstrukcji stalowej mogą być tu przekroczone.

Schemat blokowy Rysunek 3 – Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

8.8.4.6 *Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne (SS/NS)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne		Strona 1 z 11
	Konstrukcja	Konstrukcja stalowa w strefie asejsmicznej	Wykonał WK	Data: 11/2021
	Nr dokumentu	II.4.5/SS/NS		

***Przykład*: Projektowanie na nieokreślone zagrożenie w przypadku konstrukcji stalowej, zlokalizowanej w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – pełne podejście numeryczne.**

Podręcznik § 5.3.4

Ten przykład dostarcza informacji na temat projektowania na nieokreślone zagrożenie z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM), przy pełnym podejściu numerycznym.

Podstawowe dane o konstrukcji

- Geometria, przekroje i materiały, patrz Rozdział 8.2.
- W odniesieniu do początkowych właściwości połączenia, patrz Przykład II.4.1/SS/NS.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji projektowej

Rozpatrzono następujące oddziaływania:

- Obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11).
- Obciążenia użytkowe LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji SS/NS).
- Nie uwzględnia się oddziaływań wyjątkowych.

Kombinacja oddziaływań w wyjątkowej sytuacji projektowej

Norma EN 1990 §6.4.3.3, Eq 6.11b

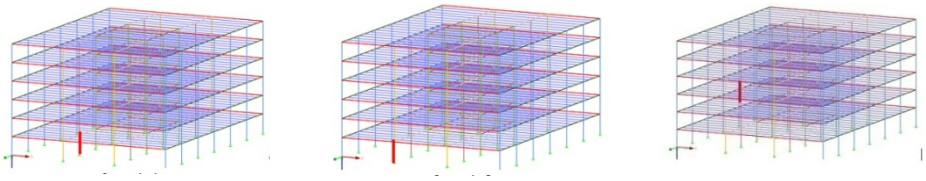
$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Określenie scenariuszy usuwania słupów

W tym przykładzie rozważano trzy możliwe scenariusze usuwania słupów:

- Scenariusz 1: Usunięcie słupa wewnętrznego na kondygnacji 0.
- Scenariusz 2: Usunięcie słupa elewacji na kondygnacji 0.
- Scenariusz 3: Usunięcie słupa wewnętrznego kondygnacji pośredniej.

Te trzy scenariusze zilustrowano na Rysunku 113 (usuwany słup zaznaczono na czerwono).



Scenariusz 1 Scenariusz 2 Scenariusz 3

Rysunek 113. Analizowane scenariusze usuwania słupa w analizie metodą alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – pełne podejście numeryczne – SS/NS

Uwagi

Przykład ten ilustruje trzy scenariusze usuwania słupa. Jednakże w praktyce projektowej mogą być wymagane inne scenariusze utraty słupa (patrz Rozdział 5.2). W związku z tym, zadaniem projektanta jest określenie, które scenariusze mogą być możliwe i które z nich są najbardziej istotne przy projektowaniu odporności konstrukcji.

(DoD 2008)

Przykład obliczeniowy II.4.5/SS/NS	Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 2 z 11

Analiza konstrukcji

Pełne podejście numeryczne zostanie zastosowane przy użyciu modelu metody elementów skończonych, opracowanego dla projektowanej konstrukcji ULS/SLS. Celem analizy jest usunięcie słupa i umożliwienie w pierwszym etapie rozwoju efektów membranowych, a następnie zweryfikowanie, czy stężenia (elementy konstrukcyjne i połączenia) mają odpowiednią nośność na siły rozciągające.

- Metodologia i założenia:

Analiza MES jest wykonywana przy użyciu algorytmu Newtona-Raphsona, pozwalającego na implementację dużych deformacji. Może to doprowadzić do zwichrzenia belek. W rzeczywistości zwichrzenie nie może wystąpić, ponieważ belki są w strefie ściskanej podparte bocznie przez sztywną tarczę stropową. Dlatego też należy w modelu obliczeniowym wyeliminować możliwość utraty stateczności ogólnej w postaci zwichrzenia, poprzez fikcyjne zwiększenie momentu bezwładności na skręcanie przekroju belek.

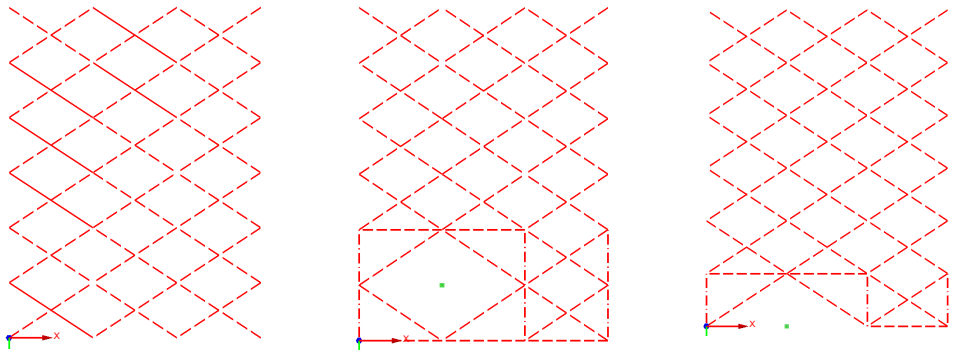
Uwaga

- Nawet, jeśli po usunięciu słupa mogą wystąpić odkształcenia plastyczne, nie uwzględniono nieliniowości materiału (wpływu uplastycznienia).

Aby zapewnić zbieżność algorytmu, scenariusz braku słupa modelowany jest w następujący sposób:

- Po pierwsze, konstrukcja jest analizowana bez braku słupa przy oddziaływaniu obciążeń w kombinacji wyjątkowej. Na tej podstawie znana jest rzeczywista siła ściskająca w słupie, który ma zostać usunięty.
- Następnie, w górnym węźle słupa, który ma zostać usunięty, przykładana jest wyliczona wartość siły i słup jest usuwany tak, aby ta siła zastąpiła słup.
- Ostatni krok symuluje utratę słupa: W tym samym węźle stopniowo przykładana jest siła o tej samej wielkości, ale przeciwnym zwrocie. W celu zapewnienia zbieżności stosuje się kroki obciążenia o wartości 0,025. Na końcu analizy układ statyczny odpowiada całkowitej utracie słupa. Należy zauważyć, że w tym przykładzie obliczeniowym nie uwzględniono dynamicznych efektów utraty słupa.

Aby wyeliminować zespolenie pomiędzy płytami stropowymi a konstrukcją stalową, ale nadal zachować efekt podparcia bocznego belek stalowych (zabezpieczenie przed zwichrzeniem przez tarcze stropowe nieskończenie sztywne), należy odpowiednio zamodelować przepony i dostosować je do scenariuszy usuwania słupa, odpowiednie schematy przedstawiono na Rysunku 114.



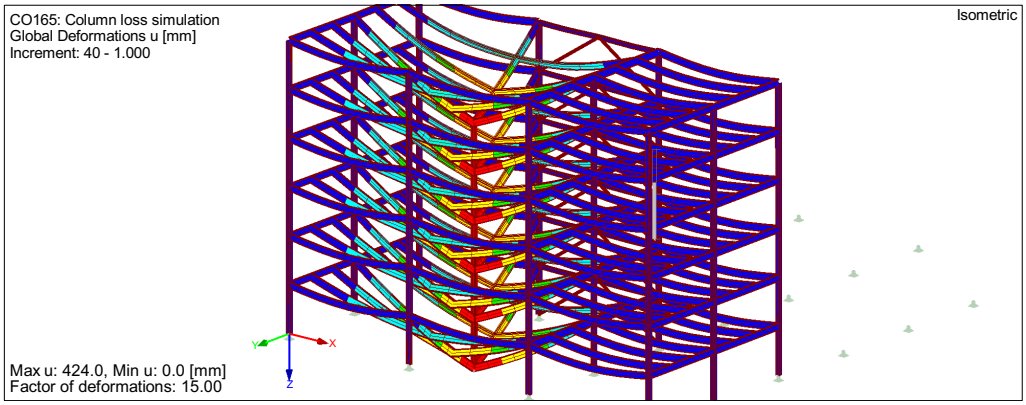
Brak usunięcia słupa | Scenariusz 1 i 3 | Scenariusz 2

Rysunek 114. Układ elementów sprzęgających do modelowania przepony (tarczy stropowej) w różnych scenariuszach usuwania słupa

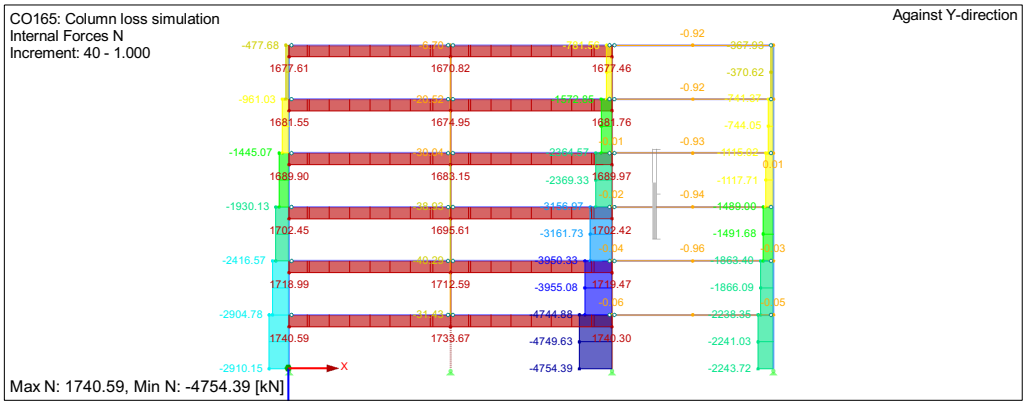
Siły rozciągające i odkształcenia:

Wyniki, dla wszystkich rozpatrywanych scenariuszy braku słupów w konstrukcji, przedstawiono na poniższych rysunkach.

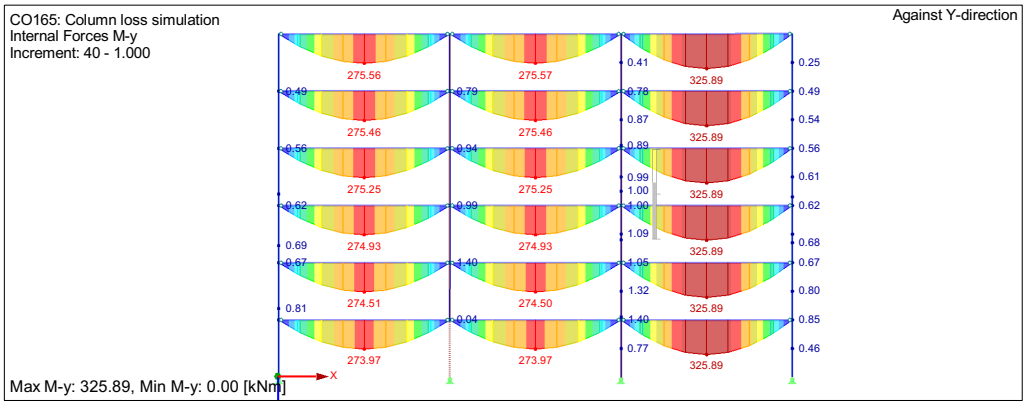
- Scenariusz 1: Usunięty wewnętrzny słup kondygnacji 0 (Rysunki 115-119)



Rysunek 115. Zdeformowany układ konstrukcyjny w bezpośrednim obszarze usuniętego słupa (scenariusz 1)

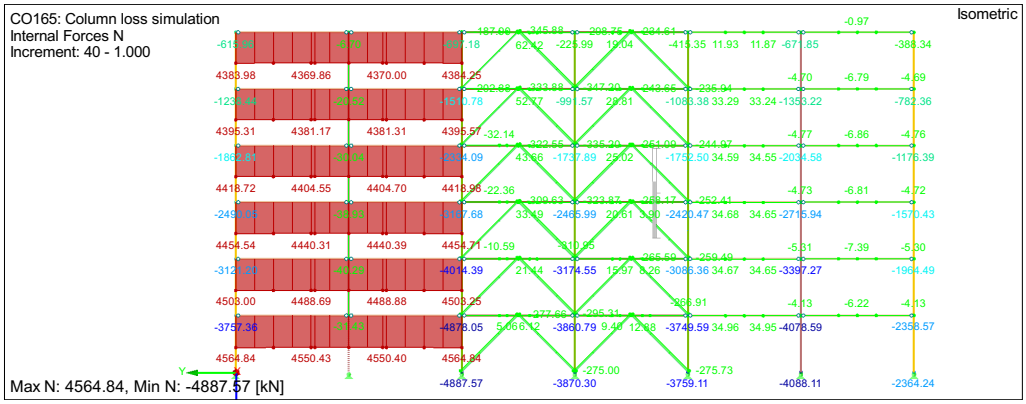


Rysunek 116. Wykresy sił osiowych ramy (IPE550) po usunięciu słupa (scenariusz 1)

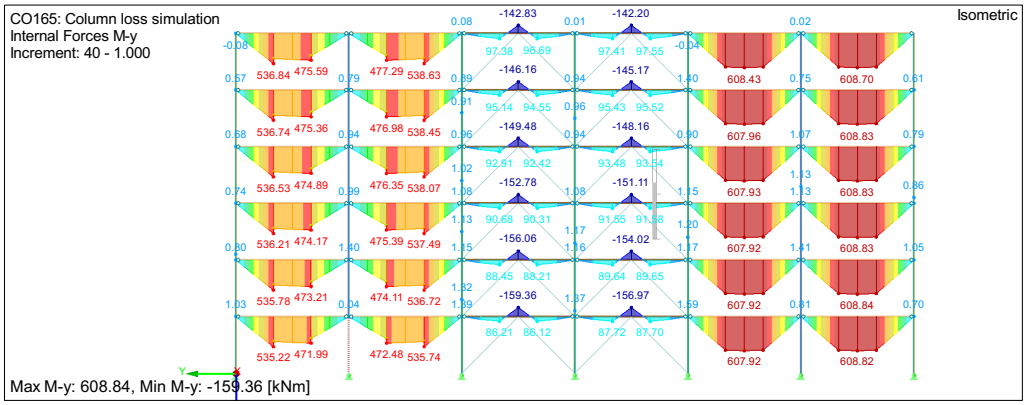


Rysunek 117. Momenty zginające w prętach ramy (IPE550)po usunięciu słupa (scenariusz 1)

Przykład obliczeniowy II.4.5/SS/NS	Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 4 z 11

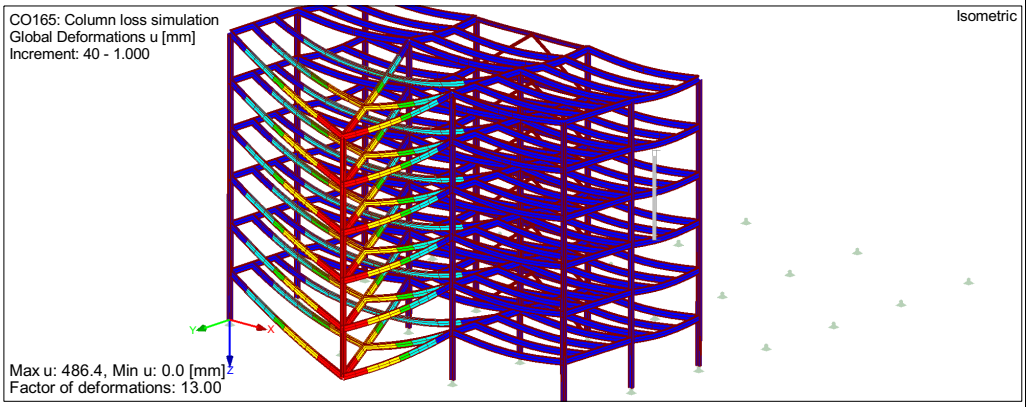


Rysunek 118. Siły osiowe w ryglach ramy (IPE600) po usunięciu słupa (scenariusz 1)

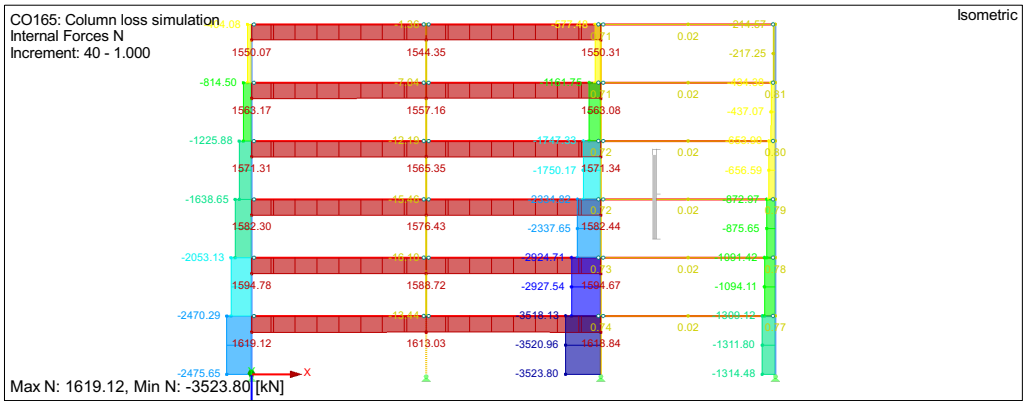


Rysunek 119. Momenty zginające w ryglach ramy (IPE600) po usunięciu słupa (scenariusz 1)

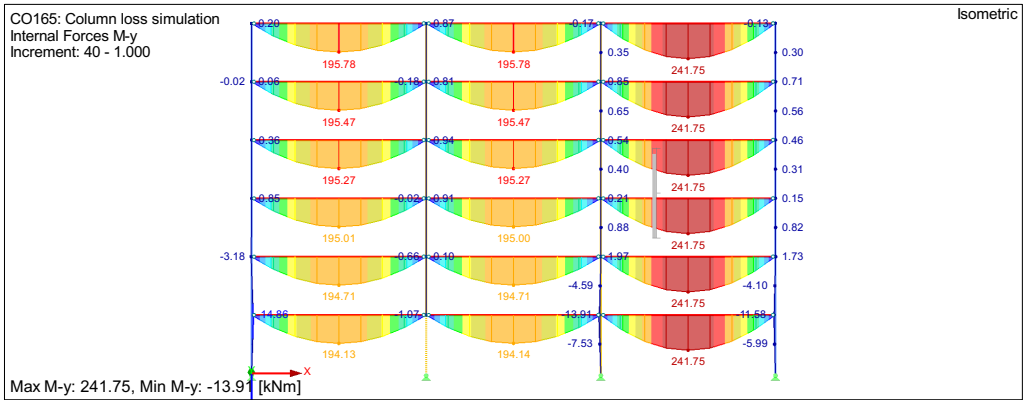
- Scenariusz 2: Usunięty słup elewacji na kondygnacji 0 (Rysunki 120-122)



Rysunek 120. Odkształcony układ konstrukcyjny w bezpośrednim obszarze usuniętego słupa (scenariusz 2)

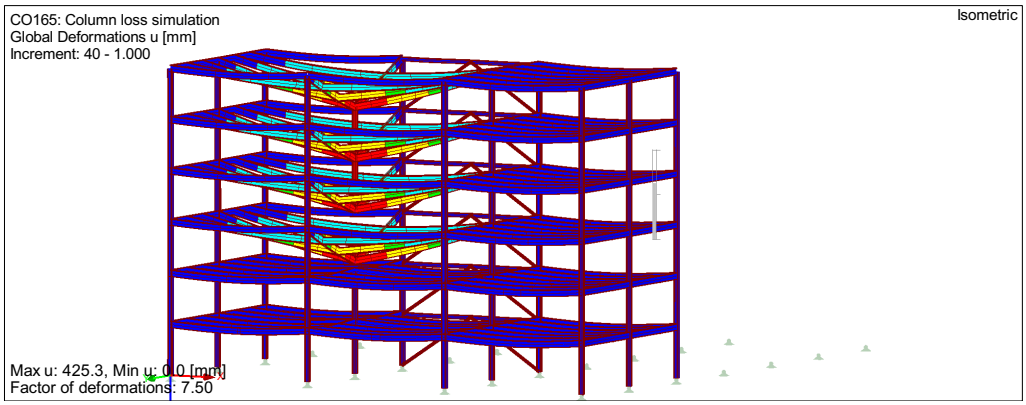


Rysunek 121. Siły osiowe w ryglach ramy (IPE500) po usunięciu słupa (scenariusz 2)



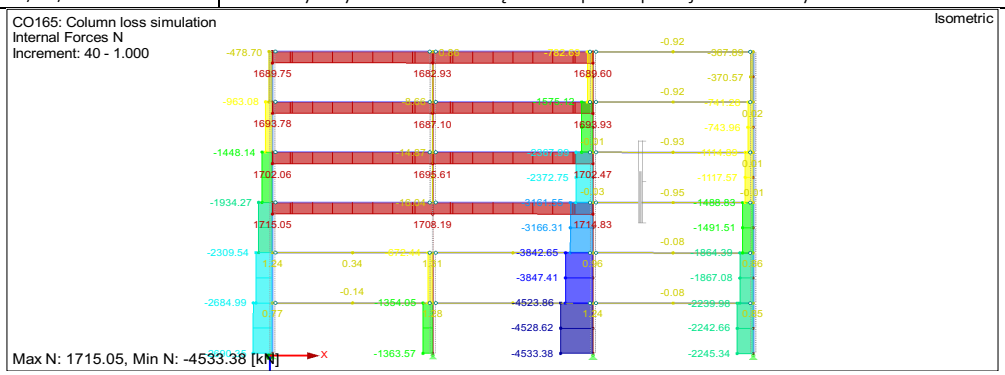
Rysunek 122. Momenty zginające w ryglach ramy (IPE500) po usunięciu słupa (scenariusz 2)

- Scenariusz 3**:** Usunięcie słupa ponad stykiem słupa (Rysunki 123-127)

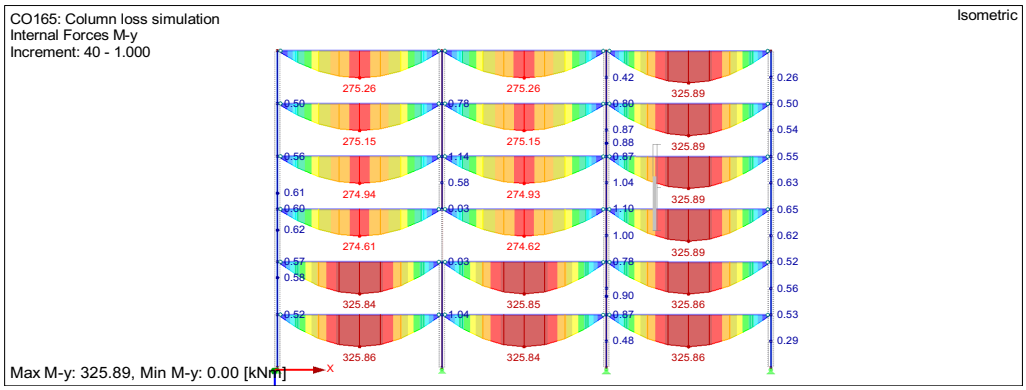


Rysunek 123. Odkształcony układ konstrukcyjny w bezpośrednim obszarze usuniętego słupa (scenariusz 3)

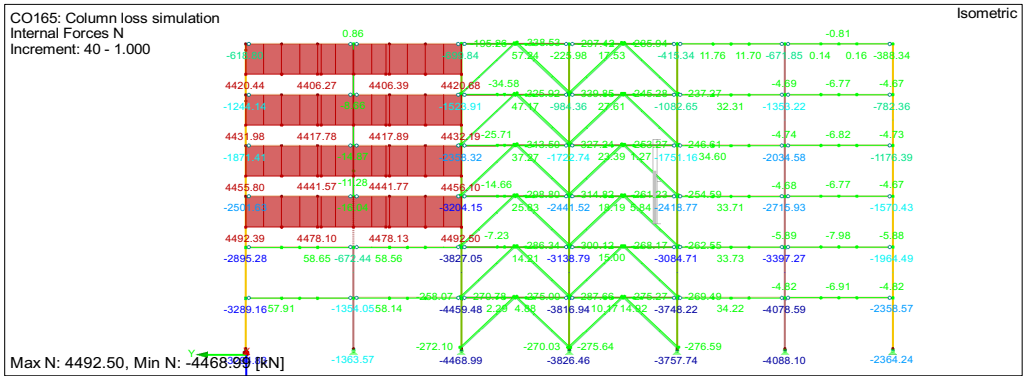
Przykład obliczeniowy II.4.5/SS/NS	Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 6 z 11



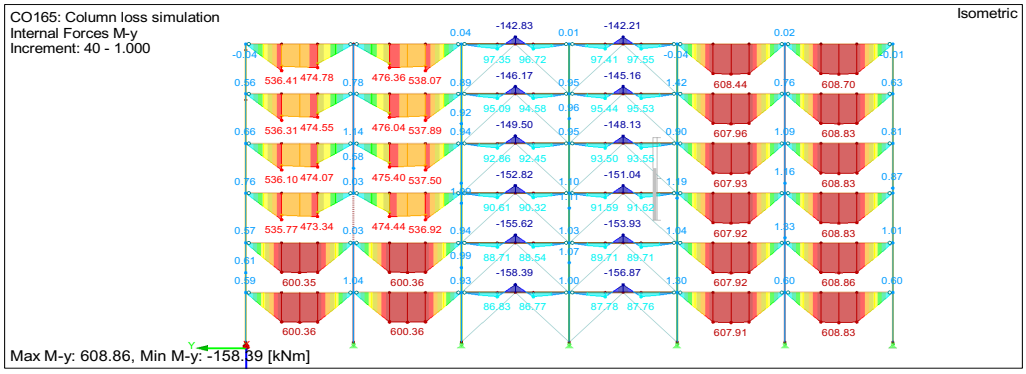
Rysunek 124. Siły osiowe) w prętach ramy (IPE550) po usunięciu słupa (scenariusz 3)



Rysunek 125. Momenty zginające w ryglach ramy (IPE550) po usunięciu słupa (scenariusz 2)



Rysunek 126. Siły osiowe w prętach ramy (IPE600) po usunięciu słupa (scenariusz 3)



Rysunek 127. Momenty zginające w ryglach ramy (IPE600) po usunięciu słup (scenariusz 3)

Uwagi

- Efekty membranowe (przeponowe) 2D pojawiają się w przypadku scenariuszy 1 i 3 (usunięcie słupa wewnętrznego), podczas gdy efekty membranowe 1D pojawiają się tylko w przypadku scenariusza 2 (usunięcie słupa w elewacji).
- Należy zauważyć, że usunięcie słupa narożnego prowadzi do katastrofy postępującej, ponieważ nie mogą pojawić się żadne siły membranowe (przeponowe), szczególnie w przypadku prostych połączeń. Słupy narożne powinny być zatem zaprojektowane jako elementy kluczowe.

Wyniki przeprowadzonych analiz, w części konstrukcji bezpośrednio narażonej na oddziaływanie, według trzech scenariuszy usunięcia słupa zostały podsumowane w Tablicy 51.

Tablica 51. Siły wewnętrzne w elementach konstrukcyjnych/połączeniach po usunięciu słupa na podstawie zastosowanych analiz numerycznych

Scenariusz	Kształtownik	Połączenie	Siła rozciągająca [kN]	Moment zginający [kNm]
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

Sprawdzenie konstrukcji

Scenariusz 1: Brak słupa wewnętrznego kondygnacji 0

Procedura sprawdzenie nośności przeprowadzana jest automatycznie w programie RSTAB przy użyciu modułu STEEL EC3. Wyniki w przypadku scenariusza 1 zestawiono w Tablicy 52.

Tablica 52. Weryfikacja nośności prętów na siły rozciągające według podejścia numerycznego (scenariusz 1)

Element	Kształtownik	Siły rozciągające/ściskające [kN]	Moment zginający [kNm]	Współczynnik wykorzystania nośności UF
Słupy elewacji Y	HEB 340	-2910	0	0,66
Słupy elewacji X	HEB 360	-3763	0	0,72
Słupy wewnętrzne	HEM 300	-4887	0	0,60
Wewnętrzne belki X	IPE550	1736	274	0,58
Wewnętrzne belki Y	IPE600	4562	536	1,15

Uwagi

- Ze względu na usunięcie słupa, siły ściskające w sąsiednich słupach ulegną zwiększeniu. Jednak w tym przykładzie obliczeniowym siły te pozostają niższe niż obliczeniowe siły ściskające z ULS, tak więc nie jest wymagane przeprojektowanie słupów.

- Rygle ramy IPE550 zostały zaprojektowane tak, aby spełniały wymagania SLS (ograniczenie ugięcia). W tym przypadku, nośność tych elementów nadal jest wystarczająca, mimo usunięcia słupa.
- Rygle ramy (IPE600) nie są wystarczające w przypadku dużych sił rozciągających (otrzymano 15% przekroczenia nośności). Z inżynierskiego punktu widzenia oczekuje się, że ze względu na powstawanie przegubów plastycznych, rzeczywista siła rozciągająca w tych profilach powinna być niższa, niż wartość uzyskana z analizy drugiego rzędu, tak więc przekrój IPE600 może okazać się wystarczający. Przeciwnie, siła rozciągająca w ryglu IPE550 byłaby wtedy większa. Projekt został wykonany w zakresie sprężystym i z tego punktu widzenia wymagana jest zmiana przekroju poprzecznego. Doprowadzi to do modyfikacji sił rozciągających w połączeniach, tak więc weryfikacja połączeń zostanie przeprowadzona po przeprojektowaniu elementów konstrukcyjnych. Jednak już teraz można stwierdzić, że zaprojektowane w stanie granicznym nośności (ULS) połączenia w postaci przykładek z blach węzłowych nie posiadają wystarczającej nośności, aby przenieść tak duże siły rozciągające.

Scenariusz 2: Usunięcie słupa w elewacji kondygnacji 0

W przypadku scenariusza 2 weryfikacje elementów konstrukcyjnych podsumowano w Tablicy 53.

Tablica 53. Weryfikacje elementów konstrukcyjnych na siły cięgnowe według podejścia numerycznego (scenariusz 2)

Element	Kształtownik	Siły rozciągające/ściskające [kN]	Moment zginający [kNm]	Współczynnik wykorzystania nośności UF
Słupy elewacji Y	HEB 340	-2473	15	0,58
Słupy elewacji X	HEB 360	-3521	14	0,77
Słupy wewnętrzne	HEM 300	-5383	3	0,69
Belki elewacji X	IPE500	1615	195	0,59

Weryfikację nośności połączeń w przypadku sił rozciągających zestawiono w poniższej tablicy.

Tablica 54. Weryfikacja nośności połączeń (węzłów) na siły rozciągające – analizy numeryczne (scenariusz 2)

Pozycja s = mocna oś w = słaba oś	Siła rozciągająca [kN]	Mechanizm zniszczenia	Współczynnik wykorzystania nośności UF
A1s/A2s	1620	Docisk do blachy węzłowej	3,71

Uwagi

- Wszystkie elementy konstrukcyjne przeszły pozytywną weryfikację nośności.
- Weryfikacja nośności nie została spełniona w przypadku połączeń A1s/A2s, które należy przeprojektować.

Scenariusz 3: Usunięcie słupa wewnętrznego powyżej styku słupa

Okazuje się, że w przypadku tej konstrukcji utrata słupa wewnętrznego pośredniej kondygnacji nie powoduje powstania sił rozciągających efektu cięgnowego w elementach pionowych, ale do powstania sił rozciągających w cięgnach poziomych. Wartości tych sił rozciągających są tego samego rzędu co w scenariuszu 1, tak więc scenariusz 3 nie będzie w dalszej części przykładu rozpatrywany.

Przeprojektowanie konstrukcji

Scenariusz 1: Usunięcie wewnętrznego słupa kondygnacji 0

Ze względu na zmianę przekroju elementu IPE600 rozkład sił wewnętrznych ulegnie modyfikacji. W dalszej części symulowano ponownie scenariusz usunięcia słupa 1, zastępując wszystkie elementy IPE600 elementami IPE750x137. Prowadzi to do redystrybucji sił rozciągających w cięgnach poziomych oraz sił ściskających w słupach, jak również zmodyfikowanych współczynników wykorzystania nośności – wytężenia elementów:

Tablica 55. Sprawdzenie nośności elementów po zmianach w konstrukcji – analizy numeryczne

Element	Kształtownik	Siły rozciągające/ściskające [kN]	Moment zginający [kNm]	Współczynnik wykorzystania nośności UF
Słupy elewacji Y	HEB 340	-2862	0	0,66
Słupy elewacji X	HEB 360	-3827	0	0,82
Słupy wewnętrzne	HEM 300	-4941	0	0,61
Wewnętrzne belki X	IPE550	1658	276	0,56
Wewnętrzne belki Y	IPE750x137	4850	565	1,03

Wartość współczynnika wykorzystania nośności (UF) IPE750x137 jest przekroczona o 3%, co można uznać za akceptowalne.

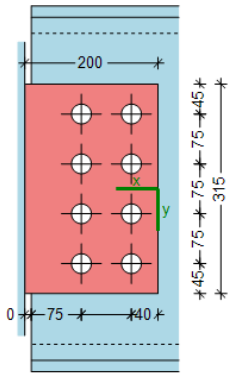
Ze względu na zmianę przekroju poprzecznego, wewnętrzne belki Y mają teraz większą sztywność osiową, więc siły rozciągające pochodzące od efektów membranowych/przeponowych w tych elementach konstrukcyjnych są również większe. Dlatego też siły rozciągające w wewnętrznych belkach X (IPE550) są teraz mniejsze. Alternatywnie próbowano zamienić elementy IPE550 na elementy IPE600, aby zmniejszyć siły rozciągające w wewnętrznych belkach Y. Jednak pozytywny efekt dla wewnętrznych belek Y jest w tym przypadku pomijalny. Tak więc analiza sprężysta konstrukcji ze zmianą przekroju wewnętrznych belek Y na IPE750x137 okazała się jedynym korzystnym rozwiązaniem.

Sprawdzenie nośności połączeń przy nowych wartościach sił rozciągających zestawiono w Tablicy 56.

Tablica 56. Weryfikacja nośności połączeń na siły rozciągające, analiza numeryczna (scenariusz 1)

Pozycja s = oś mocna w = oś słabsza	**Siła rozciągająca [kN]**	**Mechanizm zniszczenia**	**Współczynnik wykorzystania nośności UF**
B1/B3	1662	Docisk do blachy węzłowej	3,80
C2w	4852	Zginanie środnika słupa	11,20
C3w	4852	Zniszczenie przekroju netto blachy węzłowej przy rozciąganiu	6,17

Przeprojektowane połączenie B1/B3 wymaga zastosowania następujących elementów: 2 dodatkowych śrub M27 zamiast M24, dodatkowej blachy przyspawanej do środnika belki, zmodyfikowanej geometrii i grubości blachy węzłowej (t = 25 mm) oraz grubszej spoiny zaprojektowanej w celu zapewnienia wymogów ciągliwości (a = 15 mm).



Rysunek 128. Przeprojektowane połączenie B1/B3 spełniające warunki nośności na siły rozciągające wynikające z analizy numerycznej

Tablica 57. Sprawdzenie nośności przeprojektowanych połączeń na siły rozciągające – analiza numeryczna (scenariusz 2)

Pozycja s = oś mocniejsza w = oś słabsza	**Siła rozciągająca [kN]**	**Mechanizm zniszczenia**	**Współczynnik wykorzystania nośności UF**
B1/B3	1662	Ścinanie śrub	1,00
C2w/C3w	4852	Niewykonalne – nierealne	

Prowadzi to do współczynnika wykorzystania nośności na ścinanie w śrubach równego 1,00. Blachy spawane do środnika belki są preferowane zamiast zmiany przekroju belki w celu zmniejszenia zużycia stali, a tym samym kosztów realizacji konstrukcji.

W przypadku węzłów C2w i C3w nie udało się znaleźć żadnego rozsądnego sposobu przeprojektowania połączenia. W przypadku C2w, wzmocnienie środnika słupa blachą grubości nawet 40 mm byłby niewystarczające, aby spełnić warunek nośności na zginanie. W przypadku obu połączeń wymagane byłoby zastosowanie 14 śrub M36 kl. 10.9, aby spełnić wymagania nośności śrub na ścinanie, jednak byłoby to niewykonalne geometrycznie ze względu na ograniczoną wysokość belki oraz wymagane odległości między śrubami i odległość od krawędzi blachy węzłowej, jak również niewystarczającą nośność przekroju netto belki. Zmiana przekroju poprzecznego belki prowadziłaby

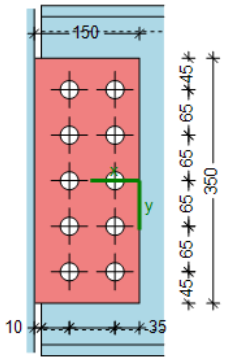
również do nieracjonalnego rozwiązania pod względem wysokości belki i zużycia stali. Przeprowadzenie analizy numerycznej w zakresie plastycznym daje wartości sił rozciągających tego samego rzędu.

Alternatywą mogłoby być zastosowanie przegubowych połączeń doczołowych z blachą głowicową. Rozwiązałoby to problem braku nośności przekroju netto belki, ponieważ nie byłoby już otworów w środniku belki. Jednakże liczba wymaganych śrub nadal byłaby nieracjonalna, a pasy (półki) słupów powinny być również znacznie wzmocnione, aby przenieść duże wartości momentów zginających.

Okazuje się, że połączenia przegubowe nie są rozsądnym wyborem, aby zapewnić wystarczającą nośność tej konstrukcji. Alternatywą może być zastąpienie połączeń przegubowych połączeniami półsztywnymi (o częściowej nośności na zginanie). Ta alternatywa została omówiona przy zastosowaniu metody analitycznej w Przykładzie II.4.1/SS/NS.

Scenariusz 2: Usunięcie słupa w elewacji kondygnacji 0

W tym scenariuszu przeprojektowanie elementów konstrukcyjnych nie jest konieczne. Jednakże połączenia belki IPE500 ze słupem (A1s i A2s) muszą zostać przeprojektowane. Weryfikację nośności połączeń na rozciągające siły cięgnowe pokazano poniżej.



Rysunek 129. Przeprojektowane połączenie A1s/A2s spełniające warunki nośności na rozciąganie wynikające z obliczeń numerycznych

Przeprojektowane połączenie A1s/A2s wymaga zastosowania następujących elementów: 4 dodatkowych śrub M24 zamiast M20, dodatkowej blachy przyspawanej do środnika belki, zmodyfikowanej pod względem wymiarów (geometrii) i grubości blachy węzłowej (20 mm) oraz grubszej spoiny spełniającej wymagania ciągliwości (12 mm).

Tablica 58. Sprawdzenie nośności przeprojektowanych połączeń na siły rozciągające według podejścia numerycznego (scenariusz 2)

Pozycja s = mocna oś w = słaba oś	**Siła rozciągająca [kN]**	**Mechanizm zniszczenia**	**Współczynnik wykorzystania nośności UF**
A1s / A2s	1620	Ścinanie śrub	1,01

Współczynnik wykorzystania nośności jest przekroczony o 1%. Przekroczenie to jest dopuszczalne. Przeprojektowane rozwiązanie można uznać za poprawne i wykonalne.

8.8.4.7 *Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne (CS/NS)*

Przykład obliczeniowy	Tytuł	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście		Strona 1 z 3
	Konstrukcja	Konstrukcja zespolona w strefie asejsmicznej	Wykonał WK	Data: 11/2021
	Nr dokumentu	II.4.6/CS/NS		

***Przykład*: Projektowanie w sytuacji nieokreślonych zagrożeń konstrukcji zespolonej, zlokalizowanej w strefie asejsmicznej, z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne**

Podręcznik projektowania § 5.3.4

Ten przykład zawiera informacje o projektowaniu w sytuacji nieokreślonych zagrożeń przy użyciu pełnego podejścia numerycznego, zgodnie z metodą alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM).

Podstawowe dane o konstrukcji

Podręcznik projektowania § 8.2

- Geometria, przekroje i materiały - patrz Rozdział 8.2.

Oddziaływania w wyjątkowej sytuacji projektowej

Rozpatrzono następujące oddziaływania:

- obciążenia stałe DL (patrz Tablica 11);
- obciążenia użytkowe LL (patrz Tablica 11 dla konstrukcji CS/S);
- nie uwzględnia się żadnych szczególnych oddziaływań wyjątkowych.

Kombinacja oddziaływań w wyjątkowej sytuacji projektowej

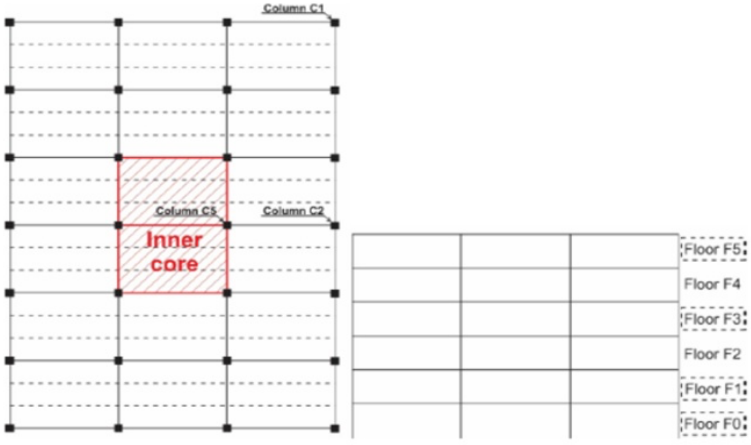
EN 1990, § 6.4.3.3, wzór 6.11b

$$DL + 0{,}5 \times LL$$

Definiowanie scenariuszy usuwania słupów

Zachowanie konstrukcji budynku jest analizowane w różnych sytuacjach wyjątkowych, w których rozważane są pewne scenariusze usunięcia słupów, jak pokazano na Rysunku 130:

- Słup narożny (C1) na kondygnacjach 0, 1, 3 i 5.
- Słup fasadowy (C2) na kondygnacjach 0, 1, 3 i 5.
- Stężone słupy trzonu (C5) na kondygnacjach 0, 1, 3 i 5.



Rysunek 130. Rzut kondygnacji analizowanej konstrukcji i widok ramy celem lokalizacji usuwanych słupów

Przykład obliczeniowy II.4.6/CS/NS	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 2 z 3

Analiza konstrukcji

Celem tej analizy jest ocena zachowania się konstrukcji budynku w przypadku wystąpienia sytuacji awaryjnej (usunięcie słupów). Obliczenia zostały wykonywane przy użyciu oprogramowania SAFIR®.

W sumie wykonano 20 symulacji, które podzielono na 2 różne grupy, w zależności od przyjętej konfiguracji połączeń belka-słup nad usuwanym słupem:

- 12 symulacji z przegubowymi połączeniami belek ze słupami;
- 8 symulacji ze sztywnymi węzłami belka-słup.

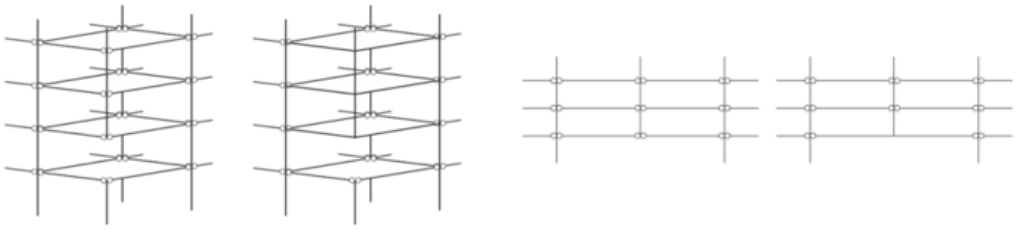
W sytuacji usunięcia słupa C1, przyjęto dwa różne założenia:

- Wszystkie połączenia belek ze słupami są przegubowe (C1 ,,Wszystkie połączenia przegubowe").
- Sztywne połączenia belki ze słupem w narożu, gdzie słup jest usuwany (C1 ,,Połączenia sztywne").

W przypadkach usunięcia słupa C2, przyjęto dwa następujące założenia:

- Wszystkie połączenia między belkami a słupami są przegubowe (C2 ,,Wszystkie połączenia przegubowe").
- Sztywne połączenia belki ze słupem, gdzie słup jest usunięty (C2 ,,Połączenia sztywne").

Szczegóły modelu numerycznego z przyjętymi połączeniami przegubowymi i sztywnymi przedstawiono na Rysunku 131.



Rysunek 131. Połączenia C1 "przegubowe" i "sztywne" oraz C2 "przegubowe" i "sztywne" – metoda alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM) – pełne podejście numeryczne – CS/NS

Wyniki

Wyniki obliczeń programem SAFIR maksymalnego przemieszczenia pionowego w miejscu usuniętego słupa zestawiono w Tablicy 59.

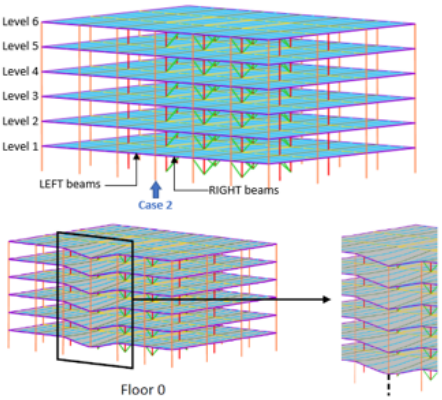
Tablica 59. Maksymalne przemieszczenie pionowe

Maksymalne przemieszczenia pionowe [m]	Kondygnacja	Wszystkie połączenia przegubowe	Połączenia sztywne
C1 Słup narożny	F0	1,340	0,081
	F1	1,340	0,083
	F3	1,320	0,088
	F5	1,380	0,720
C2 Słup elewacji	F0	0,670	0,610
	F1	0,670	0,600
	F3	0,670	0,550
	F5	0,670	0,250
C5 Słup wewnętrzny trzonu stężającego	F0	0,016	-
	F1	0,017	
	F3	0,018	
	F5	0,018	

Przykład obliczeniowy II.4.6/CS/NS	Projektowanie na nieokreślone zagrożenia z wykorzystaniem metody alternatywnych ścieżek obciążenia – pełne podejście numeryczne	Strona 3 z 3

Dla zilustrowania przykładu, siły w belkach części bezpośrednio narażonej na oddziaływanie, uwzględniające usunięcie słupa C2 na poziomie terenu – kondygnacja F0, przedstawiono na Rysunku 132.

Maks. siły osiowe w belkach (Przypadek 2)		**Przeguby**	
		Lewa belka [kN]	**Prawa belka [kN]**
Kondygnacja 0	Poziom 1	1381,6	1381,2
	Poziom 2	1327,6	1326,8
	Poziom 3	1340,4	1339,5
	Poziom 4	1338,2	1337,4
	Poziom 5	1337,6	1336,7
	Poziom 6	1332,5	1331,7



Rysunek 132. Siły i globalne przemieszczenia wynikające z usunięcia słupa C2 kondygnacji F0.

Należy zauważyć, że uzyskane w ten sposób siły są znacznie większe niż siły obliczone przy użyciu metody cięgnowej (Przykład II.1.4/CS/NS). Belki obwodowe IPE 450 są nadal w stanie przenieść powstałe siły osiowe, ale połączenia należałoby przeprojektować.

Podsumowanie

Utrata słupa C1:

- W przypadku usunięcia słupa narożnego C1, konstrukcja wykazuje bardzo duże przemieszczenie pionowe (około 1,35m), ponieważ jedyny udział w przeciwdziałaniu obciążeniom grawitacyjnym ma wspornikowa płyta żelbetowa (belki ze słupami są połączone przegubowo).
- Odporność konstrukcji można poprawić poprzez:
  - wzmocnienie połączeń belka-słup wzdłuż pionowej linii słupów (przegubowe -> półsztywne -> sztywne). Zastosowanie połączeń półsztywnych/sztywnych zapewnia dodatkową nośność przy zginaniu;
  - poprawienie nośności wspornikowej płyty (dodatkowe zbrojenie w narożach budynku).

Utrata słupów C2 i C5:

- przemieszczenia są znacznie mniejsze niż w przypadku usunięcia słupa narożnego, a obciążenie jest przekazywane przez stropy (patrz Rysunek 132);
- te scenariusze utraty słupów nie prowadzą do katastrofy postępującej konstrukcji, lecz jedynie do uszkodzenia lokalnego;
- przemieszczenia boczne w słupach sąsiadujących z usuwanym słupem są niewielkie, co wskazuje na to, że obciążenia są względnie równomiernie redystrybuowane na wszystkie stropy powyżej usuwanego słupa.

Schemat blokowy Rysunek 3 - Pole C.4 ➔ C.2

Schemat blokowy Rysunek 3 - Pole C.4 ➔ Koniec projektowania

8.9 Podsumowanie z przykładów obliczeniowych

Projektowanie stalowych i zespolonych konstrukcji ramowych w celu zapewnienia odporności na katastrofę postępującą w przypadku określonych i nieokreślonych oddziaływań wyjątkowych może przebiegać według różnych podejść.

Jeśli zagrożenie jest określone, obliczenia można wykonać przy użyciu metod o różnych poziomach zaawansowania; wymagany poziom jest ustalany w zależności od klasy konsekwencji rozpatrywanej konstrukcji. Wszystkie konstrukcje analizowane w przedstawionych tu przykładach obliczeniowych należą do klasy konsekwencji 2, grupy wyższego ryzyka (CC2b), co pozwala na zastosowanie podejścia normatywnego lub uproszczonych metod analizy uwzględniających statyczne oddziaływania równoważne. Jednakże w niniejszym podręczniku projektowania zostały przedstawione wszystkie metody w celu zapewnienia kompletności danych, w tym zaawansowane, wymagające zastosowania analiz dynamicznych.

W przypadku nieokreślonych zagrożeń, lub gdy określone oddziaływania wywołują zbyt poważne uszkodzenia, projektowanie na odporność obejmuje strategie mające na celu ograniczenie zakresu zlokalizowanego uszkodzenia. Na praktycznych przykładach zilustrowano zastosowanie różnych podejść projektowych zaproponowanych w niniejszym podręczniku, począwszy od metod normatywnych do bardziej zaawansowanych, wykorzystujących dedykowane oprogramowanie metodą elementów skończonych (MES).

W przypadku obu rodzajów strategii, tj. projektowania na określone lub nieokreślone zagrożenia, przykłady obliczeniowe pokazały, że przyjęcie bardziej zaawansowanych metod projektowania pozwala na lepsze i dokładniejsze uchwycenie rzeczywistej odpowiedzi konstrukcji, a w niektórych przypadkach, można ograniczyć lub nawet uniknąć konieczności wykonywania dodatkowych wzmocnień.

Zastosowanie różnych metod wykazało również, że decyzje podjęte w ramach projektu wstępnego, w szczególności w zakresie rozwiązania szczegółów konstrukcyjnych, takich jak orientacja słupów w elewacjach (w przypadku uderzenia lub eksplozji) lub wybór ukształtowania połączeń, mają duży wpływ na nośność konstrukcji, a tym samym na jej zdolność do przeciwstawienia się postępującej katastrofie. Wykorzystanie zespolenia pomiędzy belkami stalowymi i żelbetowymi płytami stropowymi zapewnia dodatkową zdolność redystrybucji sił wewnętrznych i znacznie zmniejsza lokalne uszkodzenia oraz ryzyko postępującej katastrofy.

W szczególności, w przypadku konstrukcji zaprojektowanych na oddziaływania sejsmiczne, zauważa się, że zasady projektowania sejsmicznego prowadzące do wymagań w zakresie regularności w rzucie i na elewacji, ciągłości połączeń, nośności i sztywności poprzecznej, lokalnej i globalnej ciągliwości, ale także w zakresie hierarchii zniszczenia elementów konstrukcyjnych i połączeń, zapewniają stalowym i zespolonym konstrukcjom budowlanym odpowiednie właściwości w zakresie odporności konstrukcji. Mocniejsze słupy zapewniają lepszą ochronę przed uderzeniem i eksplozją, natomiast minimalne wymagania dotyczące zginania i ciągliwości w połączeniach belek ze słupami zapewniają większą nośność w przypadku zniszczenia słupa.

Jeśli chodzi o połączenia, wykazano, że ich zachowanie silnie wpływa na ogólną odpowiedź konstrukcji. W związku z tym konieczne jest przestrzeganie zaleceń projektowych przedstawionych w Rozdziale 2.2.3, które pozwalają zagwarantować minimalny poziom ciągliwości lub zdolności do obrotu połączeń konstrukcyjnych.

Rezultaty wskazały również, że niektóre scenariusze obciążenia mogą nadal prowadzić do znacznych uszkodzeń i częściowego postępującego zniszczenia, na przykład w przypadku ram posiadających połączenia proste (przegubowe), poddanych scenariuszowi utraty słupa. W takich przypadkach zastosowanie połączeń belki ze słupem o częściowej nośności – węzłów podatnych jest postrzegane jako dobra alternatywa, ponieważ umożliwia projektantowi dalsze korzystanie z prostych metod analizy, uwzględniających połączenia jako przegubowe (jeśli plastyczność połączeń jest zagwarantowana dzięki zastosowaniu zaleceń z Rozdziału 2.2.3), a jednocześnie wykorzystanie dodatkowej nośności zapewnionej przez połączenia, w przypadku zdarzeń wyjątkowych.

Biorąc pod uwagę zastosowanie *metody alternatywnych ścieżek obciążenia (ALPM)*, wyraźnie podkreślono, że poziom obciążeń/sił rozciągających uzyskanych przy użyciu metody normatywnej zalecanej w normie EN 1991-1-7 jest znacznie mniejszy niż poziom obciążeń uzyskanych przy użyciu bardziej zaawansowanych metod, które zakładają przeprowadzenie symulacji braku słupa. Potwierdza to, że celem metody normatywnej nie jest przewidywanie obciążeń związanych ze scenariuszem utraty słupa, lecz zapewnienie minimalnego poziomu ciągłości konstrukcji.

Oznacza to również, że zastosowanie metody normatywnej nie jest wystarczające, aby zagwarantować, że konstrukcja przetrwa scenariusz utraty słupa. Aby osiągnąć ten cel, w procesie projektowania należy zastosować metody analityczne lub numeryczne zaproponowane w niniejszym podręczniku projektowania.

Podejście analityczne może być postrzegane przez inżynierów praktyków jako dobra alternatywa w stosunku do pełnego podejścia numerycznego, które wymaga opracowania modeli numerycznych oraz dobrej znajomości obsługi zaawansowanych programów komputerowych wykorzystujących metodę elementów skończonych (MES).

Część trzecia – Załączniki

A.1 Nośność obliczeniowa węzłów obciążonych kombinacją momentów zginających i sił osiowych

Na podstawie twierdzenia równowagi statycznej można przewidzieć nośność połączenia w chwili jego zniszczenia, rozpatrując równowagę między przyłożonymi oddziaływaniami zewnętrznymi a siłami wewnętrznymi. Gdy połączenie jest poddane kombinacji momentu zginającego *M* i siły osiowej *N*, równania równowagi można zapisać:

$$M = \sum_{i=1}^{n} h_i \cdot F_i$$
$$N = \sum_{i=1}^{n} F_i \qquad (48)$$

gdzie F_i oznacza siłę w szeregu śrub ,,*i*", a h_i jest związanym z nią ramieniem sił wewnętrznych, który wyznacza się obliczając odległość pionową między rozważanym szeregiem śrub a osią odniesienia belki, tj. osią, względem której są przyłożone *M* i *N* (h_i jest dodatnie dla szeregów znajdujących się powyżej osi odniesienia).

Siła osiowa i moment zginający są powiązane za pomocą pojęcia mimośrodu statycznego obciążenia *e* w następujący sposób (*N* jest dodatnie w przypadku rozciągania, a dodatnia wartość *M* jest zdefiniowana na Rysunku 135):

$$M = e \cdot N \qquad (49)$$

A.1.1 Kryteria nośności z uwzględnieniem efektów grupy

Nośność szeregu jest przyjmowana jako równa nośności najsłabszego aktywnego składnika w rozważanym szeregu. Aby spełnić twierdzenie równowagi statycznej, nośność ta nigdy nie powinna być przekroczona. Jest to łatwe, gdy rozpatruje się nośność tylko pojedynczego szeregu, ale gdy występują efekty grupowe w połączeniach staje się to trudniejsze, (patrz Rozdział 2).

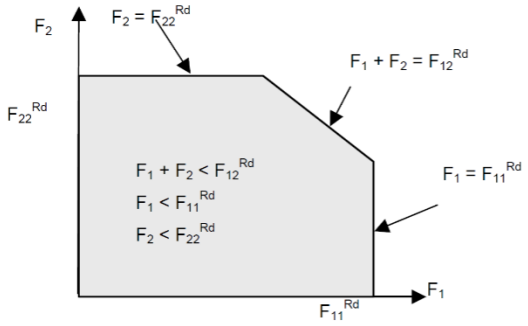
W modelu każda grupa szeregów [*m,p*], dla których mogą powstać efekty grupowe, jest rozważana jako równoważny fikcyjny szereg z równoważnym ramieniem sił wewnętrznych i nośnością grupy szeregów równą nośności najsłabszego składnika. W związku z tym, kryterium nośności dla każdego z szeregów jako części grupy [*m,p*], dla dowolnego składnika α, można zapisać w następujący sposób:

$$\sum_{i=m}^{p} F_i \le F_{mp}{}^{Rd\cdot\alpha} \qquad m=1,\ldots n \text{ dla każdej wartości } m,\ p \text{ waha się od } m \text{ do } n \qquad (50)$$

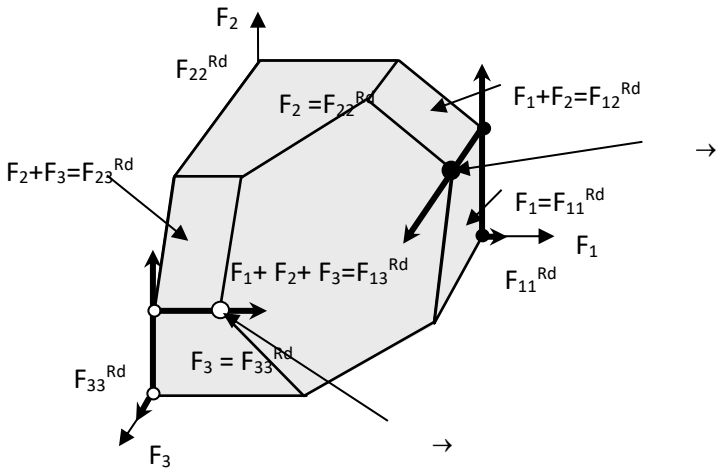
gdzie $F_{mp}{}^{Rd\ \alpha}$ jest nośnością [*m,p*] grupy, dla składnika α obliczanego zgodnie z Eurokodem 3 Część 1-8. Jeśli *m* jest równe *p*, $F_{mp}{}^{Rd\cdot\alpha}$ jest indywidualną nośnością składnika *α* znajdującego się w szeregu *m*. Takie kryterium nośności można wyprowadzić dla każdego z podstawowych składników szeregu, a ostateczną nośność grupy szeregów [*m,p*], zwaną $F_{mp}{}^{Rd}$, można zdefiniować jako najmniejszą z wartości $F_{mp}{}^{Rd\cdot\alpha}$.

Kryterium to zilustrowano na Rysunku 133, przedstawiającego zastosowanie tej zasady do połączenia z dwoma szeregami śrub. Zastosowanie tego kryterium do połączenia z trzema szeregami śrub, oznaczonymi jako 1, 2 i 3, przedstawiono na Rysunku 134. Ogólnie, przedstawione rysunki obejmują

przypadki spotykane w dowolnych połączeniach z *n* szeregami śrub, dla których mogą powstawać efekty grupowe w dwóch lub trzech kolejnych szeregach.



Rysunek 133. Interakcja pomiędzy dwoma szeregami śrub



Rysunek 134. Interakcja pomiędzy trzema szeregami śrub i definicja F_{jRd} - Możliwe efekty grupowemiędzy trzema szeregami śrub i kolejne kroki do określenia nośności połączenia (odpowiednio czarne i białe kropki).

A.1.2 Definicja kryterium zniszczenia dla całego połączenia

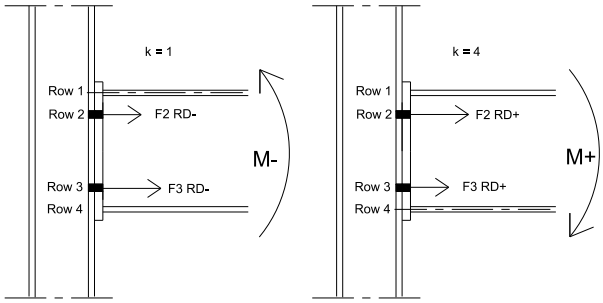
Krzywą interakcyjną *M-N* nośności otrzymuje się za pomocą kryterium zniszczenia przedstawionego przez następujące równanie:

$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^{n} (h_i - h_k) \cdot F_i^c \tag{51}$$

W równaniu tym, wartość *k* waha się od 1 do *n*, gdzie *n* reprezentuje całkowitą liczbę szeregów. *k* oznacza liczbę poszczególnych szeregów, w których do obliczeń zakłada się, że plastyczna oś obojętna znajduje się odpowiednio w różnych punktach krzywej nośności *M-N* (między tymi punktami krzywej nośności *M-N*, plastyczna oś obojętna przechodzi z jednego szeregu do następnego). Przez zmianę wartość *k*, uzyskuje się różne rozkłady sił wewnętrznych między poszczególnymi szeregami (z uwzględnieniem twierdzenia równowagi statycznej) i tak otrzymuje się różne pary wartości *M-N*. Wiedząc, że dla każdego położenia plastycznej osi obojętnej można uzyskać dwa rozkłady sił wewnętrznych (jeden zakładając, że część powyżej plastycznej osi obojętnej jest poddana ściskaniu, a część poniżej jest poddana rozciąganiu, a drugi przy założeniu sytuacji odwrotnej), ,,2*k*" par M-N otrzymuje się wykorzystując wzór (53). Równanie to określa się

w taki sposób, aby uzyskać maksymalną nośność podczas zginania poprzez przyjęcie zoptymalizowanego rozkładu obciążeń wewnętrznych między rozpatrywanymi szeregami, biorąc pod uwagę możliwe efekty grupowe, jak wyjaśniono poniżej.

W tym wyrażeniu, w celu maksymalizacji bezwzględnej wartości nośności na zginane poprzez zwiększenie obciążeń w szeregach, które są najbardziej oddalone od szeregu „*k*", do szeregu *i* można przypisać dwie różne nośności F_i^c (F_i^{Rd+} i F_i^{Rd-}). Metodę tę, dla połączenia z dwoma szeregami śrub, przedstawiono na Rysunku 135. Załóżmy, że w tym połączeniu nośność dwóch szeregów śrub przy rozciąganiu zależy od składnika „zginana blacha czołowa" i że odpowiadająca jej nośność grupy jest równa 100 kN oraz, że jest mniejsza niż suma nośności dwóch szeregów śrub (2·60 kN = 120 kN). Na Rysunku 135 uwzględniono dwie sytuacje, w których numer szeregu *k* jest odpowiednio równy 1 i 4. Przedstawiono również rozkład obciążeń rozciągających w dwóch szeregach śrub, dla *k* = 1 i dla *k* = 4. Jeżeli *k* jest równe 4 i do połączenia przyłożony jest dodatni moment zginający, oznacza to, że nośność górnego szeregu śrub F_2^{Rd+} jest równa 60 kN, a nośność dolnego szeregu śrub F_3^{Rd+} jest równa 40 kN (= 100 kN – 60 kN), natomiast jeżeli *k* = 1 i do połączenia przyłożony jest ujemny moment zginający, nośność górnego szeregu śrub F_2^{Rd-} wynosi 40 kN, a dolnego szeregu śrub wynosi 60 kN. Dla połączenia, w którym trzy szeregi śrub są możliwe do uwzględnienia jako grupa szeregów śrub, taka procedura jest zilustrowana na Rysunku 134. Czarne kropki pokazują kolejne kroki do oszacowania F_i^{Rd+} z uwzględnieniem nośności grupy śrub, natomiast białe kropki pokazują kroki do określenia F_i^{Rd-}. Analogicznie, F_i^{Rd+}i F_i^{Rd-}można zdefiniować jako maksymalną (lub minimalną w przypadku wartości ujemnych) nośność szeregu *i* poddanego obciążeniu momentami zginającymi o wartości odpowiednio dodatniej i ujemnej, biorąc pod uwagę efekty grupowe i maksymalizując nośność na zginanie.



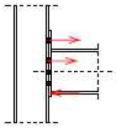
Rysunek 135. Przykład rozkładu nośności poszczególnych rozciąganych szeregów w połączeniu z dwoma szeregami śrub

Kryterium nośności interakcyjnej między momentem zginającym (*M*) a siłą osiową (*N*) w chwili zniszczenia jest ustalone przez zestaw 2 *n* równoległych odcinków linii prostej; nachylenie każdego z odcinków jest równe wartości ramienia sił wewnętrznych (h_k), a na długości tych odcinków siła (F_k) zmienia się od 0 na jednym końcu do maksymalnej nośności szeregu na drugim końcu.

Wzór (53) można zapisać bardziej szczegółowo w następujący sposób:

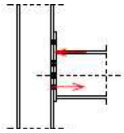
$$M = h_k \cdot N + \sum_{i=1}^{n} (h_i - h_k) \cdot F_i^c$$

$$\left.\begin{array}{l} F_i^c = \max\left(F_i^{Rd+}; 0\right) \text{jeżeli } i < k \\ \text{albo} \qquad F_i^c = \min\left(F_i^{Rd+}; 0\right) \text{jeżeli } i > k \end{array}\right\} \text{rozciąganie w górnych szeregach } (M^+)$$



albo

$$\left.\begin{aligned} F_i^c &= \min\left(F_i^{Rd-};0\right)\text{jeżeli } i<k \\ F_i^c &= \max\left(F_i^{Rd-};0\right)\text{jeżeli } i>k \end{aligned}\right\}\text{rozciąganie w dolnych szeregach } (M^-)$$



gdzie

$$F_i^{Rd+} = \min\left(F_{mi}^{Rd} - \sum_{\substack{j=m \\ i\neq up;lo}}^{i-1} F_j^{Rd+}, m=1,\ldots,i\right)\text{ dla } i<k \text{ i} F_i^{Rd+} = F_i^{Rd}\text{dla } i=up, lo>k$$

$$F_i^{Rd-} = \min\left(F_{im}^{Rd} - \sum_{\substack{j=i+1 \\ i\neq up;lo}}^{m} F_j^{Rd-}, m=i,\ldots,n\right)\text{ dla } i>k \text{ i} F_i^{Rd-} = F_i^{Rd}\text{dla } i=up, lo<k$$

Nieciągliwe zachowanie niektórych składników może prowadzić do zmniejszenia nośności połączenia. Sposób odpowiedniego dostosowania krzywej interakcji *M-N*, wyjaśniono w (Demonceau et al., 2019). Podano tam także sposób określenia sztywności sprężystej połączenia obciążonego *M* i *N*.

Odpowiedź węzła poddanego działaniu jedynie sił osiowych jest szczególnym przypadkiem obciążenia, dla którego można również zastosować powyższą procedurę obliczeniową.

A.2 Wymagania szczegółowe dotyczące zapewnienia wystarczającej zdolności do obrotu węzłów prostych

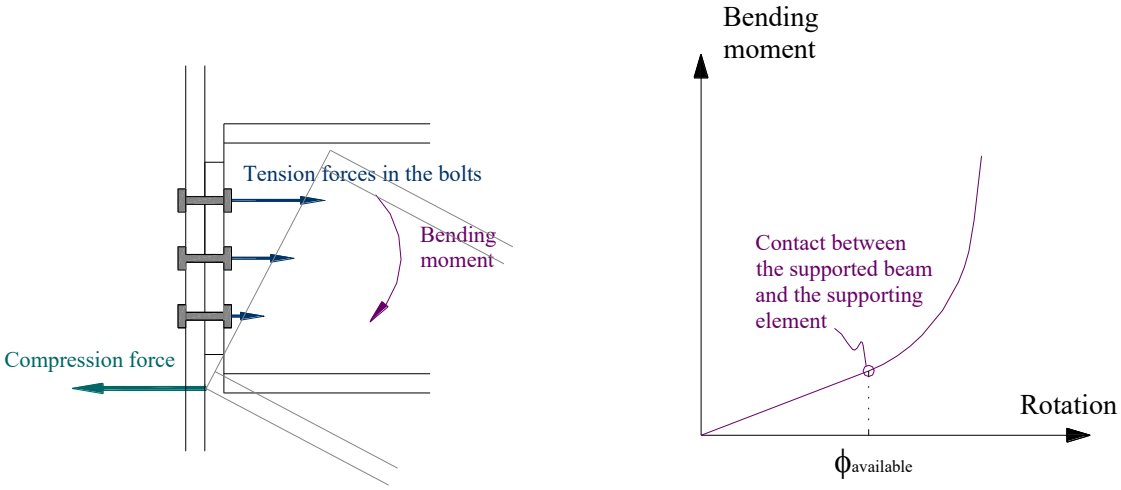
A.2.1 Węzły z blachą głowicową

W celu umożliwienia obrotu węzła bez nadmiernego zwiększania momentu zginającego, który powstawałby w połączeniu, należy bezwzględnie unikać kontaktu między dolnym pasem belki a elementem podpierającym. Dlatego konieczne jest, aby wysokość h_p blachy głowicowej była mniejsza niż środnika podpieranej belki (Rysunek 136):

$$h_p \leq d_b \tag{52}$$

gdzie d_b jest wysokością w świetle pasów środnika podpieranej belki.

Jeśli taki kontakt wystąpi, w miejscu styku powstaje siła ściskająca; jest ona równoważona przez siły rozciągające w śrubach, powodując powstanie znacznego momentu zginającego (Rysunek 136).



Rysunek 136. Kontakt i zmiana momentu zginającego

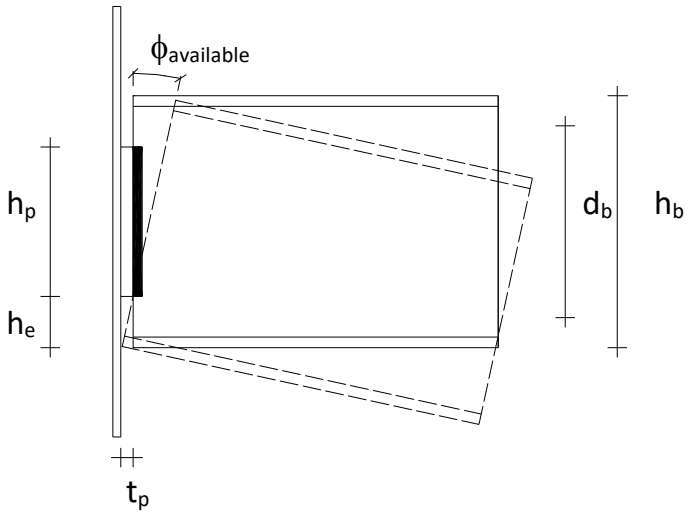
Wartość kąta obrotu, przy którym następuje kontakt, jest oczywiście zależna od cech geometrycznych belki i blachy głowicowej, ale także od rzeczywistych odkształceń elementów węzła.

Aby wyprowadzić proste kryterium, które projektant może wykorzystać do celu sprawdzenia, czy może dojść do kontaktu, przyjmuje się następujące przybliżone założenia (patrz Rysunek 137):

- element podpierający pozostaje nieodkształcony;
- środek obrotu belki znajduje się na dolnej krawędzi blachy głowicowej.

Na podstawie takich założeń można łatwo wyprowadzić bezpieczne oszacowanie (tj. dolną granicę) tzw. „osiągalnej zdolności węzła do obrotu” $\phi_{available}$:

$$\phi_{available} = \frac{t_p}{h_e} \tag{53}$$



Rysunek 137. Charakterystyka geometryczna węzła i przedstawienie styku pomiędzy belką a elementem podpierającym

Ta zdolność do obrotu musi być większa niż „wymagany kąt obrotu”, który zmienia się w zależności od układu konstrukcyjnego i obciążenia. Proste kryterium zapewniające wymaganą zdolność do obrotu węzła można zapisać jako:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \tag{54}$$

Na przykład, wymagany kąt obrotu dla belki (długość L i moment bezwładności I) swobodnie podpartej na końcach i poddanej obciążeniu równomiernie rozłożonemu (obciążenie obliczeniowe w ULS γ p), można zapisać:

$$\phi_{required} = \frac{\gamma \, p \, L^3}{24 \, EI} \tag{55}$$

Przyjmując warunek $\phi_{available} > \phi_{required}$, można wyprowadzić proste kryterium zapewniające wystarczającą zdolność do obrotu węzła, którą można zapisać jako:

$$\frac{t}{h_e} > \frac{\gamma\, p\, L^3}{24\, EI} \tag{56}$$

Podobne kryteria można wyprowadzić dla innych przypadków obciążeń.

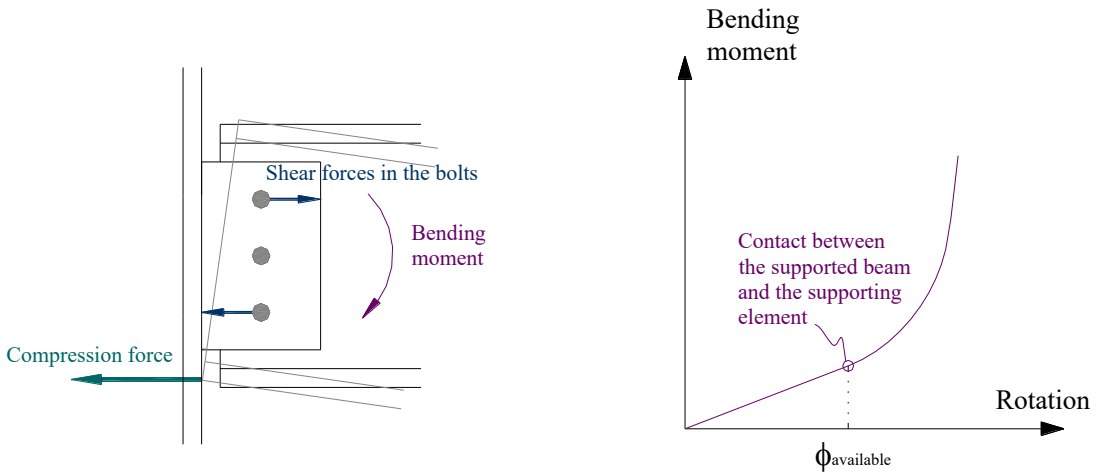
A.2.2 Węzły z przykładką w postaci blachy

Aby umożliwić obrót belki bez wywołania momentu zginającego, który powstałby w węźle, należy bezwzględnie unikać kontaktu między dolnym pasem belki a elementem podpierającym. Aby to osiągnąć, wysokość h_p blachy węzłowej powinna być mniejsza niż wysokość środnika podpieranej belki (Rysunek 138):

$$h_p \leq d_b \tag{57}$$

gdzie d_b jest wysokością w świetle pasów środnika podpieranej belki.

Jeżeli taki kontakt ma miejsce, w miejscu styku powstaje siła ściskająca, która jest równoważona siłami rozciągającymi w spoinach I blasze węzłowej oraz dodatkowymi siłami ścinającymi w śrubach.



Rysunek 138. Kontakt i wzrost momentu zginającego

Wartość kąta obrotu, przy którym następuje kontakt, jest oczywiście zależna od cech geometrycznych belki i blachy węzłowej, ale także od rzeczywistych odkształceń elementów złącza.

Aby wyprowadzić proste kryterium, które projektant może wykorzystać w celu sprawdzenia, czy może wystąpić kontakt, przyjmuje się następujące, przybliżone założenia (patrz Rysunek 139):

- element podpierający i blacha węzłowa pozostają nieodkształcone;
- środek obrotu belki znajduje się w środku ciężkości grupy śrub.

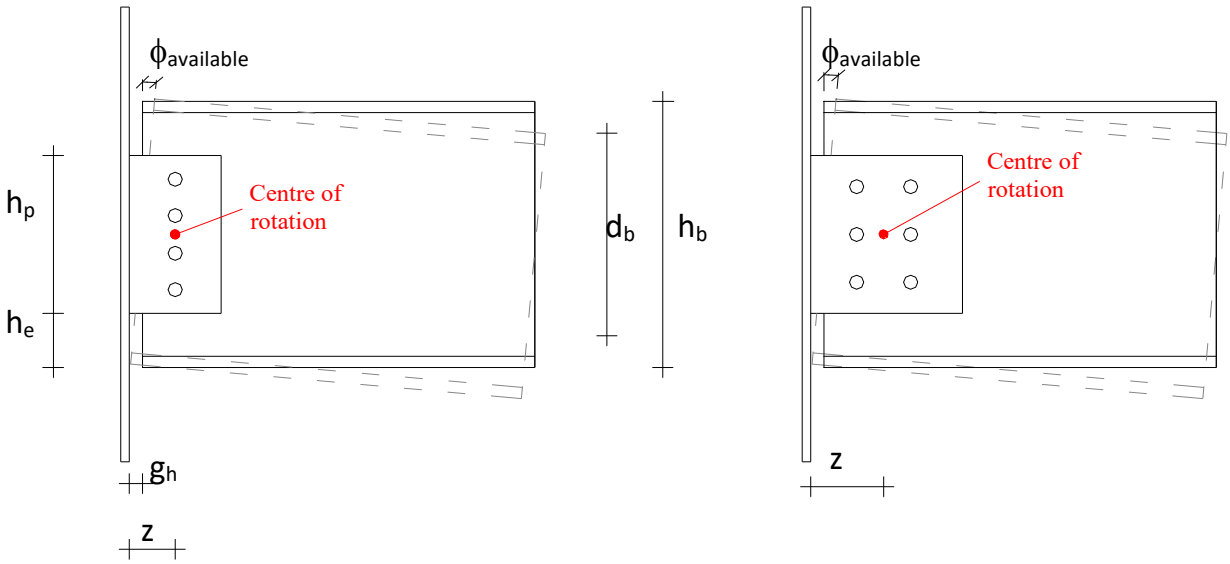
Na podstawie takich założeń można łatwo wyprowadzić bezpieczne oszacowanie (tj. dolną granicę) tzw. „osiągalną zdolność węzła do obrotu” $\phi_{available}$:

jeżeli $z > \sqrt{(z - g_h)^2 + \left(\frac{h_p}{2} + h_e\right)^2}$:

$$\phi_{available} = \text{"}\infty\text{"}$$

w przeciwnym razie:

$$\phi_{available} = \arcsin\left(\frac{z}{\sqrt{(z-g_h)^2+\left(\frac{h_p}{2}+h_e\right)^2}}\right) - \operatorname{arctg}\left(\frac{z-g_h}{\frac{h_p}{2}+h_e}\right)$$



Rysunek 139. Charakterystyka geometryczna węzła i szkic styku pomiędzy belką a elementem podpierającym

Ta zdolność do obrotu węzła musi być większa niż „wymagany kąt obrotu", który zależy od układu konstrukcyjnego i obciążenia. Proste kryterium zapewniające wymaganą zdolność do obrotu węzła można zapisać jako:

$$\phi_{available} > \phi_{required} \tag{58}$$

A.3 Szczegółowe zalecenia dotyczące ciągliwości stalowych i zespolonych węzłów śrubowych o częściowej nośności z blachami czołowymi

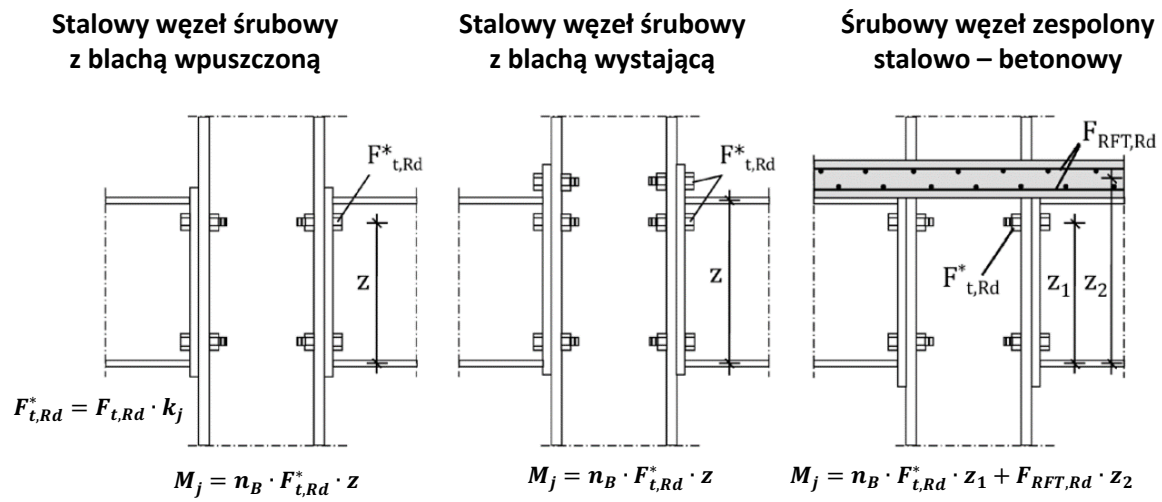
Jak wspomniano w Rozdziale 2.2.3.2, (Rölle, 2013) zaproponowano uproszczoną metodę wyznaczania nośności na zginanie węzłów doczołowych stalowych i zespolonych stalowo - betonowych, a także kryteria konstrukcyjne projektowania połączeń o wysokiej ciągliwości, patrz także Tablica 3. Według zdefiniowanych kryteriów, zniszczenie składników inne niż zniszczenie w strefie rozciąganej jest wykluczone, patrz krok 1 poniżej w punkcie poświęconym zastosowaniu metody. Podano również kryteria ciągliwości dla króćca teowego, patrz krok 2 poniżej.

W metodzie przyjmuje się, że iloczyn nośności śrub na rozciąganie i ramienia sił wewnętrznych jest czynnikiem decydującym głównie o nośności węzła. Inne parametry, które mają wpływ na nośność

węzła na zginanie, są rozpatrywane pośrednio poprzez zastosowanie współczynnika korygującego. Zależność na obliczenie plastycznej nośności na zginanie podano we wzorze (60). Przy określeniu ramienia sił wewnętrznych zakłada się, że suma rozciągających sił osiowych działa w środku ciężkości rozciąganych śrub, a suma sił ściskających działa w środku ciężkości ściskanego pasa belki. Metoda ta została opracowana na podstawie wyników badań eksperymentalnych (Kuhlmann et al., 2008) oraz analiz numerycznych przeprowadzonych w (Rölle, 2013). Została ona również zweryfikowana za pomocą równań analitycznych „rzeczywistego" modelu składnikowego i podaje wartości po bezpiecznej stronie w porównaniu z modelami składnikowymi.

Standardową konfiguracją węzła, dla którego opracowano tę metodę jest stalowy węzeł doczołowy z blachą wpuszczaną. Metodę tą można dodatkowo stosować do stalowych węzłów doczołowych z blachą wystającą i węzłów zespolonych stalowo-betonowych z trzema szeregami śrub. W przypadku stalowych węzłów z blachą czołową wystającą, model uwzględnia wyłącznie przypadek, w którym dwa górne szeregi śrub są symetrycznie rozmieszczone względem pasa belki. W celu zastosowania modelu powinny być spełnione określone kryteria wytrzymałościowe, geometryczne i konstrukcyjne. Metoda jest ważna przy następujących warunkach:

- Nośność śrub na docisk powinna być najsłabszym składnikiem decydującym o zniszczeniu węzła;
- $M_{j,pl,Rd} < 0{,}7\ M_{b,pl,Rd}$;
- Tylko jeden szereg śrub na pas belki;
- W przypadku blachy czołowej wystającej, jedynie jeden szereg śrub powyżej pasa belki;
- Tylko dwie śruby w każdym szeregu śrub;
- Grubość blachy czołowej nie powinna przekraczać 90% grubości pasa słupa: $t_{EP} \leq 0{,}9\ t_{fc}$.



Rysunek 140. Typowe konfiguracje węzłów do zastosowania uproszczonej metody Rölle, Źródło: (Rölle, 2013)

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot z \tag{59}$$

- $F_{t,Rd}$ → nośność śrub na rozciąganie (wartość obliczeniowa),
- k_j → współczynnik korygujący uwzględniający wpływ różnych parametrów na nośność węzła na zginanie,
- α → współczynnik dostosowania,
- z → ramię sił wewnętrznych,
- n_B → liczba śrub rozciąganych.

W odniesieniu do węzłów zespolonych, wzór na obliczenie plastycznej nośności na zginanie węzłów różni się od wzoru (60) poprzez dodanie wyrażenia uwzględniającego nośność stalowego zbrojenia i ma postać (61):

$$M_{j,pl,Rd} = n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot \alpha \cdot \mathrm{z} + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2 \quad (60)$$

- $F_{T,RFT,Rd}$ → nośność na rozciąganie stalowego zbrojenia (wartość obliczeniowa),
- z_2 → ramię sił wewnętrznych, patrz Rysunek 140.

Metoda ta zapewnia, że decydującym o nośności węzła składnikiem jest króciec teowy i że zgodnie z rozszerzonym kryterium ciągliwości wystąpi drugi rodzaj zniszczenia. W ramach pracy (Rölle, 2013) potwierdzono, że zakładając stężoną konstrukcję ramy, spełniony jest wymóg zdolności do obrotu $\phi_{available} / \phi_{required}$ z co najmniej dwukrotnym zapasem. Potwierdzone to zostało również w (Keller et al., 2021).

A.3.1 Zastosowanie metody uproszczonej (Rölle, 2013)

Procedurę zastosowania uproszczonej metody wg Rölle`a dla trzech konfiguracji złączy (i) stalowego węzła doczołowego z blachą czołową wpuszczoną, (ii) stalowego węzła doczołowego z blachą czołową wystającą, oraz (iii) węzła zespolonego stalowo-betonowego, można opisać w trzech krokach.

1. Sprawdzenie ważności zakresu procedury dla przekroju słupa
2. Określenie zakresu dopuszczalnej grubości króćca teowego – kryteria ciągliwości króćca teowego
3. Wyznaczenie nośności na zginanie

Poniżej przedstawione są te trzy kroki dla każdej z konfiguracji węzła:

i. Stalowe węzły doczołowe z blachą czołową wpuszczoną

ii.

Krok 1

Tablica 60. Zakres ważności procedury – przekrój słupa

Środnik słupa w strefie ściskanej	$\frac{\sqrt{h_c \cdot d_B}}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1{,}000}} < 7{,}0$
Środnik słupa w strefie rozciąganej	$t_{wc} > 0{,}092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Środnik słupa w strefie ścinanej	$t_{wc} > 1{,}12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Krok 2

Tablica 61. Kryteria ciągliwości króćca teowego

Granica dolna (przeciągnięcie łba śruby)	$t_{EP} \geq 0{,}186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$
Granica górna (ciągliwość) – usztywniony króciec teowy (w przypadku blachy czołowej)	$t_{EP} \leq 0{,}33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2{,}5 d_B}\right) \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2{,}0 d_B}}}$
Dla warunku $0{,}9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$ – nieusztywniony króciec teowy (w przypadku pasa słupa)	$t_{fc} \leq 0{,}4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2{,}5 d_B}}$

Krok 3

Tablica 62. Nośność na zginanie, stalowego węzła doczołowego z blachą czołową wpuszczoną	
Plastyczna nośność na zginanie	$M_{j,pl,Rd} = 0{,}9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z$
Współczynnik korygujący	$k_{j(FEP)} = 1{,}95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_2 \cdot f_{uB}}\right)^{0{,}25} \leq 1{,}0$
Osiowa nośność śruby (rozciąganie)	$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

iii. Stalowe węzły doczołowe z blachą czołową wystającą

W przypadku węzłów stalowych z wystającą blachą czołową, określenie zakresu grubości blachy czołowej przeprowadza się tak, jak dla węzłów z blachą czołową wpuszczoną, natomiast sprawdzenie zakresu ważności procedury dla przekroju słupa i obliczenie plastycznej nośności na zginanie węzła należy wyznaczyć w następujący sposób:

Krok 1

Tablica 63. Zakres ważności procedury – przekrój słupa	
Środnik słupa w strefie ściskanej	$\frac{\sqrt{h_c} \cdot 2 \cdot d_B}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1{,}000}} < 10{,}0$
Środnik słupa w strefie rozciąganej	$t_{wc} > 0{,}092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$
Środnik słupa w strefie ścinanej	$t_{wc} > 1{,}67 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$

Krok 3

Tablica 64. Nośność na zginanie, stalowego węzła doczołowego z blachą czołową wystającą	
Plastyczna nośność na zginanie	$M_{j,pl,Rd} = 0{,}9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z$
Współczynnik korygujący węzła	$k_{j(EEP)}^* = 0{,}75 \cdot 1{,}95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}}\right)^{0{,}25} \leq 1{,}0$
Osiowa nośność śruby (rozciąganie)	$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$

iv. Węzły zespolone stalowo - betonowe

Jeżeli nośność na rozciąganie zbrojenia ułożonego na efektywnej szerokości płyty jest większa niż teoretyczna nośność górnego szeregu śrub hipotetycznie wysuniętej części blachy czołowej, należy dodatkowo sprawdzić składnik środnika słupa w strefie ściskanej.

Określenie zakresu wartości grubości blachy czołowej jest wykonywane zgodnie z odpowiednimi zasadami dla stalowych węzłów doczołowych z blachą wpuszczoną. W ten sposób, przy stosowaniu metody Rölle, tylko trzeci krok przedstawiony w Tablicy 65 różni się dla węzłów zespolonych w porównaniu z pozostałymi dwoma typami węzłów:

Krok 3

Tablica 65. Nośność na zginanie, zespolonego stalowo - betonowego węzła doczołowego

Plastyczna nośność na zginanie	$M_{j,pl,Rd} = 0{,}9 \cdot n_B \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$
Współczynnik korygujący węzła	$k^*_{j(EEP)} = 0{,}75 \cdot 1{,}95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}}\right)^{0{,}25} \leq 1{,}0$
Osiowa nośność śrub (rozciąganie)	$F_{t,Rd} = \frac{0{,}9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$
Osiowa nośność zbrojenia stalowego	$F_{T,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$

Podane powyżej wzory odnoszą się do plastycznej nośności na zginanie. Można je zaadoptować do weryfikacji poziomu nośności granicznej stosowanej w sytuacji obciążenia wyjątkowego, zastępując nośność śruby na rozciąganie $F_{t,Rd}$ jej nośnością graniczną $F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub}$.

A.4 Ocena plastycznej zdolności do obrotu węzłów w ULS

A.4.1 Ogólne zasady i metody

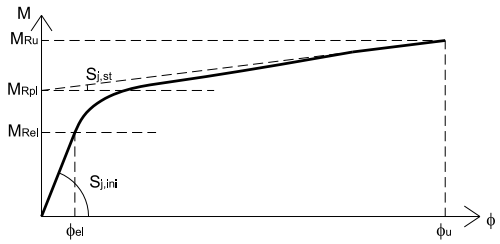
Odpowiedź rotacyjna węzła jest przedstawiana w postaci krzywej moment-obrót *M-φ*, gdzie M oznacza odpowiednio moment zginający, któremu poddawane jest połączenie i *φ to* względny kąt obrotu pomiędzy połączonymi elementami. Krzywą tę można wyznaczyć zarówno dla węzłów zginanych, jak i połączeń poddanych bardziej złożonym stanom obciążenia, w tym dodatkowym siłom osiowym. Ale w przypadku węzłów poddanych tylko obciążeniu siłą rozciągającą należy wziąć pod uwagę wyłącznie krzywą siła - wydłużenie *N-Δ*.

W kontekście odporności konstrukcji kluczowe znaczenie ma ocena maksymalnej zdolności do odkształceń (wydłużenia, obrót lub obydwu jednocześnie), dlatego określono tutaj ogólną procedurę jej wyznaczania. W celu uproszczenia jest ona przedstawiona w odniesieniu do węzła zginanego, ale może być bezpośrednio zastosowana do każdego innego stanu obciążenia węzła.

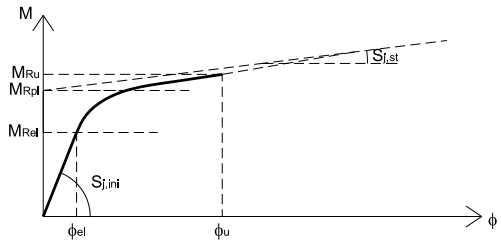
W przypadku typowych węzłów stalowych lub zespolonych wykonanych z zastosowaniem połączeń spawanych i śrubowych, kształt krzywej *M-φ* jest w przybliżeniu dwuliniowy i dlatego można go scharakteryzować czterema kluczowymi parametrami:

- sztywność początkowa $S_{j,ini}$;
- plastyczna nośność obliczeniowa na zginanie M_{Rpl};
- sztywność wzmocnienia (bardziej ogólnie wzmocnienia pozaplastycznego) $S_{j,st}$;
- graniczna nośność na zginanie M_{Ru}.

W przypadku braku niestateczności lub wcześniejszego kruchego zniszczenia węzła w stanie granicznym nośności, M_{Ru} różni się znacznie od M_{Rpl}, a dwuliniowy kształt krzywej *M-φ* jest dobrze uwypuklony (Rysunek 141a). Gdy pojawia się niestateczność lub wcześniejsze kruche zniszczenie - na przykład przez zgniecenie środnika słupa w strefie ściskanej lub zerwanie śrub w strefie rozciąganej - M_{Ru} zbliża się do M_{Rpl}, co daje mniej lub bardziej wyokrąglony kształt końcowy krzywej *M - φ* (Rysunek 141b). Niezależnie od przypadku, graniczną zdolność do obrotu ϕ_u można wyznaczyć na przecięciu krzywej *M - φ* z linią poziomą M_{Ru}.



a – Wyraźnie zaznaczona odpowiedź dwuliniowa



b – Słabo zaznaczona odpowiedź dwuliniowa

Rysunek 141. Główne właściwości złącza charakteryzujące rzeczywiste krzywe M-φ

Tak więc graniczna, plastyczna zdolność do obrotu węzłów może być przyjęta jako równa (Jaspart et al., 2019):

$$\varphi_u = (M_{Ru} - M_{Rpl})/S_{j,st} \tag{61}$$

Wartości M_{Rpl} i $S_{j,ini}$ mogą być wyznaczone zgodnie z Eurokodem 3 Część 1-8. Sztywność wzmocnienia węzła $S_{j,st}$ może więc być oszacowana ze wzoru:

$$S_{j,st} = \frac{Ez^2}{\sum \frac{1}{k^*}} \tag{62}$$

gdzie:

$$\sum \frac{1}{k^*} = \sum_m \left(\frac{1}{k_{i,m}}\right)_{M_{Rpl,comp,m>M_{Rpl,limit}}} + \sum_k \left(\frac{1}{k_{st,k}}\right)_{M_{Rpl,comp,k>M_{Rpl,limit}}} \tag{63}$$

k i *m* są indeksami składowymi, a $M_{Rpl,limit} = 1{,}65 \cdot M_{Rpl}$

Dobre oszacowanie granicznej nośności na zginanie M_{Ru} węzła można uzyskać w prosty sposób, zastępując, we wzorach podanych w Eurokodzie 3 do oceny obliczeniowej nośności węzła przy zginaniu M_{Rpl}:

- granicę plastyczności stali f_y przez wytrzymałość na rozciąganie f_u zastosowanej stali;
- obliczeniową nośność śrub na rozciąganie przez graniczną nośność śruby na rozciąganie (iloczyn pola przekroju czynnego śruby i wytrzymałości na rozciąganie materiału śruby).

Nie należy jednak zapominać o ryzyku wyboczenia środnika słupa przy ściskaniu i pasa belki w strefie ściskanej. Jak w przypadku nośności plastycznej M_{Rpl}, nośność graniczna przy zginaniu M_{Ru} jest związana z nośnością graniczną najsłabszego składnika węzła.

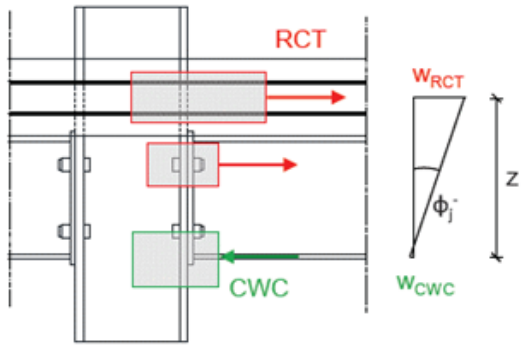
A.4.2 Uproszczona metoda Kellera do określenia zdolności do odkształceń węzłów zespolonych

W (Keller, 2019) podano uproszczone równania do określenia zdolności do obrotu węzłów zespolonych, poddanych zarówno dodatnim, jak i ujemnym momentom zginającym. Opierają się one na wynikach badań doświadczalnych przedstawionych w (Kuhlmann et al., 2017), na analizach MES przedstawionych w (Rölle, 2013) i (Keller, 2019) oraz na koncepcji tzw. modelu składnikowego. Przy wyprowadzaniu tych równań uwzględniono tylko te składniki, które mają istotny wpływ na odkształcalność połączeń zespolonych.

Zdolność do deformacji węzłów poddanych działaniu ujemnego momentu zginającego

W przypadku węzłów zespolonych poddanych obciążeniu ujemnym momentem zginającym, propozycja według (Keller, 2019) znajduje odzwierciedlenie we wzorze (62). Rozważane składniki wraz z odpowiednim ramieniem sił wewnętrznych przedstawiono na Rysunku 142. Odkształcenie składników strefy rozciąganej i tych w strefie ściskanej jest podane przez wzór (63) i (64).

Podane wartości odpowiadają średnim wartościom wyników badan doświadczalnych. Częściowe współczynniki bezpieczeństwa i współczynniki korygujące wartości obliczeniowych pochodzą z (Keller, 2019).



F_{RCT} → nośność zbrojenia płyty żelbetowej w strefie na rozciąganie
F_{CWC} → nośność na ściskanie środnika słupa
w_{RCT} → deformacja zbrojenia płyty żelbetowej w strefie rozciąganej
w_{CWC} → deformacja środnika słupa w strefie ściskanej

Rysunek 142. Całkowity obrót φ_j^- węzła zespolonego poddanego obciążeniu ujemnym momentem zginającym (Keller, 2019)

$$\varphi_{j,available}^{-} = \frac{w_{RCT}+w_{cwc}}{z} \quad (64)$$

gdzie:

w_{RCT}	[mm]	Deformacja zbrojenia płyty żelbetowej (patrz wzór (64)
w_{CWC}	[mm]	Deformacja środnika słupa w strefie ściskanej (patrz wzór (65)
z	[mm]	Odległość między środkiem strefy ściskanej a środkiem ciężkości układu prętów zbrojeniowych, patrz Rysunek 142.

- $w_{RCT} = \varepsilon_{su} \cdot \kappa \cdot l_z \cdot k_M$ (65)

gdzie:

ε_{su}	[%]	Odkształcenia graniczne stali pręta zbrojeniowego
$\kappa = 0{,}49 \cdot \frac{\rho^{0,51}}{f_{ctm}^{\ 0,34} \cdot d_r^{\ 0,68}}$	[-]	Współczynnik uwzględniający różne czynniki wpływające na odkształcenia prętów zbrojenia
ρ	[%]	Stopień zbrojenia
$l_z = 0{,}9 \cdot \left(\frac{h_{col}}{2} + \mathrm{a}\right)$	[mm]	Długość wydłużenia prętów zbrojenia stalowego (po jednej stronie złącza)
h_{col}	[mm]	Całkowita wysokość przekroju słupa
a	[mm]	Odległość pierwszego łącznika ścinanego od pasa słupa
$k_M = \begin{cases} 1{,}00 \rightarrow dla\ czystego\ obciążenia\ osiowego \\ 0{,}61 \rightarrow dla\ ujemnego\ momentu\ zginającego \end{cases}$	[-]	Współczynnik uwzględniający warunki obciążenia

- $w_{CWC} = \frac{M_{j,u}^{-}}{z \cdot k_{CWC} \cdot E} \cdot \delta_{smu}$ (66)

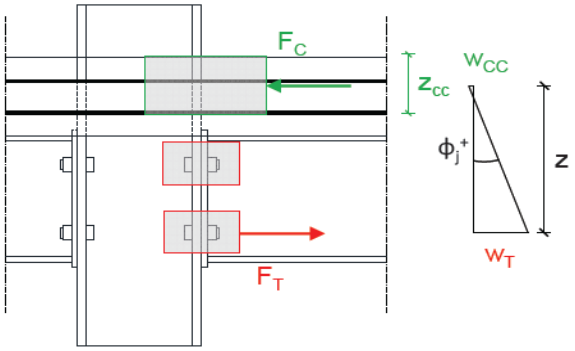
gdzie:

$M_{j,u}^{-}$	[kNm]	Graniczna nośność węzła przy zginaniu momentem ujemnym

z	[mm]	Ramię sił wewnętrznych
$k_{CWC} = 0{,}7 \cdot b_{eff,c,wc} \cdot \frac{t_{wc}}{d_c}$	[mm]	Współczynnik sztywności dla środnika słupa w strefie ściskanej (CWC) zgodnie z EN 1993-1-8
$\delta_{smu} = 1{,}12 \cdot 10^4 \cdot {\varepsilon_{smu}}^{2{,}35}$	[-]	Współczynnik uwzględniający odkształcenie zbrojonej płyty żelbetowej przy rozciąganiu
$\varepsilon_{smu} = \left(\frac{w_{RCT}}{I_Z}\right)$	[-]	odkształcenie zbrojonej płyty żelbetowej przy rozciąganiu

Zdolność do deformacji węzłów poddanych działaniu dodatniego momentu zginającego

Zdolność do deformacji węzłów poddanych obciążeniu dodatnim momentem zginającym podana jest we wzorze (66), a rozważane składniki wraz z odpowiednim ramieniem sił wewnętrznych są zilustrowane na Rysunku 143.



F_C→ nośność strefy ściskanej
F_T→ nośność strefy rozciąganej
w_{CC}→ deformacja płyty żelbetowej w strefie ściskanej
w_T→ deformacja w strefie rozciąganej
z_{CC}→ wysokość strefy ściskanej w płycie żelbetowej

Rysunek 143. Całkowity obrót φ_j^+ węzła zespolonego poddanego obciążeniu dodatnim momentem zginającym (Keller, 2019)

$$\varphi_{j,avail.}^{+} = \frac{w_T}{z} \tag{67}$$

gdzie:

$w_T = \frac{(t_{ep} + t_{cf}) \cdot f_y}{E} \cdot \delta_{pl,T}$	[mm]	Deformacja stalowej części węzła w strefie rozciąganej
$\delta_{pl,T} = a \cdot 1{,}07 \cdot 10^{-4} \cdot h_b \cdot \sqrt{m_x} \cdot \left(\frac{d_b}{t_{ep}}\right)^3 \cdot \left(\frac{m}{t_{cf}}\right)^{1{,}8} \cdot \left(\frac{f_{ub}}{f_y}\right)^{2{,}8}$	[-]	Współczynnik uwzględniający różne czynniki wpływające na odkształcenia węzła
$a = \begin{cases} 1{,}00 - dla\ wszystkich\ węzłów\ stalowych \\ 0{,}65 - dla\ węzłów\ zespolonych \end{cases}$	[-]	Współczynnik uwzględniający rodzaj węzła
z	[mm]	Ramię sił wewnętrznych – odległość między środkiem strefy ściskanej a szeregiem śrub w strefie rozciąganej
m_x	[mm]	Pionowa odległość między śrubą a pasem belki
m	[mm]	Pozioma odległość między śrubą a środnikiem belki

Jako alternatywę (Duarte da Costa 2018) proponuje procedurę analityczną do wyznaczania granicznej zdolności do obrotu węzłów zespolonych, poddanych działaniu momentu ujemnego, uwzględniającą współpracę prętów zbrojeniowych S500B.

Pierwszym krokiem jest wyznaczenie odkształcenia granicznego ε_{smu} i plastycznego ε_{smy} składnika płyty żelbetowej. Efekt usztywnienia przy rozciąganiu odgrywa dość istotną rolę w zdolności do wydłużenia składnika „płyty zbrojeniowe w strefie rozciąganej". Wykresy ułatwiające wyznaczenia w procesie projektowania ε_{smu} i ε_{smy} przedstawiono na Rysunku 144. Wykresy te przedstawiono

w funkcji klasy betonu i efektywnego stopnia zbrojenia ρ_{eff}. Aby za pomocą tych wykresów określić ε_{smu} i ε_{smy}, należy wykonać następujące kroki:

1. Obliczenie efektywnego stopnia zbrojenia ρ_{eff}, biorąc pod uwagę powierzchnię efektywną betonu $A_{c,eff}$ wokół zbrojenia podłużnego zgodnie z (EN 1992-1-1, 2005), Rysunek 7.1 i odczytanie z górnego wykresu Rysunku 144, pierwszych naprężeń rysujących σ_{sr1}.

2. Pomnożenie pierwszych naprężeń rysujących σ_{sr1} wyznaczonych w poprzednim kroku przez współczynnik k_b równy k_c, jak określono w Rozdziale 7.4.2(1) normy (EN 1994-1-1 2004). Współczynnik ten uwzględnia liniowy rozkład naprężeń w przekroju przed zarysowaniem. Na tej podstawie określa się ograniczenie odkształceń granicznych płyty żelbetowej według wykresu dolnego z Rysunku 144. Z tego samego wykresu określa się graniczne naprężenia σ_{smy} płyty żelbetowej.

W drugim kroku, efektywna długość złącza L_j jest obliczana ze wzoru: $L_j = \frac{h_c}{2} + n \cdot 2 \cdot \frac{\emptyset}{6.4 \cdot \rho_{eff}}$

gdzie:

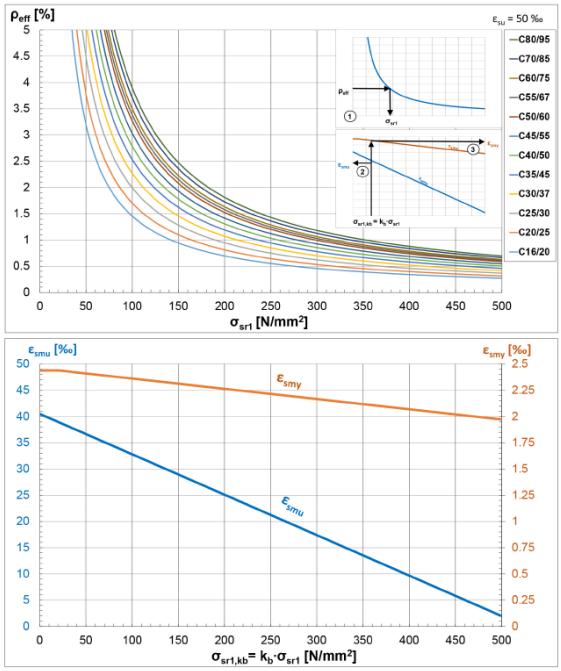
- h_c jest wysokością przekroju słupa;
- n = 1.5 dla 1.0% ≤ ρ_{eff}≤ 1.6%; 2.5 dla 1.6% <ρ_{eff}≤ 1.9%; 3.5 dla 1.9% <ρ_{eff}≤ 2.2%; 4.5 dla 2.2% <ρ_{eff}≤ 2.9%; 5.5 dla 2.9% <ρ_{eff}≤ 3.5%;
- $\emptyset$ jest średnicą prętów zbrojeniowych.

W ostatnim kroku, zdolność do obrotu węzła oblicza się z następującego równania, podstawiając wartości wyznaczone w dwóch poprzednich krokach:

$$\emptyset_u = \left[\varepsilon_{smu} \cdot \frac{h_c}{2} + \frac{\varepsilon_{smu} + \varepsilon_{smy}}{2} \cdot \left(L_j - \frac{h_c}{2}\right)\right] \cdot \frac{1}{h_r} \tag{68}$$

gdzie:

h_r jest ramieniem sił wewnętrznych między środkiem strefy ściskanej a warstwą zbrojenia.



Rysunek 144. Pomoc projektowa przy określeniu zdolności do obrotu węzłów zespolonych zgodnie z (Duarte da Costa 2018)

A.5 Nośność węzłów poddanych rozciąganiu

W niniejszym załączniku przedstawiono zasady określania nośności na rozciąganie węzłów prostych, węzłów o częściowej nośności i styków słupów.

A.5.1 Węzły proste obciążone rozciągającą siłą osiową

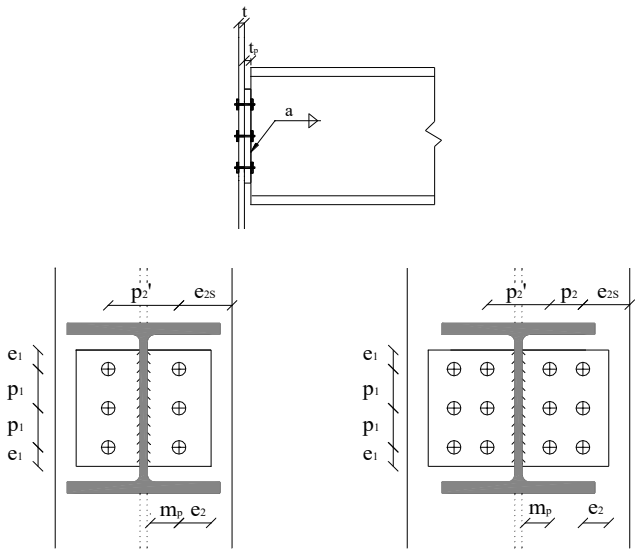
W ramach europejskich zaleceń projektowych (Jaspart et al., 2009) przygotowano specjalne arkusze kalkulacyjne do wyznaczania nośności na rozciąganie powszechnie stosowanych węzłów o prostej konfiguracji; w szczególności podano tam zasady określania granicznej nośności osiowej tych połączeń. Zasady te przedstawiono poniżej, ponieważ stanowią one łatwe do zastosowania procedury obliczeniowe. Należy jednak zaznaczyć, że ich zastosowanie jest ściśle ograniczone do węzłów spełniających minimalne wymagania pod względem ciągliwości, podane w Rozdziale 2.2.

A.5.1.1 Dane ogólne dla połączeń z blachą głowicową, przykładką środnika z blachy i przykładką środnika z kątownika

- Śruby:
  - n Całkowita liczba śrub
  - A Nominalne pole przekroju trzpienia śruby
  - A_s Pole przekroju czynnego śruby przy rozciąganiu
  - d Nominalna średnica trzpienia śruby
  - d_0 Średnica otworu na śrubę
  - $f_{u,b}$ Wytrzymałość na rozciąganie materiału śruby
  - $f_{y,b}$ Granica plastyczności materiału śruby
- Spoiny:
  - a Nominalna grubość spoiny
  - β_w Współczynnik korelacji do wyznaczenie obliczeniowej wytrzymałości spoiny
- Elementy podparte i podpierające:
  - t Grubość blachy podpierającej (t_{cf} i t_{cw} odpowiednio dla pasa i środnika słupa, t_{bw} dla środnika belki)
  - t_w Grubość podpartego środnika belki
  - $A_{b,v}$ Pole przekroju czynnego podpieranej belki przy ścinaniu
  - $A_{b,v,net}$ Pole przekroju netto podpieranej belki przy ścinaniu
  - f_u Wytrzymałość na rozciąganie stali elementu (indeksy odnoszą się: *bw* do środnika belki, *cf* i *c w* odpowiednio do pasa I środnika słupa)
  - f_y Granica plastyczności stali elementu (indeksy odnoszą się: *bw* do środnika belki, *cf* i *cw* odpowiednio do pasa I środnika słupa)
- Współczynniki bezpieczeństwa:
  - γ_{M0} Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla przekrojów stalowych; równy 1,0
  - γ_{M2} Częściowy współczynnik bezpieczeństwa dla przekroju netto z otworami na śruby, śrub, spoin i blach przy docisku; jest 1,25
- Obciążenia:
  - V_{Ed} Siła ścinająca przyłożona do węzła
- Nośności:
  - V_{Rd} Nośność węzła przy ścinaniu
  - $F_{v.Rd}$ Obliczeniowa wytrzymałość przy ścinaniu śruby

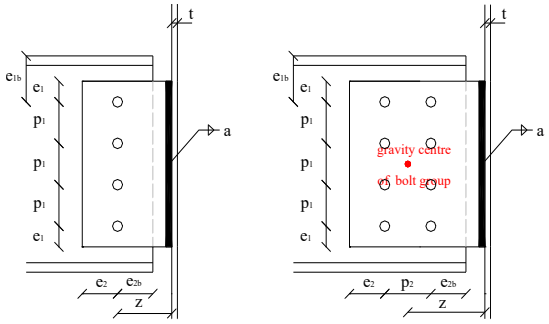
A.5.1.2 Oznaczenia szczególne dla połączeń z blachą głowicową

h_p Wysokość blachy głowicowej
t_p Grubość blachy głowicowej
A_v Pole przekroju brutto blachy głowicowej przy ścinaniu
A_{vnet} Pole przekroju netto blachy głowicowej przy ścinaniu
f_{yp} Granica plastyczności materiału blachy głowicowej
n_1 Liczba poziomych rzędów śrub
n_2 Liczba pionowych szeregów śrub
e_1 Odległość końcowa wzdłużna
e_2 Odległość końcowa boczna
p_1 Rozstaw wzdłużny śrub
p_2 Rozstaw boczny śrub
m_p Odległość pomiędzy rzędem śrub a krawędzią spoiny łączącej blachę głowicową ze środnikiem belki (definicja wg EN 1993-1-8)



Rysunek 145. Oznaczenia dla blachy głowicowej

A.5.1.3 Oznaczenia szczególne dla połączeń z przykładką środnika z blachy

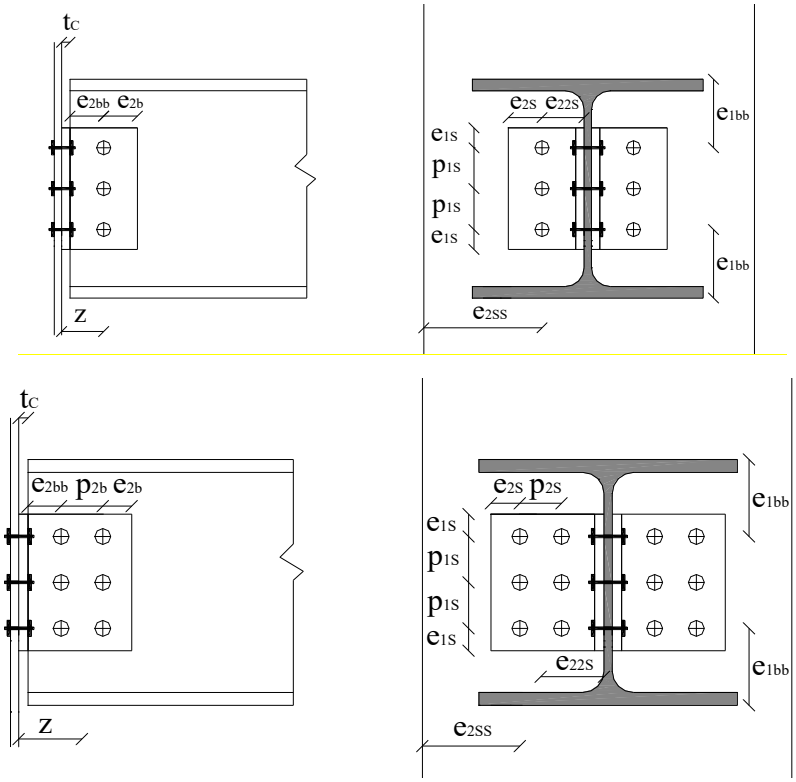


Rysunek 146. Oznaczenia dla przykładki środnika z blachy

h_p Wysokość przykładki
t_p Grubość przykładki

A_v Pole przekroju czynnego blachy węzłowej przy ścinaniu
A_{vnet} Pole przekroju netto przykładki przy ścinaniu
f_{yp} Granica plastyczności materiału blachy przykładki
n_1 Liczba poziomych rzędów
n_2 Liczba pionowych szeregów
e_1 Odległość końcowa wzdłużna (przykładka)
e_2 Odległość końcowa boczna (przykładka)
e_{1b} Odległość końcowa wzdłużna (środnik belki)
e_{2b} Odległość końcowa boczna (środnik belki)
p_1 Rozstaw wzdłużny śrub
p_2 Rozstaw boczny śrub
I Moment bezwładności grupy śrub

A.5.1.4 Oznaczenia szczególne dla połączeń z przykładkami środnika z kątowników



Rysunek 147. Oznaczenia dla kątownika łączącego środnik belki

h_c Wysokość kątownika
t_c Grubość ramienia kątownika
A_v Pole przekroju czynnego kątownika przy ścinaniu
A_{vnet} Pole przekroju netto kątownika przy ścinaniu

Połączenie belki:

d_{sb} Nominalna średnica trzpienia śruby
d_{0sb} Średnica otworu na śrubę
n_b Całkowita liczba śrub
n_{1b} Liczba poziomych rzędów
n_{2b} Liczba pionowych szeregów
e_{1b} Odległość końcowa wzdłużna (kątownik)

e_{2b} Odległość końcowa boczna (kątownik)
p_{1b} Rozstaw wzdłużny śrub
p_{2b} Rozstaw boczny śrub
e_{2bb} Odległość końcowa boczna (środnik belki)
e_{1bb} Odległość końcowa wzdłużna (środnik belki)
z Ramię sił wewnętrznych
I Moment bezwładności grupy śrub

Połączenie do słupa:
d_s Nominalna średnica trzpienia śruby
d_{0s} Średnica otworu na śrubę
n_s Całkowita liczba śrub
n_{1s} Liczba poziomych rzędów
n_{2s} Liczba pionowych szeregów
e_{1s} Odległość końcowa wzdłużna (kątownik)
e_{2s} Odległość końcowa boczna (kątownik)
p_{1s} Rozstaw wzdłużny śrub
p_{2s} Rozstaw boczny śrub
e_{2ss} Odległość końcowa boczna (element podpierający)
e_{22s} Odległość wzdłużna pomiędzy wewnętrznym rzędem śrub a środnikiem belki

A.5.1.5 Nośność na rozciąganie połączeń z blachą głowicową

MECHANIZM ZNISZCZENIA	SPRAWDZENIE
Śruby przy rozciąganiu	$N_{u\,1} = n\,B_{t,u}$ gdzie: $B_{t,u} = f_{ub}\,A_s/\gamma_{Mu}$
Blacha głowicowa przy zginaniu	$N_{u\,2} = \min(F_{hp,u,1}; F_{hp,u,2})$ $F_{hp,u,1} = \frac{(8 \cdot n_p - 2 \cdot e_w) \cdot l_{eff,p,t,1} \cdot m_{u,p}}{2 \cdot m_p \cdot n_p - e_w \cdot (m_p + n_p)}$ $F_{hp,u,2} = \frac{2 \cdot l_{eff,p,t,2} \cdot m_{u,p} + n \cdot B_{t,u} \cdot n_p}{m_p + n_p}$ gdzie $n_p = \min(e_2; 1{,}25\,m_p)$ $m_{u,p} = \frac{t_p^2 \cdot f_{up}}{4 \cdot \gamma_{Mu}}$ $l_{eff,p1} = l_{eff,p2} = h_p$ (założenie to zazwyczaj jest wartością bezpieczną – dla oszacowania dokładniejszych wartości; należy przyjąć długości efektywne dla przypadku „Szereg śrub poza pasem rozciąganym belki”; patrz EC3 – tablica z długościami efektywnymi dla blachy czołowej. Długości efektywne podane w tablicy należy jednak pomnożyć przez współczynnik 2 przed wprowadzeniem w dwa powyższe wyrażenia)

MECHANIZM ZNISZCZENIA	SPRAWDZENIE
Element podpierający przy zginaniu	$N_{u\,3} =$ Patrz EN 1993-1-8 dla pasów słupa (podstawiając $B_{t,u}$ za $B_{t.Rd}$, f_u za f_y i γ_{Mu} za γ_{M0}).
Środnik belki przy rozciąganiu	$N_{u\,4} = t_w h_p f_{ubw}/\gamma_{Mu}$
Spoiny	Zastosowane spoiny powinny być spoinami o pełnej nośności. Zapewnia to spełnienie zaleceń dotyczące projektowania spoin podane w Rozdziale 2.2
Nośność węzła na rozciąganie	$N_u = \min_{i=1}^{4} N_{u\,i}$

A.5.1.6 Nośność na rozciąganie połączeń z przykładką środnika

MECHANIZN ZNISZCZENIA	SPRAWDZENIE
Śruby przy ścinaniu	$N_{u\,1} = n\,F_{v,u}$ gdzie: $$F_{v,u} = \alpha_v\, f_{ub}\, A/\gamma_{Mu}$$ • gdy płaszczyzna ścinania przechodzi przez gwintowaną część trzpienia śruby: $A = A_s$ (pole przekroju czynnego śruby) • dla śrub klasy 4.6, 5.6 i 8.8: α_v = 0,6 • dla śrub klasy 4.8, 5.8, 6.8 i 10.9: α_v = 0,5 • gdy płaszczyzna ścinania przechodzi przez niegwintowaną część trzpienia śruby: A (pole przekroju trzpienia śruby) i α_v = 0,6
Przykładka środnika przy docisku	$N_{u\,2} = n\,F_{b,u,\,hor}$ gdzie: $$F_{b,u,hor} = k_1\,\alpha_b\, f_{up}\, d\, t_p/\gamma_{Mu}$$ w którym: $$\alpha_b = \min\left(\frac{e_2}{3\cdot d_0};\ \frac{p_2}{3\cdot d_0} - \frac{1}{4};\ \frac{f_{ub}}{f_{up}}\text{ lub } 1{,}0\right)$$ $$k_1 = \min\left(2{,}8\cdot\frac{e_1}{d_0} - 1{,}7;\ 1{,}4\cdot\frac{p_1}{d_0} - 1{,}7;\ 2{,}5\right)$$
Przykładka środnika przy rozciąganiu: Przekrój brutto	$N_{u\,3} = t_p\, h_p\, f_{up}/\gamma_{Mu}$

MECHANIZN ZNISZCZENIA	SPRAWDZENIE
Przykładka środnika przy rozciąganiu: Przekrój netto	$N_{u\,4} = 0{,}9\, A_{net,p}\, f_{up}/\gamma_{Mu}$ gdzie: $A_{net,p} = t_p\, h_p - d_0\, n_1\, t_p$
Środnik belki przy docisku	$N_{u\,5} = n\, F_{b,u,hor}$ gdzie: $F_{b,u,hor} = k_1\, \alpha_b\, f_{ubw}\, d\, t_{bw}/\gamma_{Mu}$ w którym: $\alpha_b = \min\left(\frac{e_{2b}}{3 \cdot d_0}; \frac{p_2}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_{ubw}} \text{lub } 1{,}0\right)$ $k_1 = \min\left(1{,}4 \cdot \frac{p_1}{d_0} - 1{,}7;\ 2{,}5\right)$
Środnik belki przy rozciąganiu: Przekrój brutto	$N_{u\,6} = t_{bw}\, h_{bw}\, f_{ubw}/\gamma_{Mu}$
Środnik belki przy rozciąganiu: Przekrój netto	$N_{u\,7} = 0{,}9\, A_{net,bw}\, f_{ubw}/\gamma_{Mu}$ gdzie: $A_{net,bw} = t_{bw}\, h_{bw} - d_0\, n_1\, t_{bw}$
Element podpierający przy zginaniu	$N_{u\,8} =$ Patrz EN 1993-1-8 dla pasów słupa (podstawiając $B_{t,u}$ za $B_{t.Rd}$, f_u za f_y i γ_{Mu} za γ_{M0}).
Spoiny	Zastosowane spoiny powinny być spoinami o pełnej nośności. Zapewnia to spełnienie zaleceń dotyczące projektowania spoin podane w Rozdziale 2.2
Nośność węzła na rozciąganie	$N_u = \min_{i=1}^{8} N_{u\,i}$

A.5.1.7 Nośność na rozciąganie połączeń z przykładkami środnika w formie kątownika

Można by dodać odpowiedni arkusz, ale w rzeczywistości zawierałby wzory przedstawione powyżej - dwa ramiona kątownika można łatwo modelować odpowiednio jak dla przykładki środnika i blachy głowicowej.

A.5.2 Węzły o częściowej nośności i styki słupów poddane rozciąganiu

Metodę składnikową można łatwo dostosować tak, aby umożliwiała wyznaczenie charakterystyki węzłów pod działaniem sił osiowych, a w szczególności pod obciążeniem rozciągającym, co jest przypadkiem obciążenia, który jest brany pod uwagę przy zastosowaniu, na przykład metody stężeń.

Składniki aktywowane pod obciążeniem osiowym są podobne do tych aktywowanych przy działaniu momentu zginającego. W związku z tym, aby oszacować obliczeniową nośność węzłów ze względu na siłę osiową, stosując koncepcję metody składnikowej, należy jedynie dostosować procedurę:

$$N_{j,Rd} = \sum_i F_{Rd,i} \tag{69}$$

gdzie $N_{j,Rd}$ jest osiową nośnością obliczeniową rozpatrywanego węzła, a $F_{Rd,i}$ jest obliczeniową nośnością składnika ,,i" aktywowanego pod działaniem siły N (EN 1993-1-8, 2005).

Nośność osiowa węzła może być wyznaczana, sumując udział aktywowanych składników. Wzór ten jest ważny tylko wtedy, gdy spełnione są kryteria ciągliwości podane w Rozdziale 2.2.

Możliwe jest również określenie osiowej nośności granicznej węzłów, zastępując nośność obliczeniową składników przez ich nośność graniczną:

$$N_{j,u} = \sum_i F_{u,i} \tag{70}$$

gdzie $N_{j,u}$ jest osiową nośnością graniczną rozpatrywanego węzła, a $F_{u,i}$ graniczną nośnością składnika "i" aktywowanego pod działaniem siły N, obliczana według zasad określonych w (EN 1993-1-8 2005), podstawiając $B_{t,u}$ za $B_{t.Rd}$, f_u za f_y i γ_{Mu} za γ_{M0}.

A.5.3 Uproszczona metoda do wyznaczania charakterystyk stalowych lub zespolonych doczołowych węzłów śrubowych poddanych działaniu siły osiowej

Zgodnie z koncepcją przedstawioną w Załączniku A.3.1 i stosując współczynnik redukcyjny dla warunków czystego obciążenia rozciągającego, (Rölle, 2013) przedstawił wzór (na poziomie nośności granicznej) do obliczenia nośności węzła w warunkach obciążenia rozciągającego:

$$N_{j,u} = k_j \cdot k_{j,T} \cdot F_{t,u} + F_{RFT,u} \tag{71}$$

gdzie:

$k_j = 1{,}95\left(\frac{t_{ep} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}}\right)^{0{,}25}$ — Współczynnik korygujący węzła

$k_{j,T} = \left(\left(\frac{m_x}{3{,}0 \cdot d_b}\right) \cdot \left(1 - \frac{m}{p}\right)\right)^{0{,}25}$ — Współczynnik korygujący dla obciążenia rozciągającego

$F_{t,u} = A_s \cdot f_{ub}$ — Nośność śrub przy obciążeniu osiowym (zniszczenie)

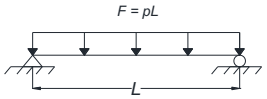
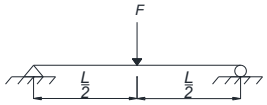
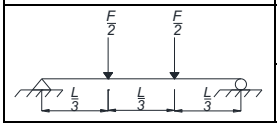
$F_{RFT,u} = A_{s,RFT} \cdot f_{s,u}$ — Nośność graniczna stalowych prętów zbrojeniowych

A.6 Narzędzia tabelaryczne do szacowania odpowiedzi układów SDOF

A.6.1 Współczynniki transformacji dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych

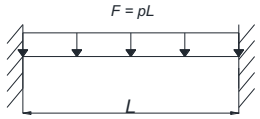
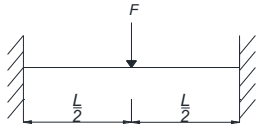
Dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych można ustalić w stanie sprężysto-plastycznym odpowiedź jak dla układów SDOF, za pomocą tablic, które zawierają: nośność graniczną R_m, współczynniki obciążenia K_L, współczynniki masy K_M, współczynniki masa - obciążenie K_{LM}, stałą sprężystości k i reakcję dynamiczną V.

Tablica 66. Współczynniki transformacji dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych – belka swobodnie podparta (Biggs and Biggs, 1964)

Schemat obciążenia	Zakres odkształceń	Współ-czynnik obciążenia K_L	Współczynnik masy K_M		Współczynnik obciążenie - masa K_{LM}		Nośność graniczna R_m	Stała sprężystości k	Reakcja dynamiczna V
			Masa skupiona*	Masa równo. rozłożona	Masa skupiona*	Masa równo. rozłożona			
	Sprężysty	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{8M_P}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	0,39*R*+0,11*F*
	Plastyczny	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{8M_P}{L}$	0	0,38R_m+0,12*F*
	Sprężysty	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{4M_P}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	0,78*R*-0,28*F*
	Plastyczny	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4M_P}{L}$	0	0,75R_m-0,25*F*
	Sprężysty	0,87	0,76	0,52	0,87	0,60	$\frac{6M_P}{L}$	$\frac{56,4EI}{L^3}$	0,525*R*-0,025*F*
	Plastyczny	1,0	1,0	0,56	1,0	0,56	$\frac{6M_P}{L}$	0	0,52R_m-0,02*F*

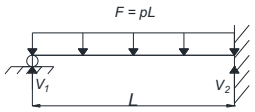
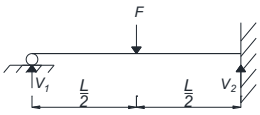
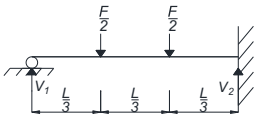
* Równe części masy skupionej są zgromadzone przy każdym obciążeniu skupionym.
Źródło: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

Tablica 67. Współczynniki transformacji dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych – belka dwustronnie utwierdzona (Biggs and Biggs, 1964)

Schemat obciążenia	Zakres odkształ-ceń	Współ-czynnik obcią-żenia K_L	Współczynnik masy K_M		Współczynnik obciążenie - masa K_{LM}		Nośność graniczna R_m	Stała sprężystości k	Efektywna stała sprężystości k_E	Reakcja dynamiczna V
			Masa skupiona *	Masa równo. rozłożona	Masa skupiona *	Masa równo. rozłożona				
	Sprężysty	0,53	...	0,41	...	0,77	$\frac{12M_{Ps}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	...,	0,36*R*+0,14*F*
	Sprężysto - plastyczny	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{8}{L}(M_{Ps}+M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$\frac{307EI}{L^3}$	0,39*R*+0,11*F*
	Plastyczny	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{8}{L}(M_{Ps}+M_{Pm})$	0	...,	0,38R_m+0,12*F*
	Sprężysty	1,0	1,0	0,37	1,0	0,37	$\frac{4}{L}(M_{Ps}+M_{Pm})$	$\frac{192EI}{L^3}$	...,	0,71*R*-0,21*F*
	Plastyczny	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4}{L}(M_{Ps}+M_{Pm})$	0	...,	0,75R_m-0,25*F*

M_{Ps} – graniczna nośność na zginanie w miejscu utwierdzenia
M_{Pm} – graniczna nośność na zginanie w środku rozpiętości
* Równe części masy skupionej są zgromadzone przy każdym obciążeniu skupionym.
Źródło: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

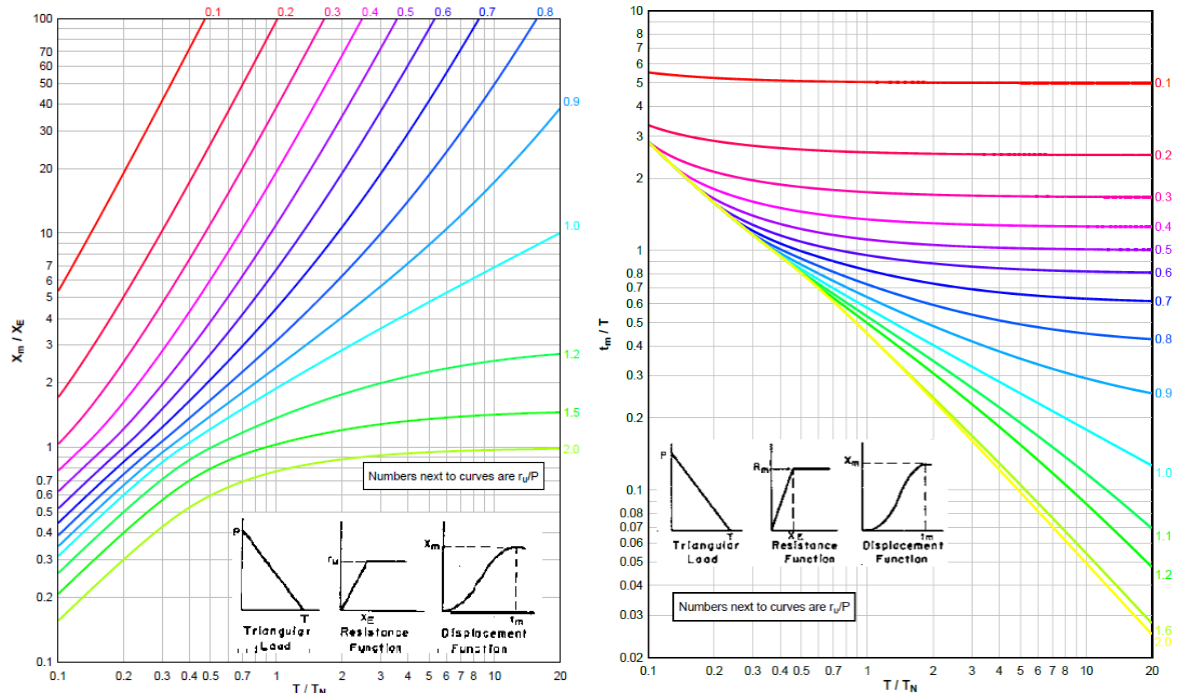
Tablica 68. Współczynniki transformacji dla belek i płyt jednokierunkowo zbrojonych – belka swobodnie podparta z jednej strony i utwierdzona z drugiej (Biggs and Biggs, 1964)

Schemat obciążenia	Zakres odkształceń	Współczynnik obciążenia K_L	Współczynnik masy K_M		Współczynnik obciążenie - masa K_{LM}		Nośność graniczna R_m	Stała sprężystości k	Efektywna stała sprężystości k_E	Reakcja dynamiczna V
			Masa skupiona*	Masa równo rozłożona	Masa skupiona*	Masa równo rozłożona				
	Sprężysty	0,58	...	0,45	...	0,78	$\frac{8M_{Ps}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	$\frac{160EI}{L^3}$	$V_1 = 0{,}26R+0{,}12F$ $V_2 = 0{,}43R+0{,}19F$
	Sprężysto - plastyczny	0,64	...	0,50	...	0,78	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{384EI}{5L^3}$		$V = 0{,}39R+0{,}11F \pm M_{Ps}/L$
	Plastyczny	0,50	...	0,33	...	0,66	$\frac{4}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0{,}38R_m+0{,}12F \pm M_{Ps}/L$
	Sprężysty	1,0	1,0	0,43	1,0	0,43	$\frac{16M_{Ps}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	$\frac{106EI}{L^3}$	$V_1 = 0{,}25R+0{,}07F$ $V_2 = 0{,}54R+0{,}14F$
	Sprężysto - plastyczny	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	$\frac{48EI}{L^3}$		$V = 0{,}78R-0{,}28F \pm M_{Ps}/L$
	Plastyczny	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 2M_{Pm})$	0		$V = 0{,}75R_m-0{,}25F \pm M_{Ps}/L$
	Sprężysty	0,81	0,67	0,45	0,83	0,55	$\frac{6M_{Ps}}{3L}$	$\frac{132EI}{L^3}$	$\frac{122EI}{L^3}$	$V_1 = 0{,}17R+0{,}17F$ $V_2 = 0{,}33R+0{,}33F$
	Sprężysto - plastyczny	0,87	0,76	0,52	0,87	0,60	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	$\frac{56EI}{L^3}$		$V = 0{,}525R-0{,}025F \pm M_{Ps}/L$
	Plastyczny	1,0	1,0	0,56	1,0	0,56	$\frac{2}{L}(M_{Ps} + 3M_{Pm})$	....		$V = 0{,}52R_m-0{,}02F \pm M_{Ps}/L$

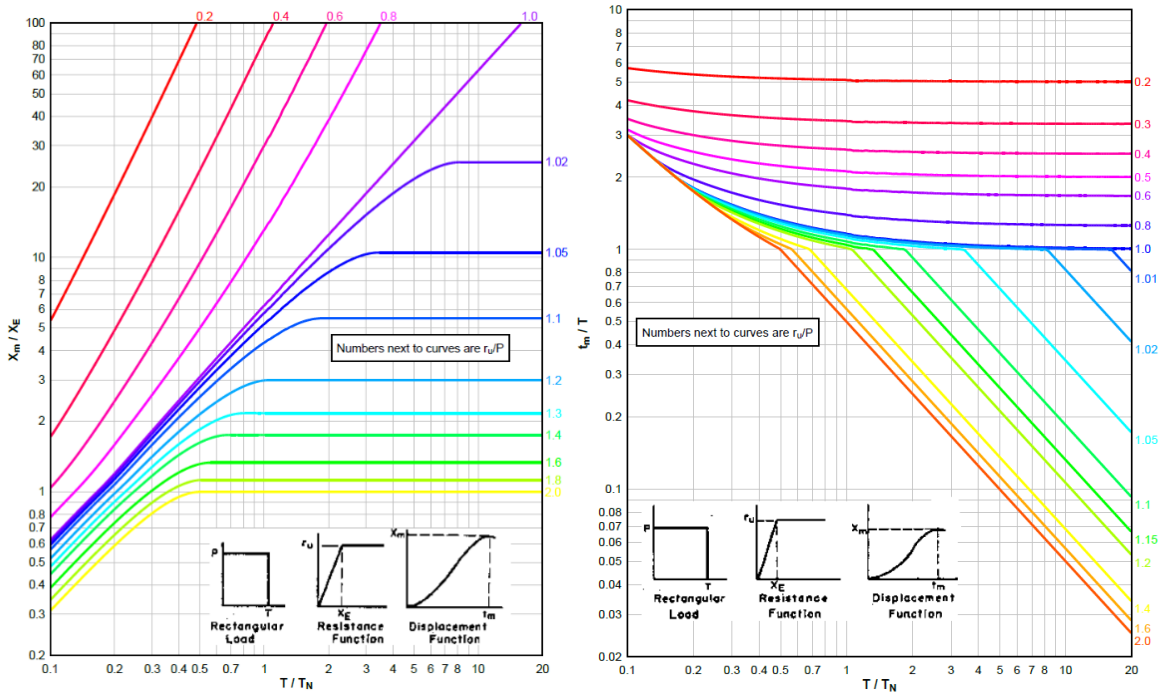
M_{Ps} – graniczna nośność na zginanie w miejscu utwierdzenia
M_{Pm} – graniczna nośność na zginanie w środku rozpiętości
* Równe części masy skupionej są zgromadzone przy każdym obciążeniu skupionym.
Źródło: "Design of Structures to Resist the Effects of Atomic Weapons", U.S Army Corps of Engineers Manual EM 1110-345-415, 1957.

A.6.2 Maksymalne ugięcie i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto-plastycznej układów SDOF

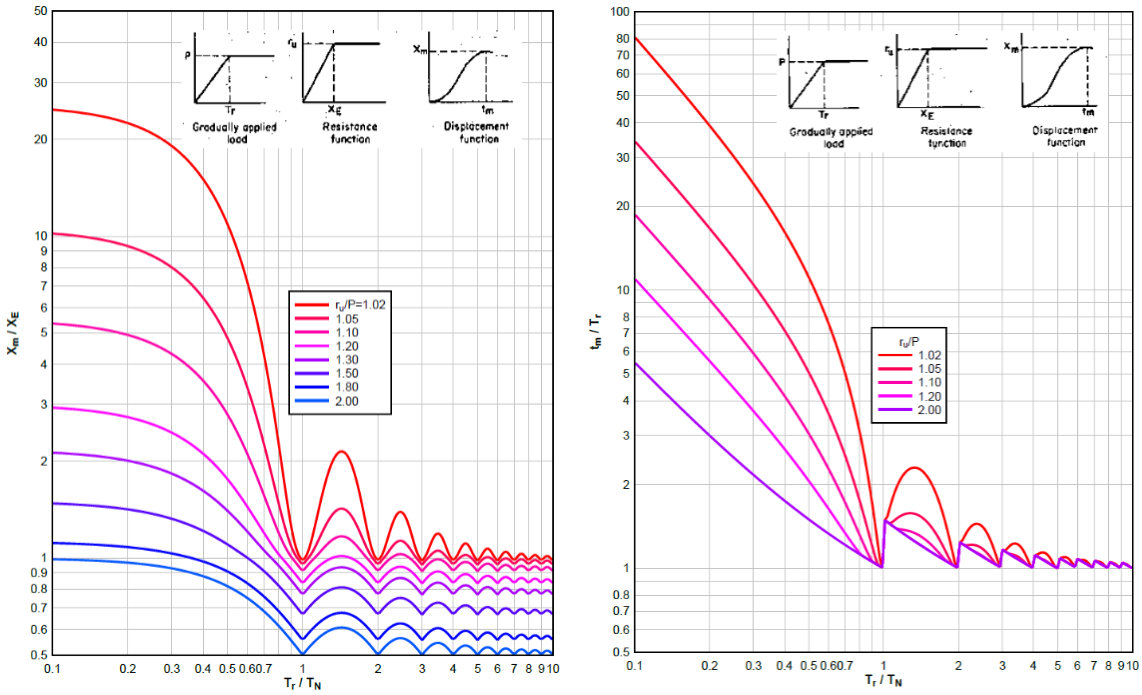
Aby określić sprężysto - plastyczną odpowiedź układu SDOF, na wykresie przedstawiono wymaganą ciągliwość μ, wyrażona stosunkiem y_m/y_e, w funkcji t_d/T_n, jako rodzinę krzywych R_m/F_m.



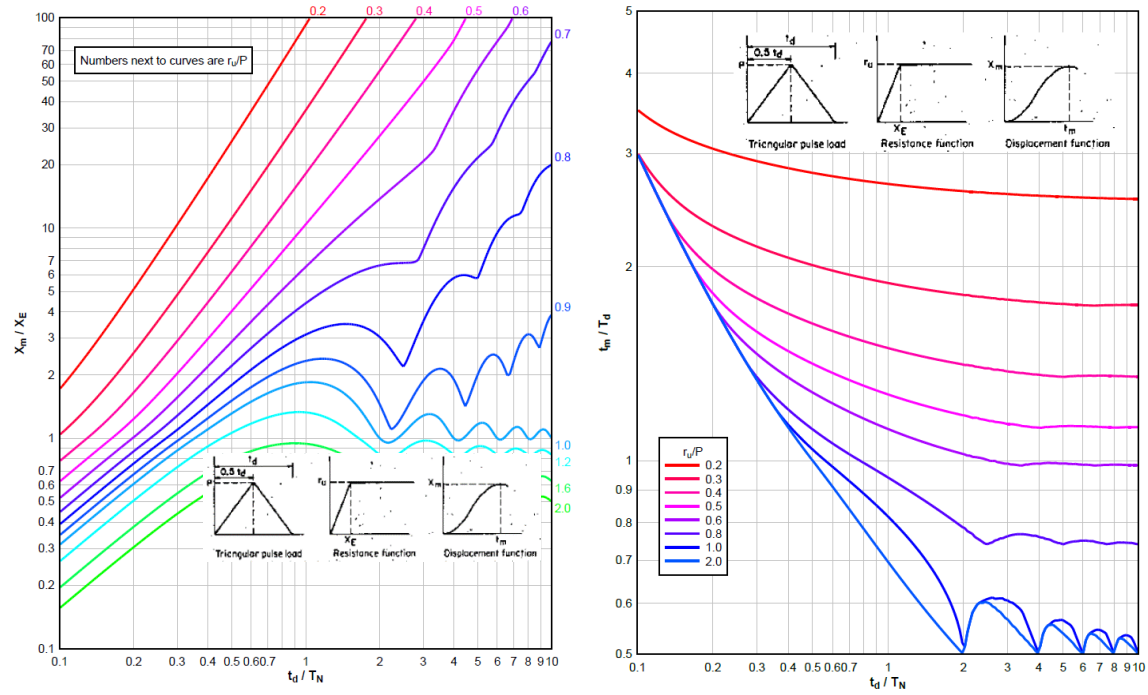
Rysunek 148. Maksymalne ugięcie (a) i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto - plastycznej (b) systemu SDOF dla obciążenia trójkątnego (DoD, 2008)



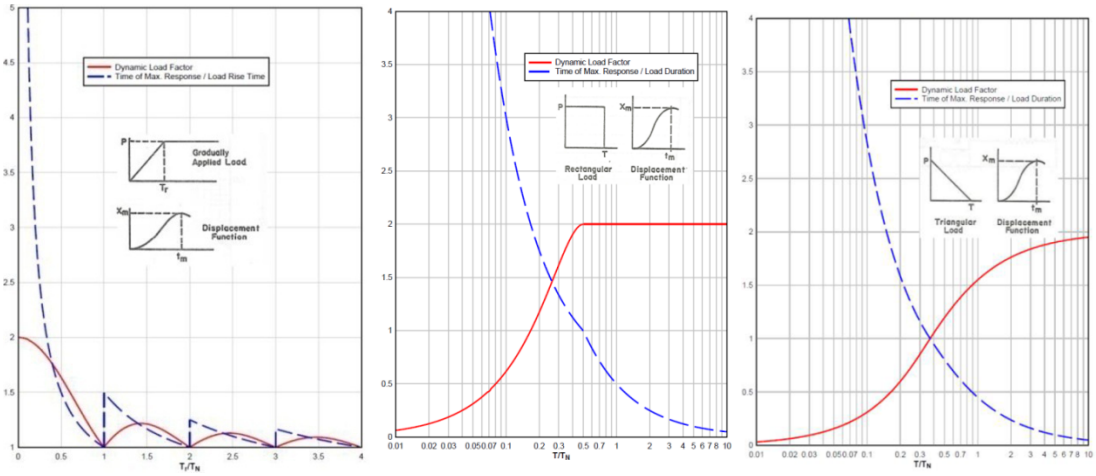
Rysunek 149. Maksymalne ugięcie (a) i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto - plastycznej (b) systemu SDOF dla obciążenia prostokątnego (DoD, 2008)



Rysunek 150. Maksymalne ugięcie (a) i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto - plastycznej (b) systemu SDOF dla obciążenia przykładanego stopniowo



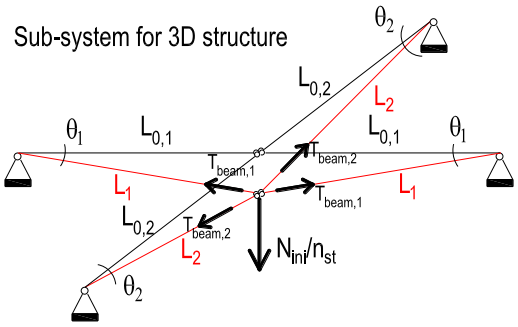
Rysunek 151. Maksymalne ugięcie (a) i maksymalny czas odpowiedzi sprężysto - plastycznej (b) systemu SDOF dla obciążenia trójkątnego przykładanego pulsacyjnie



Rysunek 152. Maksymalna odpowiedzi sprężysta układu o jednym stopniu swobody przy stopniowo przykładanym obciążeniu (a), przy obciążeniu prostokątnym (b) i przy obciążeniu trójkątnym (c)

A.7 Uproszczona metoda analityczna dla konstrukcji 3D z węzłami prostymi

Wzory do wyznaczania sił membranowych i wymaganego kąta obrotu węzłów konstrukcji 2D przedstawiono w Rozdziale 5.3.2.2. Wzory te zostały opracowane przy założeniu efektu nieskończenie sztywnej przepony, którą stanowi płyta stropowa. Za pomocą niewielkich modyfikacji, formuły te można rozszerzyć na konstrukcje 3D. W przypadku konstrukcji 3D, podsystem, który należy wziąć pod uwagę, przedstawiono na Rysunku 153.



Rysunek 153. Podsystem konstrukcji 3D

W tym podsystemie, możliwe jest określenie jego odpowiedzi za pomocą równań równowagi i zasady zgodności przemieszczeń. W takim układzie konstrukcyjnym należy wyznaczyć cztery niewiadome: $T_{beam,1}$, $T_{beam,2}$, θ_1 i θ_2. Otrzymane układy równań zestawiono w Tablicy 69.

Tablica 69. Układ równań dla konstrukcji 3D z węzłami prostymi

	Konstrukcja 3D z węzłami prostymi
Równanie 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin\theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin\theta_2$
Równanie 2	$T_{beam,1} = \frac{1-\cos\theta_1}{\cos\theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Równanie 3	$T_{beam,2} = \frac{1-\cos\theta_2}{\cos\theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Równanie 4	$L_{0,1} \cdot \tan\theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan\theta_2$

gdzie parametry geometryczne są zdefiniowane na Rysunku 153, $T_{beam,1}$ i $T_{beam,2}$ są osiowymi siłami rozciągającymi w belkach w obydwu kierunkach, A_1 i A_2 są przekrojami poprzecznymi belek w obydwu kierunkach.

A.8 Zaawansowane podejście analityczne

Bardziej ogólne, a zarazem szczegółowe podejście analityczne zostało opracowane i przedstawione w (Huvelle et al., 2015). Przedstawiony tam model umożliwia określenie odpowiedzi ramy 2D z węzłami prostymi, węzłami o częściowej lub pełnej nośności, gdy siły membranowe tworzą się w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) przy scenariuszu zakładającym zniszczenie słupa.

Powyższy model opiera się na definicji podkonstrukcji i jej charakterystyce. Wzór analityczny (patrz Rysunek 154) opracowano przyjmując następujące założenia:

- przyjmuje się stopniowe (statyczne) zniszczenie słupa;
- przeguby mogą powstawać w przekrojach belek lub w węzłach łączących belki ze słupami;
- wszystkie słupy wykonane są o takim samym przekroju i to samo dotyczy belek;
- uwzględnia się tylko zniszczenie słupów wewnętrznych (tj. słupów, które nie znajdują się w narożnikach);
- w pozostałej części konstrukcji, zwanej częścią będącą w strefie pośredniego wpływu (IAP), nie powstają odkształcenia plastyczne (tzn. zakłada się, że jej zachowanie jest nieskończenie sprężyste).

Wpływ części będącej w strefie pośredniego wpływu zniszczenia (IAP) na odpowiedź części konstrukcji w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) jest symulowany poprzez wprowadzenie do modelu sprężyn poziomych z każdej strony, każdej kondygnacji, określonych sztywnością K_H (ponieważ zakłada się, że zachowanie części pośrednio obciążonej jest w pełni sprężyste, dlatego do opisu jest wymagana jedynie jego sztywność). Jednym z głównych parametrów w proponowanym modelu, wpływających na odpowiedź podkonstrukcji jest zachowanie się strefy uplastycznionej, która pojawia się najpierw pod wpływem momentu zginającego, a następnie poddawana jest działaniu momentu zginającego i siły osiowej w trakcie rozwijania się efektu cięgnowego. Strefy uplastycznienia są symulowane przez wielowarstwowy model sprężynowy, jak pokazano na Rysunku 154, z uwzględnieniem zasady zachowania sprężysto-idealnie plastycznego, przypisanego do każdej sprężyny. Zastosowanie tego wielowarstwowego modelu sprężynowego z wykorzystaniem zasad metody składnikowej pozwala na uwzględnienie sytuacji, w której strefy uplastycznienia powstają w przekrojach belek lub w węzłach belki ze słupami.

Zaproponowany model analityczny polega na rozwiązaniu układu N równań z N niewiadomymi przedstawionymi w Tablicy 70. Równania te zostały wyprowadzone z twierdzenia statycznego I twierdzenia kinematycznego, tj. warunków równowagi układu i zgodności przemieszczeń. Taki układ równań można łatwo rozwiązać za pomocą oprogramowania matematycznego. Dzięki przedstawionemu modelowi można uzyskać następujące wyniki:

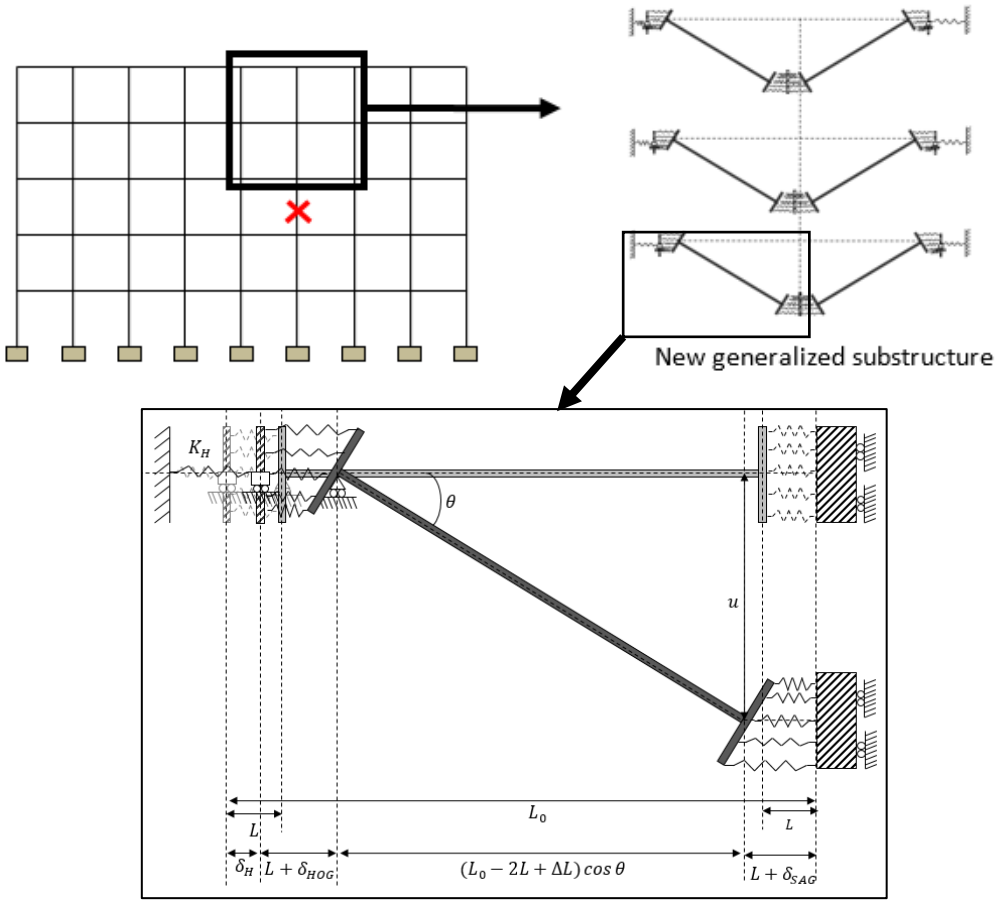
- Przemieszczenia pionowe – u, w szczególności:
    - przemieszczenia maksymalne, oraz
    - przemieszczenia resztkowe
- Deformacje na poziomie strefy uplastycznienia;
- Przemieszczenie poziome IAP (część będąca w strefie pośredniego wpływu);
- Siły wewnętrzne w konstrukcji.

Tablica 70. Układ równań i niewiadome dla modelu analitycznego (Huvelle et al., 2015)

Unknowns	Number	Equations
u	1	u = input data
θ	n_{st}	$\sin(\theta) = u/(L_0 - 2L + \Delta_L)$
δ	n_{st}	$\cos(\theta) = (L_0 - 2L - \delta_H - 2\delta)/(L_0 - 2L + \Delta_L)$
$\delta_{H,l}$	n_{st}	$\delta_{H,l}(n_{st} \times 1) = S_l(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
$\delta_{H,r}$	n_{st}	$\delta_{H,r}(n_{st}1) = S_r(n_{st}n_{st})F_H(n_{st})$
Δ_L	n_{st}	$\Delta_L = F_H(L_0 - 2L)/(EA)$
M	n_{st}	$M = \sum F_i h_i$
F_H	n_{st}	$F_H = \sum F_i$
F_i $(i = [1{:}6])$	$6 * n_{st}$	$F_i = f(\delta_i)$
δ_i $(i = [1{:}6])$	$6 * n_{st}$	$\delta_i = \delta + h_i\theta$
P	n_{st}	$-0.5P(L_0 - 0.5(\delta_{H,l} + \delta_{H,r})) + F_H u + 2M = 0$
P_{tot}	1	$P_{tot} = \sum P$

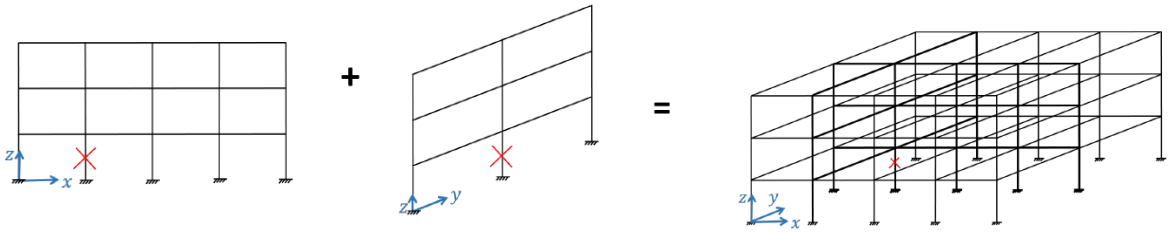
gdzie:

- parametry geometryczne są zdefiniowane na Rysunku 154;
- n_{st} jest liczbą kondygnacji w strefie bezpośredniego wpływu (DAP);
- F_i jest siłą osiową w każdej sprężynie wielowarstwowych modeli sprężynowych;
- δ_i jest wydłużeniem każdej sprężyny w wielowarstwowych modelach sprężynowych;
- F_H jest siłą rozciągającą przyłożoną na poziomie stref uplastycznionych;
- M jest momentem zginającym przyłożonym na poziomie stref uplastycznionych;
- $\delta_{H,l}$ i $\delta_{H,r}$ są odpowiednio wydłużeniem sprężyn poziomych po lewej i po prawej stronie każdej kondygnacji;
- S_l i S_r są odpowiednio współczynnikami sprężystości części konstrukcji w strefie pośredniego wpływu (IAP) po lewej i prawej stronie każdej kondygnacji (współczynniki te można uzyskać poprzez liniową analizę sprężystą wykonaną na części pośrednio obciążonej - więcej szczegółów patrz (Huvelle at al., 2015));
- P jest obciążeniem pionowym przenoszonym przez każdą kondygnację na poziomie zniszczonego słupa; oraz
- P_{tot} jest obciążeniem związanym ze zniszczeniem słupa.



Rysunek 154. Definicja podkonstrukcji (Huvelle i inn., 2015)

W (Kulik, 2014) i (Ghimire, 2016) pokazano, w jaki sposób model ten można rozszerzyć na konstrukcje 3D wykonane z prętów prostych. Rozszerzenie modelu analitycznego polega na uwzględnieniu odpowiedzi konstrukcji 3D, jako sumy odpowiedzi dwóch ram 2D przecinających się w osi zniszczonego słupa (jak pokazano na Rysunku 155), i posiadających zgodność przemieszczeń w punkcie zniszczonego słupa.



Rysunek 155. Superpozycja odpowiedzi ramy podłużnej i poprzecznej w celu uzyskania odpowiedzi ramy 3D (Jacques, 2019)

Część w strefie bezpośredniego wpływu (DAP) jest sprawdzana pod kątem stanu naprężeń i odkształceń wynikających z modelu analitycznego, wyznaczonego dla maksymalnego przemieszczenia. Jak wspomniano w Rozdziale 5.1, oprócz momentów zginających, mogą również powstawać siły ściskające w górnych belkach części w strefie bezpośredniego wpływu (DAP). Dlatego w niektórych przypadkach belki na najwyższych poziomach muszą być sprawdzane pod kątem stateczności jak ściskane belki – słupy.

W modelu analitycznym nie uwzględniono granic deformacji. W związku z tym, zdolność do odkształceń różnych stref uplastycznionych DAP (część w strefie bezpośredniego wpływu) musi być sprawdzana dla maksymalnego ugięcia pionowego, uzyskanego za pomocą modelu analitycznego, gdy P_{tot} jest równe N_{ini} (patrz Rozdział 5.3.2).

Część w strefie pośredniego wpływu (IAP) musi również zostać sprawdzona pod kątem stanu naprężeń i odkształceń, związanych z maksymalnym zaobserwowanym przemieszczeniem, tj. gdy przyjmuje się, że słup jest zniszczony I całkowicie usunięty z konstrukcji. Znając siły wewnętrzne na krańcach modelu podkonstrukcji, możliwe jest przewidzenie sił wewnętrznych w IAP (część będąca w strefie pośredniego wpływu zniszczenia), przykładając w węzłach zewnętrznych każdej kondygnacji podkonstrukcji obciążenia wynikowe. Kontrola IAP (część będąca w strefie pośredniego wpływu zniszczenia) jest następnie przeprowadzana zgodnie z Eurokodem 3 i/lub Eurokodem 4. Szczególną uwagę należy zwrócić na słupy w pobliżu słupa zniszczonego, które przenoszą dodatkowe osiowe siły ściskające, ale także momenty zginające pochodzące os sił membranowych w konstrukcji. Należy również sprawdzić węzły na końcach belek IAP (część będąca w strefie pośredniego wpływu zniszczenia), ponieważ są one poddawane dodatkowym siłom osiowym związanym z powstaniem sił membranowych w DAP (część w strefie bezpośredniego wpływu) (patrz Rozdział 2.2.2).

Część czwarta – Bibliografia

Adam, J.M., Parisi, F., Sagaseta, J., and Lu, X., 2018. Research and Practice on Progressive Collapse and Robustness of Building Structures in the 21st Century. *Engineering Structures* 173: 122–149.

Alhasawi, A., Guezouli, S, and Couchaux, M., 2017. Component-Based Model Versus Stress-Resultant Plasticity Modelling of Bolted End-Plate Connection: Numerical Implementation. *Structures* 11: 164–177. https://doi.org/10.1016/j.istruc.2017.05.004

Applied Science International, 2021. Extreme Loading for Structures Theoretical Manual, Version 8.

Arup, 2011. Review of International Research on Structural Robustness and Disproportionate Collapse. Department for Communities and Local Government,London, UK.

ASCE, 2017a. Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures: ASCE/SEI 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.

ASCE, 2017b. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures: ASCE 7-16. American Society of Civil Engineers, Reston, USA.

ASCE 7-05, 2006. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (No. ASCE 7-05). American Institute of Steel Construction.

Bailey, C.G., 2001. Membrane Action of Unrestrained Lightly Reinforced Concrete Slabs at Large Displacements. *Engineering Structures* 23 (5): 470–483. https://doi.org/10.1016/S0141-0296(00)00064-X

Biggs, J.M., and Biggs, J., 1964. Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill College.

Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997a. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2

Bjerketvedt, D., Bakke J.R., and van Wingerden, K., 1997b. Gas Explosion Handbook. *Journal of Hazardous Materials* 52 (1): 1–150. https://doi.org/10.1016/S0304-3894(97)81620-2

Brasseur, M., Franssen, J.M., Hanus,F., Nadjai,A., Obiala,R., Pintea,D., Sanghoon, H., Scifo, A., Thauvoye, C., and Vassart, O., 2018. Temperature Assesment of a Vertical Steel Member Subjected to Localised Fire (LOCAFI).https://doi.org/10.2777/67601

Burnett, E.F.P., 1975. Abnormal Loading and Building Safety. *Special Publication* 48: 141–190. https://doi.org/10.14359/17863

Cadorin, J.-F., 2003. Compartment Fire Models for Structural Engineering. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.

CEB, 1988. Concrete Structures under Impact and Impulsive Loading (CEB-Bulletin d'information, NO. 187). Comité Euro-International Du Beton. Dubrovnik, Croatia.

CEN/TC250/SC4, 2020. N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements.

CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts. CEN.

CSA, 1991. Risk Analysis Requirements and Guidelines. Canadian Standards Association."

CSA, 2012. CSA S850 Design And Assessment Of Buildings Subjected To Blast Loads. Canadian Standards Association.

Demonceau, J.-F. 2008. Steel and Composite Building Frames: Sway Response under Conventional Loading and Developmet of Membrane Effects in Beams Further to an Exceptional Action. PhD Thesis. University of Liège, Belgium.

Demonceau, J.-F., Cerfontaine, F., and Jaspart, J.-P., 2019. Resistance of Steel and Composite Connections under Combined Axial Force and Bending Including Group Effects: Analytical Procedures and Comparison with Laboratory Tests. *Journal of Constructional Steel Research* 160: 320–331. https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.05.030

BIBLIOGRAFIA

Demonceau, J.-F., D'Antimo, M., and Jaspart, J.-P., 2018. Robustness of Steel Structures Subjected to a Column Loss Scenario, in *Life-Cycle Analysis and Assessment in Civil Engineering: Towards an Integrated Vision*. Presented at the 6th International Symposium on Life-Cycle Civil Engineering, Ghent, Belgium. https://orbi.uliege.be/handle/2268/229100

Demonceau, J.-F., Huvelle, C., Comeliau,L, Van Hoang, L., Jaspart, J.-P., Fang, C., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., Haremza, C., Santiago, A., da Silva, L.S., Zhao, B., Taillefer, N., Dhima, D., Gens, F., and Obiala, R., 2013. Robustness of Car Parks against Localised Fire (Robustfire). Grant Agreement Number RFSR-CT-2008-00036, Final Report, EUR. European Commission.

Demonceau, J.-F., Marginean, I.M., Golea, T., Jaspart, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Elghazouli, A., Khail, Z., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dubina, D., Dinu, F., Obiala, R., and Candeias, M., 2021.FAILNOMORE Project - D1-2 - Background Document.RFCS Deliverable.

Dinu, F., Dubina, D., Marginean, I.M., and Neagu, C., 2015. CODEC: Structural Conception and Collapse Control Performance Based Design of Multistory Structures under Accidental Actions - Final Report. Timisoara, Romania. https://www.ct.upt.ro/centre/cemsig/codec_files/4.5.pdf

Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Khalil, A., and De Iuliis, E., 2018. Factors Affecting the Response of Steel Columns to Close-in Detonations. In, 873–880. Editorial UniversitatPolitècnica de València.

Dinu, F., Marginean, I.M., Dubina, D., Petran, I., Pastrav, M., Sigauan, A., Ciutina, A., 2016. Experimental testing of 3D steel frame with composite beams under column loss, in: *The International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures.* ECCS – European Convention for Constructional Steelwork, pp. 691–698.

DoD, 2008. UFC 3-340-02: Unified facilities criteria: Structures to resist the effects of accidental explosions. United States Department of Defense, Washington (DC), US.

DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.

Duarte da Costa, J., 2018. Structural properties of steel – concrete composite joints. Luxembourg, Luxembourg.

Dubina, D., Marginean, I.M., Dinu, F., 2019. Impact modelling for progressive collapse assessment of selective rack systems. *Thin-Walled Structures* 143, 106201. https://doi.org/10.1016/j.tws.2019.106201

ECCS, 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures: Eurocode 3, Part 1-8.

Elghazouli, A., Khalil, Z., Demonceau, Marginean, I.M.,Golea, T., Jaspart, J.-P., Santiago, A., Snatos, A.F., da Silva, L.S., Kuhlmann, U., Skarmoutsos, G., Baldassino, N., Zandonini, R., Zordan, M., Dinu, F., Jakab, D., Dubina, D., Obiala, R., and Candeias, M.,2021. FAILNOMORE - D2.1 - Derivation of Practice-Oriented Design Guidelines. RFCS Deliverable.

Ellingwood, B.R., Smilowitz, R., Dusenberry, D.O., Duthinh, D., Lew, H.S., Carino, N.J., 2007. NISTIR 7396: Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings (No. NISTIR 7396). US Department of Commerce, National Institute of Standards and Technology.

EN 1990, 2002. Eurocode - Basis of structural design. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1991-1-2, 2002. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1991-1-7, 2006. Eurocode 1 - Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1992-1-1, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1992 1-2, 2004. Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1993-1-2, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design. European Committee for Standardisation, Brussels

EN 1993-1-8, 2005. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-8: Design of joints. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1993-1-14, 2020. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-14: General rules - Design assisted by finite element analysis. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1994-1-1, 2004. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

EN 1994-1-2, 2005. Eurocode 4 - Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-2: General Rules - Structural Fire Design. European Committee for Standardisation, Brussels.

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 Standardisation, Brussels.

FEMA P-2090, 2021. Recommended Options for Improving the Built Environment for Post-Earthquake Reoccupancy and Functional Recovery Time. Federal Emergency Management Agency.

Ghimire, A., 2016. Robustness of 3D steel structures further to a column loss: identification of structural requirements through parametrical studies. University of Liege.

GSA, 2003. Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects. General Services Administration, Washington DC, US.

GSA, 2016. Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance. Rev.1. General Services Administration, Washington DC, US.

Gudmundsson, G.V., and Izzuddin, B.A., 2010. The 'Sudden Column Loss' Idealisation for Disproportionate Collapse Assessment. *The Structural Engineer* 88 (6): 22–26.

Hall, S., 2017. Rules of Thumb for Chemical Engineers. Butterworth-Heinemann.

Harris, R. J., and Wickens, M. J., 1989. Understanding Vapour Cloud Explosions: An Experimental Study. Institution of Gas Engineers.

Hognestad, E., 1953. Yield-Line Theory for the Ultimate Flexural Strength of Reinforced Concrete Slabs. *Journal Proceedings* 49 (3): 637–656. https://doi.org/10.14359/11842

Huvelle, C., Hoang, V.-L., Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., 2015. Complete analytical procedure to assess the response of a frame submitted to a column loss. *Engineering Structures* 86, 33–42. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.12.018

ICC, 2018. International Building Code (IBC). International Code Council.

Izzuddin, B.A., 2010. Robustness by design – Simplified progressive collapse assessment of building structures. Stahlbau 79, 556–564. https://doi.org/10.1002/stab.201001350

Izzuddin, B.A., Vlassis, A.G., Elghazouli, A.Y., Nethercot, D.A., 2008. Progressive collapse of multi-storey buildings due to sudden column loss — Part I: Simplified assessment framework.*Engineering Structures* 30: 1308–1318. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.07.011

Jacques, M., 2019. Robustness of Steel Frames Further to a Column Loss: Development of Analytical Methods for Practitioners. University of Liege.

Jaspart, J.P., Pietrapertosa, C., Weynand, K., Busse, E., Klinkhammer, R., Grimault, J.P., 2005. Development of a Full Consistent Design Approach for Bolted and Welded Joints in Building Frames and Trusses between Steel Members Made of Hollow and/or Open Sections-Application of the Component Method. Application of theComponent Method. Draft Final Report 1.

Jaspart, J.-P., Corman, A., and Demonceau, J.-F., 2019. Ductility Assessment of Structural Steel and Composite Joints.https://orbi.uliege.be/handle/2268/239363

Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Renkin, Sandra, Guillaume, M.L., 2009. European Recommendations for the Design of Simple Joints in Steel Structures, First Edition. 126. ECCS – European Convention for Constructional Steelwork.

Jaspart, J.-P., and Weynand, K., 2016. Design of Joints in Steel and Composite Structures; Eurocode 3: Design of Steel Structure, Part 1-8 - Design of Joints; Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures, Part 1-1 - General Rules and Rules for Building. Ernst & Sohn.

Johnson, G., and Cook, W., 1983. A Constitutive Model and Data for Metals Subjected to Large Strains, High Strain Rates and High Temperatures. In:*Proceedings of the 7th International Symposium on Ballistics*. The Hague, The Netherlands.

JRC, 2012. Progressive Collapse Risk Analysis: Literature Survey, Relevant Construction Standards and Guidelines. JRC Technical Reports. Institute for the Protection and the Security of the Citizen, Luxembourg. https://data.europa.eu/doi/10.2788/70141

Keller, N., 2019. Robustheit von Stahl-und Verbundrahmen durch gezielte Knotenausbildung. University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Keller, N., Rölle, L., Kuhlmann, U., 2021. Design of steel and composite joints for ductility and robustness. In preparation.

Kingery, C., Bulmash, G., 1984. Technical report ARBRL-TR-02555: air blast parameters from TNT spherical air burst and hemispherical burst. (No. AD-B082 713). Aberdeen Proving Ground, MD: U.S. Army Ballistic Research Laboratory.

Kuhlmann, U., Jaspart, J.P., Vassart, O., Weynand, K., Zandonini, R., 2008. Robust structures by joint ductility. RFCS Publishable Report Contract-No RFS-CR-04046.

Kuhlmann, U., Hoffmann, N., Jaspart, J.-P., Demonceau, J.-F., Zandonini, R., Baldassino, N., Hoffmeister, B., Colomer, C., Korndorfer, J., Hanus, F., Charlier, M., Hjiaj, M., Guezouli, S., 2017. Robust impact design of stel and composite building structures (ROBUSTIMPACT). European Commission.

Kulik, S., 2014. Robustness of Steel Structures–Consideration of Couplings in a 3D Structure. University of Liege.

Landolfo, R., D'Aniello, M., Costanzo, S., Tartaglia, R., Demonceau, J.-F., Jaspart, J.-P., Stratan, A., Jakab, D., Dubina, D., Elghazouli, A., Bompa, D., 2018. Equaljoints PLUS Volume with information brochures for 4 seismically qualified joints, 124.

Laszlo, R., Dinu, F., Gheorghiosu, E., Marginean, I., Kovacs, A., 2020. Local and global effects in steel buildings frames due to blast load, in: SGEM GEOCONFERENCE.

Lemaire, F., 2010. Study of the 3D Behaviour of Steel and Composite Structures Further to a Column Loss (in French).University of Liege.

Malvar, L.J., Crawford, J.E., 1998. Dynamic increase factors for steel reinforcing bars, in: Twenty-Eighth DDESB Seminar. Orlando, Florida, United States, 18.

Nethercot, D.A., Stylianidis, P., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A.Y., 2010. Resisting progressive collapse by the use of tying resistance. Presented at the 4th International Conference on Steel & Composite Structures, Sydney, Australia.

ODPM, 2013. The Building Regulations 2010, Part A, Schedule 1: A3: Disproportionate collapse. Office of the Deputy Prime Minister, London, UK.

Polese, M., Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., 2012. Residual capacity of earthquake damaged buildings, in: *Proceedings of the 15 Th World Conference on Earthquake Engineering.* 24–28.

prEN 1990:2019, 2019. Eurocode 0 - Basis of structural and geotechnical design. European Committee for Standardisation, Brussels.

prEN 1998-1-2:2019.3, 2019. Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1-2: Rules for new buildings. European Committee for Standardisation, Brussels.

RFCS, 2017. *INNOSEIS Valorization of Innovative Anti-Seismic Devices*.

Rölle, L., 2013. Das Trag- und Verformungsverhalten geschraubter Stahl- und Verbundknoten bei vollplastischer Bemessung und in außergewöhnlichen Bemessungssituationen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Schäfer, M., 2005. Zum Rotationsnachweis teiltragfähiger Verbundknoten in verschieblichen Verbundrahmen. Institute of Structural Design, University of Stuttgart, Stuttgart, Germany.

Somes, N. F., 1973. Abnormal Loading on Buildings and Progressive Collapse, in Building Practices for Disaster Mitigation (Wright, Kramer and Culver, Eds.). *Building Science*.

Starossek, U., 2006. Progressive Collapse of Structures: Nomenclature and Procedures. *Structural Engineering International* 16 (2): 113–117.

Starossek, U., 2007. Disproportionate Collapse: A Pragmatic Approach. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Structures and Buildings* 160 (6): 317–25. https://doi.org/10.1680/stbu.2007.160.6.317

Starossek, U., 2009. Progressive Collapse of Structures. Vol. 153. Thomas Telford, London.

Starossek, U., 2018. Progressive Collapse of Structures, Second Edition. ICE Publishing. https://doi.org/10.1680/pcos.61682

Starossek, U., and Haberland, M., 2010. Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 24 (6): 519–258. https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000138

Starossek, U., and Haberland, M., 2012. Robustness of Structures. *International Journal of Lifecycle Performance Engineering* 1: 3–21.

Stylianidis, P., 2011. Progressive Collapse Response of Steel and Composite Buildings. Imperial College London. http://spiral.imperial.ac.uk/handle/10044/1/9111

Tagel-Din, H., and Meguro, K., 2000. Applied Element Method for Simulation of Nonlinear Materials: Theory and Application for RC Structures.*Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE* 17 (2).

UN SaferGuard. Kingery-Bulmash Blast Parameter Calculator | International Ammunition Technical Guidelines. https://unsaferguard.org/un-saferguard/kingery-bulmash

Vermeylen, M., 2021. Robustness of Steel Structures - Study of the Applicability of Innovative Methods on Real Structures. University of Liège, Belgium.

Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A., 2008. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column Loss—Part II: Application. *Engineering Structures* 30 (5): 1424–38. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2007.08.011

Vlassis, A.G., Izzuddin, B.A., Elghazouli, A., and Nethercot, D.A.,2009. Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Failed Floor Impact. *Engineering Structures* 31 (7): 1522–1534. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.02.009

Vlassis, A.G., 2007. Progressive Collapse Assessment of Tall Buildings. Imperial College London. http://hdl.handle.net/10044/1/1342

Vogel, T., Kuhlmann, U., and Rölle, L., 2014. Robustheit nach DIN EN 1991-1-7. In *Stahlbau-Kalender 2014: Eurocode 3 - Grundnorm, Außergewöhnliche Einwirkungen*.

Vrouwenvelder, A., Stieffel, U., and Harding G., 2005. Eurocode 1, Part 1.7 Accidental actions - Background document.

Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute.

Weynand, K., Jaspart, J.-P., Zhang, L., 2015. Component method for tubular joints, CIDECT project 16F, report 16F-3/15, Final report.

Zandonini, R., Baldassino, N., and Freddi, F., 2014. Robustness of steel-concrete flooring systems – An experimental assessment. *Stahlbau* 83: 608–13. https://doi.org/10.1002/stab.201410192

Odporność konstrukcji i łagodzenie skutków katastrofy postępującej to specyficzne aspekty bezpieczeństwa uwzględniane we współczesnych wytycznych i normach, również w Eurokodach. Aspekty te powinny być brane pod uwagę przez specjalistów związanych z branżą budowlaną, w tym architektów, projektantów, konstruktorów, pracowników nadzoru budowlanego, jak również agentów ubezpieczeniowych. Katastrofa wież World Trade Center w Nowym Jorku z 11 września 2011 roku spowodowała, że dostrzeżono znaczenie zapewnienia odporności konstrukcji na zdarzenia ekstremalne i potrzebę opracowania wytycznych do projektowania obiektów budowlanych w sytuacjach wyjątkowych. Dostęp do takich wytycznych, adresowanych do różnych grup specjalistów budowlanych, uwzględniających różne przeznaczenie i potencjalne zagrożenia, umożliwi projektowanie bezpiecznych konstrukcji stalowych i zespolonych.
W ostatniej dekadzie zrealizowano (zwłaszcza w Europie i USA) wiele projektów badawczych dotyczących tematyki zachowania się konstrukcji stalowych i zespolonych w różnych sytuacjach wyjątkowych (uderzenia, pożary, trzęsienia ziemi, itp.). Wyniki tych badań wykorzystano do sformułowania propozycji praktycznych metod zapobiegania powstawaniu katastrofy postępującej poprzez efektywne projektowanie i wykorzystanie w pełni właściwości materiałów stosowanych w konstrukcjach stalowych i zespolonych.

ECCS
CECM
E K S

EUROPEAN CONVENTION FOR CONSTRUCTIONAL STEELWORK
CONVENTION EUROPÉENNE DE LA CONSTRUCTION MÉTALLIQUE
EUROPÄISCHE KONVENTION FÜR STAHLBAU

publications@steelconstruct.com | www.steelconstruct.com

Celem projektu pt. “Mitigation of the risk of progressive collapse in steel and composite building frames”- FAILNOMORE jest utrwalenie wiedzy uzyskanej w zrealizowanych dotychczas badaniach oraz w dostępnych dokumentach normatywnych oraz wykorzystanie jej do sformułowania praktycznych wytycznych i zaleceń, mających na celu ograniczenie ryzyka wystąpienia katastrofy postępującej konstrukcji stalowych i zespolonych, poddanych wyjątkowym zdarzeniom takim jak uderzenia, wybuchy, pożar, trzęsienia ziemi, itp. Sformułowanie praktycznych, przyjaznych dla projektanta wytycznych odwołujących się do aktualnych norm ma na celu opracowanie wspólnie uzgodnionej europejskiej metodologii projektowania konstrukcji odpornych na zdarzenia wyjątkowe. Projekt był finansowany przez 24 miesiące, od lipca 2020 r., przez Fundusz Badawczy Węgla i Stali (RFCS) w ramach umowy grantowej nr 899371. Opracowane w ten sposób wytyczne projektowe są rozpowszechniane poprzez przygotowanie podręcznika projektowania, dostępnego w języku angielskim, portugalskim, niemieckim, włoskim, rumuńskim, czeskim, polskim, holenderskim, hiszpańskim i francuskim, który będzie przedstawiony podczas krajowych warsztatów organizowanych w 11 krajach europejskich do końca czerwca 2022 roku.