

Spis treści

Grzegorz BĄK

Redystrybucja naprężeń w belce żelbetowej na skutek wykonania otworu
Stress redistribution in result of opening executed in reinforced concrete beam 99

Anna DEMIANIUK, Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK, Andrzej GAJEWSKI, Anna OŁÓW

The changes of carbon dioxide concentration in a cinema auditorium 105

Valeriy EZERSKIY, Małgorzata LELUSZ

Wpływ domieszek przeciwmrozowych i klasy cementu na wytrzymałość zapraw cementowych
Effect of cement type and antifreeze admixtures on compressive strength of mortars 111

Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK

Concentration of carbon dioxide measured in university classrooms 117

Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK, Andrzej GAJEWSKI

Pomiary skuteczności wentylacji w pomieszczeniu rentgena w szpitalu powiatowym
Measurements of the effectiveness of the ventilation system in an x-ray room in a county hospital 123

Wojciech GOSK

Nośność podłoża gruntowego pod ławą fundamentową według Eurokodu 7 oraz PN-81/B-03020
The bearing capacity of subsoil under continuous foundation based on Eurocode 7 and PN-81/B-03020 127

Marta KOSIOR-KAZBERUK

Odporność betonów zawierających popiół lotny ze współspalania węgla kamiennego i biomasy na wnikanie jonów chlorkowych
The resistance of concretes with fly ash from co-combustion of hard coal and biomass to chloride ion penetration 131

Dorota KRAWCZYK

Podstawowe czynniki wpływające na klasę energetyczną budynków biurowych
The basic factors influencing energy consumption in offices 137

Janusz KRENTOWSKI, Romuald SZELĄG, Rościsław TRIBIŁŁO

Identyfikacja parametrów stalowej konstrukcji przekrycia poddanej działaniu temperatury pożaru
The features identification of steel roof structure loaded of fire temperature 143

Janusz KRENTOWSKI, Rościsław TRIBIŁŁO

Stany zagrożenia zewnętrznych ścian warstwowych. Kształtowanie rozwiązań prototypowych
The danger condition of outer layer walls. Prototype solutions 149

Jarosław MALESZA

Identyfikacja momentu podporowego w belce częściowo utwierdzonej
Identification of suporting moment in semi-fixed beam 155

Vadim NIKITSIN, Beata BACKIEL-BRZOZOWSKA

Ocena zdolności wyrobów wapienno-piaskowych do przeciwstawiania się wnikaniu wody
Evaluation of the ability of calcium-silicate goods to resist water penetration 163

Paweł SZKLENNIK

Rozwiązania numeryczne pręta obciążonego siłą brzegową w ujęciu mechaniki falowej i dynamiki
Numerical analysis of the boundary loaded bar in the approach of wave mechanics and dynamics 169

KOMUNIKATY 175

REDYSTRYBUCJA NAPRĘŻEŃ W BELCE ŻELBETOWEJ NA SKUTEK WYKONANIA OTWORU

Grzegorz BĄK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy poddano analizie zmianę stanu odkształcenia i naprężenia w przekroju poprzecznym belki żelbetowej, w której wykonano otwór, nie usuwając obciążenia zewnętrznego. Taka ingerencja w belkę wywołuje lokalne dociążenie przekroju centralnego w miejscu wykonania otworu. Przedstawiono algorytm analizy w zależności od fazy jego wyteżenia, oparty na sformułowaniu problemu w postaci układów równań równowagi stosownie do fazy wyteżenia, według teorii żelbetu Ib oraz dla fazy tworzenia się rysy. Układy równań są formułowane w sytuacjach przed i po wykonaniu otworu. Wskazano, że wykonanie otworu zmienia stan zgięciowy przekroju na stan mimośrodowego rozciągania. Wyniki szczegółowe wyznaczono metodą numeryczną na podstawie algorytmu iteracyjnego, który umożliwia wyznaczenie ciągłego rozwoju rysy normalnej i efektów niestabilności w uogólnionym prawie zginania.

Słowa kluczowe: redystrybucja naprężeń w zginanych przekrojach żelbetowych, osłabienie belki otworem, efekty zarysowania przekroju.

1. Wstęp

W praktyce inżynierskiej występują potrzeby wykonywania otworów w elementach żelbetowych stropów belkowych w istniejących obiektach. Otwory te służą do montażu przewodów wszelkiego rodzaju instalacji, które są prowadzone pod sufitem pomieszczeń w obiektach przemysłowych, handlowych, użyteczności publicznej i innych. Wynikają one z podjętej przebudowy lub modernizacji tych obiektów. Współcześnie jest wykonywanych wiele modernizacji budynków biurowych, które są wyposażane w systemy wentylacyjno-klimatyzacyjne. Wbudowanie takich instalacji wymaga wykonania otworów w naprężonych elementach konstrukcyjnych, co prowadzi nie tylko do ich osłabienia, ale również zmiany sił w przekroju poprzecznym usytuowanym centralnie w stosunku do wykonanego otworu. W pewnych przypadkach może to nawet wywoływać istotne efekty wyteżeniowe lub skutki deformacyjne.

Zgodnie z teorią żelbetu zdolności betonu do przenoszenia naprężeń rozciągających są pomijane, jeżeli rozważa się nośność przekrojów (Suwalski, 1963). Wynika stąd, że w obszarach elementu konstrukcyjnego, gdzie występują naprężenia rozciągające usunięcie betonu nie skutkuje ujemnymi efektami obliczeniowymi z uwagi na stan graniczny konstrukcji. Zauważyć jednak należy, że beton rozciągany ma duży wpływ na sztywność elementów żelbetowych. Współdziałając ze zbrojeniem

poprzez przyczepność usztywnia je, przez co zmniejszają się znacznie odkształcenia i ugięcia elementu żelbetowego. Wytrzymałość na rozciąganie i zdolności plastyczne betonu rozciąganego decydują o siłach rysujących przekroje. Powyższe spostrzeżenia należy mieć na uwadze w analizie podjętego problemu.

Celem pracy jest przedstawienie sposobu analizy zmiany wyteżenia przekrojów poprzecznych belek żelbetowych, które są wywoływane wykonaniem otworów. Decyzję o umiejscowieniu i średnicy otworu należy umotywować wynikami analiz. Przykłady takich analiz zamieszczono w pracy.

2. Ogólna metoda analizy

Wykonywanie otworów w naprężonych elementach konstrukcyjnych prowadzi do zmiany rozkładu naprężeń i wywołuje lokalne efekty koncentracji naprężeń. Zmiany te to redystrybucja naprężeń na skutek lokalnych procesów odciążenia i dociążenia zachodzących w obszarze otaczającym wykonany otwór. Fakt ten był wykorzystywany w doświadczalnictwie do wyznaczania naprężeń w elementach konstrukcyjnych poddanych działaniu nieusuwalnych, bliżej nieokreślonych obciążeń zewnętrznych. Stosowana była tzw. metoda trepanacji, która polegała na pomiarze odkształceń wokół otworu, powstających na skutek wykonania tego otworu (Dyląg i Orłowski, 1986). Opracowano metodykę interpretacji

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: g.bak@pb.edu.pl

wyników pomiarów tak wywołanych odkształceń. Podstawą interpretacji było rozwiązanie zadania teorii sprężystości o koncentracji naprężeń w tarczy z otworem wykonanej z jednorodnego materiału liniowo-sprężystego, nie wykazującego lepkości materiałowej. Metoda była polecana do badania elementów metalowych, z uwagi na wysoką zgodność stali z modelowym materiałem liniowo-sprężystym. Zastosowanie tej procedury do wyznaczania naprężeń w elementach żelbetowych nie wydaje się zasadne. Beton jest ciałem pseudo stałym oraz silnie niejednorodnym z powodu swojej struktury, jak również występowania zarysowań i mikrorys wywołanych skurczem zaczynu cementowego. Wykazuje ponadto cechy reologiczne, w tym opóźnienie sprężyste. Jego reakcja odkształceniowa jest wrażliwa na procesy obciążenia – odciążenia, w których różnicują się parametry materiałowe. Nie są one dobrze rozpoznane. Właściwości mechaniczne betonu znacznie odbiegają więc od modelu odkształceniowego idealnego materiału sprężystego, a taki właśnie model jest podstawą badania naprężeń według metody trepanacji. Można prognozować, że efekty koncentracji naprężeń są zmniejszane wymienionymi właściwościami betonu.

Sposób oceny efektów wyężeniowych, które spowoduje wykonanie otworów w belce żelbetowej, zaproponowano według następujących przesłanek:

1. wyężenie elementu zginanego zdominowane jest jednokierunkowym, osiowym stanem odkształcenia i naprężenia,
2. wykonanie otworu to przecięcie odkształconych i naprężonych warstw belki, które powoduje eliminację tych warstw z dalszego wyężenia oraz wywołuje samo zrównoważony układ sił lokalnie dociażający przekrój poprzeczny rygla,
3. ilościowo efekty dociażenia mogą być wyznaczone na podstawie analizy stanu naprężenia w przekroju poprzecznym rygla, poprowadzonym przez oś otworu.

Jest oczywiste, że należy unikać wykonywania otworów na przypodporowych odcinkach, z uwagi na znaczne zagęszczenie zbrojenia poprzecznego w postaci strzemion i prętów odgiętych. Również wykonanie otworów na odcinkach obejmujących zginane przekroje krytyczne może powodować niekorzystny efekt eliminacji betonu rozciąganego ze współpracy ze zbrojeniem rozciągającym.

Naturalną lokalizacją otworów powinny być miejsca w otoczeniu małych wartości momentów oraz sił poprzecznych. Realizacja takiego postulatu jest korzystniejsza w przypadku belki ciągłej niż w przypadku belki swobodnie podpartej. W belce ciągłej występuje w przęsłach odcinek zmiany znaku momentu zginającego. Z uwagi na zmienność obciążenia użytkowego przekrój z zerowym momentem zginającym zmienia położenie. Z tego powodu należy zakładać pewne wyężenie przekroju przeznaczonego do realizacji otworu. Do analiz przyjmujemy, że przekrój belki poprowadzony przez oś projektowanego otworu, może być wyężony w fazie Ib, tzn. będzie wykazywał efekty uplastycznienia betonu rozciąganego.

Celem określenia skutków wykonania otworu, sformułujemy równania umożliwiające określenie

redystrybucji odkształceń i naprężeń w przekroju poprzecznym belki. Będą one opisywać zachowanie przekroju, przed i po wykonaniu otworu. Wyznamy teoretyczną zależność $M-k$ obciążania przekroju przyjmując model odkształceniowy betonu na podstawie propozycji Hognestadta przyjętej w rekomendacjach CEB-FIB (1990). Model ten definiuje zachowanie betonu ściskanego następującą formułą

$$\sigma = f_{cm} \frac{\eta(k - \eta)}{1 + (k - 2)\eta} \quad (1)$$

gdzie oznaczono

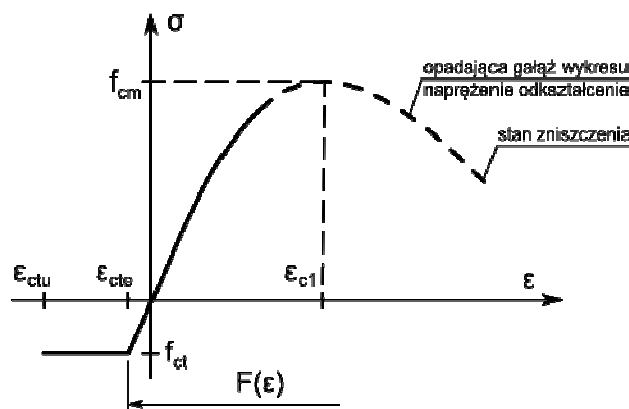
$$\eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c1}},$$

$$\varepsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31},$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 [MPa]$$

$$k = 1.1 \frac{\varepsilon_{c1} E_{cm}}{f_{cm}}, E_{cm} = 22 \cdot (0.1 f_{cm})^{0.3} [GPa]$$

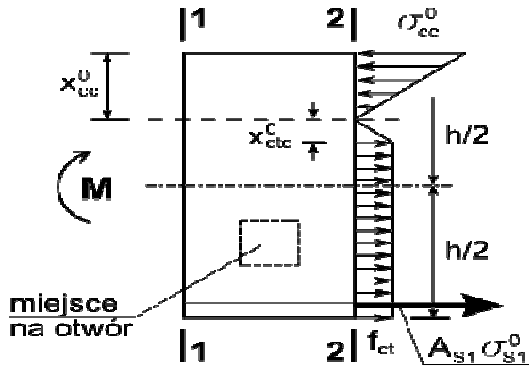
Zależność (1) ujmuje właściwości nieliniowe betonu, z efektem osłabienia włacnie – opadająca krzywa w zakresie odkształceń $\varepsilon > \varepsilon_{c1}$. Zakresu tych odkształceń nie będziemy analizować. Skoncentrujemy się na uzupełnieniu tego prawa fizycznego w zakresie rozciągających. W otoczeniu odkształceń $\varepsilon = 0$ zależność (1) jest quasi-liniowa. Wykorzystamy ten fakt i założymy, że formuła (1) może opisywać poprawnie zachowanie betonu również w ograniczonym zakresie małych odkształceń rozciągających (0, ε_{cte}). W zakresie tych odkształceń nie jest przekraczana wytrzymałość betonu na rozciąganie f_{ct} . Założymy, że po osiągnięciu f_{ct} beton rozciągany deformuje się idealnie plastycznie i ulega zarysowaniu po osiągnięciu odkształcenia granicznego $\varepsilon_{ctu} = 2\varepsilon_{cte}$. Model odkształceniowy betonu, uszczegółowiony w zakresie odkształceń rozciągających, jest przedstawiony na rys. 1.



Rys. 1. Wykres $\sigma-\varepsilon$ dla betonu z idealną, ograniczoną, idealną półką plastyczną przy rozciąganiu

Sposób analizy wyężenia przekroju żelbetowego z uwzględnieniem uplastycznienia betonu strefy rozciąganej jest podany w PN-84/B-03264 Konstrukcje

betonowe – żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. W przypadku, w którym nie występuje rysa (faza Ib), rozkład naprężeń przedstawiono na rys. 2.



Rys. 2. Rozkład naprężeń w przekroju bez otworu w przypadku fazy Ib

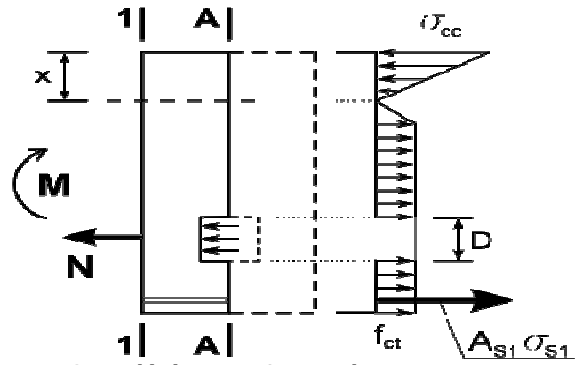
Układ równań równowagi przekroju teowego przed wykonaniem otworu jest jak niżej.

$$\begin{aligned} & \left[b_t - (b_t - b) \left(1 - \frac{t}{x^0} \right)^2 \right] \frac{x^0}{2} \sigma_{cc}^0 - (h - x^0 - D) b f_{ct} - A_{s1} \sigma_{s1}^0 = 0 \\ & \left[b_t - (b_t - b) \left(1 - \frac{t}{x^0} \right)^3 \right] \frac{(x^0)^2}{3} \sigma_{cc}^0 + \frac{b(h - x^0)^2}{2} f_{ct} + A_{s1} \sigma_{s1}^0 (d - x^0) - M = 0 \end{aligned} \quad (3)$$

Wielkości z górnym indeksem „0” dotyczą stanu przed wykonaniem otworu. Równania (3) opisują w sposób przybliżony stan wyężenia przekroju w fazie Ib, ponieważ zaniedbano w nich quasi-liniową część wykresu naprężeń rozciągających w przekroju poprzecznym belki. Nie występuje wielkość niewiadoma x_{ce}^0 , którą przyjęto jako równą zero. Równania (3) obowiązują jeżeli $x \geq t$. Zależność pomiędzy niewiadomymi σ_{cc} oraz σ_{s1} należy ustalić na podstawie założenia płaskiego przekroju dla przyjętej wartości odkształcenia w dolnej warstwie betonu rozciąganego. Można w tym celu kierować się wartościami odkształceń granicznych ε_{ctw} , które szacuje się na 0,1‰ albo 0,18‰ (Suwalski, 1963). Ta druga z wymienionych wartości jest właściwa dla silnego zbrojenia rozciągającego usytuowanego w dolnej części przekroju.

Po wykonaniu otworu należy analizować przekrój niespójny i jest konieczne rozważenie kilku sytuacji szczegółowych z uwagi na nie wystąpienie, albo wystąpienie zarysowania. W tym ostatnim przypadku intensywność zarysowania mierzona wysokością rysy może być różna. Rysa może obejmować tylko część przekroju poniżej dolnej krawędzi otworu, wnikać w przestrzeń otworu, albo uwidaczniać się powyżej otworu.

W przypadku nie wystąpienia zarysowania rozkład naprężeń przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Rozkład naprężeń w przekroju z otworem przy zachowaniu fazy Ib

Odpowiadający układ równań równowagi przekroju ma wówczas postać jak niżej.

$$\begin{aligned} & \left[b_t - (b_t - b) \left(1 - \frac{t}{x} \right)^2 \right] \frac{x}{2} \sigma_{cc} - (h - x - D) b f_{ct} \\ & - A_{s1} \sigma_{s1} + N = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} & \left[b_t - (b_t - b) \left(1 - \frac{t}{x} \right)^3 \right] \frac{x^2}{3} \sigma_{cc} + \frac{b(h - x)^2}{2} f_{ct} \\ & + A_{s1} \sigma_{s1} (d - x) - 2N \left(\frac{h}{2} + e_0 - x \right) - M = 0 \end{aligned} \quad (5)$$

W równaniach (4) i (5) występuje siła odprężająca N powstała na skutek „przecięcia” odwiertem naprężonych (umownych) warstw belki. W analizowanym przypadku jest ona rozciągająca dla przekroju centralnego przez otwór i równa

$$N = b D f_{ct} \quad (6)$$

Siła ta wywołuje dodatkowy moment zginający w przekroju poprzecznym. Po wykonaniu otworu przekrój belki jest lokalnie mimośrodowo rozciągany. Stan odkształceń i naprężeń może odpowiadać fazie po wystąpieniu zarysowania, która w teorii żelbetu nie jest zwykle analizowana, a którą można określić mianem fazy formowania się rysy normalnej. Pomijanie całej strefy naprężeń rozciągających w betonie ponad wierzchołkiem rysy jest nieuzasadnione.

Rozwiązania układów równań (4) i (5) wymagają ustalenia relacji pomiędzy podstawowymi niewiadomymi, wartościami maksymalnego naprężenia w strefie ściskanej betonu oraz naprężeniami w stali zbrojeniowej. W tym celu wykorzystujemy hipotezę płaskiego przekroju, z której wynika liniowo zmienny rozkład odkształceń na wysokości przekroju. Wyrażając zasadę współpracy betonu i stali zbrojeniowej zgodnością odkształceń w przyległych warstwach, ustalimy na tej podstawie zależność pomiędzy naprężeniami krawędziowymi. Równania równowagi uzupełnione o tą zależność stają się oznaczone. Można więc określić miary redystrybucji naprężeń krawędziowych

$$\Delta \sigma_{cc} = \sigma_{cc} - \sigma_{cc}^0, \quad \Delta \sigma_{s1} = \sigma_{s1} - \sigma_{s1}^0 \quad (7)$$

Szczegółowej postaci wzorów na $\Delta\sigma_{cc}$ i $\Delta\sigma_{s1}$ nie podajemy, ponieważ są one rozbudowane, a analizowany przypadek braku zarysowania po wykonaniu otworu nie wyczerpuje innych sygnalizowanych przypadków. Efektywnym sposobem poszukiwania może być metoda numeryczna opracowana jako procedura iteracyjna.

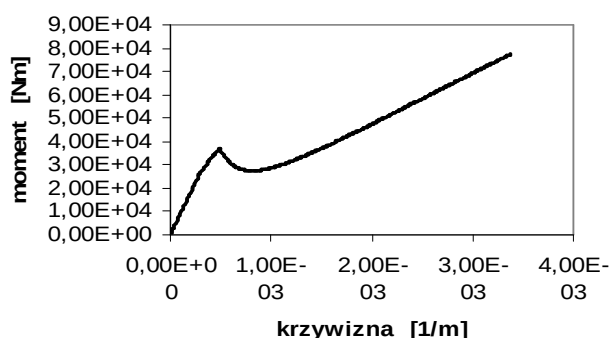
3. Metoda numeryczna

Wyniki na redystrybucję naprężeń można uzyskać wykorzystując podejście numeryczne do wyznaczania naprężeń w żelbetowym przekroju poprzecznym. W podejściu tym przekrój traktujemy jako układ warstw betonowych i stalowych deformujących się zgodnie hipotezą płaskiego przekroju i lokalną zasadą współpracy przyległych warstw obydwu materiałów. Jeżeli stopień zbrojenia jest znaczny w modelu można uwzględnić efekt betonowego przekroju netto. Przy typowych stopniach zbrojenia może być on zaniedbany. Prawo fizyczne σ - ϵ dla betonu może być przyjęte w formie (1), a stal zbrojeniową będziemy traktować jako materiał idealnie liniowo-sprężysty. Specyfikowanie plastycznych właściwości nie jest wymagane, jeżeli nie przewidujemy nadmiernego osłabienia przekroju dużym otworem. Na rys. 4 przedstawiono model warstwowy przekroju zdeformowanego siłami przekrojowymi powodującymi zarysowanie. Aktywnie naprężona strefa betonu nie obejmuje całego przekroju.

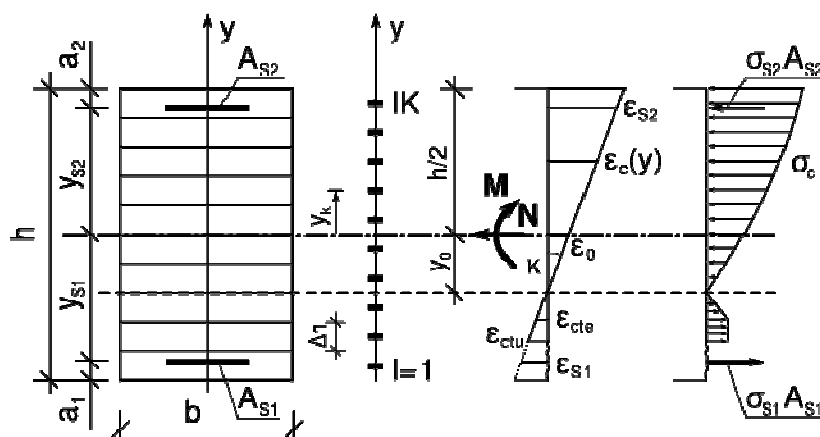
Zasadniczą częścią algorytmu obliczeniowego jest iteracyjne wyznaczanie położenia osi obojętnej dla znanych sił przekrojowych (N , M), z jednoczesnym badaniem wystąpienia zarysowania i jego postępu. Oznaczając przekroje warstw betonowych jako wielkości indeksowane rozstrzygamy w procesie wymuszenia krzywizną o ich trwałym wyzerowaniu, ale po wyznaczeniu poprawnego położenia osi obojętnej i spełnieniu równań równowagi. Analiza jest dwuetapowa. Etap I obejmuje analizę przypadku przekroju bez otworu, poddanego działaniu zadaniem momentem zginającym wywołanym obciążeniem zewnętrznym. W etapie II osłabiamy przekrój otworem zerując trwale przekroje

warstw betonowych na wysokości otworu. Przekrój staje się niespójny, a jego dodatkowym obciążeniem jest mimośrodowa siła odprężająca przekrój i jej moment względem osi środkowej przekroju. Spełnienie równań równowagi takiego przekroju mimośrodowo obciążonego umożliwia wyznaczenie redystrybucji naprężeń krawędziowych według (7).

Podkreślenia wymaga, że analiza przekroju żelbetowego z postępującym zarysowaniem prowadzi do wystąpienia efektu niestateczności bezpośrednio po wystąpieniu rysy normalnej. Analitycznie nie był on dotychczas analizowany. Jego występowanie jest konsekwencją postępującej materialnej degradacji przekroju na skutek ograniczonych zdolności odkształceniowych betonu rozciąganego. Teoretyczne przewidywanie pojawienia się tego efektu sygnalizował Suwalski (1963). Jest on też stwierdzany w badaniach eksperymentalnych belek żelbetowych. Pojawienie się każdej rysy ujawnia się pewnymi efektami dynamicznymi. Są one wynikiem zjawiska przeskoku do nowego, jakościowo i ilościowo różnego stanu równowagi. Efekty dynamiczne występują podczas procesu obciążania sterowanego siłą, której wartość nie zależy od deformacji belki. Efekty dynamiczne nie były analizowane w omawianym programie komputerowym, ponieważ analizowano proces obciążania sterowany krzywizną osi belki. Mogą być one znaczne w przypadku belek słabo zbrojonych. Uzyskaną zależność M - k ilustruje krzywa na rys. 5.



Rys. 5. Zależność moment – krzywizna dla prostokątnego przekroju żelbetowego zginanego ze zbrojeniem rozciągającym o stopniu zbrojenia $\rho_{s1} = 0,7\%$



Rys. 4. Warstwowy model przekroju żelbetowego

4. Wyniki analiz numerycznych

Przedstawimy wyniki liczbowe dla danych:

- przekrój belki 0,25 x 0,50m;
- beton: $f_{ck} = 20$ MPa, $\varepsilon_{cl} = 2,2\%$, $f_{ct} = 2,0$ MPa;
- stopień zbrojenia rozciąganego: $\rho_{Sl} = 0,7\%$;
- krzywizna stowarzyszona z maksymalnie wyężonym stanem według fazy Ia;
- $k_{Ia} = 2,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$ (maksymalne odkształcenie betonu w warstwie I = 1, równe ε_{cl});
- wartość momentu rysującego przekrój zginany $M_f = 37,0 \text{ kNm}$;
- krzywizna stowarzyszona z M_f :
- $k_f = 4,95 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} = 2,20 k_{Ia}$.

Będziemy analizować wykonanie odwiertu w stanie bezpośrednio poprzedzającym zarysowanie przekroju poprzecznego.

Celem przeprowadzenia analizy utworzono warstwowy model przekroju przyjmując liczbę warstw betonowych równą 1000, tzn. grubość warstwy wynosiła 0,0005m. Warstwy numerowano od krawędzi dolnej przekroju.

Przypadek 1: otwór o średnicy $D = 80 \text{ mm}$, z środkiem umiejscowionym na poziomie warstwy 350. Numery warstw krawędziowych otwory były więc – dolnej 269, górnej 429. Siła odprężająca wynosiła $N = -25,7 \text{ kN}$. Moment tej siły względem osi środkowej wynosił $\Delta M = 2,13 \text{ kNm}$. Sumaryczny moment zginający w przekroju $\Sigma M = 37,0 + 2,13 = 39,13 \text{ kNm}$.

Wartości sił przekrojowych i krzywizn w stanach równowagi przekroju:

- nieosłabionego otworem, w stanie tuż przed zarysowaniem:
 - położenie osi obojętnej 510/511 (1000), strefa zarysowana (0);
 - uplastycznienie strefy rozciąganej betonu obejmowało 255 warstwę,
 - wyężenie skrajnego włókna ściskanego betonu: $\varepsilon_{cc} = 0,121 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{cc} = 3,60 \text{ MPa}$,
 - wyężenia zbrojenia rozciąganego A_{Sl} : $\varepsilon_{Sl} = -0,124 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_{Sl} = -21,12 \text{ MPa}$,
- osłabionego otworem
 - wartość sił przekrojowych ($N = 25,7 \text{ kN}$, $\Sigma M = 39,13 \text{ kNm}$),
 - wartość krzywizny $k = 17,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} = 3,62 k_f = 7,81 k_{Ia}$;
 - położenie osi obojętnej 753/754;
 - warstwy strefy zarysowanej (1 ÷ 430 / 1000);
 - uplastycznienie strefy rozciąganej betonu obejmuje 710 warstwę,
 - naprężenia w zbrojeniu rozciągającym A_{Sl} , $\varepsilon_{Sl} = -0,59 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_{Sl} = -121,2 \text{ MPa}$,
 - odkształcenie w skrajnym włóknie ściskanym $\varepsilon_{cc} = 0,217 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{cc} = 6,14 \text{ MPa}$.

Wniosek z analizy przypadku 1

Wykonanie otworu może spowodować zmiany naprężeń w betonie o $\Delta \sigma_{cc} = 2,54 \text{ MPa}$, a w zbrojeniu rozciągającym nawet o $\Delta \sigma_{Sl} = 100,1 \text{ MPa}$.

Przypadek 2: otwór o średnicy $D = 160 \text{ mm}$, z środkiem na poziomie 449 warstwy. Numery warstw krawędziowych otworu były więc następujące: dolna 289, górna 609. Siła odprężająca wynosiła $N = -19,1 \text{ kN}$. Moment tej siły względem osi środkowej wynosił $\Delta M = 1,87 \text{ kNm}$. Sumaryczny moment zginający w przekroju $\Sigma M = 37,0 + 1,87 = 38,87 \text{ kNm}$.

Wartości sił przekrojowych i krzywizn w stanach równowagi przekroju

- nieosłabionego otworem, są takie same jak poprzednio;
- osłabionego otworem
 - wartość sił przekrojowych ($N = -19,1 \text{ kN}$, $\Sigma M = 38,87 \text{ kNm}$),
 - wartość krzywizny $k = 17,76 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} = 3,62 k_f = 7,81 k_{Ia}$;
 - położenie osi obojętnej 748/749;
 - warstwy strefy zarysowanej (1 ÷ 609 / 1000);
 - uplastycznienie strefy rozciąganej betonu obejmuje warstwy (610 ÷ 660),
 - naprężenia w zbrojeniu rozciągającym A_{Sl} , $\varepsilon_{Sl} = -0,57 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_{Sl} = -117,5 \text{ MPa}$,
 - odkształcenie w skrajnym włóknie ściskanym $\varepsilon_{cc} = 0,216 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{cc} = 6,12 \text{ MPa}$.

Wniosek z analizy przypadku 2

Wykonanie otworu o średnicy znacznie większej niż w przypadku 1, nie spowodowało istotnych zmian w redystrybucji naprężeń w przekroju centralnym otworu.

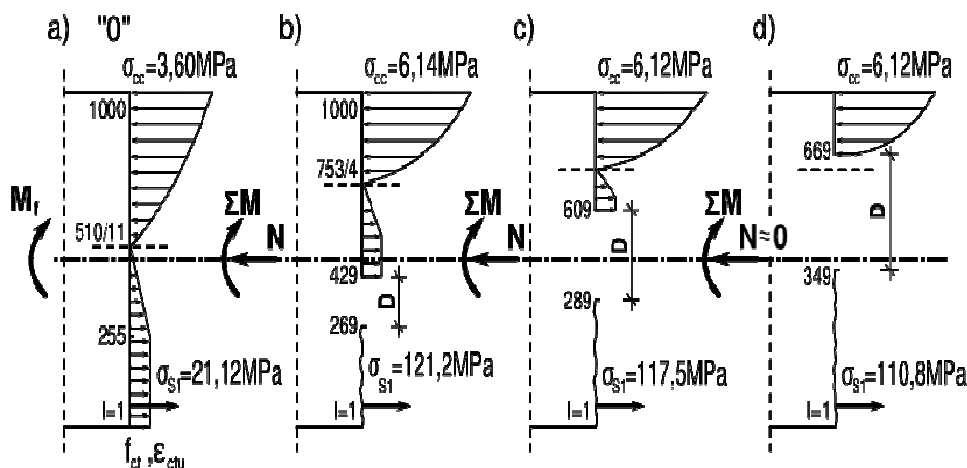
Przypadek 3: otwór o średnicy $D = 160 \text{ mm}$, z środkiem na poziomie 509 warstwy, a więc w osi obojętnej przekroju. Numery warstw krawędziowych otworu są: dolnej - 349, górnej - 669. Globalna siła odprężająca wynosi $N \approx 0 \text{ kN}$. Ponieważ odwiert narusza warstwy ściskane i rozciągane, to na skutek odwiertu pojawia się moment dodatkowy. Jego wartość była równa 0,17 kNm. Sumaryczny moment zginający w przekroju zmienił się więc nieznacznie i wyniósł $\Sigma M = 37,17 \text{ kNm}$. Przekrój doznaje głównie osłabienia i z tego tylko powodu następuje redystrybucja naprężeń.

- wartość krzywizny $k = 16,28 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1} = 3,29 k_f = 7,23 k_{Ia}$;
- położenie osi obojętnej 745/746;
- warstwy strefy zarysowanej (1 ÷ 669 / 1000);
- wyężenie zbrojenia rozciągającego A_{Sl} , $\varepsilon_{Sl} = -0,54 \cdot 10^{-3}$, $\sigma_{Sl} = -110,8 \text{ MPa}$,
- wyężenie skrajnej warstwy ściskanej betonu $\varepsilon_{cc} = 0,207 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \sigma_{cc} = 5,89 \text{ MPa}$.

Wniosek z analizy przypadku 3

Wykonanie otworu o średnicy $D = 160 \text{ mm}$ w otoczeniu osi obojętnej nieznacznie zmniejsza wyężenie przekroju w stosunku do przypadku 2. Położenie otworu jest centralne w stosunku do teoretycznej osi obojętnej. Nie powstaje siła odprężająca, a tylko pewien moment dodatkowy. Stan naprężenia w przekroju jest zbliżony do stanu właściwego fazy IIa. Strefa aktywna betonu obejmuje tylko część ściskaną. Nie występuje strefa naprężeń rozciągających.

Ilustrację uzyskanych wyników przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Wyniki redystrybucji naprężeń w przekroju na skutek odwiertu, a) stan naprężeń odpowiadający założonemu stanowi pierwotnemu dla wartości momentu rysującego M_p , b) przypadek 1: otwór o średnicy $D = 80\text{mm}$, c) przypadek 2: otwór o średnicy $D = 160\text{mm}$, d) przypadek 3: otwór o średnicy $D = 160\text{mm}$ położony centralnie w stosunku do teoretycznej osi obojętnej przekroju żelbetowego

5. Wnioski

W pracy przedstawiono sposób określenia redystrybucji naprężeń w betonie i zbrojeniu zginanego przekroju żelbetowego. Wskazano, że użyteczna analiza powinna bazować na sprężysto-plastycznym modelu odkształcenia betonu w zakresie odkształceń rozciąganych, z ograniczeniem zdolności deformacyjnych do granicznej wartości ε_{ctu} . Wykonanie otworu powoduje nie tylko osłabienie przekroju belki, ale wywołuje lokalną siłę odprężającą oraz dodatkowy moment zginający. Przekrój pierwotnie zginany przechodzi w stan mimośrodowego rozciągania, rzadziej ściskania.

Prognostowanie skutków wykonania otworu w istniejącej naprężonej belce bezpiecznie jest przyjąć założenie, że przekrój znajduje się bezpośrednio przed stanem zarysowania. Efekty redystrybucji naprężeń są wówczas największe. Zależą one od średnicy otworu oraz jego usytuowania na wysokości przekroju poprzecznego belki. Korzystne jest sytuowanie otworu w otoczeniu osi obojętnej. Nie występuje wówczas siła odprężająca, ale generuje się nieznaczny, dodatkowy moment odprężenia warstw betonowych belki. Przekrój pozostaje zginany, ale jest niespójny materiałowo – jest osłabiony otworem. Konsekwencją tego osłabienia może być brak strefy naprężeń rozciągających w betonie i „obciążenie” wysokości strefy ściskanej.

Literatura

- Bąk G. (2008). Efekty utraty stabilności procesu odkształcania przekrojów żelbetowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*, Budownictwo z. 32, 2008, 21–34.
- CEB-FIB (1990). Model Code for Concrete Structures. *Comite Euro-International du Beton – Federation Internationale de la Precontrainte*. T. Telford, Lausanne.
- Dyląg Z., Orłowski Z. (1986). *Metody doświadczalne w mechanice*. PWN, Warszawa.
- Suwalski L. (1963). *Żelbet*. Arkady, Warszawa.

STRESS REDISTRIBUTION IN RESULT OF OPENING EXECUTED IN REINFORCED CONCRETE BEAM

Abstract: The paper deals with the manner of analyzing of stress redistribution effects caused by the made hole in the existing reinforced concrete beam. The analysis bases on determination of stress redistribution in the cross-section of the reinforced bar being under the phase of ideal plasticizing concrete in tension. It is indicated that making the hole generates additional a local self-balancing loads which must be taken into account as the additional load of the weakened cross-section. A numerical approach to determining the states of stresses while propagating of the normal crack in the cross-section is proposed. This approach enables to catch the lack of local stability of loading process which makes the curvature essentially increases.

Pracę wykonano w ramach realizacji zadania statutowego S/WBIS/2/08 realizowanego w Politechnice Białostockiej

THE CHANGES OF CARBON DIOXIDE CONCENTRATION IN A CINEMA AUDITORIUM

Anna DEMIANIUK^a, Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK^{a*}, Andrzej GAJEWSKI^a,
Anna OŁÓW^b

^a Faculty of Civil and Environmental Engineering, Białystok University of Technology, Wiejska 45 A, 15-351 Białystok, Poland

^b Design Studio PROJEKTOR, Noniewiczza 85c, 16-400 Suwałki, Poland

Abstract: Carbon dioxide is the fourth component in terms of the concentration in the air. The high concentration of CO₂ influences people in the negative way. Heat gains, air humidity and the concentrations of the airborne pollutants are taken into consideration during ventilation system designing process. In the indoor pollution balances the amount of the air, which is needed to remove the excess of the carbon dioxide is much lower than one in the case of the excess of the heat. The measurements of CO₂ concentration, humidity and temperature in the cinema projection room are presented in the work. The results are analyzed in relation to the acceptable indoor air quality, because the cinema auditorium is assumed to be an average indoor space.

Key words: ventilation, CO₂ concentration.

1. Introduction

Carbon dioxide (CO₂) is a colourless, odourless gas. When inhaled with concentrations much higher than the usual atmospheric levels, it can produce a sour taste in the mouth. It is non-flammable compound and does not support combustion of most substances except metals such as magnesium. The CO₂ density is 1.5 times greater than that of air, therefore it accumulates just above the ground in closed spaces where processes connected with high emission of this compound are carried out. It is a compound of high stability that stays 50 to 200 years and resolves in temperature over 1 000°C.

Carbon dioxide exists naturally in the atmosphere and it is produced by every living organism during respiration as a by-product of metabolism, cf. Targowski (2005). Carbon dioxide is generated also as a by-product of the combustion of fossil fuels or the burning of vegetable matter that is strongly related to power industry and mechanical vehicle traffic.

Atmospheric concentration of carbon dioxide constantly increases approximately by 1.5 ppm per year and has now reached the level of 385 ppm by volume. Due to the fact that it is one of the major greenhouse effect causing factors, it is continuously monitored and, concerning industry, is the subject to numerous restrictions.

As far as human health is concerned carbon dioxide is not considered to be harmful neither it is poisonous until

its concentration stays close to the atmospheric one. Polish law does not regulate CO₂ amount that should be kept in the indoor air except chosen industry branches, where the highest CO₂ concentrations is limited by the ministry of labour and social policy order (2002). This concentration may reach the level where it states a threat to human life i.e. temporary concentration of 15 000 ppm (27 000 mg/m³ – the highest acceptable temporary concentration) and constant 5 000 ppm (9 000 mg/m³ – the highest acceptable constant concentration). The restrictions apply to mines, sugar factories, distilleries, wineries, granaries, breweries and sink basins.

In the year 1856 Max von Pettenkofer, German physiologist, suggested to set the upper limited value of CO₂ concentration at the level of 1 000 ppm by volume in the indoor air in rooms meant for people. Such amount was considered to be the highest acceptable for people concentration in air. As Targowski (2005) noticed, according to the atmospheric carbon dioxide concentration in the middle of XIX century, Pettenkofer considered admissible triple increase of CO₂ content in the indoor air in relation to the fresh one.

The only sources of carbon dioxide in the rooms, where no industrial processes are carried out, are people. As it was mentioned before, CO₂ is a by-product of metabolism and it released during respiration. Therefore, the amount of CO₂ exhaled is strongly related to the amount of oxygen absorbed. Furthermore, the quantity of carbon dioxide exhaled, is strongly related to the amount

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.gladyszewska@pb.edu.pl

of oxygen absorbed. What is more, the quantity of carbon dioxide exhaled, just as the heat emission, depends on type of activity performed by a person. The amounts of heat emission in relation to the kind of action are presented in tab. 1. The CO₂ emission in dependence of the physical activity is shown in tab. 2.

The carbon dioxide concentration in exhaled air is normally 4% to 5% by volume (40 000 - 50 000 ppm), whilst oxygen share decreases to approximately 16%, after Targowski et al. (2005).

Standards assessing how to design ventilation installations refer to air volume required per person. Sowa (2004) mentioned that these standards were defined on the basis of research work carried out by Yaglou in the thirties of the last century. According to Polish standard PN-83/B-03430, ventilation rate for indoor spaces meant for people should be: 20 m³/h per person in a room, 30 m³/h per person in a room where smoking is allowed, 15 m³/h per child in a kindergarten or nursery. Since Yaglou times many things has changed, such as construction and insulation materials and technologies, but above all, the atmospheric CO₂ concentration and outdoor and indoor air quality requirements. The last-mentioned facts may explain why people staying in ventilated rooms experience a discomfort like irritation of eyes, nose and throat, drowsiness, headache and mental concentration problems.

Reaction to CO₂ excess is an individual matter for every organism and its influence on human increases as the amount of oxygen in air decreases.

During respiration in air where CO₂ content is higher than 5%, carbon dioxide partial pressure in blood increase what leads to hypercapnia with symptoms: flushed skin, full pulse, extrasystoles, muscle twitches, hand flaps, reduced neural activity, and possibly a raised blood pressure. Further increase of CO₂ concentration results in progress in symptomatology to disorientation, panic, hyperventilation, convulsions, unconsciousness, and eventually death. Effects, that CO₂ has on human organism are presented in tab. 3.

Tab. 1. Total heat emitted by human depending on type of performed activity according to Recknagel et. al (1994).

Type of activity	Metabolic heat production	
	W/m ²	met
Lying still	46	0.8
Sitting still (relax)	58	1
Standing still (relax)	70	1.2
Sitting, light work (bureau, house, school, laboratory)	70	1.2
Standing, light work (drawing, shopping, light industry)	81 - 93	1.4 – 1.6
Moderate physical activity (housekeeping, machine operating)	116	2
Hard physical work	165	2.8

Tab. 2. Amount of CO₂ exhaled by an adult person (children 70-80%) according to Recknagel et. al (1994).

Type of activity	CO ₂ exhaled
Lying still (relax)	10 – 12 l/h
Sitting (relax)	12 – 15 l/h
Light bureau work	19 – 24 l/h
Moderately hard work (gymnastic)	33 – 43 l/h
Dancing, tennis	55 – 70 l/h

Tab. 3. Carbon dioxide influence effects on human organism, cf. Targowski (2005).

CO ₂ concentration in air	Influence effect on human
350 – 450 ppm	Fresh atmospheric air, ideal conditions
Under 600 ppm	Acceptable air quality in bureau and living indoor spaces
Under 1000 ppm, 0.10%	Minimum hygienic requirement in Pettenkofer scale
10 000 ppm 1.00%	Slight respiration rate increase
15 000 ppm 1.50%	Maximum dosage tolerated for workers in specific working conditions, under medical control (breweries, submarines, spacecrafts)
2%	Deepened breath, respiration rate increase of 50%, prolonged exposure leads to headaches and intoxication sensation
3%	Respiration dysfunction, double increase of respiration rate, effect similar to light drug influence i.e. reduced hearing, headache, blood pressure and pulse increase
4% - 5%	Noticeable breath deepening, four-times respiration rate increase, after approximately 30 minutes exposure breathing difficulties may occur
5% - 10%	Carbon dioxide becomes to have an acrid, soda water-like smell, it is hard to breathe, headache, dimmed sight, tinnitus, consciousness loss after a few minutes
Over 10% to 100%	Immediate, sudden consciousness loss, prolonged exposure leads to death by suffocation

2. Ventilation Rate Calculation

Calculations for ventilation rate in a cinema auditorium are made according to algorithm presented in Malicki's handbook (1980).

Heat gains from people are calculated as:

$$Q_L = \eta \cdot \varphi \cdot n \cdot q_1 \text{ [W]} \quad (1)$$

where: n - number of people in the room, q_1 - heat emission per person in W, $q_1 = 74 \text{ [kcal/h]} \approx 86 \text{ [W]}$, φ - factor of simultaneous gathering in the room, $\varphi = 1$ for cinemas and theatres, η - reducing factor with regard to age and sex of people in the room, $\eta = 0.6 \div 0.8$ – when there is no data.

The required air stream:

$$V_Q = \frac{Q_L}{c_p \rho (t_w - t_n)} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (2)$$

where: c_p - air specific heat capacity, $c_p = 1$ in kJ/kgK, ρ - air density, $\rho = 1.2$ in kg/m³, t_w - removed air temperature, $t_w = t_p \Rightarrow 22.5^\circ\text{C}$, t_n - incoming air temperature, $t_n = t_p - \Delta t \Rightarrow 22.5 - 5 = 17.5^\circ\text{C}$; $\Delta t \rightarrow 4 \div 7$ in K $\Rightarrow 4 \div 6$ in m - high room with moderate heat gains $\Delta t = 5$ K.

Humidity gain:

$$W_L = \eta \cdot \phi \cdot n \cdot w \text{ [kg/s]} \quad (3)$$

where: w - amount of water vapour transpired per person performing physical activity in the temperature, $w = 40$ [g/h] $\approx 1.1 \cdot 10^{-5}$ [kg/s]

The required air stream:

$$V_w = \frac{W_L}{\rho(x_w - x_n)} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (4)$$

where: x_w - humidity content in removed air, $x_w = 6$ [g/kg] = 0.006 [kg/kg]; x_n - humidity content in incoming air, $x_n = 5.2$ [g/kg] = 0.0052 [kg/kg]

Gas pollution:

$$G = \phi \cdot n \cdot q_i \text{ [kg/s]} \quad (5)$$

where: q_i - amount of CO₂ exhaled per person, depending on activity and age $\rho = 1.5$ [kg/m³], q_i - light working or relaxing adult – 35 [g/h]

The required air stream:

$$V_n = \frac{G\Phi}{(k_d - k_n)} \text{ [m}^3/\text{s]} \quad (6)$$

where: Φ - emission unevenness factor, $\Phi = 1.2$; k_d - an admissible concentration of gas pollution, $k_d = 9$ [g/m³], k_n - CO₂ concentration in incoming air, $k_n = 5$ [g/m³]

Tab. 4. Calculated air exchange rates in relation to the measured parameters.

Heat gains	Humidity gains	Gas pollution
13846.0 [W]	0.0018 [kg/s]	0.0022 [kg/s]
Ventilation rates		
12386.83 [m ³ /h]	0.01 [m ³ /h]	2415.00 [m ³ /h]

3. Measurements

An auditorium in one of Białystok's cinemas (Fig. 1) was chosen to perform measurements. The room is a distinctive closed space where a large number of people may gather at one time what leads to high heat gains. A European standard of 1000 ppm as the highest acceptable carbon dioxide concentration was used as a reference for measurement results analysis.

The room where research was carried out is a typical cinema room with stairs-shaped auditorium for 345 people. There are no windows in the room and air

exchange is performed by mechanical system with diffusers placed in the ceiling. Multifunctional instrument Testo 435 showed in Fig. 2 was used for measurements and data collection. The device was equipped with probe to assess indoor air quality (CO₂, humidity, temperature).

There were 230 people present during 159 minute film projection. The sensor was placed in the middle of the auditorium as far from the exhaled air as possible. Such emplacement ensured reliable instrument readings. Data saved on the device allowed to analyze ventilation installation effectiveness in the means of maintaining good air quality, especially carbon dioxide content what is the object of the present article.

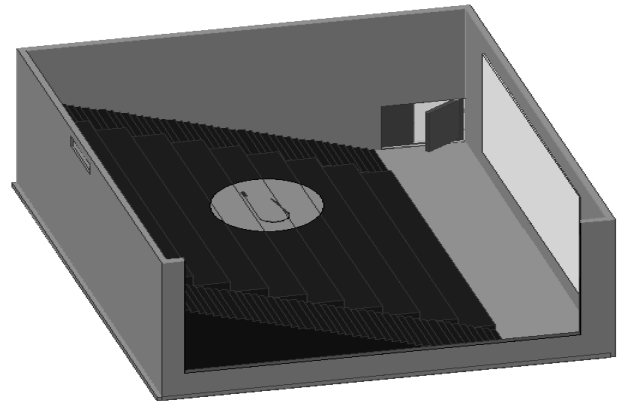


Fig. 1. Cinema auditorium; A – measurement instrument testo 435 with CO₂ probe.



Fig. 2. Measuring instrument Testo 435 and probe to assess indoor air quality (CO₂, humidity, temperature).

4. Results

The results of the measurements: carbon dioxide concentration, temperature and humidity changes are presented in the Figs. 3, 4 and 5.

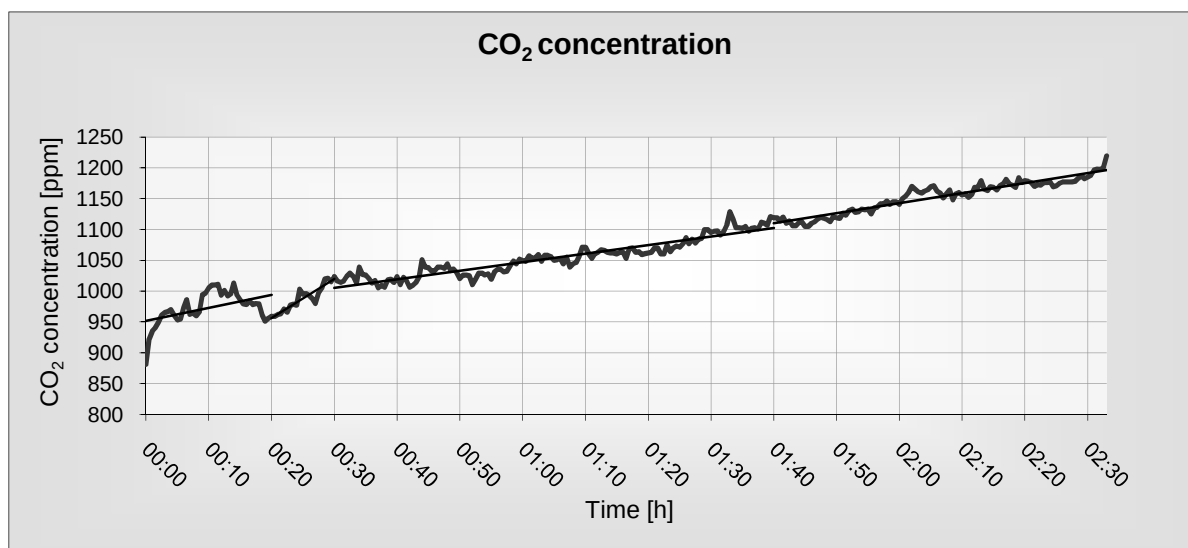


Fig. 3. Changes in carbon dioxide concentration during the projection.

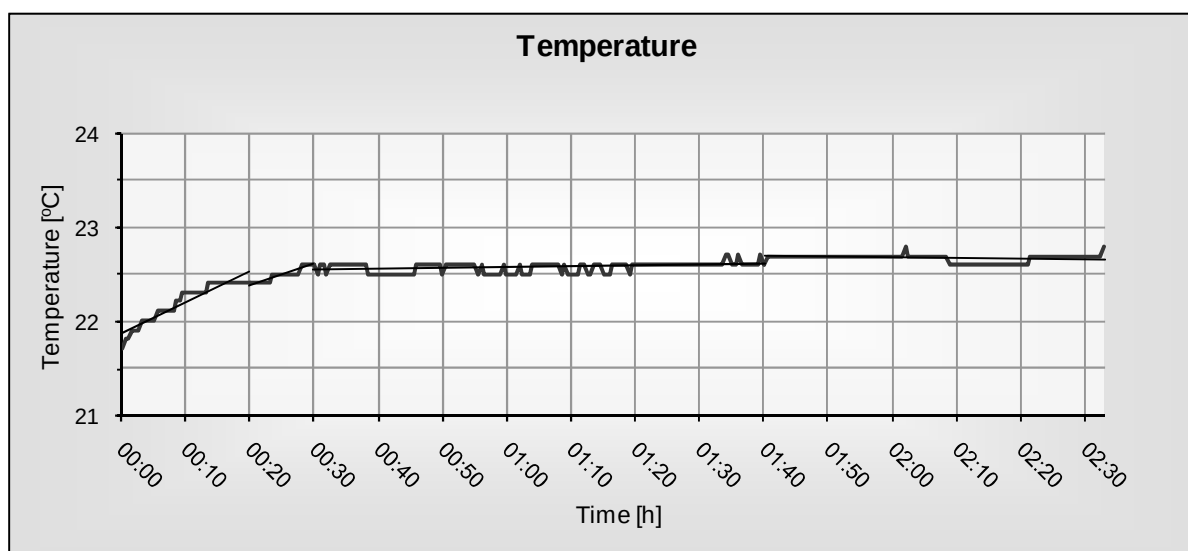


Fig. 4. Changes in air temperature during the projection.

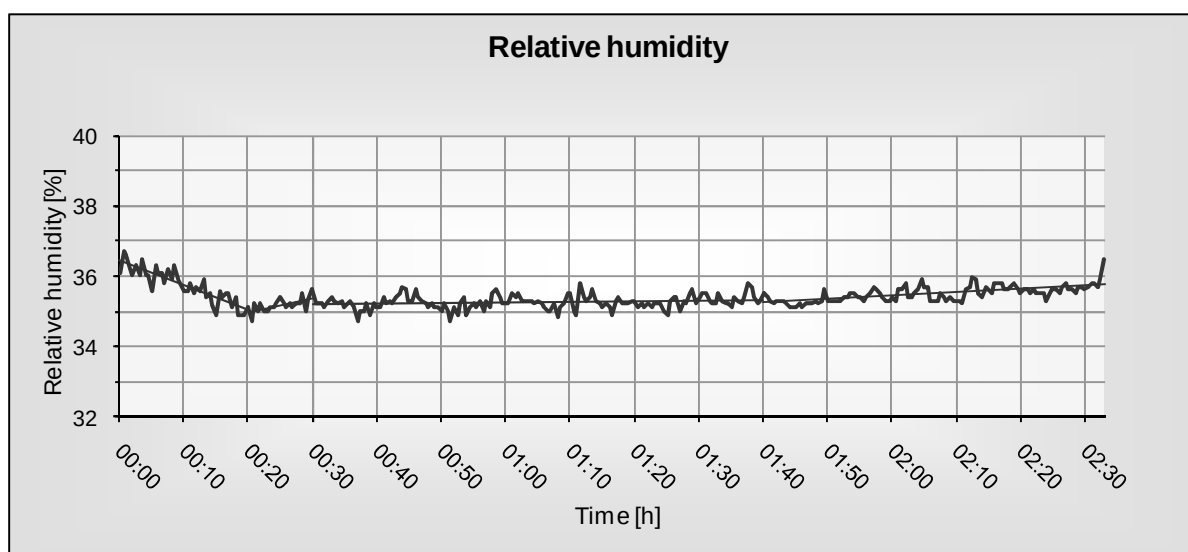


Fig. 5. Changes in relative humidity during projection.

5. Discussion of the results

Considering the fact that the temperature is a parameter regulated by the ventilation system and relative humidity by air conditioning, it can be stated that the installation in the investigated room works properly. Big effectiveness of installation performance is well reflected in Figs. 4 and 5 as both temperature and relative humidity values stay in the range defined in PN-83/B-03430. In the investigated case it is obvious that the regulated parameter is temperature as it is the only one which is stable for longer time periods as seen in Fig. 4. The relative humidity and carbon dioxide concentrations vary most of the time. Confirmation of this theory one can find analysing change tendencies represented by trend lines in the Figs. 4 and 5.

The whole measurement can be divided in four phases. In the initial one (0 – 20 min) a temperature increase is observed along relative humidity decline. It shows that the heating was turned on, as it is known when air is heated with constant humidity, the relative humidity decreases. In this particular case the humidity content was rising due to audience respiration, despite the fact that the relative humidity value was descending as the temperature increased.

In the second phase placed between 20th and 30th minute, simultaneous increase of temperature and in relative humidity values is observed. It proves that the temperature had reached the set value and the heating installation was turned off. The temperature and relative humidity increment is connected with heat and water vapour emitted by people in the room. In next phase (30min – 1h 40 min) temperature is kept on constant level, and so is relative humidity. It is possible that water vapour gains from audience were condensed during cooling process. In the last phase lasting from 1h 40min to the end the temperature was constant, but the value was higher than before, which resulted in worse cooling effect on cooler. Such situation could have led to decrease in condensation effects.

When carbon dioxide content, which is not regulated by Polish law, is taken into consideration, a linear increase is observed starting from 20th minute, as it is shown by thickened black line in the Fig. 3. The moment the data collection started, the CO₂ concentration was 881 ppm by volume and it increased during first 14 minutes. Then it decreased within the next 6 minutes. After these fluctuations the concentration of CO₂ constantly increased for the rest of the time. In the 10th minute it was the first time when CO₂ content had exceeded the hygienic minimum of 1000 ppm. The lowest observed value of 951 ppm carbon dioxide concentration occurred in the 19th minute and after this point it continuously grows by approximately 0.8 ppm/min. The second permanent exceed was recorded in the 28th minute. At the end of the projection the CO₂ concentration was 1219 ppm. Tendencies in carbon dioxide content changes may be explained as follows.

In the first phase (0 – 20 min) the CO₂ amount increased due to audience respiration. Then it decreased because of convection of the compound with warm air

above the sensor. After the heat was turned off, what took place in second phase (20-30 min) carbon dioxide concentration rose along with temperature and relative humidity. From the moment that the cooling system was turned on and temperature stabilised, the CO₂ content increased linearly what showed, that there was no effort made to regulate this parameter.

The cause of incongruence between stable temperature and humidity and increasing CO₂ concentration may be perceived in the manner that the installation is working. Supposedly, because of the economics the installation works with heat recovery, i.e. the part of the return air is recirculated. Such conclusion may be made after comparing values of air stream required depending on parameter. Tab. 4 shows such comparison. As one can see the amount of air required to remove heat exceed is few times bigger than the one for gas pollution. If only outdoor air was entering the room the CO₂ exhaled by people would be completely removed. It is confirmed by the fact that temperature is constant nearly all the time whilst relative humidity and CO₂ concentration change rapidly. Constant average humidity value may be a result of air cooling (cooler is an element of every mechanical system) as temperature reduction below the dew point results in water vapour condensation. After heating in the second degree heater the final required temperature is reached while humidity is reduced. In such a case the humidity would not be kept on one level, because a humidifying process would be necessary.

The foregoing reasoning leads to a conclusion that in the control indoor air quality in the investigated room is provided by a cooling mechanical system with air recirculation.

The installation performance described above provides air quality that complies with currently standing law. In the investigated case recorded CO₂ concentration exceeding 1000 ppm does not threaten human life in reference to the influence on human organism from tab. 3. Additionally, considering the fact that people usually do not stay in cinema rooms for a long time, slight excess over the upper limiting value set neither danger to human life nor its work effectiveness.

6. Conclusions

If a large number of people gather at the same short period of time in a closed space such as e.g. a cinema room, carbon dioxide concentration exceeds then the upper limited value that happens respected in most European countries.

Air conditioning installation that is effective regarding basic thermal comfort parameters i.e. temperature and humidity does not meet the expectations for CO₂ exceed removal.

The CO₂ concentration that exceeds the value recommended by WHO in many workplaces where employees stay 8h or longer and their physical and psychological condition affects effectiveness of their work does influence their efficiency and therefore company

economy. If ventilation system parameters base only on temperature, and if there is no natural ventilation, an increase of CO₂ content may occur which might lead to drowsiness and concentration problems.

A conclusion may be drawn here, that in the ventilation designing process the exchange of the air, what is connected with replacement with outside air and the dilution of carbon dioxide and airborne pollutants in closed rooms, should be emphasised because its importance is underestimated.

References

- Malicki M. (1980). Ventilation and Air Conditioning, PWN Warszawa (in Polish).
- Recknagel, Sprenger, Honmann, Schramek, (1994). Heating and Ventilation Guide, EWFE Gdańsk (in Polish).
- Sowa J. (2004). The impact of air quality in rooms research on the evolution of demanded ventilation rate, *Indoor Air Quality Problems in Poland*, Warszawa (in Polish).
- Targowski L. (2005). <http://www.wentylacja.com.pl/ciekawostki/ciekawostki.asp?ID=4145> (in Polish).
- The ministry of labour and social policy order from 29 November 2002 /Dz. U. no 217, 1833/ (in Polish).

This scientific research was financed by Białystok University of Technology as Dean's project S/WBIS/23/08

WPŁYW DOMIESZEK PRZECIWMROZOWYCH I KLASY CEMENTU NA WYTRZYMAŁOŚĆ ZAPRAW CEMENTOWYCH

Valeriy EZERSKIY, Małgorzata LELUSZ*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W prezentowanym artykule przedstawiono wyniki badania laboratoryjnego wpływu wybranych domieszek przeciwmrozowych na wytrzymałość na ściskanie kompozytów cementowych dojrzewających w obniżonych temperaturach. Badanie przeprowadzono zgodnie z zasadami planowania eksperymentu. Na podstawie otrzymanych wyników opracowano model matematyczny zależności wytrzymałości na ściskanie f_c (Y) próbek zaprawy cementowej od rodzaju domieszki przeciwmrozowej (czynniki $X1$), ilości domieszki przeciwmrozowej (czynniki $X2$), klasy wytrzymałości cementu (czynniki $X3$) oraz temperatury dojrzewania (czynniki $X4$). Wyniki badania mogą stanowić podstawową informację dla projektantów i wykonawców decydujących się na wykonywanie robót budowlanych w okresie zimowym.

Słowa kluczowe: domieszki przeciwmrozowe, wytrzymałość na ściskanie, betonowanie w obniżonych temperaturach.

1. Wprowadzenie

Właściwa pielęgnacja betonu i stosowanie domieszek przeciwmrozowych pozwala na prowadzenie robót budowlanych nieprzerwanie w okresie zimowym.

Powszechnie wiadomo (Neville, 2000; Woyciechowski i in., 2002; Jasiczak, 2003), że temperatura dojrzewania kompozytów cementowych powinna mieścić się w granicach 15-20°C. Przy temperaturach niższych następuje spowolnienie procesu wiązania cementu. Poniżej 0°C proces twardnienia praktycznie zanika. W mieszance betonowej, która zamarzła bezpośrednio po ułożeniu w deskowaniu, nie rozpocznie się proces wiązania. Po ustąpieniu ujemnych temperatur mieszankę betonową należy ponownie zagaęścić, żeby uzyskać beton bez spadku wytrzymałości. W przypadku braku ponownego zagaęszczenia mieszanki w betonie pojawiają się pory z powodu topnienia zamarzniętej wody, która ma mniejszą objętość niż lód.

Zgodnie z Instrukcją ITB nr 282 (1995) za tak zwany okres robót budowlano-montażowych w warunkach zimowych przyjmuje się umownie czas od 15 października do 15 kwietnia. Przed nastaniem tego okresu powinny być zakończone przygotowania do robót zimowych i wykonany projekt prowadzenia robót w obniżonych temperaturach (Bajorek, 2007).

Metody, które umożliwiają roboty w obniżonych temperaturach są następujące (Jasiczak, 2003):

- metody umożliwiające tężenie betonu bez dostarczania ciepła z zewnątrz,
- metody wymagające dostarczania ciepła z zewnątrz,
- kombinacja tych metod.

Zalecenia dotyczące pielęgnacji betonu w okresie zimowym i dokładny opis tych metod podano między innymi w publikacjach (Woyciechowski i in., 2002; Jasiczak, 2003).

Pielęgnacja betonu w warunkach obniżonych temperatur polega przede wszystkim na ochronie przed zamarzaniem przez co najmniej 24 godziny. Nie powinno się również stosować intensywnej pielęgnacji na mokro, żeby nie dopuścić do całkowitego nasycenia betonu wodą (Neville, 2000). W temperaturze poniżej +10°C nie ma niebezpieczeństwa nadmiernego wysychania betonu. Alternatywą dla tych zabiegów może być stosowanie domieszek przeciwmrozowych, które obniżają temperaturę krzepnięcia wody poniżej 0°C, przyspieszają wiązanie cementu i podnoszą temperaturę hydratacji.

Domieszki przeciwmrozowe nie są jedynym i wystarczającym zabiegiem chroniącym beton dojrzewający w warunkach obniżonych temperatur. Jeżeli w warunkach bardzo surowej zimy będzie się stosować tylko domieszki przeciwmrozowe, może to doprowadzić do poważnych problemów lub nawet katastrof (Bajorek, 2009; Błaszczyszki i in., 2004). Pomimo stosowania domieszki z dołączoną informacją o możliwości prowadzenia robót w temperaturze -10°C, należy pamiętać o konieczności przestrzegania zasad wykonywania robót betonowych zgodnie z Instrukcją ITB nr 282 (1995). Instrukcja ta nakazuje ochronę świeżo wbudowanego betonu przed zamrożeniem, aż do uzyskania tzw. wytrzymałości bezpiecznej. Badania wykazały (Bajorek, 2009), że zastosowanie domieszek, nawet w ilościach maksymalnych wskazanych przez producenta, wpływa na obniżenie temperatury zamarzania

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.lelus@pb.edu.pl

mieszanki betonowej mało istotnie – obniża zaledwie do kilku dziesiątych stopnia poniżej zera.

Podjęcie prac w okresie zimowym i zaniedbanie pielęgnacji może spowodować nieodwracalne uszkodzenia w strukturze betonu. Roboty betonowe i murowe wykonywane w warunkach zimowych wymagają wykonania projektu prowadzenia robót w obniżonych temperaturach, stosowania domieszek chemicznych do betonów i zapraw oraz pielęgnacji z zastosowaniem metod termicznych. Należy więc każdorazowo rozważyć, czy w strefie klimatycznej Polski bardziej opłacalne jest inwestowanie w kosztowną ochronę czy czekanie na ocieplenie (Bajorek, 2007).

Celem pracy jest weryfikacja wpływu wybranych domieszek przeciwmrozowych na wytrzymałość na ściskanie kompozytów cementowych dojrzewających w obniżonych temperaturach na podstawie wyników badania zapraw cementowych, wykonywanych z cementów o różnej klasie wytrzymałości i z zastosowaniem różnych domieszek przeciwmrozowych oraz dojrzewających w temperaturze -20°C , 0°C i $+20^{\circ}\text{C}$.

2. Sformułowanie problemu i wybór planu eksperymentu badawczego

Domieszki przeciwmrozowe są produktami umożliwiającymi przebieg reakcji cementu z wodą w temperaturach ujemnych (Łukowski, 2003). Domieszki przeciwmrozowe umożliwiają betonowanie w warunkach zimowych poprzez:

- obniżenie temperatury zamarzania wody w mieszance betonowej,
- przyspieszenie hydratacji cementu i wydzielanie ciepła hydratacji,
- obniżenie ilości wody zarobowej.

Na wytrzymałość kompozytów cementowych wpływ ma wiele czynników (Neville, 2000) zarówno wewnętrznych, związanych ze składem (receptura mieszanki, jakość składników) jak i zewnętrznych, do których można zaliczyć sposób mieszania składników, metodę formowania oraz pielęgnację zaprawy lub betonu.

Zgodnie z przyjętym celem pracy wytrzymałość zapraw cementowych f_c w MPa (odpowiedź Y) postanowiono zbadać w zależności od: przyjętego rodzaju domieszki przeciwmrozowej (czynnik X_1), ilości domieszki przeciwmrozowej w stosunku do masy cementu d/c (czynnik X_2), klasy wytrzymałości cementu (czynnik X_3) oraz temperatury dojrzewania t w $^{\circ}\text{C}$ (czynnik X_4). Prawdopodobnie wybrane czynniki nie wyczerpują wszystkich źródeł zmienności. Jednakże z uwzględnieniem spodziewanych wyników została postawiona teza o możliwości istotnego wpływu wyżej wymienionych czynników na zmienną wyjściową Y .

Badanie przeprowadzono zgodnie z zasadami

planowania eksperymentu. Według tych zasad najpierw przeprowadzono wybór zakresów zmienności oraz poziomów czynników. Spośród rozpatrywanych czynników dwa okazały się ilościowymi (X_2 , X_4) i dwa jakościowymi (X_1 , X_3). Każdy z czynników rozpatrywano na trzech poziomach. Zakresy zmienności oraz poziomy czynników przedstawiono w tabeli 1.

W planach eksperymentów zamiast naturalnych wartości czynników ilościowych stosuje się wartości unormowane, przejście do których od wartości naturalnych $\tilde{X}_i$ wykonuje się według zależności:

$$X_i = \frac{\tilde{X}_i - \frac{(\tilde{X}_{i\max} + \tilde{X}_{i\min})}{2}}{\frac{\tilde{X}_{i\max} - \tilde{X}_{i\min}}{2}} \quad (1)$$

gdzie $\tilde{X}_i$, $\tilde{X}_{i\max}$, $\tilde{X}_{i\min}$ oznaczają odpowiednio bieżące, maksymalne i minimalne wartości naturalne i -tego czynnika.

Poziomy czynników jakościowych zostały wybrane arbitralnie. Dla X_1 na poziomie dolnym (-1) wybrano domieszka D1, średnim (0) – D2, górnym ($+1$) – D3. Dla X_3 na poziomie dolnym (-1) wybrano cement C1, średnim (0) – C2, górnym ($+1$) – C3.

Do opisu przestrzeni czynnikowej $Y_i = f(X_1, X_2, X_3, X_4)$ została wybrana postać funkcji, której współczynniki należało obliczyć za pomocą metody najmniejszych kwadratów:

$$\begin{aligned} \hat{Y} = & a_0 + a_1 X_1 + a_2 X_2 + a_3 X_3 + a_4 X_4 + a_{12} X_1 X_2 \\ & + a_{13} X_1 X_3 + a_{14} X_1 X_4 + a_{23} X_2 X_3 + a_{24} X_2 X_4 \\ & + a_{34} X_3 X_4 + a_{11} X_1^2 + a_{22} X_2^2 + a_{33} X_3^2 + a_{44} X_4^2 \end{aligned} \quad (2)$$

Przy wyborze planu eksperymentu uwzględniono konieczność uzyskania adekwatnego opisu matematycznego rozpatrywanej funkcji celu i możliwość skrócenia ilości prób. Zastosowano przy tym plan kompozycyjny symetryczny trójpoziomowy dla czterech zmiennych, mający dostateczną efektywność według podstawowych kryteriów statystycznych (Brodskij i in., 1982) oraz zawierający $N = 24$ próby (tab. 4). W każdej próbie przyjęto powtarne pomiary na sześciu próbkach. Liczba powtórzeń została uzasadniona na podstawie wstępnych badań. Ilość pomiarów w eksperymencie przy sześciokrotnych powtórzeniach każdej próby wynosiła 144.

W celu unikania błędów systematycznych kolejność realizacji pomiarów nie była zgodna z kolejnością układów w planie eksperymentu, lecz była losowa. W taki sposób udało się spełnić jedno z wymagań planowania doświadczeń – randomizację (Krasovskij i Filaretov, 1982).

Tabela 1. Zakresy zmienności rozpatrywanych czynników X_1, X_2, X_3, X_4

Czynniki zmienne	Kod	Jednostka miary	Poziom zmienności		
			-1	0	+1
Rodzaj domieszki	X_1	-	D1	D2	D3
Ilość domieszki w stosunku do cementu	X_2	-	0,00	0,015	0,030
Rodzaj cementu	X_3	-	C1	C2	C3
Temperatura dojrzewania	X_4	$^{\circ}\text{C}$	-20	0	+20

3. Metoda prowadzenia badania

Przedmiotem badania były stwardniałe zaprawy cementowe o składzie normowym zgodnie z PN-EN 196-1 (2005). Próbkki zapraw dojrzewały przez 28 dni w zróżnicowanych temperaturach zgodnie z planem eksperymentu.

Jako kruszywo drobne zastosowano piasek rzeczny płukany z lokalnej żwirowni. Wyniki analizy sitowej piasku przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Wyniki analizy sitowej piasku rzeczno-płukanego

Fracja	Zawartość w %
0/0,125	1,44
0,125/0,25	11,32
0,25/0,5	43,00
0,5/1	29,84
1/2	12,76
2/4	1,64

Do badania stosowano trzy rodzaje cementu portlandzkiego: CEM I 32,5R (C1) i CEM I 42,5R (C2) oraz CEM I 52,5R (C3). Składy fazowe klinkierów oraz podstawowe właściwości cementów przedstawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Składy fazowe klinkierów oraz podstawowe właściwości stosowanych cementów

Parametr	CEM I 32,5R (C1)	CEM I 42,5R (C2)	CEM I 52,5R (C3)
Skład fazowy klinkieru:			
C ₃ S w %	60,4	60,4	62,57
C ₂ S w %	15,5	15,5	14,63
C ₃ A w %	9,1	9,1	7,47
C ₄ AF w %	8,8	8,8	7,17
Straty prażenia w %	0,70	1,53	0,78
Części nierozpuszczalne w %	0,31	1,24	0,29
Początek wiązania w min	169	151	75
Wytrzymałość na ściskani w MPa:			
– po 2 dniach dojrzewania	23	27	29
– po 28 dniach dojrzewania	47	51	58

Wykorzystano również trzy rodzaje domieszek przeciwmrozowych:

- D1 – bezchlorkowa domieszka do betonu przyspieszająca wiązanie, w której substancją aktywną jest azotan wapnia, gęstość domieszki 1,45 g/cm³, odczyn pH wynosi 3,5±1;
- D2 – domieszka bezchlorkowa do betonu nowej generacji o działaniu kompleksowym, silnie plastyfikująca; bazą surowcową domieszki jest roztwór żywicy melaminowo-formaldehadowej i soli nieorganicznych; gęstość domieszki 1,25 g/cm³, odczyn pH wynosi od 6,5 do 7,5;
- D3 – domieszka bezchlorkowa, przeciwdziałająca zamarzaniu betonu lub zaprawy cementowej

i umożliwiającą narastanie wytrzymałości w niskich temperaturach; bazą surowcową domieszki jest roztwór aminy alifatycznej i soli nieorganicznych; gęstość domieszki 1,30 g/cm³, odczyn pH wynosi od 6 do 7.

Tabela 4. Plan oraz wyniki eksperymentu do określenia wytrzymałości na ściskanie $\bar{Y}_i$ (f_c , w MPa) zapraw cementowych w zależności od czynników X_1, X_2, X_3, X_4

Nr serii	X_1	X_2	X_3	X_4	$\bar{Y}_i$	S_i^2
1.	-1	-1	-1	-1	2,64	0,131
2.	+1	-1	-1	-1	4,29	0,436
3.	-1	+1	-1	-1	6,82	0,289
4.	+1	+1	-1	-1	6,29	0,631
5.	-1	-1	+1	-1	3,77	0,142
6.	+1	-1	+1	-1	3,79	0,246
7.	-1	+1	+1	-1	3,94	0,100
8.	+1	+1	+1	-1	2,84	0,211
9.	-1	-1	-1	+1	26,21	13,825
10.	+1	-1	-1	+1	24,52	6,646
11.	-1	+1	-1	+1	32,60	8,464
12.	+1	+1	-1	+1	29,46	14,478
13.	-1	-1	+1	+1	45,29	6,471
14.	+1	-1	+1	+1	41,10	7,489
15.	-1	+1	+1	+1	46,62	18,534
16.	+1	+1	+1	+1	38,48	22,878
17.	-1	0	0	0	32,08	16,977
18.	+1	0	0	0	28,57	18,484
19.	0	-1	0	0	27,15	16,338
20.	0	+1	0	0	32,24	27,815
21.	0	0	-1	0	28,39	18,989
22.	0	0	+1	0	33,91	23,225
23.	0	0	0	-1	7,96	1,452
24.	0	0	0	+1	40,05	23,238

Do badania laboratoryjnego stosowano zaprawy o składzie normowym według PN-EN 196-1 (2005). Skład zaprawy na jeden zarób wynosił: cementu 450 g; piasku 1350 g; wody 225 g; domieszki przeciwmrozowej w ilości zgodnej z planem eksperymentu (ilość wody zmniejszono o objętość domieszki).

Próbkki o wymiarach 40x40x160mm formowano bezpośrednio po wymieszaniu składników zaprawy. Próbkki zagęszczano w dwóch warstwach wibrując na stoliku Vebe do momentu pojawienia się mleczka cementowego na powierzchni zaprawy. Bezpośrednio po zaformowaniu i oznaczeniu formy z próbkami zawijane były szczelnie w folię i umieszczane w komorze klimatyzacyjnej w określonej temperaturze zgodnie z planem eksperymentu (tab. 4). Próbkki rozformowano po 24 godzinach dojrzewania (zaprawy dojrzewające w temperaturze -20 °C rozformowano po 48 godzinach). Po rozformowaniu próbki umieszczano ponownie w komorze klimatyzacyjnej w tej samej temperaturze, co przed rozformowaniem, i przechowywano w tych warunkach do momentu badania wytrzymałości na ściskanie, to znaczy do 28-go dnia.

Badanie wytrzymałości na ściskanie zapraw cementowych przeprowadzono zgodnie z procedurą podaną w PN-EN 196-1 (2005). Testy laboratoryjne

wykonano dla 6 połówek beleczek normowych z każdej serii.

4. Wyniki badania i ich analiza

Wstępna analiza wyników badania (tab. 4) wykazała, że istnieje rozrzut wartości $\bar{Y}_i$ w poszczególnych próbach jak i przy powtórnych pomiarach.

Jednorodność rzędu wariancji poszczególnych prób $S_1^2, S_2^2, S_3^2, \dots, S_{24}^2$, sprawdzono za pomocą testu statystycznego Cochra (Krysicki i in., 2003), który przewiduje porównanie wartości obliczeniowej kryterium Cochra G_{obl} z wartością krytyczną G_{kr} .

Wartość obliczeniową G_{obl} określa się według wzoru:

$$G_{obl} = \frac{\max\{S_i^2\}}{\sum_{i=1}^{24} S_i^2} \quad (3)$$

Sprawdzenie jednorodności ocen wariancji powtórnych pomiarów wykazało, że przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ obliczeniowa wartość kryterium Cochra $G_{obl} = 0,1125$ okazała się mniejsza od wartości krytycznej $G_{kr}^{0,05;5;24} = 0,1493$ (Krysicki i in., 2003). Można więc uważać, że wariancje prób są jednorodne. W takim przypadku wariancję generalną eksperymentu można obliczać jako średnia wartość z wariancji poszczególnych prób:

$$S_0^2 = \left(\frac{1}{n}\right) \cdot \sum_{i=1}^{24} S_i^2 \quad (4)$$

Przy liczbie stopni swobody $\nu = N \cdot (m-1) = 24(6-1) = 120$ wartość S_0^2 okazała się równa 10,312. Ocenę wariancji przyjęto jednakową w całym obszarze przestrzeni czynnikowej analizowanej funkcji celu.

Na podstawie wyników eksperymentu przy wykorzystaniu metody najmniejszych kwadratów opracowano następujący model matematyczny:

$$\begin{aligned} \hat{Y} = & 31,66 - 1,15X_1 + 1,14 \cdot X_2 + 3,25 \cdot X_3 + 15,67X_4 \\ & - 0,54X_1X_2 - 0,61X_1X_3 + -1,08X_1X_4 - 1,22X_2X_3 \\ & + 4,03X_3X_4 - 1,59X_1^2 - 2,22X_2^2 - 7,91X_4^2 \end{aligned} \quad (5)$$

W powyższym modelu część współczynników jako nieistotnych (a_{24} i a_{33}) została usunięta. Ocenę istotności współczynników równania regresji przeprowadzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium t -Studenta (Krasovskij i Filaretov, 1982). Przyjęto poziom istotności $\alpha = 0,05$. Wariancje współczynników regresji S_0^2 obliczono według wzoru:

$$S_{a_i}^2 = c_{ii} \cdot S_0^2 \quad (6)$$

gdzie c_{ii} jest diagonalnym elementem macierzy kowariancyjnej.

Sprawdzenie hipotezy o istotności statystycznej współczynników regresji a_i wykonano na pomocą

porównania obliczeniowych wartości t_i z wartością tabelaryczną $t_{\alpha f}$. Wartość obliczeniowa kryterium t_i wyznaczano według wzoru:

$$t_i = \frac{|a_i|}{\sqrt{S_{a_i}^2}} \quad (7)$$

Jeśli $t > t_{\alpha f}$ to hipotezę o nieistotności współczynników a_i odrzuca się z prawdopodobieństwem $p = 1 - \alpha$. W naszym przypadku przy $\alpha = 0,05$ oraz liczbie stopni swobody $f = N \cdot (m-1) = 24 \cdot (6-1) = 120$ wartość tabelaryczna krytyczna wynosi $t_{0,05; 120} = 1,66$ (Krasovskij i Filaretov, 1982).

Adekwatność modeli sprawdzono za pomocą testu z wykorzystaniem kryterium Fishera F (Krasovskij i Filaretov, 1982). Obliczeniową wartość tego kryterium określono za pomocą wzoru:

$$F_{obl} = \frac{m \cdot \sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2}{S_0^2 \cdot (N - (k+1))} \quad (8)$$

gdzie $\sum_{i=1}^N (\hat{Y}_i - \bar{Y}_i)^2$ jest sumą kwadratów odchyłeń wartości

($\hat{Y}_i$) obliczonych z modelu (5) oraz uzyskanych jako średnie ($\bar{Y}_i$) z pomiarów w eksperymencie, m jest liczbą powtórnych pomiarów w każdej próbie, N jest liczbą prób w eksperymencie, $k+1$ jest liczbą istotnych współczynników w modelu (5).

Obliczeniową wartość F_{obl} porównuje się z tabelaryczną wartością krytyczną F_{α, f_1, f_2} , dla której przyjmuje się:

$$\begin{aligned} f_1 &= N - (k+1) = 24 - 13 = 11; \\ f_2 &= N(m-1) = 24(6-1) = 120. \end{aligned}$$

Wykazano, że $F_{obl} = 0,4645$ czyli wartość obliczeniowa kryterium Fishera jest mniejsza od odpowiedniej wartości krytycznej $F_{0,05;11;120} = 1,87$ przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ (Krasovskij i Filaretov, 1982). To potwierdza adekwatność i efektywność otrzymanego równania regresji oraz jego przydatność dla dalszej analizy wpływu czynników.

5. Interpretacja wyników badania

Wpływ rozpatrywanych czynników analizowano na podstawie równania regresji (2). Zaobserwowano, że największy wpływ na wytrzymałość na ściskanie zaprawy cementowej z domieszką przeciwmrozową wykazuje czynnik X_4 czyli temperatura dojrzewania próbek. Wykryto, że przy zwiększaniu X_4 od -20°C do $+20^\circ\text{C}$ wytrzymałość Y wzrasta prawie pięciokrotnie. Wpływ ten okazał się bardzo nierównomierny. W zakresie X_4 od -20°C do 0°C wielkość Y rośnie trzykrotnie szybciej, niż w przedziale od 0°C do $+20^\circ\text{C}$. Wykryto także ujemny efekt wspólnego oddziaływania czynników X_1X_4 i dodatni efekt X_3X_4 . Oznacza to, że wpływ X_4 jest tym słabszy, im większą wartość przyjmuje X_1 , natomiast

wpływ X_4 jest tym większy, im większą wartość przyjmuje X_3 . Przy czym każdy z tych czynników przy wspólnym oddziaływaniu wpływa silniej, niż przy osobnym, to jest występuje synergizm wpływu czynników X_3 i X_4 .

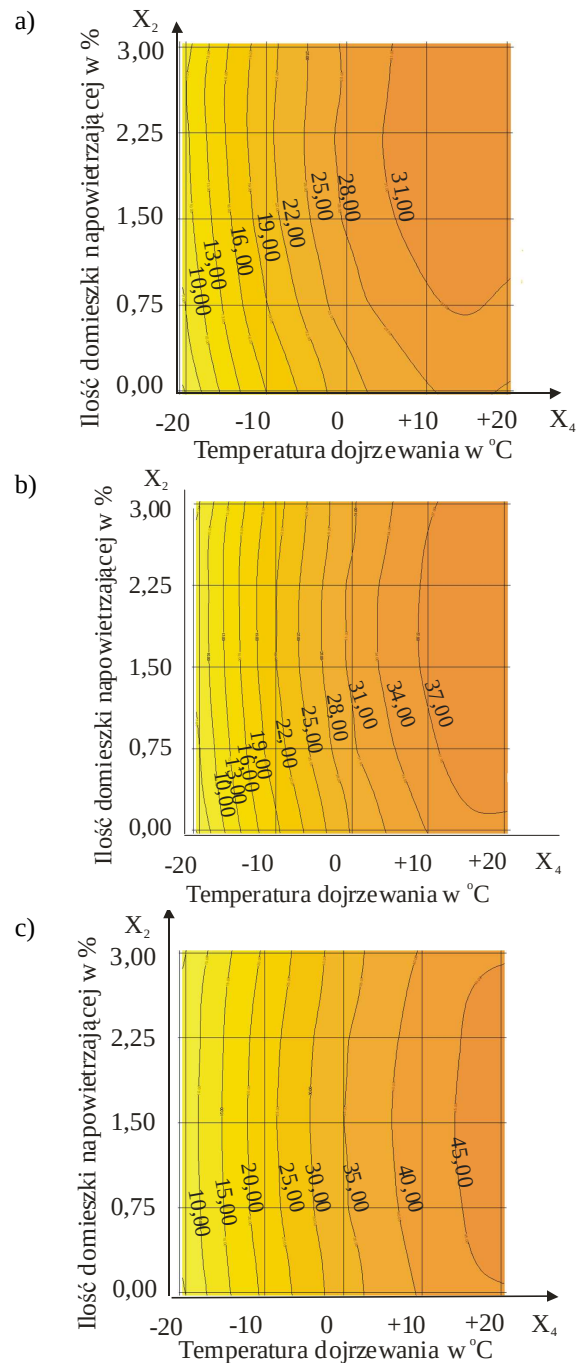
Na drugim miejscu pod względem stopnia wpływu na wartość Y lokuje się czynnik X_3 czyli klasa wytrzymałości cementu. W badaniu ten czynnik jakościowy rozpatruje się na trzech poziomach: -1 , 0 , $+1$. W modelu wykryto dodatni efekt liniowy X_3 , co oznacza, że przy zastosowaniu cementów C2 oraz C3 wytrzymałość zapraw w porównaniu z zaprawą z cementem C1 odpowiednio wzrasta o 11,4 i 22,9%. Zaobserwowano także dwa ujemne efekty wspólnego oddziaływania czynników X_1X_3 i X_2X_3 , a także dodatni efekt X_3X_4 (analizowany wyżej). Oznacza to, że wpływ X_3 słabnie ze wzrostem czynników X_1 i X_2 .

Kolejny czynnik jakościowy X_1 , czyli rodzaj domieszki, wykazał ujemny liniowy i ujemny kwadratowy efekt. Oznacza to, że przy zastosowaniu domieszki D2 wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych rośnie w porównaniu z D1 o 1,5%, a przy zastosowaniu D3 – maleje o 8,8%. Występuje również niewielkie ujemne wspólne oddziaływanie czynników X_1 i X_2 , co oznacza, że wpływ X_1 tym silniejszy, im większe X_2 .

Czynnik X_2 , czyli zawartość domieszki, wykazał dodatni liniowy i ujemny kwadratowy efekt. Wpływ ten nie jest równomierny. Przy $X_2 = 0,257$ funkcja Y przyjmuje wartość ekstremalną równą 31,81. W wyniku przy zmianie X_2 od -1 do $0,257$ funkcja Y wzrasta o 12,4%, a przy zmianie od $0,257$ do $+1$ spada o 4,3%.

Graficzną interpretację wyników eksperymentu pokazano na rysunku 1. Przy tworzeniu wykresów przyjęto założenie, że zaprawy cementowe wykonane są z domieszką D2, którą stanowił roztwór żywicy melaminowo-formaldehydowej i soli nieorganicznych, to jest przyjęto czynnik $X_1 = 0$. Pozwoliło to na przeanalizowanie wpływu klasy cementu (C1 – CEM I 32,5R, C2 – CEM I 42,5R i C3 – CEM I 52,5R) na wytrzymałość na ściskanie zapraw cementowych w zależności od zróżnicowanej temperatury dojrzewania (X_4) oraz od ilości zastosowanej domieszki (X_2).

Z analizy rysunku 1 wynika, że w zakresie temperatur ujemnych zastosowanie domieszki D2 w ilości od 0 do 3% masy cementu praktycznie nie wykazuje wpływu na wytrzymałość na ściskanie zaprawy cementowej niezależnie od klasy zastosowanego cementu. Przy temperaturze 0°C wytrzymałość na ściskanie próbek zapraw bez domieszki z cementami wynosi: dla C1 – 23,83 MPa, dla C2 – 28,30 MPa i dla C3 – 32,77 MPa. Obniżenie temperatury dojrzewania próbek do -20°C spowodowało spadek 28-dniowej wytrzymałości na ściskanie odpowiednio o: 82,0; 83,3 i 84,3%. Natomiast dojrzewanie zapraw cementowych w temperaturze -20°C przy zastosowaniu domieszki przeciwmrozowej D2 w ilości 3% masy cementu powoduje spadek wytrzymałości na ściskanie: dla cementu C1 – z 28,55 MPa do 9,0 MPa, to jest o 68,5%; dla cementu C2 – z 30,58 MPa do 7,0 MPa, to jest o 77,1%; dla cementu C3 – z 32,61 MPa do 5,0 MPa, to jest o 84,7%.



Rys. 1. Zależność wytrzymałości na ściskanie Y (f_c , MPa) próbek zaprawy cementowej z domieszką D1 od temperatury dojrzewania X_4 i ilości domieszki przeciwmrozowej X_2 z cementu:

- a) C1 – CEM I 32,5R;
- b) C2 – CEM I 42,5R;
- c) C3 – CEM I 52,5R

W zakresie temperatur dodatnich zastosowanie cementów różnych klas dało taki sam efekt. Obniżenie temperatury dojrzewania próbek z domieszką D2 od $+20^\circ\text{C}$ do 0°C spowodowało spadek badanej cechy o odpowiednio 11,6; 20,2 i 26,6%. Natomiast dojrzewanie zaprawy cementowej w temperaturze 0°C bez zastosowania domieszki w porównaniu z dojrzewaniem w normalnych warunkach ($+20^\circ\text{C}$) powoduje spadek wytrzymałości na ściskanie: dla cementu C1 – z 27,6 MPa do 23,8 MPa,

to jest o 13,5%; dla cementu C2 – 36,1 MPa do 28,3 MPa, to jest o 21,5%; dla cementu C3 – 44,6 MPa do 32,8 MPa, to jest o 26,5%.

Z drugiej strony, zauważono, że w warunkach normalnych (+20 °C) zastosowanie badanej domieszki D2 powoduje zwiększenie wytrzymałości zaprawy na ściskanie o: 19,8% dla C1; 9,7 dla C2 i 4,8% dla C3. Przy czym największy pozytywny wpływ ustalono przy zawartości domieszki od 1,5% do 2,3% masy cementu.

Uzyskane prawidłowości stanowią mogą podstawową informację dla projektantów i wykonawców decydujących się na wykonywanie robót budowlanych w okresie zimowym.

6. Wnioski

Ustalono, że przy obniżeniu temperatury dojrzewania próbek od 0°C do -20°C zbadane domieszki przeciwmrozowe (D1 – na bazie azotanu wapnia, D2 – kompleksowa na bazie żywicy melaminowo-formaldehidowej i soli nieorganicznych, D3 – na bazie roztworu aminy alifatycznej i soli nieorganicznych) w ilości od 0 do 3% masy cementu praktycznie nie hamują spadku wytrzymałości na ściskanie zaprawy cementowej niezależnie od klasy zastosowanego cementu.

Przy obniżeniu temperatury z +20°C do 0°C zaobserwowano dużo mniejszy spadek wytrzymałości na ściskanie zaprawy cementowej, jednakże wpływ rozpatrywanych cementów okazał się istotniejszy, niż wpływ domieszki D2.

W warunkach normalnych (+20°C) domieszka przeciwmrozowa D2 podwyższa wytrzymałość na ściskanie zapraw z cementów C1, C2, C3 średnio o 11,4%. Przy czym największy pozytywny wpływ wykryto przy zawartości domieszki od 1,5 do 2,3% masy cementu.

Literatura

- Bajorek G. (2007). Betonowanie zimą. *Budownictwo, Technologie, Architektura* Nr 4, 48-53.
- Bajorek G. (2009). Wspomaganie robót betonowych w okresie zimowym domieszkami do betonu. *Budownictwo, Technologie, Architektura* Nr 1, 52-56.
- Błaszczczyński T., Łowińska-Kluge A., Zagłoba B. (2004). Wpływ wykonawstwa na degradację betonu. *Materiały Budowlane* Nr 9 (383), 84-86.
- Brodskij V.Z., Brodskij L.I., Golikova T.I., Nikitina E.P., Pančenko L.A. (1982). Tablice planów eksperymentu dla faktorych i polimial'nyh modelej (sprawočnoe izdanie). *Izd-vo Metallurgia*, Moskwa.
- Instrukcja ITB nr 282. Wytyczne wykonywania robót budowlano – montażowych w okresie obniżonych temperatur. Warszawa 1995.
- Jasiczak J. (2003). Technologie budowlane II. *Alma Mater*.
- Krasovskij G.I., Filaretov G.F. (1982). Planirovanie eksperymenta. *Mn.: Izd-vo BGU*.
- Krysicki W., Bartos J., Dyczka W., Królikowska K., Wasilewski M. (2003). Rachunek prawdopodobieństwa i statystyka matematyczna w zadaniach. Część II. Statystyka matematyczna. PWN, Warszawa.
- Łukowski P. (2003). Domieszki do zapraw i betonów. *Polski Cement Sp. z o.o.*, Kraków.
- Neville A. M. (2000). Właściwości betonu. *Polski Cement Sp. z o.o.*, Kraków.
- Woyciechowski P., Chudan A. (2002). Metody i środki pielęgnacji betonu w formach i „in situ”. W: XVII Ogólnopolska Konferencja Warsztat pracy projektanta konstrukcji, Ustroń.

EFFECT OF CEMENT TYPE AND ANTIFREEZE ADMIXTURES ON COMPRESSIVE STRENGTH OF MORTARS

Abstract: The problem of conducting concrete works under conditions of low temperatures comes back together with winter. In the presented paper the results of laboratory investigation concerning the influence effect of selected antifreeze admixtures on compressive strength of the cement mortars curing in lower temperatures are presented. The test was conducted according to the principles of experiment planning. On the basis of the results a mathematical model was elaborated. The dependence of compressive strength of mortar samples was built as a function of some factors. These factors are X1 the kind of antifreeze admixture, X2 the amount of the antifreeze admixture, X3 the cement type and X4 the temperature of curing. The test results can provide the designers with the basic information concerning the possibility to continue building works in winter period.

CONCENTRATION OF CARBON DIOXIDE MEASURED IN UNIVERSITY CLASSROOMS

Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK*

Faculty of Civil and Environmental Engineering, Białystok University of Technology, Wiejska 45 A, 15-351 Białystok, Poland

Abstract: Low concentration of carbon dioxide in the atmospheric air is considered to be a normal condition. Excessive concentration of CO₂ in the air may have negative influence on human's health. Permissible level of carbon dioxide concentration in didactic facilities as well as in all other closed spaces is 1000 ppm (WHO, 2000a), as devised by the WHO Regional Office for Europe. Two varieties of measurements were taken.

1. The level of CO₂ concentration was examined in classrooms in which different types of ventilation systems are used.
2. The efficiency of the ventilation system was measured on the basis of the parameters of the inside air; particular attention was paid to the level of CO₂ concentration.

Key words: ventilation, CO₂ concentration.

1. Introduction

Carbon dioxide is a product of fuel combustion as well as of plant and animal metabolism. In classrooms its production is triggered by the metabolism of the people who stay in them. It is a gas that is heavier than air; as a result it accumulates in the lower parts of the rooms, in cellars, in drainage catch pits, as well as in the lowest parts of mines. Carbon dioxide is not poisonous, but excessive concentration of CO₂ in the air may influence one's health in a negative way (The Engineering ToolBox, 2005).

Breathing in air that has a low concentration of carbon dioxide (according to the author's previous research this value equals ca. 1500 ppm; other sources estimate it at 5%), increases its partial pressure in blood (hypercapnia), which results in having difficulty breathing, experiencing anxiety, stimulating the respiratory center and increasing the incidence of breathing movements. When the concentration is higher (roughly 2000 ppm), it may cause headaches and vertigo, buzzing noise in the ears, perception disorders, tachycardia, excessive sweating, as well as congestion of conjunctiva. Although in the course of this research the level of carbon dioxide in classrooms did not exceed 2000 ppm, such a situation may occur in specific conditions.

The concentration of carbon dioxide in the atmospheric air is small and is estimated at 400 ppm. Such a concentration is considered normal.

In many countries, including Poland, the ventilation systems are controlled by carbon dioxide detectors. Nevertheless, there still are classrooms which do not have

any kind of mechanical ventilation. This applies especially to classrooms, with both well- and ill-fitting windows, of many prestigious universities which hold classes in very old buildings.

In rooms with no mechanical ventilation exhausting gas and odour pollution rests on gravitational ventilation, often aided by some other kind of natural ventilation. The well-fitting windows coupled with faulty design or installation of gravitational exhaust ventilation may decrease the interior air parameters, which in extreme cases may pose a threat to people's health, and sometimes life (Targowski, 1998). To work properly, gravitational ventilation must fulfil certain conditions, the most basic of which involves supplying fresh exterior air into the room.

The recommended parameters with regard to humidity and temperature that guarantee thermal comfort are as follows (directive, 2002; Directive, 2002/91/EC):

- temperature between 20 and 30°C;
- air velocity in places where people are present between 0.15 and 0.2 m/s (up to 0.6 m/s in summer);
- relative humidity between 40 and 80% (recommended temperature observed);
- average temperature of heat radiation in the room (tantamount to the temperature of the outside walls) lower by 2 – 3°C than air temperature.

Permissible levels of CO₂ concentration at places such as classrooms has been set at 1000 ppm (WHO, 2000a; ASHRAE Standard 62-1989), or 1500 ppm (DIN-1946-2). In Poland there are no regulations as to the permissible levels of carbon dioxide concentration in rooms meant for general use, as the basis for our research we assumed, therefore the standards established by WHO (2000a,

* Author responsible for correspondence. E-mail: k.gladyszewska@pb.edu.pl

2000b) and ASHRAE Standart 1989, and not the German norms (DIN-1946-2).

Research conducted earlier by various scholars (Directive 2002/91/EC; Gladyszewska-Fiedoruk, 2007; The Engineering ToolBox, 2005; Sowa, 2002) shows that examining carbon dioxide concentration in university classrooms might bring interesting results.

2. Research

The level of CO₂ concentration was examined in rooms where different types of ventilation systems were used. The measurements were taken in selected classrooms during the heating season. Research was conducted in four classrooms. All values were recorded during a 45-minute lecture period.

Room A is ventilated naturally by means of gravitational exhaust ventilation system, infiltration through window frames with a high coefficient of infiltration, and the door which leads from the room into a spacious hall. The perforated suspended ceiling in the classroom and the one in the hall constitute the same construction. For that reason, the air diffuses in the space between the suspended and the constructional ceiling both in the classroom and the hall. Natural ventilation operated all the time.

Room B is ventilated naturally by means of gravitational ventilation system, infiltration through new window frames fitted in 2007, and the door which leads from the room into a spacious hall. The suspended ceiling in the classroom and the one in the hall constitute the same construction. Air diffuses in the space between the suspended and the constructional ceiling both in the classroom and the hall. Natural ventilation operates all the time.

In **room C**, mechanical and gravitational ventilation systems are used; the room is also equipped with modern window frames. Mechanical ventilation is switched on depending on whether there is such a need. Airing the classroom during recess was done by leaving the door ajar. Mechanical ventilation was switched off during class.

Room D – mechanical and gravitational ventilation systems are used; the room is also equipped with modern window frames (heat transmission coefficient is low). Mechanical ventilation is switched on depending on whether there is such a need. At the time of the research, both during the class and during the break mechanical ventilation was on; during the break also the door remained ajar.

The efficiency of ventilation was also measured only on the basis of the interior air parameters with particular emphasis on carbon dioxide concentration. These measurements were taken in four classrooms, just like the ones of carbon dioxide concentration. Research was conducted in the following conditions:

- there were no students present (no source of CO₂),
- there were no classes in the selected rooms for a period of two days, i.e. absence of a large number of people in the classrooms,

- rooms were ventilated by means of available ventilation systems.

The measurements were also taken:

- before a class with a particular group of students took place (intentionally, the room was not properly aired depending on the teacher's preference),
- during the class itself after 45 minutes have elapsed,
- after a ten-minute break for airing (rooms A and D were aired by opening the windows after all students had left).

Just like previous research, the experiment was conducted in four classrooms. Because rooms A and B have the same ventilation systems, the airing conditions in them were identical. Room E was included in the experiment because in it air exchange operated in a completely different manner.

In **room A** all students left the classroom during the break. In **room C** not all students left the classroom during the break. In **room D** all students left the classroom during the break.

Room E possesses gravitational ventilation. The room has no windows; there are only double-glassed windows with draughty wooden frames that overlook a roofed patio; the room also possesses skylights in the ceiling. Natural ventilation operates all the time. All students left the classroom during the break.

3. Results

3.1. Results of carbon dioxide concentration measurements

Research was conducted during lectures so as to ensure that the activity of the people inside the classrooms was comparable. Measurements were recorded at five minute intervals due to the imperfections of the measuring equipment. Each time the conditions in the classroom changed (opening the window or the door), it was reflected by the results of the measurements. Movement in the classroom had no influence on the obtained values.

Measurements were taken in all rooms at desk- level, i.e. ca. 0.75 m from the floor. The results are slightly higher than the ones measured at the height of the student's head when he/she was writing.

The number of students in a classroom ranged from 47% to 54% (Table 1) of the planned maximum number.

Table 1. CO₂ concentration in classrooms during a 45-minute class.

Room		A	B	C	D
Surface area	m ²	72.62	72.62	140.36	138.63
Capacity	m ³	217.86	217.86	421.08	415.89
Minimum CO ₂ concentration	ppm	580	684	700	680
Average CO ₂ concentration	ppm	1059	1214	837	730
Maximum CO ₂ concentration	ppm	1505	1770	1020	965
Students present	%	49	54	45	47

3.2. Results of the ventilation efficiency measurements

Measurements were taken in all rooms at the level of a desk, i.e. ca. 0.75 m from the floor. The results are slightly higher than the ones measured at the height of the student's head when he/she was writing.

The number of students in a classroom ranged from 20% to 60% of the maximum number.

3.3. Discussion of carbon dioxide concentration measurements results

Maximum permissible concentration of carbon dioxide in classrooms is 1000 ppm. During research, initial CO₂ concentration ranged from 580 to 700 ppm (Tab. 1).

The distribution of carbon dioxide concentration during a 45-minute period is linear (Fig. 1). The value in a particular classroom depends on the number of students present and, perhaps most significantly, on the type of ventilation system installed.

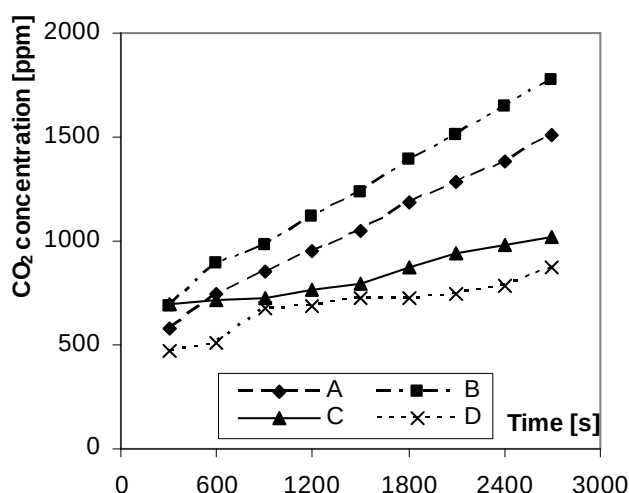


Fig. 1. Carbon dioxide concentration in classrooms during a 45-minute class.

The highest value (1770 ppm) was recorded in the classroom which possesses only gravitational ventilation and in which the old windows were replaced with new well-fitting ones (Tab. 1). During previous research, a series of measurements was recorded in the same classroom with the same number of students present and before new windows were fitted. The maximum CO₂ concentration after 45 minutes was 1368 ppm. At the time of the research, the level of concentration among students dropped after 35 minutes had elapsed; upon leaving the classroom after 45 minutes some students complained about having a headache. Students stayed for about 10 to 15 minutes in a room where CO₂ concentration exceeded 1500 ppm.

CO₂ concentration in a room with the same gravitational ventilation but with old windows was lower by 20%. The old type of window frames infiltrates the air from the outside into the room thus diluting any pollution.

People who stay in rooms where mechanical ventilation was not installed resort to opening the windows in order to air the classroom, even

if the temperature outside is below 0°C. The lowest value of CO₂ concentration was recorded in the classroom where mechanical ventilation operates non-stop. In the classrooms which possess mechanical ventilation, infiltration through window frames practically does not exist.

After a two-day break from classes, the concentration of carbon dioxide in every classroom selected for research was similar and amounted to 500 ppm, i.e. almost the value observed in outside air.

3.4. Discussion of ventilation efficiency measurements results

The concentration of carbon dioxide in the rooms after a two-day period from the last class conducted there ranged from 474 ppm to 547 ppm (Tab. 2). Such a concentration is higher than that observed in outside air by 20 – 35%. After 45 minutes of class with 20% of the maximum number of students present, the CO₂ concentration amounted to 754 ppm in the room where the mechanical supply – exhaust ventilation operated all the time; and up to 1368 ppm in the room with gravitational ventilation (Fig. 2) and 60% of the maximum number of students present (Tab. 3).

Table 2. CO₂ concentration after a two-day period from the last class in the room.

Room		A	B	C	D
Temperature	°C	21.7	19.9	20.4	18.6
Humidity	%	38	40.4	39.5	37.2
CO ₂ concentration	ppm	547	478	474	488
Students present	%	0	0	0	0

Table 3. CO₂ concentration after 45 minutes of class.

Room		A	B	C	D
Temperature	°C	22.9	21.7	21.0	20.0
Humidity	%	37.3	35.1	31.0	47.0
CO ₂ concentration	ppm	1368	975	754	1274
Students present	%	60	20	20	50

Table 4. CO₂ concentration after a ten minute break.

Room		A	B	C	D
Temperature	°C	21.1	21.7	20.7	20.1
Humidity	%	28.4	35.3	30.5	47.8
CO ₂ concentration	ppm	672	933	616	1403
Students present	%	0	10	10	50

After a ten minute break in the classroom where windows were open throughout the break and all students left the room, the concentration of carbon dioxide dropped considerably to 672 ppm (Fig. 2). In the room where the mechanical ventilation remained switched off and some of the students stayed in the room, the concentration of carbon dioxide reached 975 ppm (Tab. 4).

Temperature in the rooms ranged from 18.6°C to 22.9°C (Tab. 2, 3, 4). Temperature fluctuations did not have any significant influence on the difference in the density of air and carbon dioxide. Relative humidity ranged from 28.4% after a 10 minute airing period to 47% after 45 minutes of class had elapsed, during which students were writing a test (Tab. 4).

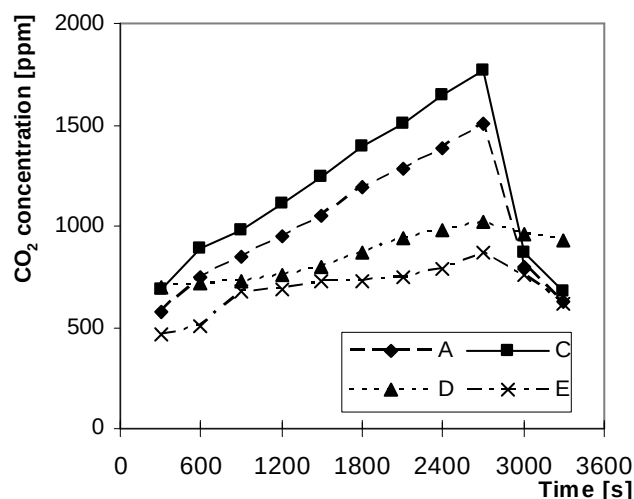


Fig. 2. CO₂ concentration values in the rooms selected for research.

4. Summary

Bearing in mind the need of maintaining hygienic standards both at work and when studying, the significance of a proper ventilation system cannot be overestimated.

Although the type of ventilation is of utmost importance, the habits and needs of people staying in a room constitute the crucial factor when mechanical ventilation is not switched on automatically.

The lowest CO₂ concentration was recorded in classrooms which possess mechanical ventilation. Nevertheless, even with mechanical ventilation operating non-stop, the level of CO₂ concentration reaches 1000 ppm with 50% of the students present.

When fitting in new windows in the classrooms and another rooms (Targowski, 1998) is not accompanied by installing either mechanical or additional gravitational ventilation system, the level of CO₂ concentration rises considerably, as evidenced by the author's own research and that conducted by Sowa (2002). As a result, among people staying in the room the level of concentration drops and other complaints such as headaches occur.

In the classroom where mechanical ventilation was not installed and in which the old ill-fitting windows were replaced with new ones, CO₂ concentration exceeds maximum permissible value and amounts to 1770 ppm with 50% of the students present (Fig. 2).

The analysis of tables 2 – 4 proves that even without mechanical ventilation it is possible to preserve very good parameters of air in classrooms. The graph (Fig. 2) also shows that it is possible to lower the CO₂ concentration most effectively by means of natural ventilation. Airing the room for only ten minutes resulted in a quick drop of the concentration of carbon dioxide. Such a level could be kept during classes if the windows remained open all the time but there exist many factors which preclude such a possibility. Airing is not possible in every situation, since it can be particularly troublesome in bad weather (frost, gale, rain, heat wave).

In the case when there is no ventilation at all, after a 45 minute period of class and with 50% of the maximum number of students present, the value of hygienic minimum (1000 ppm) was exceeded; but with 20% of the maximum number of students present, CO₂ concentration dropped to 975 ppm.

The best conditions were observed in the room where mechanical ventilation operated all the time.

After a two-day break between classes, CO₂ concentration in all researched rooms was similar and amounted to ca. 500 ppm – a value comparable to the one in atmospheric air. This proves that gravitational ventilation is effective only when there are none or very few people present in a particular room.

5. Conclusion

Air exchange in all classrooms should comply with all the values that ensure comfort to people. This applies especially to carbon dioxide concentration. Mechanical ventilation when switched on considerably diminishes the concentration of carbon dioxide, which is particularly important as far as the hygiene of studying and working is concerned. Although the type of ventilation system clearly is vital, the decisive factor involves individual habits and needs of the people staying in the room. When the ventilation system is supervised directly by a particular person in charge, the air's parameters in a room may diverge from the accepted standards.

Research has confirmed that the quality of air in classrooms in Poland does not differ significantly from the one observed in other European countries. Even though this particular research was conducted at a university, the values are comparable.

Carbon dioxide concentration should become one of the major parameters that define the quality of air indoors

References

- Gładyszewska-Fiedoruk K. (2007). Carbon dioxide concentration measurements in bedrooms of a detached house. *Polish Journal of Environmental Studies*, Vol. 16, No 3B, 131-133.
- Sowa J. (2002). Ventilation of school class solutions – efficiency applicable and capability of correction of efficiency of their operation. In: *Problemy jakości powietrza wewnętrznego w Polsce 2001*. Warsaw 2002, 279-302.
- Targowski L., Skorupski W., Jurkiewicz G. (1998). Operation of gravitational ventilation and state of internal air in new habitable buildings furnished with „dense” window and two-function gas boilers. In: *Problemy jakości powietrza wewnętrznego w Polsce 97*. Warsaw 1998, 277-285.
- ASHRAE Standard 62-1989 (1989). *Ventilation for acceptable Indoor Air Quality*. Atlanta.
- Directive 2002/91/EC of European Parliament and the Council of 16 December 2002 on the Energy Performance of the Buildings.
- Directive of the Minister of Infrastructure of 12 April 2002 on the technical standards that buildings and their location

should meet; also subsequent amendments. *Journal of Laws*, No. 75, pos. 690.

The Engineering ToolBox (2005). The carbon dioxide concentration in rooms may be used to indicate the air quality and the efficiency of the ventilation system. Retrieved at: http://www.engineeringtoolbox.com/pollution-concentration-rooms-d_692.html.

WHO (2000a). Air Quality Guidelines for Europe. Second Edition 2000. WHO Regional Office for Europe, Copenhagen. European Series, No. 91.

WHO (2000b). The Right to Healthy Indoor Air. *Report on a WHO Meeting*, Bilthoven 2000.

This research was conducted within Rector's Project W/WBiŚ/3/10.

POMIARY SKUTECZNOŚCI WENTYLACJI W POMIESZCZENIU RENTGENA W SZPITALU POWIATOWYM

Katarzyna GŁADYSZEWSKA-FIEDORUK*, Andrzej GAJEWSKI

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Przedmiotem opracowania jest zbadanie skuteczności wentylacji mechanicznej w pomieszczeniu rentgena. Pomieszczenie rentgena znajduje się na pierwszym piętrze szpitala w mieście powiatowym. Jest ono świeżo wyremontowane z nowoczesną, niedawno zakupioną aparaturą rentgenowską i z zainstalowaną nową instalacją wentylacyjną. Układy wentylacyjne są układami autonomicznymi. Strumień odcieranego powietrza powinien wynosić $1,5 \text{ h}^{-1}$ krotności wykonano pomiary i obliczenia i wykazano, że obecnie jest zapewnionych $1,34 \text{ h}^{-1}$. Strumień powietrza nawiewanego jest mniejszy niż strumień powietrza usuwanego i wynosi $0,77 \text{ h}^{-1}$. Wentylacja mechaniczna zainstalowana w pomieszczeniu gabinetu rentgenowskiego obecnie nie spełnia stawianych jej wymagań.

Słowa kluczowe: wentylacja, skuteczność wentylacji.

1. Wprowadzenie

1.1. Uwagi ogólne

Warunki, jakim powinny odpowiadać gabinety lekarskie reguluje Rozporządzenie Ministra Zdrowia (Dz. U. z 21.09.2006, Nr 180 poz. 1325) w sprawie wymagań, jakim powinny odpowiadać pod względem fachowym i sanitarnym pomieszczenia i urządzenia zakładu opieki zdrowotnej. Rozporządzenie to określa, że każde pomieszczenie zakładu opieki zdrowotnej powinno być wyposażone w wentylację zgodnie z wymaganiami prawa budowlanego (Dz. U. Nr 75 z 15.06.2002). Wentylacja powinna zapewniać co najmniej 1,5-krotną wymianę powietrza na godzinę, a w pomieszczeniach, w których konieczna jest zwiększona wymiana powietrza przekraczająca 2-krotną wymianę na godzinę, powinna być zainstalowana wentylacja mechaniczna nawiewno-wywiewna.

Ustawa mówi również, że wentylacja mechaniczna i klimatyzacja powinna być grupowana w zespoły nawiewno-wywiewne, każdy z zespołów może obsługiwać pomieszczenia o porównywalnym poziomie wymagań sanitarnych i zbliżonej funkcji oraz że wentylacja mechaniczna, jak i klimatyzacja ma być poddawana okresowemu czyszczeniu, a w przypadku klimatyzacji dodatkowo dezynfekcji. W rozporządzeniu nie wspomniano o czyszczeniu kanałów wentylacji grawitacyjnej.

Minimum higieniczne w pomieszczeniach gabinetów lekarskich, podobnie jak w innych pomieszczeniach

użyteczności publicznej jest to minimalna ilość powietrza wentylacyjnego przypadająca na jedną osobę w ciągu godziny, zapewniająca godziwe warunki do przebywania w pomieszczeniu. W różnych normach i wytycznych postrzegane jest to inaczej. Wymóg minimum higienicznego o zaostrzonym rygorze według DIN 1946-2 (2010) *Ventilation and air conditioning; technical health requirements* zakłada 50 m^3 na jedną osobę w ciągu godziny, według ASHRAE Standard 62-1989 *Ventilation for acceptable Indoor Air Quality* jest to 36 m^3 , PN-83/B-03430 *Wentylacja w budynkach mieszkalnych zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania ze zmianami* podaje 20 m^3 . Parametry powietrza wewnętrznego jakim powinno odpowiadać powietrze w pomieszczeniach użyteczności publicznej podaje norma PN-78/B-03421 *Wentylacja i klimatyzacja. Parametry obliczeniowe powietrza wewnętrznego w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyty stały ludzi*.

1.2. Badane pomieszczenie

Gabinet składa się z następujących pomieszczeń: gabinet rentgena, sterownia, WC, przebieralnia kobiet i mężczyzn, poczekalnia. We wszystkich pomieszczeniach znajdują się kratki wentylacji grawitacyjnej. Sterownia ma okna usytuowane po przeciwnej stronie w stosunku do drzwi wejściowych. Na ścianie pomiędzy drzwiami i oknami, na wysokości około 2,5 m od podłogi zainstalowane są dwie kratki wyciągowe (rys. 1). Kratki te umieszczone są na kanale murowanym. Po przeciwległej stronie pomieszczenia, tuż nad podłogą znajduje się kratka

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: k.gladyszewska@pb.edu.pl

nawiewna, również zainstalowana na kanale murowanym. Osłony kratki nawiewnych i wyciągowych są bardzo gęste.

Wentylacja mechaniczna włączana jest przez dwa autonomiczne włączniki usytuowane w różnych miejscach gabinetu. Jeden włącznik znajduje się na ścianie z kratkami wyciągowymi, drugi w pomieszczeniu obok – pomieszczeniu sterowni aparatury (pomieszczenie oddzielone jest ścianką działową). Układy wentylacyjne, jak stwierdzono podczas inwentaryzacji, są układami autonomicznymi. Zlokalizowano dwa wentylatory – jeden nawiewny, drugi wyciągowy wyciągający powietrze przez dwie kratki. Usytuowanie kratki zamieszczono na rys. 1. Średnia wysokość pomieszczenia wynosi 3 m.

2. Pomiary i obliczenia

2.1. Pomiary wentylacji wyciągowej

Wykonano pomiary średniej prędkości powietrza wyciąganego przez kratki wyciągowe oraz średniej prędkości powietrza nawiewanego przez kratkę nawiewną oraz zmierzono wymiary badanych kratki (Makowiecki, 1973; Recknagel i in., 1999). Wykonano również pomiary głównych wymiarów badanego pomieszczenia w celu

określenia kubatury. Do pomiarów prędkości zastosowano anemometr skrzydełkowy Testo o dokładności pomiaru 0,2 m/s

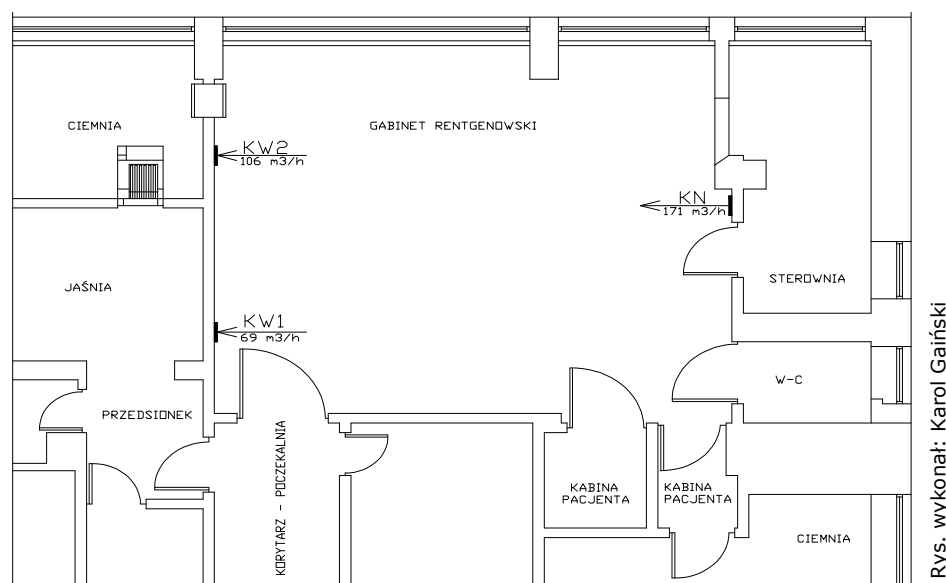
Wyniki pomiarów wentylacji wyciągowej prezentuje tab. 1. Prędkość na kratkach wyciągowych wyznaczono jako średnią arytmetyczną prędkości zmierzonych w określonych punktach pomiarowych (Makowiecki, 1973). Wymiary pomieszczenia – $5,8 \times 6,6 \times 3,0$ m, kubatura – $114,84 \text{ m}^3$.

2.2. Pomiary wentylacji nawiewnej

Nawiew do gabinetu rentgenowskiego realizowany jest przez kratkę usytuowaną po przeciwległej stronie w stosunku do kratki wyciągowej. Wyniki pomiarów wentylacji mechanicznej nawiewnej prezentowane są w tab. 2. Prędkość średnią na kratce nawiewnej wyznaczono jako średnią arytmetyczną prędkości zmierzonych w określonych punktach pomiarowych otworu (Makowiecki, 1973; Recknagel i in., 1999).

2.3. Pomiary parametrów powietrza wewnętrznego

Zmierzono parametry powietrza wewnętrznego, które wyniosły: temperatura – $24,1^\circ\text{C}$; wilgotność – 69,9%;



Rys. 1. Badane pomieszczenie

Tab. 1. Pomiary skuteczności wentylacji mechanicznej wyciągowej

Odciąg	Wymiary odciaгу	Zmierzona prędkość	Wydatek wyznaczony w pomiarach	Krotność wymian	
	mm x mm	m/s	m³/h	projektowana h ⁻¹	z pomiarów h ⁻¹
Kratka I	200x140	0,93	93,74		
Kratka II	200x140	0,60	60,48	1,5	1,34

Tab. 2. Pomiary wydajności wentylacji nawiewnej

Odciąg	Wymiary otworu	Zmierzona prędkość	Wydatek wyznaczony w pomiarach	Krotność wymian	
	mm	m/s	m³/h	projektowana h ⁻¹	z pomiarów h ⁻¹
Kratka	300x220	0,37	87,91	1,5	0,77

stężenie CO₂ – 571 ppm. Wilgotność w pomieszczeniu podczas badań była wysoka, spowodowana dużą wilgotnością powietrza zewnętrznego (86,3%) oraz pracami wykończeniowymi w pomieszczeniu.

2.4. Bilans ciepła w pomieszczeniu

Ponieważ wielkość krotności wymian jest niezgodna z wytycznymi zawartymi w literaturze wykonano bilans ciepła w pomieszczeniu.

Obliczenie zysków ciepła od ludzi

$$Q = \varphi \cdot \eta \cdot n \cdot q_l \quad [\text{W}] \quad (1)$$

gdzie n oznacza liczbę osób, q_l jest to ciepło jawne oddawane do otoczenia przez jedną osobę przy określonej aktywności fizycznej i temperaturze powietrza w W , φ jest współczynnikiem jednoczesności przebywania ludzi, η jest współczynnikiem uwzględniający wiek i płeć osób przebywających w pomieszczeniu.

Przewidywana jest obecność dwóch osób $n = 2$, pacjent – praca lekka leżąca $q_l = 74 \text{ W}$, technik – praca lekka stojąca $q_l = 80 \text{ W}$, brak danych odnośnie wieku i płci $\varphi = 0,9$; współczynnik jednoczesności przebywania ludzi $\eta = 1$. Temperatura w pomieszczeniu wynosi $23 \text{ }^\circ\text{C}$. Ciepło oddawane przez ludzi do otoczenia w pomieszczeniu rentgena wynosi $Q = 139 \text{ W}$.

Zyski ciepła od oświetlenia

$$Q_o = N \cdot \varphi \cdot \beta \cdot F \quad [\text{W}] \quad (2)$$

gdzie N jest mocą zainstalowanego oświetlenia w W , φ jest to współczynnik jednoczesności wykorzystania mocy oświetlenia, β jest to współczynnik przejmowania ciepła przez powietrze; F oznacza powierzchnię pomieszczenia w m^2 .

Przyjęto oświetlenie pełne: $N = 32 \text{ W/m}^2$, $\varphi = 1$, $\beta = 0,15$, $F = 38,28 \text{ m}^2$. Zyski ciepła od oświetlenia wynoszą 184 W .

Zyski ciepła od nasłonecznienia

$$Q_{ok} = F[\phi_1\phi_2\phi_3(k_cR_sI_c + k_rR_cI_r) + U(t_z - t_n)] \quad [\text{W}] \quad (3)$$

gdzie F oznacza powierzchnia okien w świetle muru w m^2 , ϕ_1 jest to współczynnik uwzględniający udział powierzchni szkła w całkowitej powierzchni okna, ϕ_2 jest to współczynnik uwzględniający wysokość pomieszczenia nad poziomem morza, ϕ_3 jest to współczynnik uwzględniający rodzaj szkła, ilość szyb oraz obecność ewentualnych zasłon przeciwsłonecznych, k_c , k_r są to współczynniki akumulacji ciepła w przegrodach, R_s oznacza stosunek powierzchni nasłonecznionej do całkowitej powierzchni okna, R_c oznacza stosunek powierzchni zacienionej do całkowitej powierzchni okna, U jest to współczynnik przenikania ciepła przez okno w $\text{W/m}^2\text{K}$, t_z , t_n oznaczają temperaturę powietrza zewnętrznego i wewnętrznego w rozpatrywanym pomieszczeniu w $^\circ\text{C}$, I_c , I_r są to natężenia promieniowania słonecznego i rozproszonego w W/m^2 .

Okna plastikowe: $\phi_1 = 0,9$, o powierzchni $F = 8 \text{ m}^2$, położenie około 400 m nad poziomem morza $\phi_2 = 1,02$,

z żaluzjami wewnętrznymi od strony pomieszczenia $\phi_3 = 0,59$, budynek o wadze konstrukcji średniej, okna od strony północno-zachodniej $k_r = 0,65$, $k_c = 0,99$, okna zagłębione w murze na 20 cm $R_s = 0,73$, $R_c = 0,27$, o godzinie 17.00 następuje kumulacja zysków ciepła przez okna dla średniej przezroczystości atmosfery $I_c = 55$, $I_r = 279$. Ponieważ $(t_z - t_n) > 3^\circ\text{C}$ dla trzech wewnętrznych ścian to wyrażenie $U(t_z - t_n)$ pomijamy w obliczeniach. Pomieszczenie rentgena ma tylko jedną ścianę zewnętrzną, warunek ten jest więc spełniony. Zyski ciepła od nasłonecznienia wynoszą 143 W .

Zyski ciepła od urządzenia – aparatu rentgena

$$Q_r = N \cdot \varphi \cdot \beta \quad [\text{W}] \quad (4)$$

gdzie N jest to moc zainstalowanej aparatury w W , φ oznacza współczynnik jednoczesności wykorzystania mocy oświetlenia, β jest to współczynnik przejmowania ciepła przez powietrze.

Przyjęto za producentem: $N = 60 \text{ kW}$, $\varphi = 0,1$, $\beta = 0,05$. Zyski ciepła od aparatu rentgena wynoszą 300 W .

Sumaryczne zyski ciepła w pomieszczeniu rentgena są sumą zysków ciepła od ludzi, zysków ciepła od oświetlenia, zysków ciepła od nasłonecznienia, zysków ciepła od urządzenia i wynoszą 766 W .

2.5. Obciążenie cieplne pomieszczenia

Obciążenie cieplne pomieszczenia określamy z zależności:

$$q = \frac{\Sigma Q}{F} \quad [\text{W/m}^2] \quad (5)$$

gdzie ΣQ jest sumą zysków ciepła w pomieszczeniu w W , F oznacza powierzchnię pomieszczenia w m^2 .

Obciążenie cieplne wynosi $20 \text{ W/m}^2\text{K}$ i zaliczane jest do małych obciążeń cieplnych pomieszczenia.

2.6. Ilość powietrza wentylacyjnego potrzebna do usunięcia zysków ciepła

Ilość powietrza wentylacyjnego potrzebna do usunięcia zysków ciepła obliczamy z zależności:

$$V_Q^* = \frac{\Sigma Q \cdot 10^{-3}}{c_p \cdot \rho \cdot (t_u - t_n)} \quad [\text{W/m}^2] \quad (6)$$

gdzie ΣQ jest sumą zysków ciepła w W , c_p jest to ciepło właściwe powietrza, które wynosi 1 kJ/kgK , ρ oznacza gęstość powietrza przy temperaturze $+23 \text{ }^\circ\text{C}$ i wynosi $1,2 \text{ kg/m}^3$, $(t_u - t_n)$ jest różnicą temperatur powietrza usuwanego i powietrza nawiewanego w deg .

W pomieszczeniach z małymi zyskami ciepła i w pomieszczeniach niskich, o wysokości do 4 m $(t_u - t_n)$ wynosi $2 - 4 \text{ K}$. Przyjęto 4 K . Ilość powietrza wentylacyjnego potrzebna do usunięcia zysków ciepła wynosi $0,16 \text{ m}^3/\text{s}$.

2.7. Krotność wymian na podstawie bilansu ciepła

Krotność wymian na podstawie bilansu ciepła w pomieszczeniu obliczamy z zależności:

$$n = \frac{V^*}{V} [\text{h}^{-1}] \quad (7)$$

gdzie V^* oznacza ilość powietrza wentylacyjnego potrzebną do usunięcia zysków ciepła w m^3/h , V jest kubaturą pomieszczenia w m^3 .

Biorąc pod uwagę bilans ciepła pomieszczenia rentgena krotność wymian wynosi 5 h^{-1} .

3. Podsumowanie

W pomieszczeniu gabinetu warunek krotności wymian nie jest obecnie spełniony. Krotność, którą określono w dniu pomiarów wynosi $1,34 \text{ h}^{-1}$ dla kratki wyciągowych. W pomieszczeniu panuje podciśnienie wytworzone przez wentylację mechaniczną wyciągową, ponieważ krotność wymian określona dla kratki nawiewnej wynosi $0,77 \text{ h}^{-1}$.

Kanały murowane mają bardzo duże opory związane z chropowatością przewodu, a tym samym duże straty miejscowe. Zachodzi tu też zjawisko zasysania powietrza na drodze kanału, co zmniejsza strumień zasysanego lub doprowadzanego powietrza. W kanałach tych szybciej osadzają się zanieczyszczenia i trudno je oczyścić. W myśl Rozporządzenia Ministra Zdrowia (Dz. U. z 21.08.2006) kanały te trzeba będzie okresowo czyścić. Osłony kratki nawiewnych i wyciągowych są bardzo gęste co dodatkowo zwiększa opory przepływu.

Niefortunnym jest zainstalowanie wentylacji mechanicznej pracującej podciśnieniowo i pozostawienie wentylacji grawitacyjnej. Podciśnienie spowoduje zassanie powietrza nie tylko przez nieszczelności stolarki budowlanej z otaczających pomieszczeń, co w szpitalu ze wszech miar jest niepożądanym efektem, ale też przez kanały wentylacji grawitacyjnej, które powinny służyć do odprowadzania powietrza z pomieszczenia.

Krotność wymian obliczona na podstawie bilansu cieplnego wynosi 5 i jest zdecydowanie większa niż podają Rozporządzenia (Dz. U. Nr 75 z 15.06.2002, Dz. U. z 21.08.2006, MP nr 19 z 12.03.1996), które nakazują co najmniej 1,5 krotną wymianę powietrza na godzinę. Pomimo, że krotność wymian jest niewystarczająca wymóg minimum higienicznego jest spełniony zgodnie z PN-83/B-03430.

4. Wnioski końcowe i zalecenia

- Skuteczność wentylacji mechanicznej wyciągowej i nawiewnej nie jest obecnie prawidłowa, ani nie zapewnia usunięcia zysków ciepła z pomieszczenia, ani nie jest zgodna z wytycznymi (Makowiecki, 1973; Recknagel i in., 1999; Dz. U. z 21.08.2006).

- Należy zwiększyć wydajność wentylatorów nawiewnego i wyciągowego.
- W kanały murowane, wstawić przewody blaszane by doprowadzić do zmniejszenia oporów przepływu i poprawić czystość transportowanego powietrza

Literatura

- Makowiecki J. (1973). Montaż i eksploatacja urządzeń wentylacyjnych i klimatyzacyjnych, *Arkady*, Warszawa.
- Recknagel H., Sprenger E., Honmann W., Schramek E. R. (1999). Poradnik Ogrzewnictwo + Klimatyzacja z uwzględnieniem chłodnictwa i zaopatrzenia w ciepłą wodę, *EWFE*, Gdańsk.
- Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z 12.04.2002 w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie; Dz. U. Nr 75 z 15.06.2002.
- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 21 sierpnia 2006 r. w sprawie wymagań, jakim powinny odpowiadać pod względem fachowym i sanitarnym pomieszczenia i urządzenia zakładu opieki zdrowotnej, *Dziennik Ustaw* Nr 180 poz. 1325.
- Zarządzenie Ministra Zdrowia i Opieki Społecznej z 12.03.1996 w sprawie dopuszczalnych stężeń i natężeń czynników szkodliwych dla zdrowia, wydzielanych przez materiały budowlane, urządzenia i elementy wyposażenia w pomieszczeniach przeznaczonych na pobyt ludzi, *MP* nr 19 z 1996 poz. 231.

MEASUREMENTS OF THE EFFECTIVENESS OF THE VENTILATION SYSTEM IN AN X-RAY ROOM IN A COUNTY HOSPITAL

Abstract: This study seeks to examine the effectiveness of mechanical ventilation systems in an X-ray room. The X-ray room is situated on the first floor of a hospital in a county town. The facilities have recently undergone thorough renovation and the room was equipped with a modern X-ray apparatus. Also, a new ventilation system was installed. Both ventilation systems work independently. Supply and exhaust grilles are fitted into brick ducts. The air exchange rate for the exhausted air should amount to 1.5 h^{-1} , yet upon examination it turned out that the actual value was 1.34 h^{-1} . The incoming airflow is smaller than the amount of air drawn out of the room and amounts to 0.77 h^{-1} . The mechanical ventilation systems do not meet the required standards..

Praca naukowa sfinansowana przez Politechnikę Białostocką w ramach prac własnych W/WBiŚ/3/10 i W/WBiŚ/16/10

NOŚNOŚĆ PODŁOŻA GRUNTOWEGO POD ŁAWĄ FUNDAMENTOWĄ WEDŁUG EUROKODU 7 ORAZ PN-81/B-03020

Wojciech GOSK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono wyniki obliczeń nośności podłoża gruntowego pod ławą fundamentową uzyskane na podstawie Eurokodu 7 i normy PN-81/B-03020 Posadowienie bezpośrednie budowli. Wykazano, że obliczone według obydwu norm nośności podłoża dla poszczególnych rodzajów gruntów dają porównywalne wyniki, gdy przyjmujemy charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych. Wyniki uzyskane na bazie parametrów i obciążeń obliczeniowych prowadzą natomiast do zróżnicowanych ocen nośności podłoża, co uzależnione jest od zastosowanego podejścia obliczeniowego według Eurokodu 7.

Słowa kluczowe: ława fundamentowa, Eurokod 7, nośność podłoża.

1. Wstęp

Wprowadzenie Eurokodu 7 „Projektowanie geotechniczne” wzbudza w środowisku projektantów, zwłaszcza z obszaru geotechniki, wiele dyskusji i pytań. Naturalnym jest doszukiwanie się podobieństw i różnic w algorytmach projektowania w stosunku do dotychczasowej normy PN-81/B-03020 *Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie*, na przykład prace Pieczyraka (2006, 2009) oraz Galasa i Kiziewicza (2009). Obydwie normy opierają się co prawda na metodzie stanów granicznych, jednakże zastosowanie zróżnicowanego podejścia w kwestii współczynników częściowych powoduje uzyskiwanie zróżnicowanych ocen nośności podłoża. Praca niniejsza jest próbą odpowiedzi na pytanie na ile istotne są te różnice w przypadku obliczeń według obydwu norm dla podstawowego zagadnienia inżynierii geotechnicznej, jakim jest nośność podłoża pod ławą fundamentową.

Norma Eurokod 7 wprowadza w projektowaniu geotechnicznym 5 rodzajów pierwszego stanu granicznego:

EQU – utrata równowagi konstrukcji lub podłoża, rozpatrywanych jako ciało sztywne, gdy wytrzymałość materiałów konstrukcyjnych i gruntu ma znaczenie nieistotne dla zapewnienia nośności;

STR – wewnętrzne zniszczenie albo nadmierne odkształcenie konstrukcji lub jej elementów, w tym na przykład fundamentów bezpośrednich, pali lub ścian nadziemnych, gdy wytrzymałość materiałów konstrukcyjnych jest decydująca w zapewnieniu nośności;

GEO – zniszczenie albo nadmierne odkształcenie podłoża, gdy wytrzymałość gruntu lub skały jest decydująca dla zapewnienia nośności;

UPL – utrata stateczności konstrukcji albo podłoża (utrata równowagi pionowej) spowodowana ciśnieniem wody (wyporem) lub innym oddziaływaniem pionowym (stan graniczny wyparcia);

HYD – hydrauliczne unoszenie cząstek gruntu, erozja wewnętrzna lub przebiecie hydrauliczne w podłożu spowodowane spadkiem hydraulicznym (ciśnieniem spływowym).

Obliczenia wykonane w ramach niniejszej pracy dotyczyć będą stanu oznaczonego jako GEO. Zagadnienie nośności podłoża pod fundamentem bezpośrednim jest podstawowym problemem w obszarze tego stanu.

2. Stan graniczny nośności podłoża gruntowego według Eurokodu 7

Sprawdzenie pierwszego stanu granicznego według Eurokodu 7 sprowadza się do wykazania, że:

$$E_d \leq R_d \quad (1)$$

gdzie E_d jest to wartość obliczeniowa efektu oddziaływań, natomiast R_d jest to wartością obliczeniową oporu przeciw oddziaływaniu.

Wartość obliczeniową oddziaływania F_d wyznacza się z zależności:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (2)$$

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: w.gosk@pb.edu.pl

gdzie F_{rep} jest to wartość reprezentatywna oddziaływania, γ_F jest to współczynnik częściowy do oddziaływania według załącznika A normy Eurokod 7 (por. Tab. 1).

Wartość obliczeniową parametru geotechnicznego X_d należy wyznaczyć jako

$$X_d = X_k / \gamma_M \quad (3)$$

gdzie X_k jest to wartość charakterystyczna parametru geotechnicznego, γ_M jest to współczynnik częściowy do parametru geotechnicznego według załącznika A normy Eurokod 7 (por. Tab. 2).

Współczynniki częściowe do oddziaływań można stosować albo do samych oddziaływań (F_{rep}), albo do ich efektów (E):

$$E_d = E \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (4a)$$

lub

$$E_d = \gamma_E E \{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (4b)$$

W przypadku oporów obliczeniowych współczynniki częściowe można stosować do parametrów gruntu (X), albo do oporów (nośności) (R), jak również do obydwóch tych wielkości (γ_R jest to współczynnik częściowy do oporu lub nośności):

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (5a)$$

lub

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} / \gamma_R \quad (5b)$$

lub

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (5c)$$

W powyższych wzorach $a_d = a_{nom} \pm \Delta a$ jest wartością obliczeniową danej geometrycznej. Norma Eurokod 7 stwierdza, że zasadniczo współczynniki częściowe oddziaływań i współczynniki materiałowe (γ_F i γ_M) uwzględniają niewielkie odchyłki danych geometrycznych. W takich przypadkach nie zaleca się wymagania dodatkowego zapasu bezpieczeństwa, więc $a_d = a_{nom}$ (a_{nom} jest to wartość nominalna danej geometrycznej).

3. Podejścia obliczeniowe

Norma Eurokod 7 wyróżnia trzy podejścia obliczeniowe różniące się rozkładem współczynników częściowych pomiędzy oddziaływania, efekty oddziaływań, parametry geotechniczne i inne właściwości materiałowe. Współczynniki zostały podzielone na zestawy oznaczone jako A (do oddziaływań i efektów oddziaływań), M (do parametrów geotechnicznych) i R (do oporów lub nośności).

Podejście obliczeniowe 1 (PO1) polega na analizie dwóch zestawów współczynników częściowych. Gdy pewnym jest, że jeden z tych zestawów ma decydujące

znaczenie w projekcie, sprawdzenie drugiego staje się zbędne. Generalnie w podejściu tym współczynniki stosuje się do oddziaływań lub efektów oddziaływań, ale także do parametrów geotechnicznych. Eurokod 7 wyróżnia w przypadku fundamentów bezpośrednich dwie kombinacje zestawów współczynników częściowych, kombinacja 1 (PO1/1): A1 + M1 + R1, kombinacja 2 (PO1/2): A2 + M2 + R1. Taki rodzaj zapisu należy odpowiednio interpretować, „+” oznacza: „w połączeniu z”. Kombinacja pierwsza opiera się na założeniu, że odchylenia od wielkości charakterystycznych dotyczą oddziaływań. Natomiast przyjmuje się w tej kombinacji wysoką pewność wyznaczenia wartości parametrów geotechnicznych. Kombinacja druga zakłada sytuację odwrotną, odchylenia od wielkości charakterystycznych dotyczą parametrów geotechnicznych. Natomiast wielkości oddziaływań i efektów oddziaływań przyjmują w przypadku obciążeń stałych wartości równe wielkościom charakterystycznym.

Wartości współczynników częściowych do oddziaływań (γ_F) i efektów oddziaływań (γ_E) podano w tabeli 1, natomiast współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych zawarto w tabeli 2, zaś do oporów – w tabeli 3.

Tab. 1. Współczynniki częściowe do oddziaływań (γ_F) i efektów oddziaływań (γ_E) według Eurokodu 7

Oddziaływanie	Symbol	Zestaw	
		A1	A2
Stałe	Niekorzystne	1,35	1,0
	Korzystne	1,0	1,0
Zmienne	Niekorzystne	1,5	1,3
	Korzystne	0	0

Tab. 2. Współczynniki częściowe do parametrów geotechnicznych (γ_M) według Eurokodu 7

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw	
		M1	M2
Kąt tarcia wewnętrznego ^a	γ_ϕ	1,0	1,25
Spójność efektywna	γ_c	1,0	1,25
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	γ_{cu}	1,0	1,4
Wytrzymałość na ścinanie jednoosiowe	γ_{qu}	1,0	1,4
Ciężar objętościowy	γ_γ	1,0	1,0

^a Współczynnik ten stosuje się do $\tan \phi'$

Tab. 3. Współczynniki częściowe do oporu/nośności (γ_R) dotyczące fundamentów bezpośrednich według Eurokodu 7

Nośność	Symbol	Zestaw		
		R1	R2	R3
Nośność podłoża	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0

W podejściu obliczeniowym 2 (PO2) współczynniki częściowe stosuje się do oddziaływań albo efektów oddziaływań jak i do oporów (nośności). Wymagane jest jednokrotne sprawdzenie dla kombinacji A1 + M1 + R2. To podejście obliczeniowe nie wymaga użycia współczynników częściowych do parametrów

geotechnicznych. Takie postępowanie ma być działaniem z założenia bardziej bezpiecznym w stosunku do podejścia obliczeniowego 1.

W podejściu obliczeniowym 3 (PO3) współczynniki częściowe należy stosować do oddziaływań lub efektów oddziaływań od konstrukcji, jak również do parametrów gruntu i materiałów: (A1 lub A2) + M2 + R3. Zestaw A1 należy przyjmować do oddziaływań konstrukcji, A2 do oddziaływań geotechnicznych. To podejście obliczeniowe zakłada jednoczesne przyjęcie najwyższych z możliwych współczynników częściowych do oddziaływań i parametrów geotechnicznych.

4. Nośność graniczna podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 i Eurokodu 7

Nośność podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 wyraża znana zależność

$$q_f = \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right) N_c c_u^{(r)} i_c + \left(1 + 1,5 \frac{B}{L}\right) N_D \rho_D^{(r)} g D_{\min} i_D + \left(1 - 0,25 \frac{B}{L}\right) N_B \rho_B^{(r)} g B i_B \quad (6)$$

Według Eurokodu 7 nośność podłoża przy założeniu warunków z odpływem obliczamy ze wzoru:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (7)$$

gdzie R jest to wartość oporu przeciw oddziaływaniu (w przypadku sprawdzenia pierwszego stanu granicznego będzie to wartość obliczeniowa R_D), $A' = B' \times L'$ jest to efektywne obliczeniowe pole powierzchni fundamentu, γ' jest to obliczeniowy efektywny ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia, q' jest to obliczeniowe efektywne naprężenie od nadkładu w poziomie podstawy fundamentu, c' jest to spójność efektywna, N_q , N_c , N_γ są to współczynniki nośności, s_q , s_c , s_γ są to współczynniki kształtu fundamentu, b_q , b_c , b_γ są to współczynniki nachylenia podstawy fundamentu (przyjęto wartość równą jedności), i_q , i_c , i_γ są to współczynniki nachylenia obciążenia spowodowanego obciążeniem poziomym H (przyjęto wartość równą jedności).

Istotne różnice w podejściach według obydwu norm dotyczą współczynników nośności i współczynników kształtu fundamentu (Tab. 4).

5. Porównanie wyników obliczeń

Przeprowadzono obliczenia nośności podłoża pod ławą fundamentową (przyjęto szerokość ławy $B = B' = 1,2\text{m}$, głębokość posadowienia $D_{\min} = 1,2\text{m}$). Analizie poddano grunty niespoiste i spoiste. Dla czytelności przeprowadzonych porównań wykorzystano klasyfikację gruntów według PN-81/B-03020. Należy jednak zaznaczyć, że norma Eurokod 7 opiera się na klasyfikacji gruntów według PN-EN ISO 14688.

Tab. 4. Współczynniki nośności i kształtu fundamentu według normy PN-81/B-03020 i Eurokodu 7

PN-81/B-03020	Eurokod 7
Współczynniki nośności:	
$N_D = e^{\pi g \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2(45 + \varphi/2)$
$N_C = (N_D - 1) \cot \varphi$	$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$ (Eurocode 7) ^b
$N_B = 0,75(N_D - 1) \tan \varphi$	$N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan \varphi$
Współczynniki kształtu:	
$1 + 1,5 B/L$	$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi$
$1 - 0,25 B/L$	$s_\gamma = 1 - 0,3(B'/L')$
$1 + 0,3 B/L$	$s_c = (s_q N_q - 1)/(N_q - 1)$

^b Zależność określającą wielkość współczynnika nośności N_c zaczerpnięto z angielskiej wersji normy Eurocode 7. Wzór podany w polskim tłumaczeniu Eurokodu 7 zawiera błąd.

Tab. 5. Wyniki przeprowadzonych obliczeń dla gruntów niespoistych uzyskane przy zastosowaniu charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych

Rodzaj gruntu niespoistego	I_D	q_{gr} (kPa) (PN-81/B-03020)	R/A' (kPa) (Eurokod 7)	$R/A' / q_{gr}$
Ż, Po	0,25	1501	1575	1,05
	0,50	1948	2059	1,06
	0,75	2554	2720	1,06
Pr, Ps	0,25	726	745	1,03
	0,50	888	918	1,03
	0,75	1093	1137	1,04
Pd, Pπ	0,25	500	508	1,02
	0,50	583	596	1,02
	0,75	683	701	1,03

Tab. 6. Wyniki przeprowadzonych obliczeń dla gruntów spoistych uzyskane przy zastosowaniu charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych

Rodzaj gruntu spoistego	I_L	q_{gr} (kPa) (PN-81/B-03020)	R/A' (kPa) (Eurokod 7)	$R/A' / q_{gr}$
A	0,10	1158	1166	1,01
	0,30	745	747	1,00
	0,50	488	483	0,99
B	0,10	773	772	1,00
	0,30	494	488	0,99
	0,50	317	310	0,98
C	0,10	421	415	0,99
	0,30	243	236	0,97
	0,50	150	144	0,95
D	0,10	595	589	0,99
	0,30	425	418	0,98
	0,50	300	294	0,98

Wyniki obliczonych nośności, uzyskane przy zastosowaniu charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych, zamieszczono w tabelach 5 i 6. Zwraca uwagę fakt, że uzyskuje się nieznacznie wyższe nośności podłoża ustalane według Eurokodu 7 dla gruntów niespoistych. W przypadku gruntów spoistych różnice są minimalne.

W przypadku zastosowania obliczeniowych wartości parametrów geotechnicznych i obciążeń ocena nośności podłoża uzależniona jest od zastosowanego podejścia

obliczeniowego 1, 2 lub 3 według Eurokodu 7. W celu porównania wyników przyjęto następujące założenia:

- fundament posadowiony jest na piasku drobnoziarnistym o $I_D = 0,50$,
- obciążenie stałe ławy wynosi 240 kN/m,
- obciążenie zmienne śniegiem przekazywane na ławę wynosi 40 kN/m,
- obciążenie zmienne wiatrem przekazywane na ławę wynosi 20 kN/m,
- do wyznaczania parametrów geotechnicznych zastosowano metodę A, dlatego wartość współczynnika korekcyjnego m według PN-81/B-03020 wynosi 0,9.

Wyniki obliczeń zamieszczono w tabeli 7. Miara oceny będzie współczynnik wykorzystania nośności WN .

Tab. 7. Wyniki przeprowadzonych obliczeń przy zastosowaniu obliczeniowych parametrów geotechnicznych i obciążeń

Podjęcie obliczeniowe	R/A' (kPa)	E/A' (kPa)	$WN = \frac{E}{R} \cdot 100\%$
PO1/1 Eurokod 7	596	345	57,6%
PO1/2 Eurokod 7	381	265	69,5%
PO2 Eurokod 7	426	345	81,1%
PO3 Eurokod 7	381	368	96,4%
PN-81/B-03020	$q_f = 418$	292	69,8%

6. Wnioski

Otrzymane wyniki obliczeń według Eurokodu 7 oraz normy PN-81/B-03020 nie wykazują znaczących różnic oporów granicznych podłoża dla analizowanych gruntów w przypadku zastosowania charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych. Zależności w obydwu normach oparte są na wzorze Terzagiego ze zmodyfikowanymi wartościami współczynników kształtu fundamentu i współczynników nośności podłoża. Jednakże okazuje się, że zróżnicowanie tych współczynników w obydwu algorytmach projektowania nie prowadzi do uzyskania znacząco rozbieżnych wyników nośności podłoża pod ławą fundamentową.

Odmienne należy podsumować przypadek zastosowania obliczeniowych wartości oddziaływań, parametrów geotechnicznych i oporów podłoża zastosowanych do obliczeń według Eurokodu 7 oraz normy PN-81/B-03020. Wyniki uzyskiwane przy użyciu tych wartości wskazują wyraźne różnice w ocenie nośności podłoża, co uzależnione jest od zastosowanego podejścia obliczeniowego. Przeprowadzone obliczenia prowadzą do wniosku, że najbardziej bezpiecznym podejściem przy projektowaniu jest podejście obliczeniowe 3 według Eurokodu 7 (współczynnik wykorzystania nośności $WN = 96,4\%$). Podejściem wykazującym największy zapas nośności jest natomiast

kombinacja 1 podejścia obliczeniowego 1 według Eurokodu 7 (PO1/1).

Dość zaskakujący rezultat daje porównanie wyników obliczeń według Eurokodu 7 z wynikami uzyskanymi według PN-81/B-03020. Można zauważyć, że najbardziej zbliżona wartość współczynnika WN odpowiada w tym przypadku zastosowaniu kombinacji drugiej podejścia obliczeniowego 1 według Eurokodu 7 (PO1/2). Formalnie wydaje się, że najbardziej zbliżone do dotychczasowej metodyki obliczeń według PN-81/B-03020 jest podejście obliczeniowe 3. Jednakże należy zauważyć, że współczynniki częściowe w podejściu obliczeniowym 3 mają większą wartość.

Problemem pozostaje więc wybór podejścia obliczeniowego, który z założenia może być decyzją projektanta. Pewnym ułatwieniem w tym zakresie byłoby wejście w życie Załącznika krajowego do Eurokodu 7, uściślającego sposób podejmowania decyzji o wyborze konkretnego podejścia obliczeniowego.

Literatura

- EN 1997-1:2004. Eurocode 7: Geotechnical design – Part 1: General rules.
- Galas P., Kiziewicz D. (2009). Ocena nośności podłoża pod stopą fundamentową według Eurokodu 7 oraz PN-81/B-03020. *Problemy Geotechniczne i środowiskowe z uwzględnieniem podłoża ekspansywnych*. Wydawnictwa Uczelniane UTP. Bydgoszcz, 575-582.
- Pieczyrak J. (2006). Nośność graniczna podłoża gruntowego według PN-81/B-03020 i Eurokodu 7. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej*. Budownictwo, Z28, 197-211.
- Pieczyrak J. (2009). Stany graniczne i warunki obliczeniowe w geotechnice. *XXIV ogólnopolskie warsztaty pracy projektanta konstrukcji*. Wisła, 17-20 marca 2009r. Tom 1, 247-270.
- PN-EN 1997-1:2008. Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN ISO 14688. Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów.

THE BEARING CAPACITY OF SUBSOIL UNDER CONTINUOUS FOUNDATION BASED ON EUROCODE 7 AND PN-81/B-03020

Abstract: This paper presents results of calculations of bearing capacity of subsoil under the continuous foundation. These calculations were based on Eurocode 7 and Polish Standard PN-81/B-3020 (Building soils. Foundation bases. Static calculation and design). It was shown that calculated on the basis of these two documents bearing capacity of subsoil gives comparable results for characteristics values of geotechnical parameters. Calculations for design values of geotechnical parameters and loads give different values of bearing capacity of subsoil depending on applied design approach.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji pracy statutowej nr WBiŚ/5/2010 finansowanej ze środków MNiSW w latach 2010-2013

ODPORNOŚĆ BETONÓW ZAWIERAJĄCYCH POPIÓŁ LOTNY ZE WSPÓŁSPALANIA WĘGLA KAMIENNEGO I BIOMASY NA WNIKANIE JONÓW CHLORKOWYCH

Marta KOSIOR-KAZBERUK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Praktyczne wykorzystanie nowego odpadu przemysłu energetycznego, jakim jest popiół lotny pochodzący ze spalania innych paliw niż węgiel wymaga oceny jego właściwości użytkowych. W pracy zaprezentowano wyniki badań nad wpływem popiołu lotnego ze współspalania węgla kamiennego i biomasy drzewnej na odporność betonu na wnikanie jonów chlorkowych. Odporność betonu oceniono na podstawie efektywnego współczynnika dyfuzji określonego w warunkach ustalonego przepływu jonów Cl⁻. Badano betony, w których część cementu (od 0 do 25%) zastąpiono popiołem. Na podstawie wyników badań stwierdzono, że dodatek popiołu lotnego ze współspalania powoduje ograniczenie przepuszczalności betonu dla chlorków. Współczynnik dyfuzji malał wraz ze wzrostem zawartości popiołu w mieszance betonowej i z wiekiem betonu.

Słowa kluczowe: beton, popiół lotny, współspalanie, biomasa, wnikanie chlorków, zagospodarowanie odpadów.

1. Wstęp

Popioły lotne są wartościowymi produktami ubocznymi przemysłu energetycznego i mogą być w szerokim zakresie wykorzystane, między innymi, w produkcji cementu i betonu. Stosowanie popiołów lotnych w tych technologiach jest efektywne technicznie i ekonomicznie oraz nadaje szereg pożądanych cech produktom wytwarzanym z ich udziałem (Ampadu i in., 1999; Wang i Baxter, 2007; Kosior-Kazberuk, 2008). Popiół lotny, użyty jako zamiennik części cementu, wpływa na obniżenie kosztów produkcji mieszanki betonowej (Giergiczny i Gawlicki, 2004), a wtórnie wykorzystany, uznany za materiał odpadowy - przyczynia się również do zysków w sensie ekologicznym.

Wymagania odnośnie popiołów lotnych stosowanych jako dodatek do betonu określa norma PN-EN 450-1 (2007). Norma dopuszcza stosowanie popiołu pochodzącego ze współspalania pyłu węglowego z materiałami roślinnymi, takimi jak wióry drzewne, słoma i inne włókna roślinne a także z drewnem, biomasą z upraw, odpadami zwierzęcymi, osadami ze ścieków komunalnych, odpadami papierniczymi, makulaturą, koksem porafinacyjnym, bezpopiołowymi paliwami płynnymi i gazowymi. Minimalna zawartość węgla w odniesieniu do suchej masy mieszanki paliwowej nie powinna być mniejsza niż 80%, a maksymalna zawartość popiołu lotnego pochodzącego z materiałów współspalanych nie powinna być większa niż 10%.

Przydatność popiołu otrzymanego ze współspalania zostaje potwierdzona, jeżeli wykazana zostanie zgodność z wymaganiami zawartymi w normie PN-EN 450-1 (2007).

Ze względu na zmienność składu mieszanek paliwowych i dążenie do zwiększenia w nich udziału biomasy wiele popiołów nie spełnia wymagań normy PN-EN 450-1 (2007). Zgodnie z założeniami rozwoju energetyki odnawialnej, udział biomasy w bilansie paliwowo-energetycznym państw Unii Europejskiej będzie wzrastał, a tym samym, wzrosną zasoby popiołów pochodzących ze spalania biomasy z paliwami konwencjonalnymi (Grammelis i in., 2006; Zheng i in., 2007).

Wiele problemów dotyczących oceny jakości popiołów lotnych, pochodzących ze spalania innych paliw niż węgiel, oraz zdefiniowania cech tych popiołów, pozwalających na precyzyjne określenie optymalnych kierunków ich wykorzystania, pozostaje nadal niejasnych. Czynniki takie jak, pochodzenie węgla i biomasy, udział biomasy w mieszance paliwowej a także parametry spalania, decydują o składzie chemicznym i mineralnym popiołu, a tym samym, o jego właściwościach (Lamers i in., 2001; Winnicka i Zuwała, 2005; Lelusz i Kosior-Kazberuk, 2008).

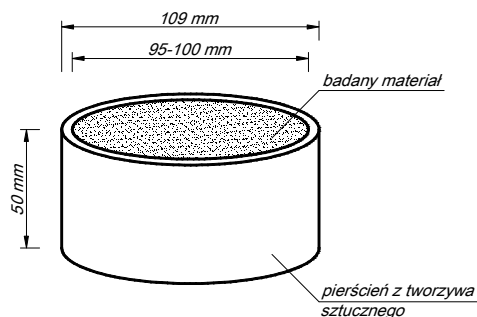
Celem badań, których wyniki zaprezentowano w pracy, była ocena zmian odporności betonu na wnikanie jonów chlorkowych w zależności od zawartości popiołu pochodzącego ze współspalania węgla kamiennego

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: m.kosior@pb.edu.pl

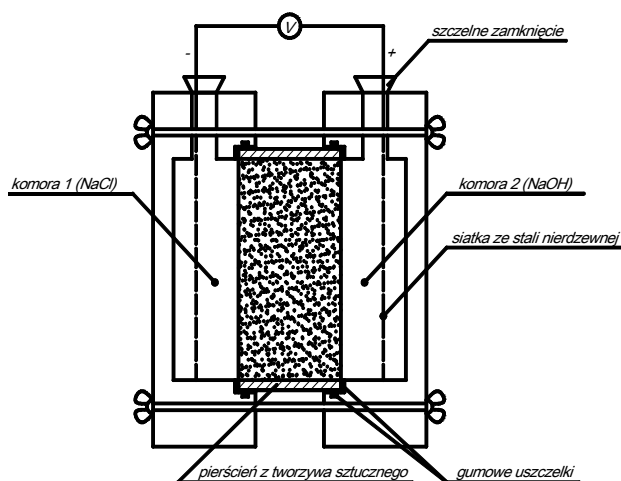
i biomasy drzewnej oraz czasu dojrzewania. Do oceny przepuszczalności betonu dla jonów chlorkowych wybrano test migracji w warunkach ustalonego przepływu jonów. Jest to metoda przyspieszona (Buenfeld i Newman, 1987), w której ruch jonów jest wymuszony przepływem prądu elektrycznego, pozwalająca uzyskać wiarygodne wyniki w krótkim czasie, nawet w przypadku betonów wysokowartościowych.

2. Badanie odporności betonu na wnikanie jonów Cl^- przy ustalonym strumieniu chlorków według NT BUILD 355

Procedurę badawczą opracowano na podstawie normy NT BUILD 355 (1997) oraz prac Luping i Nilsson (1992) oraz Castellote i in. (2001). Elementy próbne mają formę walców o średnicy 95-100 mm i grubości 50 mm. Wokół poboczniczy znajduje się pierścień z tworzywa sztucznego ułatwiający umieszczenie próbki w urządzeniu pomiarowym (rys. 1). Próbkę umieszcza się w celi dyfuzyjnej, której schemat przedstawiono na rys. 2.



Rys. 1. Przykładowa próbka badawcza



Rys. 2. Schemat celi dyfuzyjnej wraz z próbką

Przepływ jonów chlorkowych wymusza się prądem elektrycznym o napięciu $12 \text{ V} \pm 0,1 \text{ V}$. W celu przyspieszenia badania, napięcie można nieznacznie podnieść, przy czym należy zachować warunek ograniczający temperaturę wewnątrz celi dyfuzyjnej, która nie może przekroczyć 40°C .

Jony chlorkowe migrują z komory 1 (rys. 2) podłączonej do ujemnego bieguna źródła zasilania, w której znajduje się 5% roztwór chlorku sodu (NaCl), do komory 2 podłączonej do dodatniego bieguna źródła zasilania, w której znajduje się 1,2% roztwór wodorotlenku sodu (NaOH).

Właściwe badanie rozpoczyna się w momencie stwierdzenia obecności jonów chlorkowych w komorze 2. W tym celu pobiera się niewielką ilość roztworu, który następnie zakwasza się rozcieńczonym kwasem azotowym (HNO_3) i dodaje kilka kropel 1 M roztworu azotanu srebra (AgNO_3). Zmętnienie roztworu świadczy o wytrąceniu się soli chlorku srebra (AgCl) i obecności jonów chlorkowych. Od tego momentu badanie w metodzie standardowej powinno trwać minimum siedem dni. Podczas każdego z pomiarów należy dokonać odczytu temperatury i stężenia jonów chlorkowych w komorze 2 za pomocą jonometru, do którego podłączony jest zestaw elektrod (chlorkowa i odniesienia) oraz czujnik temperatury. Należy również zanotować napięcie i natężenie prądu. Do oznaczania stężenia jonów chlorkowych w komorze 2 wykorzystano jonometr z selektywną elektrodą chlorkową. W ten sposób wyeliminowano konieczność pobierania próbek roztworu do badań analitycznych, co wiązałoby się ze zmianą objętości roztworu w komorze 2.

Po analizie wyników pomiarów sporządza się wykres zmian stężenia jonów chlorkowych w czasie, na podstawie co najmniej pięciu punktów pomiarowych. Przy czym, konieczne jest ustalenie liniowej zależności przyrostu stężenia jonów Cl^- w czasie.

Strumień chlorków przy ustalonym przepływie jonów oblicza się na podstawie wzoru:

$$J = \frac{\Delta C_2 V_2}{\Delta t A} \quad (1)$$

Efektywny współczynnik dyfuzji oblicza się ze wzoru:

$$D = \frac{JRTL}{z_{\text{Cl}} F \Delta E C_1} \quad (2)$$

We wzorach (1) i (2) D jest efektywnym współczynnikiem dyfuzji w m^2/s , ΔE oznacza napięcie prądu stałego stosowanego podczas badania w V , L jest grubością próbki w m , A jest powierzchnią przekroju próbki w m^2 , C_1 i C_2 oznaczają stężenie chlorków w komorze 1 i 2 w kg/m^3 lub w mol/l , V_2 jest objętością komory (2) w m^3 , z_{Cl} oznacza wartość absolutną ładunku elektrycznego, dla chlorków $z_{\text{Cl}} = 1$, F to liczba Faradaya, $F = 96,500$, R jest to stała gazowa, $R = 8,314 \text{ J}/(\text{mol} \cdot \text{K})$, T oznacza temperaturę w K , t jest to czas w s .

Efektywny współczynnik dyfuzji określony w warunkach ustalonego przepływu jonów nie może być bezpośrednio porównywany z wartością współczynnika dyfuzji przy nieustalonym przepływie chlorków. Stanowisko badawcze zostało wyposażone w następujące urządzenia:

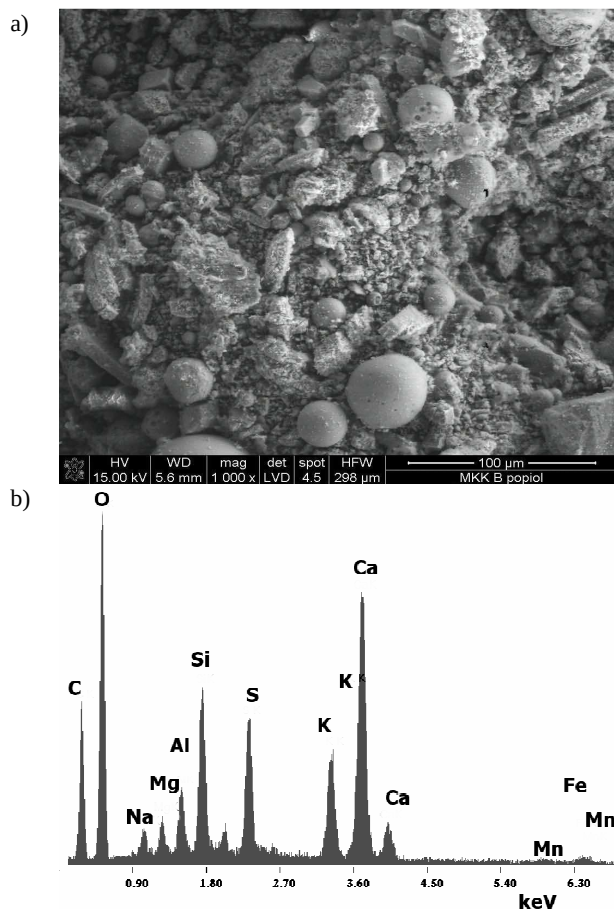
- laboratoryjny pH/jonometr wraz z elektrodami: chlorkową typu ECI-01 oraz odniesienia i czujnikiem temperatury;
- zasilacz laboratoryjny prądu stałego;
- multimetr cyfrowy do rejestracji napięcia i natężenia prądu;
- celę dyfuzyjną.

3. Przygotowanie elementów próbnych

3.1. Właściwości popiołu lotnego ze współspalania

Popiół lotny stosowany jako dodatek mineralny do betonu pochodził ze spalania w kotle konwencjonalnym mieszanki paliw zawierającej 20% węgla kamiennego i 80% zrębków drzewnych. Ze względu na skład mieszanki paliwowej popiół nie spełniał zaleceń normy PN-EN-451-1 (2007). Popiół charakteryzował się gęstością właściwą 2684 kg/m^3 .

Badania mikroskopowe popiołu prowadzono za pomocą elektronowego mikroskopu skaningowego (E-SEM). Analizy składu chemicznego popiołu zostały wykonane metodą punktową przy użyciu analizatora energii charakterystycznego promieniowania rentgenowskiego EDS. Wyniki obserwacji przedstawiono na rys. 3.



Rys. 3. Mikrofotografia E-SEM popiołu lotnego ze współspalania: a) powiększenie 1000 razy, b) analiza EDS we wskazanym obszarze

Badany popiół lotny zawiera niewielką ilość ziaren o kształcie kulistym. Obserwuje się formy prostopadłościenną, wydłużoną, dominują nieregularne. W składzie popiołu występuje krzem, węgiel (próbki nie były napyłane węglem przed badaniem), wapń, potas, sód, mangan. Analiza chemiczna wykazała, że popiół zawiera 5,35% niespalonego węgla.

Aktywność pucolanową popiołu określono zgodnie z zaleceniami normy PN-EN 450-1 (2007). Wskaźnik aktywności jest to (wyrażony w procentach) stosunek wytrzymałości na ściskanie beleczek, o wymiarach $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$, z zaprawy normowej wykonanej przy użyciu 75% cementu porównawczego i 25% badanego popiołu do wytrzymałości beleczek wykonanych z tego samego cementu, bez dodatku popiołu. Badano aktywność popiołu w formie otrzymanej bezpośrednio od producenta oraz popiołu mielonego przez 6 h w młynie kulowym, którego ziarna nie przekraczały $0,063 \text{ mm}$. Obliczone wskaźniki aktywności pucolanowej popiołu wraz z wartościami wymaganymi przedstawiono w tab. 1. Badany popiół spełnia wymagania w zakresie aktywności pucolanowej. Zmielenie materiału istotnie zwiększyło jego aktywność. Do badania właściwości betonu prezentowanych w pracy stosowano popiół zmielony.

Tab. 1. Ocena aktywności pucolanowej popiołu lotnego na podstawie wytrzymałości na ściskanie f_{cm}

Wskaźnik aktywności pucolanowej	Forma popiołu		Wymagania wg PN-EN 450-1 (2007)
	niemielony	mielony	
po 28 dniach dojrzewania	85%	102%	75%
po 90 dniach dojrzewania	86%	107%	85%

3.2. Składniki i receptury betonów

Do wykonania betonów wykorzystano cement portlandzki CEM I 42,5N – HSR/NA oraz kruszywo naturalne sortowane o ziarnach do 8mm. Zachowano stały skład granulometryczny kruszywa.

Betony zawierające popiół lotny pochodzący ze współspalania zaprojektowano i wykonano według zasad zawartych w normie PN-EN 206-1 (2003). Betony zawierały od 0 do 25% popiołu w stosunku do masy cementu. Część popiołu uwzględniono w recepturze jako spoiwo (40% w przypadku cementu CEM I 42,5) a część – jako wypełniacz. Zawartość cementu w betonie porównawczym, bez dodatku, wynosiła 350 kg/m^3 . Zachowano stałą wartość wskaźnika wody do spoiwa w badanych mieszankach ($w/(c + k \times pl) = 0,40$). Szczegółowe dane dotyczące receptur betonów podano w tab. 2.

Do badania odporności materiału na wnikanie jonów chlorkowych, według NT BUILD 355 (1997), przygotowano próbki w postaci walców o średnicy 105 mm i grubości $50 \pm 1 \text{ mm}$ (rys. 1). Powierzchnie boczne walców były zabezpieczone ściśle przylegającą powłoką z PCW. Próbki rozformowano po upływie 24 godzin i umieszczono w naczyniach z wodą wodociągową, gdzie przechowywano je do czasu badania. Bezpośrednio przed

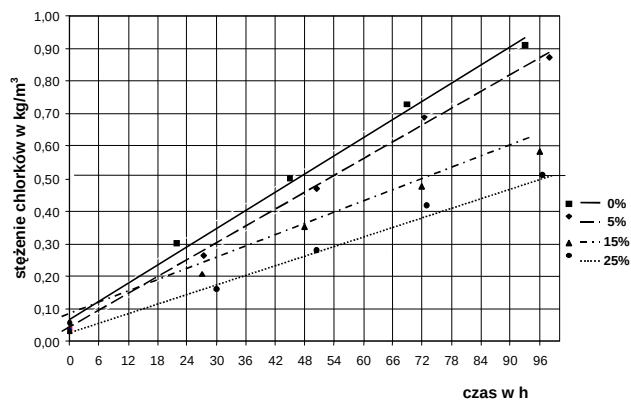
pomiarem próbki nasycano wodą przy obniżonym ciśnieniu, zgodnie z zaleceniem NT BUILD 355 (1997). Właściwości fizyczne betonów badano przy zastosowaniu elementów próbných o wymiarach 100×100×100mm oraz 40×40×160mm. Po rozformowaniu, próbki przechowywano przez 28 dni w wodzie wodociągowej w temperaturze 18±2 °C.

4. Wyniki

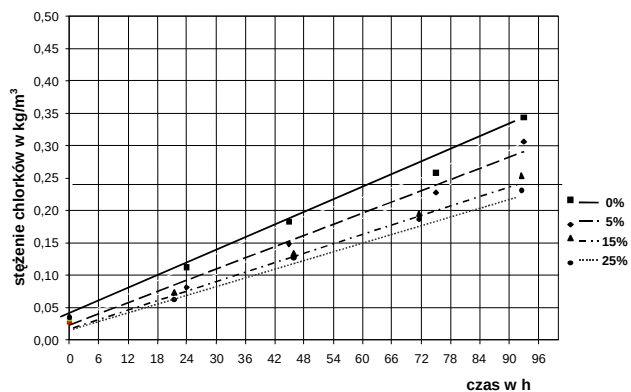
Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono zmiany w czasie stężenia jonów Cl⁻ (w komorze 2), w warunkach ustalonego przepływu jonów wymuszonego oddziaływaniem prądu elektrycznego o napięciu 12V, przez próbki z różną zawartością popiołu lotnego, po 28 i 90 dniach dojrzewania. Temperatura roztworów kontrolowana w trakcie badania wahała się od 18 do 20,6 °C. Wartość stężenia jonów Cl⁻ była odwrotnie proporcjonalna do zawartości popiołu w betonie.

Obliczone wartości efektywnego współczynnika dyfuzji D przy ustalonym przepływie jonów Cl⁻ dla betonów o różnej zawartości popiołu zaprezentowano w tab. 3 wraz z zestawieniem właściwości fizycznych betonów związanych z ich mikrostrukturą (Kosior-Kazberuk, 2009).

Stwierdzono, że wprowadzenie popiołu lotnego jako zamiennika części cementu, powoduje istotne zmiany odporności betonu na wnikanie jonów chlorkowych.



Rys. 4. Przyrost stężenia jonów Cl⁻ w czasie (w komorze 2), w warunkach ustalonego przepływu, po 28 dniach dojrzewania, w zależności od zawartości popiołu w betonie



Rys. 5. Przyrost stężenia jonów Cl⁻ w czasie (w komorze 2), w warunkach ustalonego przepływu, po 90 dniach dojrzewania, w zależności od zawartości popiołu w betonie

Tab. 2. Skład mieszanek betonowych

Zawartość popiołu	Cement w kg/m ³	Popiół w kg/m ³	Woda w kg/m ³	Kruszywo		
				0÷2mm w kg/m ³	2÷4mm w kg/m ³	4÷8mm w kg/m ³
0%	350	-	140	1980		
				792	495	693
5%	343	17,2	140	1966		
				786	492	688
15%	330	49,5	140	1940		
				776	485	679
25%	318	79,5	140	1916		
				766	479	671

Tab. 3. Wyniki oznaczeń cech betonów: efektywny współczynnik dyfuzji jonów Cl⁻ (D) po 28 i 90 dniach dojrzewania, gęstość objętościowa (ρ), porowatość kapilarna (p_k), nasiąkliwość wagowa (n_w), podciąganie kapilarne roztworu NaCl (n_{kap})

Zawartość popiołu	D_{28} w $\times 10^{-13}$ m ² /s	D_{90} w $\times 10^{-13}$ m ² /s	ρ w kg/m ³	p_k w %	n_w w %	n_{kap} (NaCl) w kg/m ²
0%	2,40	0,87	2265	12,51	4,12	2,60
5%	2,24	0,76	2237	12,43	4,37	1,90
15%	1,51	0,63	2228	11,63	4,38	1,60
25%	1,27	0,58	2216	11,01	4,43	1,60

Ograniczenie przepuszczalności jonów chlorkowych uzyskano już po 28 dniach dojrzewania, przy czym jest to szczególnie zauważalne w przypadku betonów zawierających 15% i 25% popiołu w stosunku do masy cementu. W przypadku betonu z 5% dodatkiem popiołu spadek przepuszczalności jonów chlorkowych, w porównaniu z betonem bez dodatku jest niewielki.

Pomiary przeprowadzone po 90 dniach potwierdziły ograniczenie dyfuzji jonów chlorkowych. Różnica przepuszczalności w stosunku do betonu bez dodatku popiołu lotnego jest już istotna również w przypadku betonu zawierającego 5% popiołu w stosunku do masy cementu i rośnie proporcjonalnie wraz ze wzrostem zawartości popiołu lotnego w betonie. Wiek betonu ma znaczący wpływ na wartość efektywnego współczynnika dyfuzji w przypadku wszystkich badanych betonów. Najmniejszą odporność na wnikanie chlorków, bez względu na czas dojrzewania, uzyskał beton kontrolny bez popiołu.

Dodatek popiołu lotnego, w ilości do 25% masy cementu, nie wpływa znacząco na zmianę gęstości objętościowej betonu. Dodatek nieznacznie pogarsza nasiąkliwość wodą, ale mieści się ona w granicach charakterystycznych dla zwykłych betonów cementowych. Ze wzrostem zawartości popiołu zmniejsza się zdolność betonu do kapilarnego podciągania roztworu chlorku sodu.

Wyniki przeprowadzonych badań potwierdzają, że dodatek popiołu lotnego wpływa na ograniczenie przepuszczalności betonu dla chlorków.

5. Podsumowanie

Podatność betonów na wnikanie chlorków może być oceniana na podstawie testu migracji przy ustalonym przepływie jonów Cl^- . W badaniach przeprowadzonych tą metodą uzyskano jasną zależność pomiędzy przepuszczalnością betonu a zawartością popiołu lotnego ze współspalania węgla kamiennego i biomasy oraz czasem dojrzewania próbek.

Badany popiół lotny pochodzący ze spalania mieszanek paliw o dużej zawartości biomasy (80% masy) odznacza się właściwościami pucolanowymi i może być rozważany jako aktywny dodatek mineralny do betonów konstrukcyjnych.

Z przeprowadzonych badań wynika, że obecność w mieszance betonowej popiołu lotnego ze współspalania powoduje ograniczenie przepuszczalności chlorków, podobnie jak w przypadku stosowania popiołu ze spalania węgla (Ampadu i in., 1999; Thomas i Bamforth, 1999). Wartość efektywnego współczynnika dyfuzji chlorków malała wraz ze wzrostem zawartości dodatku mineralnego w betonie, a także z wiekiem betonu. Jednakże, korzystny wpływ dodatku mineralnego obserwowano już po 28 dniach dojrzewania.

Należy oczekiwać, że beton zawierający popiół lotny, pochodzący ze współspalania węgla i biomasy, w ilości do 25% masy cementu, wykaże podwyższoną odporność na wnikanie jonów chlorkowych ze środowiska

zewnątrznego w porównaniu do betonu kontrolnego zawierającego tylko cement portlandzki.

Przy ocenie właściwości fizycznych materiałów z dodatkiem popiołu lotnego należy wziąć pod uwagę, że badania tych cech przeprowadzono po 28 dniach dojrzewania, kiedy jeszcze zachodzą istotne zmiany w mikrostrukturze betonu spowodowane spowolnionym procesem hydratacji i reakcją pucolanową.

Podobnie, jak w przypadku popiołów konwencjonalnych, przydatność popiołów ze współspalania musi być sprawdzana dla każdego ich zastosowania. Pomimo niewielkiej różnicy w zawartości poszczególnych składników w mieszankach w stosunku do węgla, należy sprawdzać stabilność parametrów popiołów uzyskiwanych w procesie współspalania (Winnicka i Zuwała, 2005; Giergiczny, 2007). Wyższa zawartość niektórych składników substancji mineralnej biomasy może niekorzystnie wpływać na jakość popiołu, zwłaszcza w przypadku zwiększenia jej udziału w mieszance paliwowej.

Literatura

- Ampadu K.O., Torii K., Kawamura M. (1999). Beneficial effect of fly ash on chloride diffusivity of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, 585-590.
- Buenfeld N.R., Newman J.B. (1987). Examination of three methods for studying ion diffusion in cement pastes, mortars and concrete. *Materials and Structures*, Vol. 20, 3-10.
- Castellote M., Andrade C., Alonso C. (2001) Measurement of the steady and non-steady-state chloride diffusion coefficient in a migration test by means of monitoring the conductivity in the anolyte chamber. Comparison with natural tests. *Cement and Concrete Research*, Vol. 31, 1411-1420.
- Giergiczny E. (2007). Popiół lotny ze współspalania jako dodatek do cementu i betonu w aspekcie wymagań normowych i środowiskowych. W: Mat. XIV Międzynarodowej Konferencji „Popioły z energetyki”, Międzyzdroje 2007.
- Giergiczny Z., Gawlicki M. (2004). Racjonalne wykorzystanie popiołu lotnego w betonie. *Budownictwo, Technologie, Architektura*, 4/2004, 35-39.
- Grammelis P., Skodras G., Kakaras E. (2006) Effect of biomass co-firing with coal on ash properties. Part I: Characterisation and PDS. *Fuel*, Vol. 85, 2310-2315.
- Kosior-Kazberuk M. (2008). Wykorzystanie popiołów lotnych pochodzących ze współspalania węgla i biomasy w budownictwie. Problemy naukowo-badawcze budownictwa. T. IV Zrównoważony rozwój w budownictwie. Wyd. Politechniki Białostockiej, 379-388.
- Kosior-Kazberuk M. (2009). Właściwości betonu z dodatkiem popiołu lotnego pochodzącego ze współspalania węgla i biomasy. *Przegląd Budowlany*, 5/2009, 45-48.
- Lamers F.J.M., Vissers J.L.J., van der Berg J.W. (2001). Effects of co-combustion of secondary fuels on fly ash quality. W: Proc. of the 7th CANMET/ACI International Conference on Fly Ash, Silica Fume, Slag and Pozzolans in Concrete. Vol. 1. ACI, 433-457.
- Lelusz M., Kosior – Kazberuk M. (2008). Popiół lotny pochodzący ze współspalania węgla i biomasy jako dodatek do betonu. *Ceramika*, Vol. 103/2, 1089-1100.
- Luping T., Nilsson L.O. (1992). Rapid determination of the

- chloride diffusivity in concrete by applying an electrical field. *ACI Materials Journal*, Vol. 89, No. 1, 49-53.
- Thomas M.D.A., Bamforth P.B. (1999). Modelling chloride diffusion in concrete. Effect of fly ash and slag. *Cement and Concrete Research*, Vol. 29, 487-495.
- Wang S., Baxter L. (2007). Comprehensive study of biomass fly ash in concrete: Strength, microscopy, kinetics and durability. *Fuel Processing Technology*, Vol. 88, 1165-1170.
- Winnicka G., Zuwała J. (2005). Współspalanie biomasy w energetyce – ocena wpływu na skład chemiczny popiołu. W: Mat. Sem. Tech. Popioły z Energetyki, Warszawa 2005, 43-60.
- Zheng Y., Jensen P.A., Jensen A.D., Sander B., Junker H. (2007). Ash transformation during co-firing coal and straw. *Fuel*, Vol. 86, 1008-1020.

THE RESISTANCE OF CONCRETES WITH FLY ASH FROM CO-COMBUSTION OF HARD COAL AND BIOMASS TO CHLORIDE ION PENETRATION

Abstract: The practical utilization of new by-product of the power industry – the fly ash from the combustion of other fuels than coal – demands the assessment of its applicable properties. The paper deals with the research concerning the influence of the fly ash from co-combustion of hard coal and wood-biomass on the resistance of concrete to chloride ion penetration. The resistance of concrete was evaluated on the basis of the effective diffusivity coefficient determined in steady-state migration test. The investigations were carried out for concretes in which the part of Portland cement (from 0 to 25%) was replaced by the ash. On the basis of test results, it was found that the addition of the fly ash from the co-combustion caused the significant reduction of the concrete permeability for chlorides. The diffusivity decreased with the increase in percentage of ash in the concrete mixture as well as with the concrete age.

PODSTAWOWE CZYNNIKI WPŁYWAJĄCE NA KLASĘ ENERGETYCZNĄ BUDYNKÓW BIUROWYCH

Dorota KRAWCZYK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: Z dnia na dzień nasila się problem ochrony środowiska naturalnego, w wyniku nadmiernego korzystania z nieodnawialnych paliw kopalnianych, głównie z uwagi na emisję dwutlenku węgla i towarzyszących mu innych zanieczyszczeń do atmosfery. Z tego powodu konieczne jest ograniczenia zużycia energii w budownictwie. W referacie omówiono podstawowe czynniki wpływające na energochłonność obiektów biurowych, zarówno w aspekcie bryły budynku, jak i instalacji wewnętrznych – grzewczych, wentylacyjnych, klimatyzacyjnych i oświetleniowych.

Słowa kluczowe: certyfikaty energetyczne, budynki biurowe, oszczędność energii.

1. Wprowadzenie

Z dnia na dzień nasila się problem konieczności ochrony środowiska naturalnego, w wyniku nadmiernego korzystania z nieodnawialnych paliw kopalnianych, głównie z uwagi na emisję dwutlenku węgla i towarzyszących mu innych zanieczyszczeń do atmosfery. Odnosi się do bardzo wysokiego zużycia energii w sektorze komunalno-bytowym, co związane jest z potrzebami ludzkimi, a przede wszystkim z dostarczaniem energii na cele grzewcze lub chłodnicze, zależnie od lokalnych warunków klimatycznych. W trosce o ochronę środowiska naturalnego i potrzebę ograniczenia zużycia energii w budownictwie uchwalono dyrektywę 2001/91/WE z dnia 16 grudnia 2002, na mocy której wprowadzono obowiązek sporządzenia charakterystyk energetycznych budynku. Ocena jakości energetycznej obiektów budowlanych i ich systemów technicznych, ma uświadomić społeczeństwu jaki jest wpływ nadmiernego zużycia energii na stan środowiska naturalnego. Ponadto wprowadzenie współczynników nakładu energii pierwotnej sygnalizuje konieczność stosowania alternatywnych źródeł energii, a tym samym obniżania zużycia energii końcowej. Certyfikat energetyczny ma posłużyć racjonalizacji zużycia energii w skutek rozsądnych działań inwestycyjnych.

Celem artykułu jest analiza podstawowych czynników wpływających na zużycie energii i wartość wskaźnika EP w budynkach biurowych.

2. Podstawowe czynniki determinujące wartość wskaźnika zużycia energii pierwotnej EP w budynkach biurowych

Współczesne budownictwo biurowe stara się sprostać oczekiwaniom użytkowników. Wymagania te stawiane są co do funkcji i formy budynku oraz wymuszają zapewnienie komfortu ich użytkownikom. Konieczna jest w tym zakresie współpraca architektów, konstruktorów oraz instalatorów odpowiedzialnych za systemy ogrzewania, wentylacji i klimatyzacji (HVAC) (Bartkiewicz, 2009). Świadectwo energetyczne budynku ma na celu określenie wskaźnika zużycia energii pierwotnej EP wyrażonego w kWh/m²/rok. Wartość ta zależy od ilości energii niezbędnej do zaspokojenia potrzeb związanych z użytkowaniem budynku między innymi ogrzaniem, oświetleniem, wentylacją i przygotowaniem ciepłej wody użytkowej. Wskaźnik rocznego zapotrzebowania energii pierwotnej, wyznacza się z zależności:

$$EP = \frac{Q_p}{A_f} \text{ [kWh/rok]} \quad (1)$$

gdzie Q_p jest rocznym zapotrzebowaniem na energię pierwotną do ogrzewania, chłodzenia i wentylacji, przygotowania ciepłej wody i oświetlenia wbudowanego oraz napędu urządzeń pomocniczych w kWh/m²/rok, natomiast A_f powierzchnią budynku o regulowanej temperaturze w m².

Roczne zapotrzebowanie na energię pierwotną w budynkach biurowych zależy od czterech elementów składowych.

$$Q_p = Q_{p,H} + Q_{p,W} + Q_{p,C} + Q_{p,L} \text{ [kWh]} \quad (2)$$

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: dkrawczyk@pb.edu.pl

gdzie $Q_{P,H}$ jest rocznym zapotrzebowaniem na energię pierwotną do ogrzewania i wentylacji, $Q_{P,W}$ jest rocznym zapotrzebowaniem na energię pierwotną do przygotowania ciepłej wody, $Q_{P,C}$ jest rocznym zapotrzebowaniem na energię pierwotną do chłodzenia, $Q_{P,L}$ jest rocznym zapotrzebowaniem na energię pierwotną do oświetlenia wbudowanego.

2.1. Czynniki zależne od bryły budynku

Bryła i konstrukcja budynku determinuje przede wszystkim wartość $Q_{P,H}$. Zależne są od niej dwie podstawowe wartości, mianowicie współczynnik strat ciepła przez przenikanie H_{tr} oraz wewnętrzna pojemność ciepła budynku C_m , a co za tym idzie współczynnik efektywności wykorzystania zysków ciepła $\eta_{H,g}$. Współczynnik strat ciepła przez przenikanie H_{tr} jest zależny od powierzchni przegród zewnętrznych A – im jest ona większa tym wyższa są straty ciepła przez przenikanie.

$$H_{tr} = \sum_i [b_{tr,i} (A_i U_i + \sum_i l_i \cdot \Psi_i)] \quad (3)$$

gdzie b_{tr} jest to współczynnik redukcji obliczeniowej różnicy temperatur i -tej przegrody, A_i pole powierzchni i -tej przegrody otaczającej przestrzeń o regulowanej temperaturze w m^2 , U_i jest to współczynnik przenikania ciepła i -tej przegrody w W/m^2K , l_i jest to długość mostka liniowego w m, a Ψ_i liniowym współczynnikiem przenikania ciepła mostka cieplnego według PN-EN IS 14683:2008 w W/mK .

Natomiast w przypadku budynków o takiej samej powierzchni i usytuowaniu przegród H_{tr} zależy od wartości współczynników przenikania ciepła przegród budowlanych U , oraz wartości i długości występujących mostków termicznych. Wartość współczynnika H_{tr} ma znaczenie zarówno przy rozpatrywaniu ilości energii potrzebnej do ogrzewania, jak i chłodzenia budynku.

Wewnętrzna pojemność cieplnej budynku C_m jest z kolei wyliczana na podstawie ciepła właściwego c_{ij} i gęstości ρ_i materiałów zawartych w elementach konstrukcyjnych obiektu. Zależy też od powierzchni A_j oraz grubości materiałów d_{ij} :

$$C_m = \sum_j \sum_i (c_{ij} \cdot \rho_{ij} \cdot d_{ij} \cdot A_j) \quad [J/K] \quad (4)$$

Od architektury budynku zależą też inne wartości, na przykład strumień powietrza infiltrującego, który wyliczany jest w zależności od kubatury obiektu.

2.2. Czynniki zależne od ilości użytkowników

Wiele składowych, branych pod uwagę podczas wykonywania obliczeń charakterystyki energetycznej obiektu zależy od ilości osób i sposobu użytkowania. Przykładem może tu być współczynnik strat ciepła na wentylację:

$$H_{ve} = \rho_a \cdot c_a \cdot \sum_k (b_{ve,k} \cdot V_{ve,k,mn}) \quad (5)$$

gdzie $\rho_a c_a$ jest to pojemność cieplna powietrza, $b_{ve,k}$ współczynnik korekcyjny dla strumienia k , kiedy temperatura strumienia k powietrza jest różna od przyjętej temperatury powietrza dostarczanego do strefy; $V_{ve,k,mn}$ jest to uśredniony w czasie strumień powietrza k w m^3/s ; k to identyfikator strumienia powietrza.

Zmienną, zależną od ilości osób będzie w budynkach biurowych jest minimalny strumień niezbędny ze względów higienicznych V_o . Zgodnie z PN-83/B-03439/AZ3:2000 *Wentylacja budynków mieszkalnych, zamieszkania zbiorowego i użyteczności publicznej. Wymagania*, ilość powietrza jest wyliczana poprzez mnożenie ilości osób i minimalnego zużycia przypadającego na osobę (w wysokości 20-50 m^3/h na osobę zależnie od warunków).

Inną wartością uzależnioną w dużej mierze od liczby osób jest zapotrzebowanie na energię użytkową do przygotowania ciepłej wody użytkowej, obliczane z zależności:

$$Q_{w,mn} = \frac{V_{cwi} \cdot L_j \cdot c_w \cdot \rho_w \cdot (\theta_{cw} - \theta_o) \cdot k_t \cdot t_{uz}}{1000 \cdot 3600} \quad [kWh/a] \quad (6)$$

gdzie V_{cwi} jest to jednostkowe dobowe zużycie ciepłej wody użytkowej w $dm^3/(j.o.)doba$; L_j oznacza liczbę jednostek odniesienia; t_{uz} jest to czas użytkowania w dobach; k_t jest to mnożnik korekcyjny dla temperatury ciepłej wody innej niż 55°C; c_w jest to ciepło właściwe wody, przyjmowane jako 4,19 kJ/(kgK); ρ_w jest to gęstość wody, przyjmowana 1000 kg/ m^3 ; θ_{cw} jest temperaturą ciepłej wody w zaworze czterpalnym; a θ_o to temperatura wody zimnej, przyjmowana 10°C.

W budynkach biurowych można przyjmować 7 dm^3 wody na osobę.

Ponadto ilość użytkowników (a także rodzaj wykonywanej czynności i czas użytkowania pomieszczeń w ciągu doby) ma wpływ na wewnętrzne zyski ciepła. W przeciętnym pomieszczeniu biurowym wewnętrzne zyski ciepła od ludzi i urządzeń wynoszą 5,7 W/ m^2 (Dz.U.z 2006 r. Nr 156, poz.1118, z późn. zm.)

2.3. Czynniki zależne od instalacji wewnętrznych

Bardzo duży wpływ na wartość EP mają cząstkowe sprawności poszczególnych instalacji wewnętrznych. Są to w każdym przypadku: sprawność wytwarzania, przesyłu, akumulacji i wykorzystania energii, co można przedstawić za pomocą wzoru:

$$\eta_{tot} = \eta_e \cdot \eta_d \cdot \eta_s \cdot \eta_g \quad (7)$$

gdzie η_e to średnia sezonowa sprawność regulacji i wykorzystania ciepła, η_d jest to średnia sezonowa sprawność transportu nośnika ciepła, η_s to średnia sezonowa sprawność akumulacji ciepła w elementach pojemnościowych systemu, a η_g to średnia sezonowa sprawność wytworzenia nośnika ciepła (energii końcowej) z energii dostarczonej do granicy bilansowej budynku. Podzielenie zapotrzebowania na energię użytkową przez sprawność całkowitą danego układu pozwala nam poznać zapotrzebowanie na energię końcową.

Sprawności cząstkowe można przyjąć na podstawie pomiarów, projektu, bądź tabel załączonych w (Dz. U. z 2006 r. Nr 156, poz.1118, z późn. zm.).

2.4. Czynniki zależne od wykorzystanych paliw

Przekształcenie energii końcowej w początkową odbywa się poprzez uwzględnienie wartości współczynnika nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej w_i . Wartości te są zestawione w (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz.1118, z późn. zm.) i wynoszą od 0 dla kolektorów słonecznych do 3 dla energii elektrycznej z sieci elektroenergetycznej.

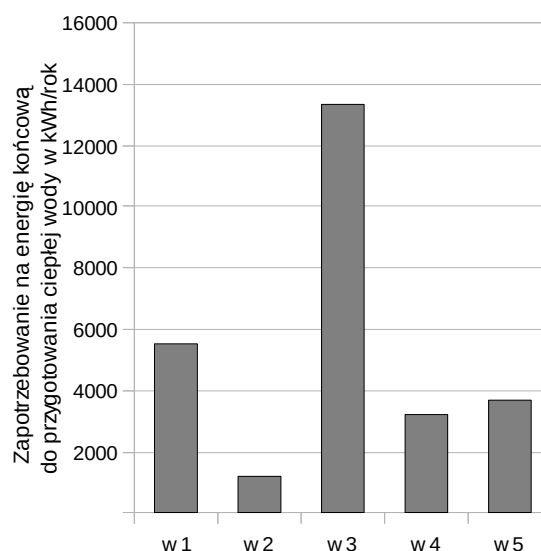
2.5. Przykład zmienności wskaźnika EP biurowca, zależnie od sprawności instalacji wewnętrznych oraz stosowanych paliw.

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń wskaźnika EP dla małego biurowca. Budynek jest piętrowy, o powierzchni 650 m² i kubaturze 2110 m³. W budynku pracuje 50 osób. Zgodnie z (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz.1118, z późn. zm.) wyliczono zapotrzebowanie na energię użytkową do celów grzewczych, wentylacji i ciepłej wody użytkowej. W obiekcie brak instalacji chłodzenia. Zapotrzebowanie na energię użytkową do celów ogrzewania i wentylacji wyniosło 139 995 kWh/rok. Zapotrzebowanie na energię użytkową do celów ciepłej wody wyniosło 3 208 kWh/rok. Zapotrzebowanie na energię końcową na potrzeby oświetlenia wbudowanego wyniosło 50 000 kWh/rok.

Rozpatrzono pięć przypadków instalacji c.o. i c.w.u. w budynku:

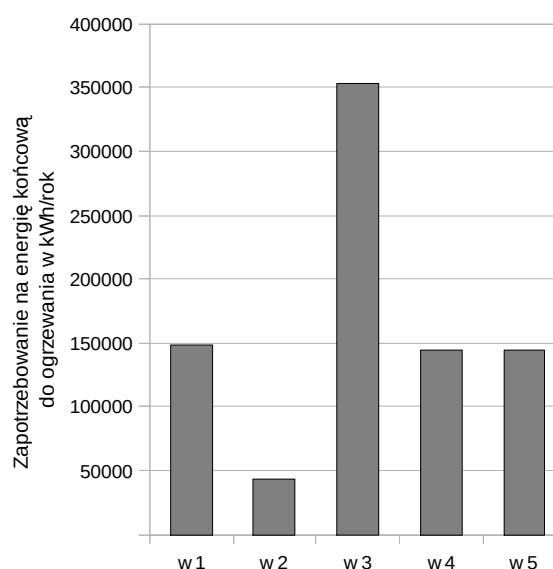
- wariant 1: zasilanie obu instalacji z nowego węzła cieplnego, przewody zaizolowane zgodnie z Warunkami Technicznymi (Dz.U. Nr 75, poz.690, z późn.zm.), zawory termostatyczne i automatyka w źródle ciepła, instalacja cyrkulacyjna, brak zasobnika c.w.u.,
- wariant 2: pompa ciepła glikol-woda, przewody zaizolowane zgodnie z WT, zasobnik zgodnie ze standardem domu energooszczędnego c.o.,
- wariant 3: kocioł z 1979 roku opalany węglem, instalacja bez zaworów termostatycznych i izolacji przewodów, na potrzeby ogrzewania wody podgrzewacze gazowe z 1990 roku z płomieniem dyżurnym,
- wariant 4: ogrzewanie poprzez grzejniki elektryczne, ciepła woda z przepływowych ogrzewaczy elektrycznych,
- wariant 5: ogrzewanie z kotła gazowego kondensacyjnego, automatyka pogodowa, zawory termostatyczne, izolacja przewodów zgodnie z WT, ciepła woda z elektrycznych podgrzewaczy przepływowych (jeden podgrzewacz na łazienkę).

Dla każdego wariantu określono całkowitą sprawność instalacji c.o. i c.w.u., a następnie zapotrzebowanie na energię końcową. Wyniki obliczeń pokazano na rysunkach 1-5.



Rys. 1. Porównanie zapotrzebowania na energię końcową do przygotowania ciepłej wody w poszczególnych wariantach

Zapotrzebowanie na energię końcową do podgrzewu ciepłej wody jest najniższe w wariantcie 2, głównie dzięki wysokiej sprawności wytwarzania, natomiast najwyższe w wariantcie 3, przede wszystkim ze względu na niską sprawność wytwarzania i dystrybucji.



Rys. 2. Porównanie zapotrzebowania na energię końcową do ogrzewania i wentylacji w poszczególnych wariantach

Zapotrzebowanie na energię końcową do ogrzewania jest najniższe w wariantcie 2, głównie dzięki wysokiej sprawności wytwarzania, natomiast najwyższe w wariantcie 3, przede wszystkim ze względu na niską sprawność wytwarzania, regulacji i dystrybucji.

Następnie wprowadzono wartości energii pomocniczej i wskaźników nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie nośnika energii, co pozwoliło na otrzymanie wartości całkowitego zużycia energii pierwotnej.

- w wariantcie 1 przyjęto jako źródło ciepła ciepłownię

- węglową (dodatkowo rozpatrzono wariant 1a z ciepłownią na biomase),
- w wariantcie 2 przyjęto energię elektryczną z produkcji mieszanej (wariant 2a z ogniw fotowoltanicznych),
 - w wariantcie 3 przyjęto jako paliwo węgiel kamienny,
 - w wariantcie 4 przyjęto energię elektryczną,
 - w wariantcie 5 przyjęto energię z gazu ziemnego (i prąd elektryczny na potrzeby c.w.u.).

Zapotrzebowanie na energię pierwotną do podgrzewu ciepłej wody jest najniższe w wariantcie 1a (dzięki niskiemu wskaźnikowi nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie nośnika energii dla biomasy) i 2a (dzięki niskiemu wskaźnikowi nakładu nieodnawialnej energii pierwotnej na wytworzenie i dostarczenie nośnika energii dla ogniw fotowoltanicznych). Z kolei wartości najwyższego zapotrzebowanie na energię pierwotną do podgrzewu ciepłej wody związane są z wysokim wskaźnikiem nakładu dla węgla kamiennego w wariantcie 3 (który miał też wysoką wartość zapotrzebowania na energię końcową).

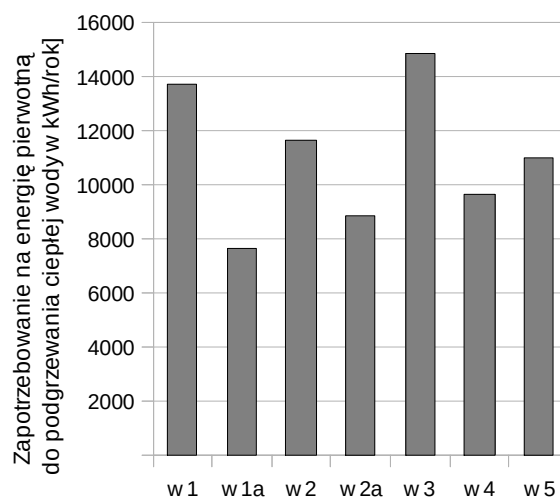
Zapotrzebowanie na energię pierwotną do ogrzewania jest najniższe w wariantcie 1a (dzięki niskiemu wskaźnikowi nakładu dla biomasy) i 2a (dzięki niskiemu wskaźnikowi nakładu dla ogniw fotowoltanicznych). Wartości średnie uzyskano przy wariantach 1 i 2. Z kolei wartości najwyższego zapotrzebowanie na energię pierwotną do ogrzewania i wentylacji uzyskano przy wariantach 3 i 4. Jest to związane z wysokim wskaźnikiem nakładu dla energii elektrycznej (wariant 4) oraz wysoką wartością zapotrzebowania na energię końcową (wariant 3).

Całkowite zapotrzebowanie na energię pierwotną do ogrzewania, wentylacji, podgrzewu ciepłej wody, oświetlenia budynku jest najniższe w wariantcie 1a i 2a. Wartości średnie uzyskano przy wariantach 1, 2, 5, natomiast najwyższe całkowite zapotrzebowanie na energię pierwotną miało miejsce w wariantach 3,4.

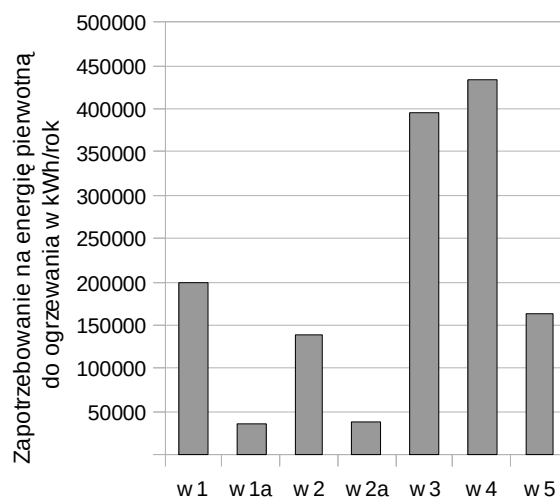
Jak widać z wykresów (por. rys.: 1, 2, 3, 4, 5) sprawność instalacji wewnętrznych, ich rodzaj i wykorzystywane paliwo mają duży wpływ na wielkość wskaźnika EP.

2.6 Określanie maksymalnej wartości EP, zgodnie z warunkami technicznymi jakimi powinny odpowiadać budynki

Wymagania ochrony cieplnej budynków i oszczędności energii zgodnie z Rozporządzeniem z dnia 6 listopada 2008 roku dotyczą zaostrzenia standardu energetycznego na potrzeby projektowania budynków (Dz.U. Nr 75, poz. 690, z późn. zm.). Wymagania dotyczące oszczędności energii dla budynku użyteczności publicznej, zamieszkania zbiorowego, budynku produkcyjnego, magazynowego i gospodarczego są spełnione jeżeli:



Rys. 3. Porównanie zapotrzebowania na energię pierwotną do przygotowania ciepłej wody w poszczególnych wariantach



Rys. 4. Porównanie zapotrzebowania na energię pierwotną do ogrzewania w poszczególnych wariantach

- przegrody zewnętrzne jak i technika instalacyjna odpowiadają wymaganiom izolacyjności cieplnej (dla budynków modernizowanych jest możliwość zwiększenia średniego współczynnika przenikania ciepła o nie więcej niż 15% w porównywaniu z budynkiem nowym o takiej samej geometrii i sposobie użytkowania),
- powierzchnia okien spełnia wymagania,
 - wartość wskaźnika EP w kWh/(m²rok) jest mniejsza od wartości granicznej (dla budynków modernizowanych istnieje możliwość zwiększenia EP o nie więcej niż 15% w porównaniu z budynkiem nowym o takiej samej geometrii i sposobie użytkowania),
 - przegrody zewnętrzne odpowiadają przynajmniej wymaganiom izolacyjności cieplnej niezbędnej dla zabezpieczenia przed kondensacją pary wodnej.

Maksymalna wartość EP_{H+W} rocznego wskaźnika obliczeniowego zapotrzebowania na nieodnawialną energię pierwotną do ogrzewania, wentylacji i przygotowania ciepłej wody użytkowej oraz oświetlenia

dla budynków biurowych jest określana z zależności:

$$EP_{HC+W+L} = EP_{H+W} + \left(10 + 60 \cdot \frac{A_{w,e}}{A_f}\right) \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{A}{V_e}\right) \cdot \frac{A_{f,c}}{A_f} \quad (8)$$

gdzie $A_{w,e}$ jest powierzchnią ścian zewnętrznych budynku, liczoną po obrysie zewnętrznym w m^2 , $A_{f,c}$ jest powierzchnią użytkową chłodzonego budynku w m^2 .

Wartość EP_{H+W} zależy od współczynnika kształtu:

$$a) A/V_e \leq 0,2 \Rightarrow EP_{H+W} = 73 + \Delta EP \quad (9)$$

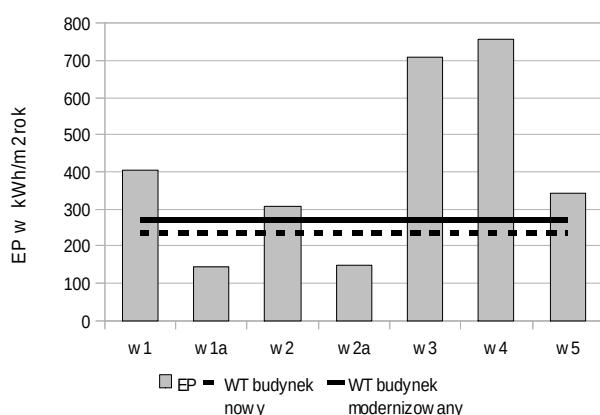
$$b) 0,2 \leq \frac{A}{V_e} \leq 1,05 \Rightarrow EP_{H+W} = 55 + 90 \frac{A}{V_e} + \Delta EP \quad (10)$$

$$c) \frac{A}{V_e} \geq 1,05 \Rightarrow EP_{H+W} = 149,5 + \Delta EP \quad (11)$$

gdzie A jest sumą pól powierzchni wszystkich przegród budynku tworzących kubaturę ogrzewaną, liczoną po obrysie zewnętrznym w m^2 ; V_e jest kubaturą ogrzewanej części budynku, liczoną po obrysie zewnętrznym w m^3 , ΔEP to dodatek na jednostkowe zapotrzebowanie na nieodnawialną energię pierwotną w ciągu roku w $kWh/m^2 \text{ rok}$.

W rozpatrywanym przykładzie EP jest najmniejsze w wariantach 1a i wynosi 145 $kWh/m^2 \text{ rok}$, natomiast najwyższe w wariantach 5 i wynosi 766 $kWh/m^2 \text{ rok}$.

Przeprowadzono także obliczenia wartości EP dla rozpatrywanego budynku, zgodnie z obowiązującymi Warunkami Technicznymi. Wartość referencyjna wyniosła 234 kWh/m^2 dla budynków nowych i 269 kWh/m^2 dla budynków modernizowanych. Wartości niższe od obliczonych według WT uzyskano w wariantach 1a i 2a. W pozostałych wariantach, aby spełnić wymogi WT należałoby zmodernizować bryłę budynku, bądź poprawić sprawność instalacji wewnętrznych.



Rys. 5. Porównanie wskaźników EP w poszczególnych wariantach według WT

3. Podsumowanie

W referacie pokazano, jak poszczególne elementy wpływają na wartość wskaźnika EP budynku.

W zależności od współczynników przenikania ciepła przegród budowlanych, sprawności instalacji wewnętrznych i wykorzystywanego paliwa dla identycznego pod względem bryły obiektu możemy uzyskać wartości różniące się kilkukrotnie.

Szczegółowa analiza czynników determinujących energochłonność obiektu pozwala na wykonywanie obiektów o coraz niższym zużyciu energii. Powstają budynki samowystarczalne tzw. zeroenergetyczne, które nie obciążają środowiska, nie zużywają energii, zatem stanowią nową perspektywę w budownictwie, w architekturze, a także w ochronie środowiska. Przykładem może być biurowiec w Ludwigshafen AM Rhein (Bartkiewicz, 2009). Jest to budynek czterokondygnacyjny o powierzchni użytkowej 11 250 m^2 , w tym ogrzewanych 9 875 m^2 , w którym zastosowano ideę „ekonomicznych wytycznych projektowania”. Zrealizowany został w trzech jednakowych segmentach i posiada około 550 stanowisk. Poprzez zintegrowanie nowoczesnej architektury, energooszczędnej technologii oraz opłacalność przedsięwzięcia bilans energetyczny ogrzewania, chłodzenia, a także przygotowania ciepłej wody użytkowej wynosi zero. Zastosowano w nim system zespoleń izolacji cieplnej budynku (ściany zewnętrzne, zadaszenia oraz szczyt szybu windy pełnią funkcję osłony termicznej). Budynek ma wysoką szczelność, bez wentylacji grawitacyjnej, na etapie budowy, po wykonaniu próby ciśnieniowej wynosiła ona $n_{50} = 0,18 h^{-1}$. Wykonano system wentylacji z odzyskiem ciepła (zastosowano wentylację nawiewno – wywiewną, w której proces odzysku ciepła/ chłodu osiągnąć może 80% sprawności wymiany ciepła). Jako źródła ciepła wykorzystano sondy geotermalne, pompy ciepła i ogniwa fotowoltaiczne.

Literatura

- Bartkiewicz P. (2009). Symulacje wspomagające wielokryterialny wybór systemów HVAC budynków biurowych. *Energia i Budynek*, 11/2009.
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 listopada 2008r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku i lokalu mieszkalnego lub części budynku stanowiącej samodzielną całość techniczno - użytkową oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw ich charakterystyki energetycznej (Dz.U. z 2006 r. Nr 156, poz.1118, z późn. zm.).
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6 listopada 2008r. w sprawie warunków technicznych jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. (Dz.U. z 2002 r. Nr 75, poz.690, z późn. zm.).

THE BASIC FACTORS INFLUENCING ENERGY CONSUMPTION IN OFFICES

Abstract: In those days the problem of Natural Environment Protection is getting stronger, mostly because of excessive using of Nonrenewable Energy Sources, mostly in emission of Carbon Dioxide, and other pollutions to atmosphere. In that reason it's necessary to qualify usage of energy in constructions. In this paper selected factors of energy consumption in offices are

shown – in different bearings connected with the buildings structure and the inside installations – heating, ventilation, air conditioning, and lighting.

Praca wykonana w ramach pracy statutowej
S/WBIŚ/23/08

IDENTYFIKACJA PARAMETRÓW STALOWEJ KONSTRUKCJI PRZEKRYCIA PODDANEJ DZIAŁANIU TEMPERATURY POŻARU

Janusz KRENTOWSKI*, Romuald SZELAĞ, Rościław TRIBIŁŁO

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono problem eksploatacji wielofunkcyjnego obiektu sportowego wyposażonego w nowoczesne urządzenia wentylacyjne. Niewłaściwa eksploatacja systemu wentylacji była bezpośrednią przyczyną powstania zarzewia ognia, który skutkował pożarem wyposażenia wielofunkcyjnej sali sportowej, a w konsekwencji uszkodzeniem konstrukcji obiektu. Autorzy dokonali oceny skutków pożaru w aspekcie zagrożenia elementów konstrukcyjnych budynku. Pracę podsumowano określeniem koncepcji naprawy uszkodzonych elementów. Sformułowano zalecenia do użytkowników obiektów użyteczności publicznej w zakresie właściwego wykorzystania nowoczesnych elementów wyposażenia.

Słowa kluczowe: obciążenie wyjątkowe temperaturą, pożar, przekrycie stalowe, awaria, wzmocnienie.

1. Wstęp

W ciągu ostatnich kilku miesięcy, na terenie naszego kraju, doszło do kilku spektakularnych katastrof budowlanych spowodowanych przez pożary. Konsekwencją kilkugodzinnego działania wysokiej temperatury a następnie prowadzonej akcji gaśniczej, było niemal doszczętne zniszczenie budynku hotelu socjalnego

na Pomorzu, hali targowej Chińskiego Centrum Handlowego pod Warszawą, Dworu Soplicowo w Białowieży, czy dachów zabytkowych kamienic w centrum Białegostoku (rys. 1). Do dziś pamiętamy również o skutkach pożaru Hali Oliwii w Gdańsku, którego przyczyn przez kilkanaście lat nie udało się jednoznacznie ustalić czy o zniszczeniu dachu gdańskiego kościoła Św. Katarzyny.



Rys. 1. Efekty działania temperatury pożaru na konstrukcję zabytkowych kamienic

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.krentowski@pb.edu.pl

Niszczące działanie żywiołu skutkuje również ofiarami wśród ludzi, pomimo faktu, iż bezpieczeństwo użytkowników wynikające z prawidłowego zaprojektowania i wykonania elementów konstrukcji budynku jest podstawowym wymogiem stawianym obiektom budowlanym (Sauc i in., 2008). Cytowane przykłady dowodzą, iż nie mniej istotny jest problem spełnienia i egzekwowania od użytkowników obowiązujących wymagań w zakresie ochrony przeciwpożarowej (Rękas, 2009).

Eksplotacja wielofunkcyjnego obiektu, wyposażonego w specjalistyczne urządzenia wentylacyjne, nie odpowiadająca warunkom określonym przez producenta, stała się bezpośrednią przyczyną pożaru a następnie katastrofy budowlanej stalowej konstrukcji nowoczesnej hali sportowej.

2. Konstrukcja obiektu poddanego działaniu temperatury pożaru

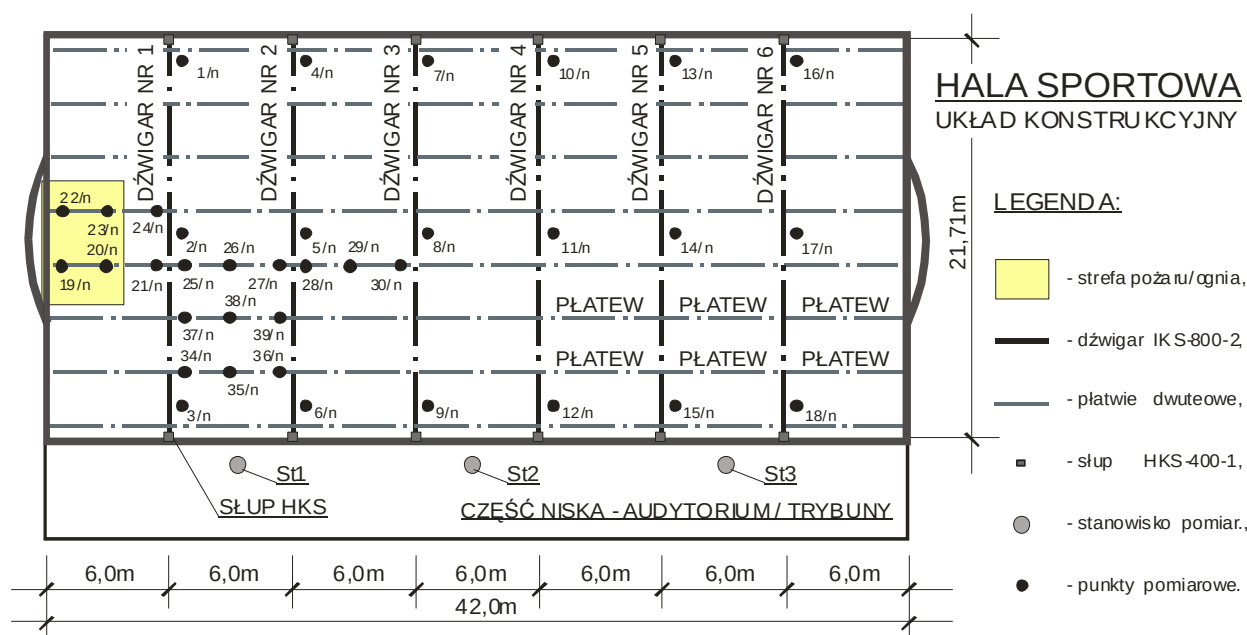
Stalową konstrukcję hali sportowej zrealizowano jako słupowo-ryglową. Obiekt ukształtowano w postaci siedmiu regularnych przęseł o rozpiętości 6,0 m, uzyskując długość 42m. W kierunku poprzecznym, w poziomie dachu, osiowy rozstaw słupów wynosił 21,71 m (rys. 2). Stalowe słupy i rygle zespolono wykorzystując połączenia śrubowe, z gwintem metrycznym M24, przy czym klasę śrub określono zgodnie z systemem normowania znakiem 8,8, kształtując sześć ram z układem stężeń w formie rygli, ścian murowanych i kratowego układu prętów w płaszczyźnie połaci dachu. Szczytowe ściany konstrukcyjne wymurowano z bloczków wapienno-piaskowych.

Rygle o całkowitej długości 21,96 m przygotowano z trzech elementów z profili spawanych IKS-800-2, łączonych na placu budowy spoinami czołowymi bez

nakładek, a słupy z profili dwuteowych HKS-400-1. Płatwie stalowe z walcowanych profili dwuteowych o wysokości 140 i 160 mm przenosiły bezpośrednie obciążenia elementami przekrycia, ciężarem śniegu i działaniem wiatru. Konstrukcję zaprojektowano ze stali St3S. Przekrycie sali głównej wykonano z warstwowych płyt dachowych z rdzeniem styropianowym. W dokumentacji projektowej założono, iż płatwie stalowe, usytuowane w rozstawie co 3,0 m, połączone łącznikami systemowymi z płytami warstwowymi, stanowią dostateczne zabezpieczenie rygli ramy przed utratą stateczności. Elementy stalowe zabezpieczono powłokami farb pędzniejących, uzyskując wymagany stopień odporności ogniowej według normy PN-EN 1363-1:2001 *Badania odporności ogniowej. Część 1. Wymagania ogólne*.

3. Charakterystyka procesów destrukcyjnych

Proces destrukcji konstrukcji stalowej przekrycia obiektu został spowodowany pożarem a następnie efektami prowadzonej akcji gaśniczej. Użytkownik sali sportowej przygotował obiekt do przeprowadzenia egzaminu maturalnego, układając wykładzinę dywanową na posadzce drewnianej, w celu poprawy komfortu i akustyki pomieszczenia. W godzinach wieczornych, w dniu poprzedzającym egzamin, został uruchomiony system wentylacji sali, w tym również wentylacji posadзки. Wykładzina dywanowa, pokrywająca całą powierzchnię podłogi, całkowicie zakryła światło otworów wentylacyjnych, co skutkowało uniemożliwieniem odprowadzenia ciepła z urządzeń wentylujących przestrzeń podposadzkową. Wzrost temperatury, przy braku właściwej reakcji ze strony systemu zabezpieczającego urządzenia, doprowadził do zwarcia w instalacji elektrycznej.



Pożar został wzniecony w strefie wnęki ściany szczytowej. Odległość źródła ognia od poziomu konstrukcji przekrycia hali wynosiła około +9,00 m, stąd nie wystąpiło bezpośrednie działanie płomieni na elementy nośne dachu. Obciążenie ogniowe stanowiły warstwy posadzki w postaci folii izolacyjnej, legarów drewnianych, podłogi z desek, warstwy płyt wiórowych i ułożonej wykładziny dywanowej oraz tymczasowe, meblowe wyposażenie sali. Czas trwania pożaru łącznie z akcją gaszenia przez jednostki straży pożarnej wynosił około 2 godzin. Dolna partia hali łącznie ze stolikami wykorzystywanymi do egzaminu nie zapaliła się, co ocenia się korzystnie ze względu na fakt, iż mogła stanowić źródło dodatkowego obciążenia ogniowego, które identyfikuje się na podstawie normy PN-70/B-02852 *Obliczanie obciążenia ogniowego oraz wyznaczanie względnego czasu trwania pożaru*.

Wpływem destrukcyjnym, oprócz posadzki, została poddana całkowita powierzchnia przekrycia łącznie z fragmentami górnych partii słupów stalowych, które zgodnie z projektem technicznym nie były omurowane elementami izolacyjnymi. Dachowe płyty warstwowe z blach stalowych z rdzeniem styropianowym stanowiły konstrukcję nośną i przejmowały obciążenia w strefach

między stalowymi płatwiami. Działanie temperatury pożaru spowodowało odspojenie blach i całkowitą utratę nośności i stateczności. Na rys. 3 pokazano fragment wewnętrznej powierzchni płyt dachowych z odspojoną dolną warstwą blach, przenoszących w stadium eksploatacji naprężenia rozciągające, a na rys. 4 widok odkształconej połaci dachowej. Pomimo długotrwałego działania wysokiej temperatury nie doszło do zapalenia warstwy izolacyjnej wykonanej ze styropianu, co skutkowało rozprzestrzenieniem pożaru w sytuacji opisanej przez Słowek i Szumigała (2005).

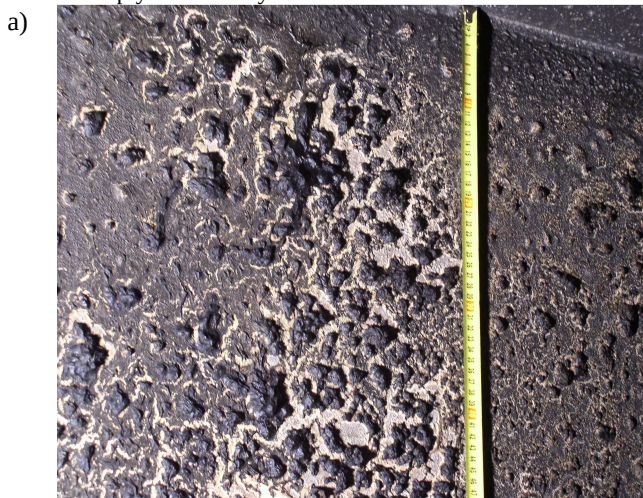
Działaniu pola wysokiej temperatury poddane zostały również rygle ram projektowane z dwuteowych profili spawanych. Stan powierzchni elementów stalowych ilustruje rys. 5a, gdzie udokumentowano, iż pęcznieniu uległy zabezpieczające powłoki malarskie typu „Ogniokor” wykonane według Instrukcji ITB nr 400, 2004. Stan słupów stalowych, zabezpieczonych w dolnych partiach ram przed działaniem temperatury poprzez omurowanie, pokazano na rys. 5b. Zewnętrzne warstwy ochronne uległy spękaniu i rozszczelnieniu nie stanowiąc skutecznego zabezpieczenia przed działaniem wysokich temperatur rzędu kilkuset stopni Celsjusza.



Rys. 3. Uszkodzenia wewnętrznej powierzchni płyt warstwowych.



Rys. 4. Widok odkształconej połaci dachowej



Rys. 5. Efekt działania temperatury pożaru: a) na powierzchni stalowej, b) na elementach murowanych

4. Zakres badań i analiz

Ocena stanu obiektu a także elementów konstrukcyjnych, uszkodzonych w wyniku pożaru i prowadzonej akcji gaśniczej oraz ich przydatności na etapie rekonstrukcji i przekazania do bezpiecznej eksploatacji, jest zwykle procesem złożonym i wymagającym przeprowadzenia szeregu specjalistycznych badań. W procesie weryfikacji nośności wymagane było wykonanie obliczeń i analiz, zgodnie z normą PN-90/B-03200 *Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie*, lecz przy uwzględnieniu rzeczywistych parametrów wytrzymałościowych materiałów, w warunkach prawdopodobnego zmniejszenia nośności, spowodowanego skutkami pożaru.

Prace badawcze poprzedzone wizją lokalną, wywiadami w zakresie miejsca zarzewia pożaru, przybliżonego czasu jego trwania, oględzinami zniszczonych płyt warstwowych widocznych od wewnątrz, identyfikacji elementów pokrytych warstwą sadzy oraz czarnego wnętrza sali stwarzały dostateczne podstawy do oceny istniejącego stanu technicznego jako zły i zagrażający bezpieczeństwu osób przeprowadzających roboty naprawcze. Lecz taki skondensowany i uproszczony opis nie mógł stanowić podstawy do oceny przydatności elementów stalowych, z których ukształtowano konstrukcję nośną obiektu. Wykorzystując kryteria wiedzy i warunki oceny stanu bezpieczeństwa na podstawie nierówności wynikających z teorii stanów granicznych nośności i użyteczności elementów konstrukcyjnych obiektów budowlanych, opracowano koncepcje pomiarów i badań umożliwiających dokonanie takiej oceny. Ze szczególną dbałością zrealizowano prace badawcze, procesy analizy i interpretacje wyników uzasadniając taką staranność technologią wykorzystywania obiektu. Hala sportowa jest bowiem obiektem wykorzystywanym w sposób ciągły przez dużą liczbę młodzieży na zajęciach wychowania fizycznego a również do zgromadzeń większej liczby osób w sytuacjach na przykład egzaminów maturalnych czy uroczystości.

Niezbędna zatem okazała się analiza nośności

wszystkich elementów konstrukcji w sytuacji działania temperatury pożaru, ale również ocena stanu nośności łączników, które projektowane w formie śrub i spoin umożliwiły montaż stalowych ram nośnych z systemem usztywnień. Szczególnie wrażliwe na działanie obciążenia ogniowego okazały się elementy struktury przekrycia hali i śruby klasy 8,8, które zastosowano do sztywnego kształtowania węzłów ram w poziomie stropodachu (rys. 6).

Związane jest to z faktem zawartości w strukturze łączników dużej ilości pierwiastka węgla, który w warunkach pożaru zwiększa prawdopodobieństwo kruchego pęknięcia. Elementy wykonane ze stali znaku St3S charakteryzuje większa odporność na efekty kruchych pęknięć, natomiast w procesie wzrostu temperatur podlegają odkształceniom plastycznym, zmniejszeniu współczynnika sprężystości i obniżeniu wytrzymałości obliczeniowej. Połączenia śrubowe poddano dokładnej ocenie podobnie jak spoiny czołowe łączące trzy smukłe elementy blachownicowe każdego rygla. Pełna nośność czołowych połączeń spawanych jest możliwa do uzyskania w dobrze wyposażonych wytwórniach z zapewnieniem kontroli procesów spawania przez wykorzystywanie promieni rentgena. Tymczasem poddanie takich spoin temperaturze pożaru, najwyższej w górnych partiach obiektu, nie gwarantuje spójności mikrozarzysowań struktury przetopu, co można zidentyfikować na podstawie normy PN-85/M-69775 *Spawalnictwo. Wadliwość złączy spawanych*. Oznaczenie klasy wadliwości na podstawie oględzin zewnętrznych.

System usztywnień połaciowych, zróżnicowany w polach skrajnych, bardziej odporny na działanie obciążeń wyjątkowych niż wewnętrzna przestrzeń stropodachu, nieusztywniona systemem tężników, wymagał zrealizowania analizy lokalnych i globalnych problemów stateczności. W wykonanych odkrywkach, stwierdzono iż powierzchnie elementów stalowych zostały skutecznie zabezpieczone pod względem antykorozyjnym, bowiem po usunięciu wszystkich warstw powłok malarskich na powierzchni metalu nie stwierdzono procesów korozji, które mogłyby wpływać destrukcyjnie na stan odbudowywanego obiektu.



Rys. 6. Przykłady połączeń elementów konstrukcji stalowej hali sportowej

Przeprowadzono również badania górnych, nieomurowanych partii słupów i stref węzłów ram. Powierzchnie stalowych słupów i rygli poddano ocenie w aspekcie konieczności projektowania nowych zabezpieczeń ogniochronnych. Z uwagi na fakt, iż efektywność zrealizowanych zabezpieczeń okazała się poprawna, uzasadnione było przywrócenie tej formy zabezpieczenia elementów stalowych, poprzez ponowne użycie zestawu farb pęczniących. Stan powłok ochronnych zidentyfikowano na podstawie wytycznych określonych w normie PN-88/B-01808 *Antykorozyjne zabezpieczenia w budownictwie. Zasady określania uszkodzeń powłok zabezpieczających konstrukcje stalowe i żelbetowe*.

Kolejnym istotnym aspektem procesu oceny stanu degradacji stalowej konstrukcji hali sportowej była weryfikacja rzeczywistego stadium odkształceń podstawowych elementów konstrukcji przekrycia, a więc dźwigarów blachownicowych oraz płatwi. Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności przeprowadzono doświadczalną metodą poprzez oszacowanie rzeczywistego poziomu ugięć.

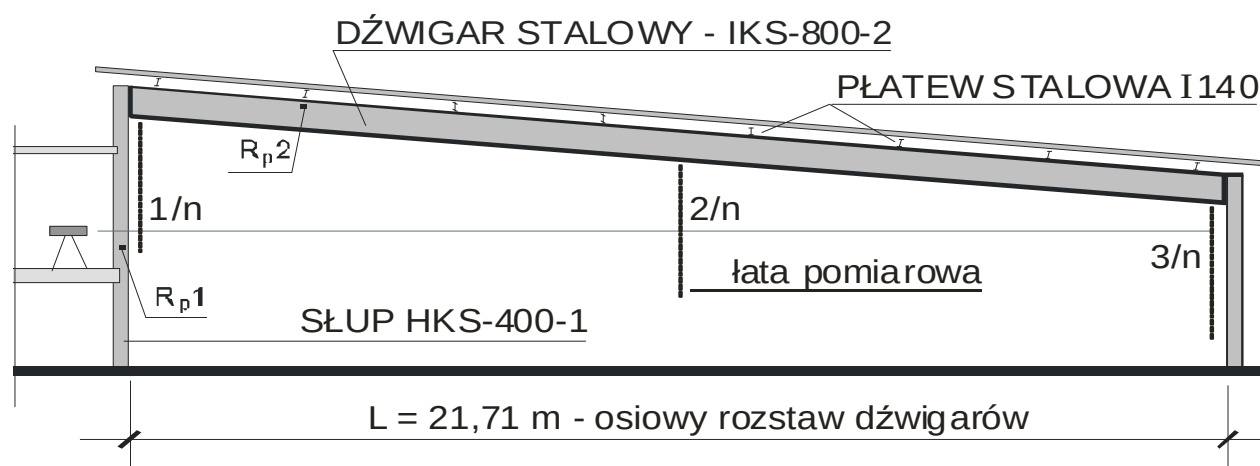
5. Identyfikacja stanu przemieszczeń dachowych elementów konstrukcyjnych

Na podstawie zrealizowanych pomiarów niwelacyjnych określono przemieszczenia rozciąganych pasów dolnych dźwigarów blachownicowych IKS-800-2 oraz płatwi

wykonanych z dwuteowych profili walcowanych o wysokości 140 i 160 mm. Precyzyjne określenie wartości odkształceń dźwigarów ukształtowanych z pochyleniem 10%, wymagało dokonania kilkakrotnych odczytów geodezyjnych z czterech stanowisk niwelacyjnych. Pomiary zrealizowano dla wszystkich dźwigarów wbudowanych w konstrukcję dachu nad salą sportową oraz kilkunastu płatwi zlokalizowanych bezpośrednio w strefie działania wysokiej temperatury. W trakcie przeprowadzania badań konstrukcja dachu nie była obciążona warstwą śniegu. W celu określenia całkowitej wartości odkształceń badanych elementów, obciążonych zgodnie z założeniami projektowymi i normowymi, przyjęto współczynnik uwzględniający wpływ dodatkowych obciążeń o wartościach charakterystycznych.

Rzeczywiste wartości ugięć, określone doświadczalnie, porównano z wartościami granicznymi dla dźwigara $a_{(gr)d} = 87$ mm oraz $a_{(gr)p} = 40$ mm dla płatwi. W efekcie przeprowadzonych badań potwierdzono, iż w warunkach zaistniałego pożaru nie nastąpiły odkształcenia skutkujące koniecznością wyeliminowania i rozbiórką konstrukcji nośnej ram.

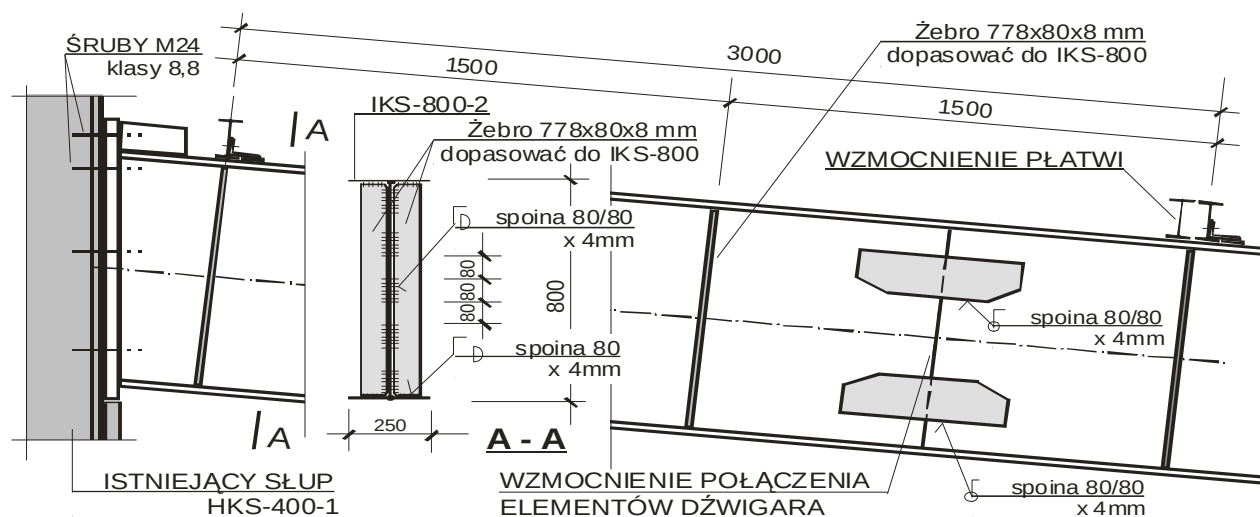
Wyniki pomiarów przemieszczeń rygli ram oraz płatwi dokumentują także liniową zmianę naprężeń i odkształceń stali w formie wynikającej z zależności określanej mianem prawa Hooke'a. Szczegóły realizacji badań zilustrowano na rys. 7, a wyniki pomiarów przemieszczeń dźwigarów i płatwi opracowano i przedstawiono w tab. 1.



Rys. 7. Schemat stanowiska pomiarowego

Tab. 1. Wyniki badań przemieszczeń dolnych stref dźwigarów i płatwi stalowych, spowodowanych działaniem pożaru

Blachownicowe dźwigary stalowe - Lo = 21,71 m																			
Numer dźwigara	nr 1			nr 2			nr 3			nr 4			nr 5			nr 6		Ugięcie graniczne	
Punkty pomiarowe	1/n	2/n	3/n	4/n	5/n	6/n	7/n	8/n	9/n	10/n	11/n	12/n	13/n	14/n	15/n	16/n	17/n		
Ugięcie [mm]	62,7			68,0			85,0			30,0			35,0			38,0			87,0
Płatwie stalowe - Lo = 6,0 m																			
Numer płatwi	nr 1			nr 2			nr 3			nr 4			nr 5			nr 6		Ugięcie graniczne	
Punkty pomiarowe	19/n	20/n	21/n	22/n	23/n	24/n	25/n	26/n	27/n	28/n	29/n	30/n	31/n	32/n	33/n	34/n	35/n		
Ugięcie [mm]	24,0			28,0			18,0			26,0			28,0			23,0			40,0



Rys. 8. Koncepcja konstrukcji wzmocnienia stalowej konstrukcji przekrycia dachowego

Przydatność elementów przekrycia do etapu rekonstrukcji oceniono na podstawie nierówności określonych w normie PN-90/B-03200 Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie, przyjmując do obliczeń projektowane wartości naprężeń granicznych. Sprawdzono nośność płatwi uwzględniając wpływ destrukcyjnych procesów spowodowanych pożarem na efekt stateczności lokalnej oraz fakt, iż wszelkiego typu blachy o grubości około 0,5 mm, łączone lokalnie z elementami nośnymi, nie stanowią w stadium działania wysokich temperatur, zabezpieczenia przed utratą stateczności. Uzasadniono konieczność wzmocnienia płatwi i opracowano koncepcję realizacji wzmocnień (rys. 8).

Przeprowadzono ocenę stanu naprężeń w ryglach ram z uwzględnieniem procesów spawania czołowego i projektowania rygli ram z trzech elementów. Procesom kontrolnym poddano naprężenia w zrealizowanych spoinach uwzględniając ich klasę i warunki użytkowania.

Stwierdzono, iż warunkiem zapewnienia globalnej stateczności dźwigarów było zastosowanie elementów wzmacniających połączenia czołowe oraz wykonanie usztywnień w formie poprzecznych żebrowo-środków, co pozwoliło na wyeliminowanie możliwości wystąpienia efektów uplastycznienia stref elementów zrealizowanych ze stali niestopowej znaku St3S.

6. Podsumowanie

Określenie stanu oraz identyfikacja parametrów materiałowych konstrukcji zniszczonej w efekcie pożaru i akcji gaśniczej jest procesem złożonym a formułowane wnioski są niejednokrotnie obarczone możliwością popełnienia błędu, którego konsekwencje mogą skutkować zagrożeniem bezpiecznej eksploatacji obiektu budowlanego. Pomocne w takich aspektach są metody naukowe. Autorzy pracy do oceny stanu stalowej konstrukcji wykorzystali metodę precyzyjnej niwelacji stanu odkształceń, wnioskując na podstawie przeprowadzonych badań o możliwości dalszej eksploatacji konstrukcji i sposobie jej wzmocnienia.

W procesie badawczym identyfikuje się stan zagrożenia i formułuje sposób zabezpieczeń lecz pomimo rzetelnego sposobu realizacji pomiarów i badań nie istnieje realna możliwość dostępu do wszystkich uszkodzonych fragmentów konstrukcji. Dlatego w sytuacjach niejednoznacznych, należy na bieżąco rozwiązywać problemy wykorzystując wszystkich uczestników procesu rekonstrukcji.

Literatura

- Rękas A. (2009). Przeciwdziałanie poważnym awariom przemysłowym. *Magazyn w akcji*, 5/2009.
- Sauć E., Bernaś M., Łukomski M. (2008). Odporność ogniowa warstwowych przekryć dachowych. *Materiały budowlane*, 10/2008.
- Słówek G., Szumigala M. (2005). Awaria hali handlowej spowodowana pożarem w: materiały XXII. Konferencji naukowo-badawczej „Awary budowlane” Szczecin-Międzyzdroje 2005, 763-770.
- Instrukcja nr 400 (2004). Zabezpieczanie przed korozją stalowych konstrukcji budowlanych za pomocą powłok malarskich. *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa 2004.

THE FEATURES IDENTIFICATION OF STEEL ROOF STRUCTURE LOADED OF FIRE TEMPERATURE

Abstract: Problem of exploitation of multifunctional sport building, using special and modern ventilation devices is presented in the paper. Unproper exploitation of modern ventilation devices was the main cause of fire and then damage of some structural parts of the multifunctional sport hall. Results of fire and rescue action according to structural elements was presented. The reinforcement way of the structural elements and conditions for safe exploitation recapitulated the paper.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji projektu badawczego statutowego S/WBiŚ/3/09

STANY ZAGROŻENIA ZEWNĘTRZNYCH ŚCIAN WARSTWOWYCH. KSZTAŁTOWANIE ROZWIĄZAŃ PROTOTYPOWYCH

Janusz KRENTOWSKI*, Rościław TRIBIŁŁO

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono problemy związane ze zmniejszeniem trwałości ścian osłonowych w wielkopłytowych budynkach mieszkalnych systemu Wk-70. Degradacja stanu wieszaków stalowych łączących betonowe warstwy ścian zewnętrznych powoduje zagrożenie bezpieczeństwa użytkowników. Przedstawiono koncepcję prototypowego wzmocnienia ścian osłonowych znajdujących się w stanie awaryjnym. Wskazano na praktyczne aspekty diagnostyki warstwowych ścian osłonowych.

Słowa kluczowe: warstwowe ściany osłonowe, rozwiązania prototypowe, trwałość, wzmocnienie.

1. Wstęp

Zewnętrzne ściany osłonowe stosowane w typowych systemach prefabrykowanych budownictwa mieszkaniowego u schyłku XX wieku kształtowano z betonowej warstwy konstrukcyjnej, izolacji cieplnej ze styropianu lub wełny mineralnej o zmiennych grubościach oraz warstwy betonu fakturowego.

Warstwy izolacyjne oraz warstwy fakturowe mocowano do płyt konstrukcyjnych za pośrednictwem łączników określanych terminem „wieszaki”, co jest adekwatne do rzeczywistego, jednoosiowego stanu naprężeń w tych prętach. O trwałości tak ukształtowanej przegrody zewnętrznej decyduje skuteczność realizacji połączenia warstw betonowych

2. Analiza stanu warstwowych ścian systemu Wk-70

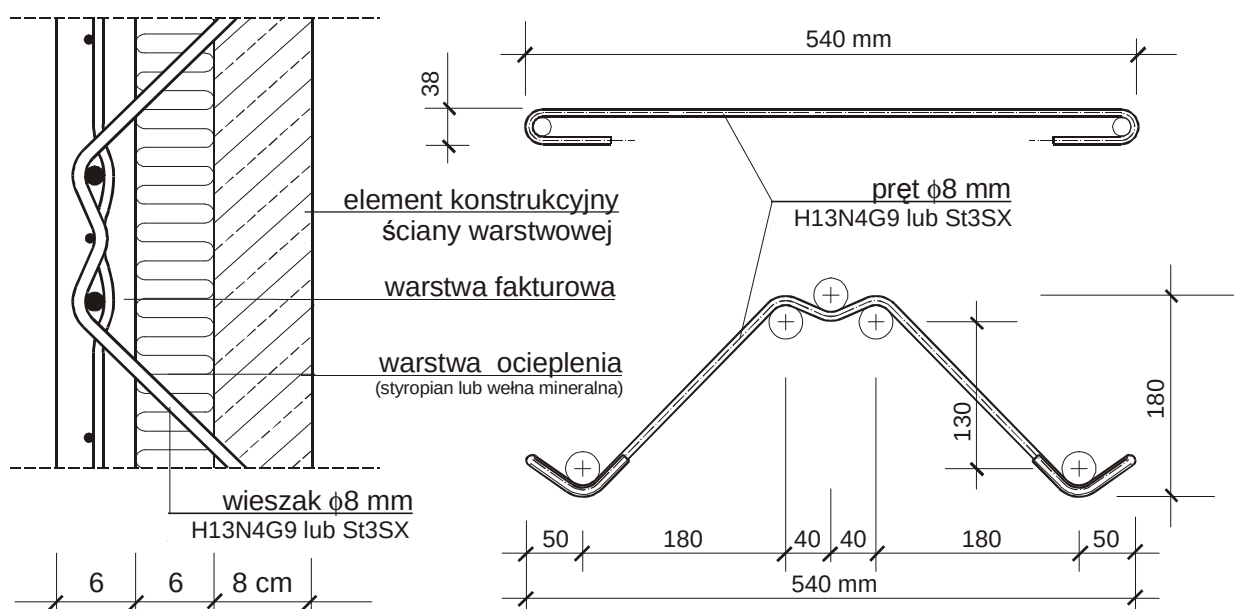
Badania stanu technicznego budynków zlokalizowanych na jednym z dużych osiedli mieszkaniowych, zrealizowanych w technologii wielkopłytowej systemu Wk-70, przeprowadzono po 25 latach eksploatacji, przed planowaną przez użytkownika termorenowacją obiektu (Instrukcja ITB nr 361, 1999).

W systemie Wk-70 grubości warstwy fakturowej i ocieplenia są jednakowe i wynoszą 6 cm. Grubość warstwy konstrukcyjnej w elementach ścian szczytowych jest równa 15 cm ale w płytach osłonowych ścian podłużnych tylko 8 cm (rys. 1). Z uwagi na bezpieczeństwo osób znajdujących się w strefie obiektów istotna jest stabilność warstwy fakturowej, podlegającej bezpośredniemu oddziaływaniu czynników atmosferycz-

nych oraz stan i nośność łączników metalowych, nie mających ochrony przeciwkorozyjnej w strefie przejścia przez izolację termiczną.

Warstwa fakturowa jest zbrojona siatką stalową z prętów $\varnothing 3$ lub $\varnothing 4,5$ mm, ze stali klasy A-I, o oczkach 20×20 cm. W celu zabezpieczenia przed korozją siatka powinna być otulona betonem o grubości co najmniej 2,5 cm. W początkowym okresie stosowania systemów wielkopłytowych nie określano jednoznacznie rodzaju stali przeznaczonej na wieszaki. W latach 80-tych, w wyniku badań przeprowadzonych w Instytucie Techniki Budowlanej, zalecono realizację wieszaków ze stali H13N4G9. W praktyce stosowano łączniki wykonywane ze stali znaku St3SX, a na podstawie odkrywek w niektórych badanych elementach stwierdzono występowanie prętów ocynkowanych ze stali St0S (Instrukcja ITB nr 360, 1999). Wieszaki usytuowane są niekorzystnie, tak iż po montażu elementu nie ma możliwości ich konserwacji lub wymiany. Są one częściowo zabetonowane w warstwie fakturowej i konstrukcyjnej a środkowa część wieszaka znajduje się w warstwie ocieplenia. W niesprzyjających warunkach, głównie środowiska atmosferycznego oraz stanu zawilgocenia izolacji termicznej stal ulega korozji w stadium sprzyjającym rozwojowi zjawisk elektrochemicznych. W miejscach lokalnych ubytków inicjowane są procesy ługowania. W środowisku agresywnym budynków usytuowanych w okęgach przemysłowych, w przypadku nieszczelności warstwy

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.krentowski@pb.edu.pl



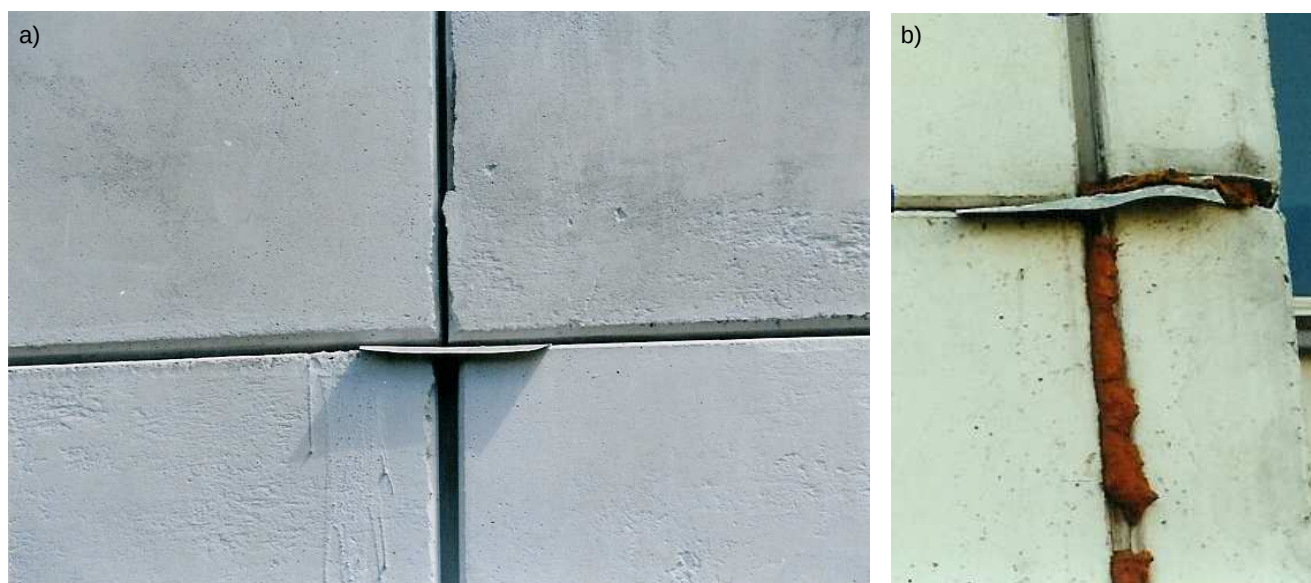
Rys. 1. Konstrukcja prefabrykowanego elementu warstwowego

fakturowej do przestrzeni izolacyjnej przedostają się wody opadowe zawierające rozpuszczone substancje przyspieszające procesy korozji.

W trakcie badań przeprowadzonych przez autorów pracy potwierdzano, że do wykonania łączników wykorzystywano niewłaściwe klasy stali, a wieszaki realizowane ze stali nierdzewnej lecz zbyt kruchej, również nie spełniają założonych wymagań. Stwierdzano błędy w rozmieszczeniu, liczbie i średnicach zastosowanych wieszaków. Analogiczne zjawiska potwierdzano w pracach (Runkiewicz, 2002; Ściślewski, 1989). Na powierzchni warstwy fakturowej inwentaryzowano spękania, umożliwiające penetrację wody opadowej w głąb konstrukcji ściany i niekiedy przenikającej do wnętrza pomieszczeń mieszkalnych. Procesowi zawilgocenia sprzyjały zjawiska uszkodzenia krawędzi płyt prefabrykowanych w strefach złączy

pionowych i poziomych. Próby wypełniania szczelin materiałami odształkalnymi i tworzywami takimi jak pianka poliuretanowa nie poprawiały stanu technicznego i bezpieczeństwa, ponieważ eliminowały niezbędne procesy wentylowania przestrzeni w złączach (rys. 2a i b).

Dodatkowo stwierdzono, że grubość betonu w warstwach elewacyjnych niejednokrotnie przekraczała wartości systemowe zwiększając ciężar, z jednoczesnym zmniejszeniem grubości warstwy izolacji termicznej. Efektem tego jest zmniejszenie izolacyjności termicznej przegrody oraz zwiększenie naprężeń w wieszakach, spowodowane większym obciążeniem ciężarem warstwy fakturowej oraz odkształceniami termicznymi płyty elewacyjnej narażonej na bezpośrednie działanie czynników atmosferycznych i obciążenia temperaturą (Woyzbun i Wójtowicz, 2002).



Rys. 2. Przykłady połączeń elementów ścian zewnętrznych: a) mechaniczne uszkodzenia krawędzi płyt prefabrykowanych, b) próba wadliwej naprawy złącza poprzez wypełnienie szczeliny pianką poliuretanową

3. Kształtowanie i badania prototypowych rozwiązań konstrukcji wzmacniających

Celem analizy bezpieczeństwa eksploatacyjnego elementów ścian warstwowych sformułowano oryginalną koncepcję ich zespolenia, bez ingerencji do wnętrza budynku. W wyniku oceny stanu rzeczywistego istniejących przegród uznano, iż stadium bezpiecznej eksploatacji można zapewnić za pomocą dodatkowych elementów mocujących, którymi powinny być stalowe łączniki kotwione zarówno w warstwie fakturowej jak i konstrukcyjnej (Konieczny, 2002).

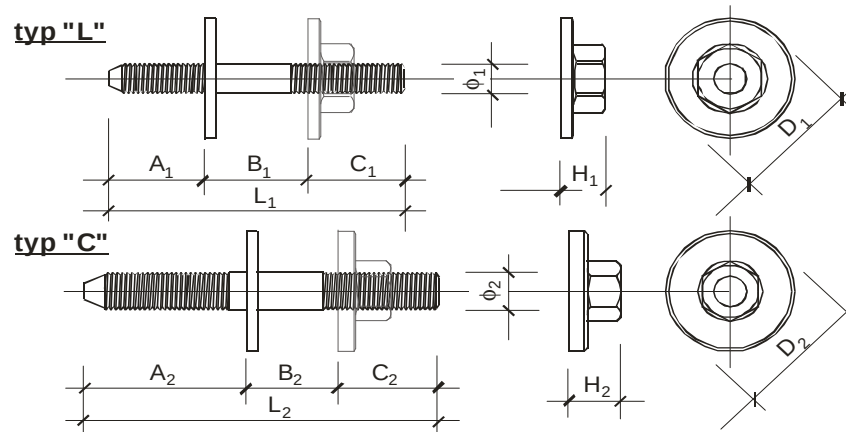
W efekcie prac nad konstrukcją elementów prototypowych, do badań wytypowano dwa rodzaje indywidualnych kotwi, przystosowanych do wzmocnienia szczytowych i podłużnych ścian zewnętrznych. Na etapie kształtowania łączników analizowano rozkłady naprężeń docisku w trzpieniu oraz w strefie mocowania prętów w płytach warstwowych o małych grubościach oraz o wytrzymałościach odpowiadających klasom B15 (C12/15) i B20 (C16/20), z których realizowano elementy ścian osłonowych. W trakcie badań zwiększano sukcesywnie powierzchnie docisku poprzez wprowadzenie pierścieni oporowych o średnicach oznaczonych na rys. 3 jako D1 i D2. Ostatecznym efektem prac studialnych i badań elementów prototypowych było

skonstruowanie nieodkształcalnych łączników o odpowiedniej sztywności i wytrzymałości a dodatkowo poprawnych pod względem montażowym.

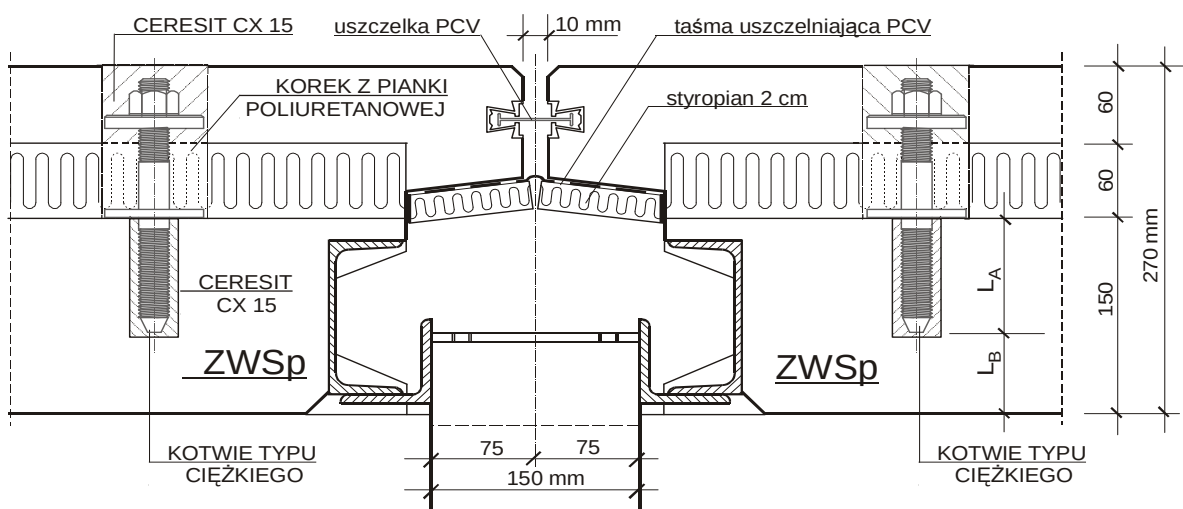
Problemem praktycznej realizacji montażu opracowanych oryginalnych kotew było wykonanie wszelkich robót bez ingerencji w wewnętrzne powierzchnie ścian w mieszkaniach użytkowników. Koszty remontów i potencjalnych odszkodowań za szkody byłyby duże w porównaniu do zysku z eksploatacji budynku poddanego pracom naprawczym. Ponadto prace zabezpieczające powierzchnie ścian zewnętrznych można byłoby realizować, pod warunkiem uzyskania dostępu do wszystkich lokali w budynku.

W wyniku przeprowadzonych prac studialnych nad zastosowaniem łączników typu „L” i typu „C” w skali laboratoryjnej i naturalnej, skonstruowano prototypy umożliwiające ocenę technologii i nośności konstrukcji zespolonej. Opracowano dwa oryginalne rozwiązania, odmiennie dla płyty ściany szczytowej, w której grubość warstwy konstrukcyjnej wynosi 15 cm, oznaczone symbolem „C” oraz dla elementów, z których zrealizowano podłużne ściany osłonowe, oznaczone symbolem „L”.

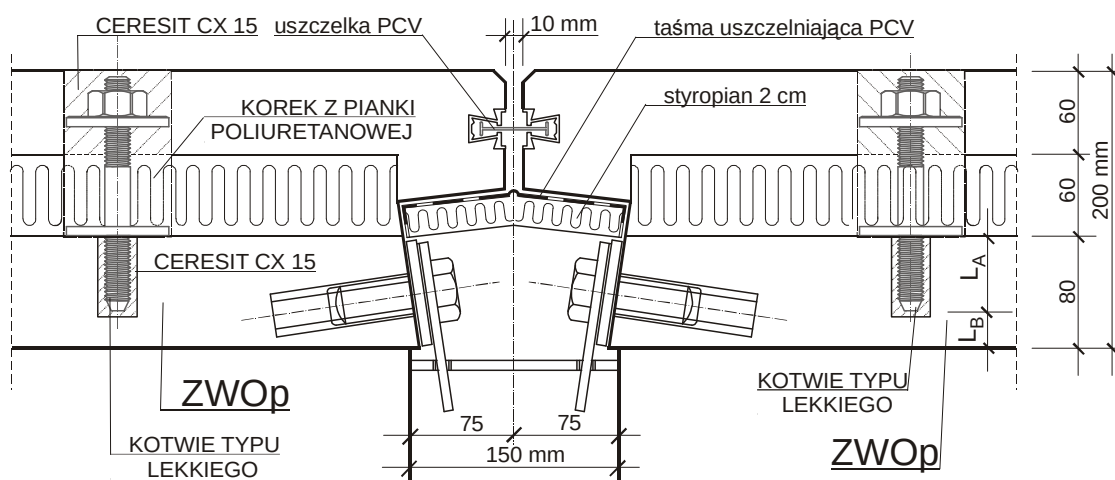
Sposób sytuowania łączników typu ciężkiego „C” i lekkiego „L” oraz technologię realizacji wzmocnienia ściany warstwowej ilustrują rys. 4 i 5.



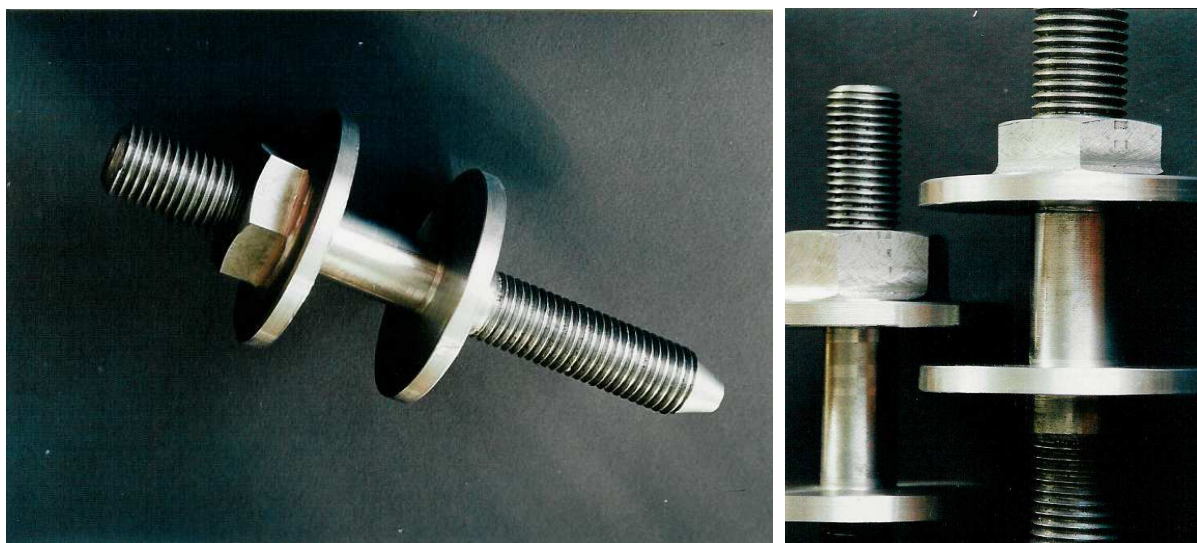
Rys. 3. Konstrukcja elementów wzmacniających połączenie warstw w prefabrykowanych płytach ściennych



Rys. 4. Konstrukcja wzmocnienia połączenia warstwy fakturowej ściany szczytowej



Rys. 5. Konstrukcja wzmocnienia połączenia warstwy fakturowej ściany osłonowej



Rys. 6. Kotwie typu „L” i „C”, zrealizowane do badań w skali naturalnej

Łączniki wykonano ze stali trudnordzewiejącej znaku 10HAVP, zastosowanie której można uznać za współczesny, zapobiegawczy środek techniczny wdrażany w celu wyeliminowania skutków korozji w okresie trwałości obiektu (rys. 6). Szczególne wymagania określono dla łączników typu „L”, mocowanych w warstwie konstrukcyjnej o grubości 8 cm. Na podstawie badań nieniszczących (Runkiewicz, 2005), potwierdzonych następnie wynikami badań laboratoryjnych (PN-EN 12390-3: 2002 *Badania betonu – Część 3: Wytrzymałość na ściskanie próbek do badania* i PN-EN 12504-1: 2002 *Badania betonu w konstrukcjach – Część 1: Odwierty rdzeniowe – Wycinanie, ocena i badanie wytrzymałości na ściskanie*) stwierdzono, że gwarantowana wytrzymałość betonu w kontrolowanych elementach konstrukcyjnych, jest podstawą kwalifikowania do klasy B20 (C16/20). Natomiast wytrzymałość betonu w warstwach fakturowych nie gwarantowała zachowania takiej klasy. W efekcie dostatecznie uzasadnionych wyników badań betonowe elementy fakturowe zakwalifikowano do klasy B15 (C12/15).

Przed opracowaniem techniki osadzania łączników, w warstwie fakturowej realizowano otwory o średnicy

ø80÷100 mm. W elementach konstrukcyjnych wiercono otwory o przekroju adekwatnym do średnic nagwintowanych prętów kotwiących. Po montażu i stabilizacji pierścieni oporowych w warstwach konstrukcyjnych, przestrzeń termoizolacyjną uzupełniano pianką poliuretanową i wykonywano korki betonowe z szybkowiążącej zaprawy cementowej o wytrzymałości odpowiadającej klasie B40, typu CERESIT CX 15. W efekcie prawidłowo zrealizowanych prac wzmocniających konstrukcja ściany prefabrykowanej zostanie przygotowana do wykonania termorenowacji obiektu jedną z metod dopuszczonych do stosowania na podstawie obowiązujących aprobat technicznych.

4. Praktyczne aspekty diagnostyki przegród warstwowych

Wskutek wad systemów prefabrykowanych budynków mieszkalnych i małej dbałości wykonawców o jakość robót konstrukcyjnych, po kilkunastu latach eksploatacji zewnętrzne ściany warstwowe generują stadium degradacji. Przyczyną występujących zagrożeń stały się procesy destrukcji stalowych elementów złączy.

Objawami, które mogą świadczyć o rozwoju zjawisk korozyjnych, a w konsekwencji zagrożeniu bezpieczeństwa eksploatacyjnego są:

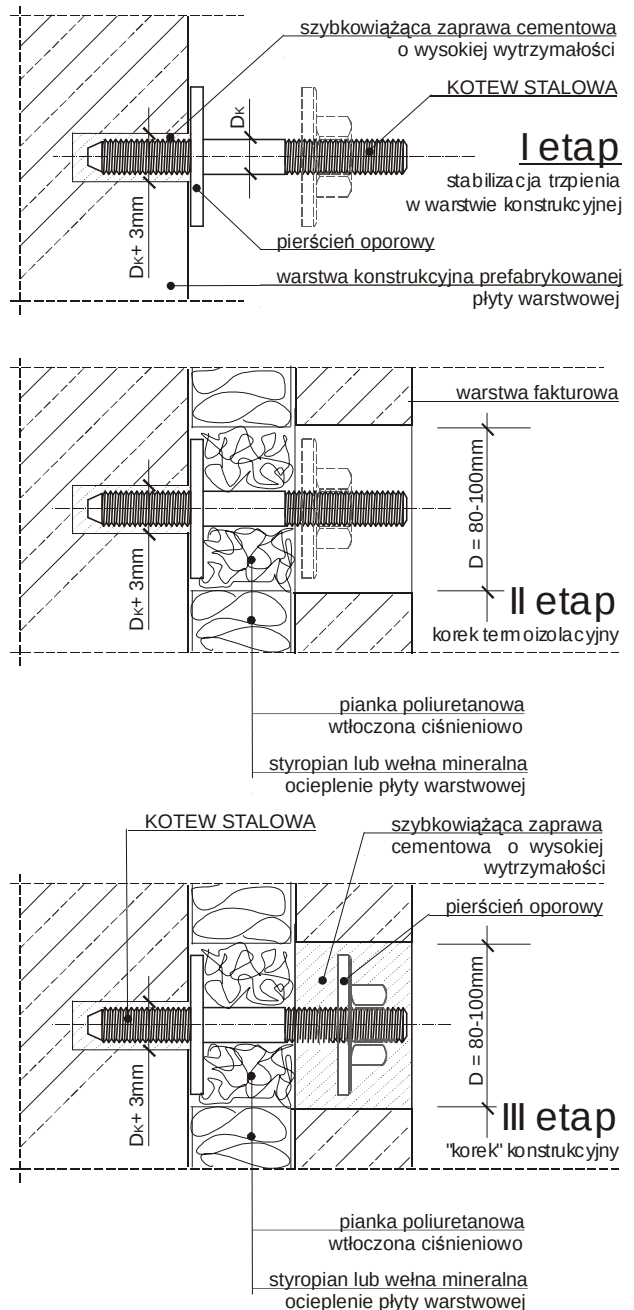
- przecieki przez warstwę elewacyjną, w strefach nadproży lub połączeń płyt;
- spękania i zarysowania betonu, rozszczelniające przegrody, spowodowane wadami zbrojenia warstw konstrukcyjnych i fakturowych oraz metod ich zespolenia;
- objawy zjawisk przemarzania, powodujących zmiany parametrów technologicznych i wytrzymałościowych materiałów przegród zewnętrznych;
- niedostateczna wytrzymałość betonu, szczególnie warstw zewnętrznych, wrażliwych ze względu na niewielką grubość i wymaganą szczelność.

Doraźne działania prewencyjne użytkowników obiektów powinny zmierzać w kierunku ochrony węzłów i połączeń elementów prefabrykowanych przed przeciekami, co pośrednio wpływa na eliminację zjawiska kondensacji pary wodnej i ochronę łączników przed korozją. Docieplanie budynków nie eliminuje wad konstrukcyjnych, a przy wadach technologicznych, może spowodować zwiększenie zagrożenia wskutek dodatkowego obciążenia.

5. Podsumowanie

Diagnostyka okresowa elewacji budynków narażonych na szkodliwe wpływy agresywnego środowiska atmosferycznego według Prawa budowlanego (Dz.U. nr 156 z 2006 r., poz. 1118), przeprowadzana co najmniej jedno lub dwukrotnie w ciągu roku, powinna w efekcie powodować decyzje i działania zmierzające do likwidacji stwierdzonych wad, ograniczenie procesów destrukcji oraz postępu degradacji elementów. Kompleksowa diagnostyka warstwowych elementów żelbetowych przeprowadzana jest w przypadku pojawienia się objawów wskazujących możliwość zagrożenia bezpieczeństwa (Dzierżewicz i Staropolski, 2010). Należy zrealizować wówczas dokładne badania wad i uszkodzeń elewacji wskazujących na możliwość wystąpienia warunków stymulujących degradację połączeń warstw w elementach ściennych (Drobiec i in., 2010). Niezbędne jest wykonanie badań, które pozwolą określić rzeczywiste wartości obciążeń wynikające z grubości warstw i zmiany relacji równowagi między elementami. Przed przystąpieniem do zabiegów eliminacji wad konstrukcyjnych i ewentualnej termorenowacji obiektu niezbędne jest określenie stosownej technologii mocowania dodatkowej warstwy izolacji termicznej i warstw elewacyjnych.

Opracowana przez autorów koncepcja wzmocnień łącznikami typu „L” i „C”, uwzględnia rozwiązania systemowe połączenia warstw elementów prefabrykowanych ścian oraz rzeczywisty stan bezpieczeństwa wadliwie montowanych obiektów. Koncepcja autorska znajduje się aktualnie w trakcie diagnostyki w skali rzeczywistej. Etapy realizacji prac wzmacniających zilustrowano na rys. 7.



Rys. 7. Etapy realizacji prac wzmacniających

Literatura

- Drobiec Ł., Jasiński R., Piekarczyk A. (2010). Diagnostyka konstrukcji żelbetowych. Metodologia, badania polowe, badania laboratoryjne betonu i stali. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2010.
- Dzierżewicz Z., Staropolski W. (2010). Systemy budownictwa wielkopłytowego. Przegląd rozwiązań materiałowych, technologicznych i konstrukcyjnych. Warszawa 2010.
- Konieczny K. (2002). Dodatkowe połączenia warstwy fakturowej z warstwą konstrukcyjną wielkopłytowych ścian zewnętrznych. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe – zeszyt 4. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2002.
- Runkiewicz L. (2005). Metody nieniszczące stosowane do oceny właściwości materiałów budowlanych w diagnostyce budowlanej. Inżynieria i Budownictwo, 9/2005.

- Runkiewicz L. (2002). Błędy i uszkodzenia w budownictwie wielkopłytowym. Błędy i uszkodzenia budowlane oraz ich usuwanie – WEKA Wydawnictwo Informacji Zawodowej, Warszawa 2002.
- Ściślewski Z. (1998). O trwałości łączników w ścianach warstwowych. *Inżynieria i Budownictwo*, 8/1998.
- Woyzbun I., Wojtowicz M. (2002). Metodyka oceny stanu technicznego wielkopłytowych warstwowych ścian zewnętrznych. Budynki wielkopłytowe – wymagania podstawowe – zeszyt 4. Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2002.
- Instrukcja nr 361 (1999). Zasady oceny bezpieczeństwa konstrukcji żelbetowych. *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa 1999.
- Instrukcja nr 360 (1999). Badania i ocena betonowych płyt warstwowych w budynkach mieszkalnych. *Instytut Techniki Budowlanej*, Warszawa 1999.
- Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane. DzU nr 156 z 2006 r., poz. 1118 (tekst jednolity z późniejszymi zmianami).

THE DANGER CONDITION OF OUTER LAYER WALLS. PROTOTYPE SOLUTIONS

Abstract: The problems connected with durability decreasing of outer layer walls in living buildings were presented. The degradation of steel elements connecting wall concrete layers causes danger in exploitation. The conceptions of modernizing works which make it possible to reinforce connections and safety exploit buildings were presented. The conclusion of the work indicate the practical aspect of diagnostics solution of layer outer walls in exploited buildings.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji projektu badawczego statutowego S/WBiIŚ/3/09

IDENTYFIKACJA MOMENTU PODPOROWEGO W BELCE CZĘŚCIOWO UTWIERDZONEJ

Jarosław MALESZA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono procedurę identyfikacji momentu podporowego w statycznie niewyznaczalnej, częściowo utwierdzonej belce żelbetowej. Belka jest ryglem ramy żelbetowej, której stopień zamocowania podlega zmianom pod wpływem kontynualnie narastającego obciążenia. Nadliczbową wielkością w belce jest moment zginający w utwierdzeniu. Niewiadomą tą wyznaczamy na podstawie identyfikacji ugięć teoretycznych i pomierzonych doświadczalnie w wybranych punktach elementu. Ugięcia teoretyczne obliczamy całkując numerycznie równanie krzywizny osi belki przy założeniu, że w procesie obciążania ujawniają się efekty nieliniowości fizycznej żelbetu. Efekty te ilościowo opisują: teoria zmian sztywności Muraszewa i wytyczne Eurokodu 2. Problem brzegowy, częściowego utwierdzenia belki, jest rozwiązywany procedurą iteracyjną właściwą problemowi początkowemu, z zastosowaniem schematu całkowania na przód o podwyższonej dokładności.

Słowa kluczowe: sztywność przekroju żelbetowego na zginanie, uogólnione prawo zginania belki żelbetowej, identyfikacja parametryczna.

1. Wprowadzenie

Podstawowym wymaganiem w procesie projektowania konstrukcji żelbetowych jest ustalenie najbardziej niekorzystnej kombinacji obciążeń oraz spełnienie warunków nośności i użyteczności. Wyznaczenie sił wewnętrznych odbywa się z reguły z wykorzystaniem metod analizy sprężystej. Układy statycznie niewyznaczalne wymagają określenia rozkładu sztywności przekrojów poprzecznych. Początkowa sztywność tych przekrojów jest wyznaczona ich geometrią, modułami odkształcenia materiałów, betonu i stali zbrojeniowej oraz rozmieszczeniem i wielkościami przekrojów zbrojenia głównego. Podczas wzrostu wyężenia konstrukcji żelbetowej początkowy rozkład sztywności podlega zmianom, które mają wpływ na siły wewnętrzne, w tym na wielkości nadliczbowe. Zależność sztywności przekrojów poprzecznych od ich wyężenia wyraża nieliniowość fizyczną żelbetu. Czynniki tej nieliniowości są niesprężyste właściwości betonu zarówno rozciąganego, jak i ściskanego. Zasadniczym czynnikiem są ograniczone zdolności odkształceniowe przy rozciąganiu, które wywołując rysy powodują silne, lokalne zmiany geometrii przekroju. Pomiędzy rysami kształtują się zwarte bloki, w których stan odkształceń i naprężeń nie odpowiada reakcji belkowej. Zarysowanie jest więc przyczyną nierównomiernych przestrzennie deformacji elementów żelbetowych. Zmieniająca się geometria przekroju zarysowanego powoduje degradację jego sztywności

w procesie obciążania. Intensywność tej degradacji na długości elementu różnicuje się. W konsekwencji żelbetowy element konstrukcyjny przekształca się w element o kontynualnie ewoluującym rozkładzie sztywności. W stadiach poprzedzających stan graniczny nośności ujawniają się właściwości nieliniowe betonu ściskanego, co również wpływa na zmiany sztywności elementu. Uplastycznienie stali zbrojeniowej redukuje sztywność w otoczeniu przekrojów krytycznych do zera. Tworzą się przeguby plastyczne. Konstrukcja żelbetowa zmniejsza swój stopień statycznej niewyznaczalności lub przekształca się w mechanizm.

W przypadku układów statycznie wyznaczalnych te właściwości żelbetu nie mają wpływu na rozkład sił wewnętrznych, a tylko decydują o wartościach ugięć elementów.

Zaniedbanie nieliniowości fizycznej żelbetu w analizie statycznej jest więc założeniem silnie upraszczającym problem. Wyznaczone siły wewnętrzne metodami analizy sprężystej są wprost proporcjonalne do obciążenia zewnętrznego. Przyjmowanie tego obciążenia na poziomie obliczeniowym nie pozwala określić rozkładu sił wewnętrznych w stadiach poprzedzających wyczerpanie nośności konstrukcji. Momenty zginające wyznaczone w krytycznych przekrojach przęsłowych i przywęzłowych zachowują stałe proporcje, niezależnie od intensywności wyężenia konstrukcji. Ma to wpływ na poprawność decyzji projektowych o rozmieszczeniu zbrojenia na odcinkach krytycznych.

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: j.malesza@kmb.pb.edu.pl

Efekty nieliniowego zachowania belek żelbetowych można uwzględnić poprzez analizy statyczne, w których uwzględnimy ewolucyjne zmiany sztywności wywołane narastającym obciążaniem. Możliwym sposobem ujęcia tych zmian jest założenie, że podstawą wyznaczenia ugięć elementu żelbetowego jest krzywizna odkształconej osi pręta.

$$k(x) = -\frac{d^2 y(x)}{dx^2} = \frac{M(x)}{B(x)} \quad (1)$$

Przejęcie $B(x) \equiv B(x, M)$ oznacza, że we wzorze (1) uwzględniono zarówno początkową niejednorodność rozkładu sztywności belki, jak również zmianę sztywności przekrojów poprzecznych spowodowaną momentem zginającym.

W literaturze znajdujemy propozycje będące próbą teoretycznego ujęcia zjawiska zmian sztywności w konstrukcjach z betonu. Większość metod zakłada, iż zależność między krzywizną k i momentem zginającym M można aproksymować pewną funkcją $M(k)$. Funkcja może mieć charakter kontynualnie krzywoliniowy (Kuczyński, 1971). Inną funkcją jest zależność odcinkowo-liniowa (Knauff, 1979). Zależność taka odzwierciedla silną zmianę sztywności po zarysowaniu przekroju, bez opisu postępującego defektu sztywności.

Przykładem koncepcji zmian sztywności z uwzględnieniem osłabienia przekroju na skutek zarysowania jest teoria Muraszewa (Muraszew, 1950) zaadaptowana do praktycznego stosowania w polskiej normie PN-84/B-03264 *Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie*. W teorii tej krzywizna odcinka między rysami jest obliczana na podstawie średnich odkształceń zbrojenia rozciąganego i skrajnego włókna ściskanego betonu. Odkształcenia te są uzależnione od odpowiednich wielkości występujących w przekroju zarysowanym. Sztywność przekrojów poprzecznych na odcinkach belki z momentami jednego znaku, ustala się przedziałami stałą, wyznaczaną dla przekroju ekstremalnie wyężonego.

Koncepcję dwufazową prezentuje również Eurokod 2, w której przy wystąpieniu zarysowania następuje skokowa zmiana sztywności.

Propozycję innych nieliniowych praw $M-k$ będących podstawą wyznaczania ugięć przedstawiono w pracy (Malesza, 2008).

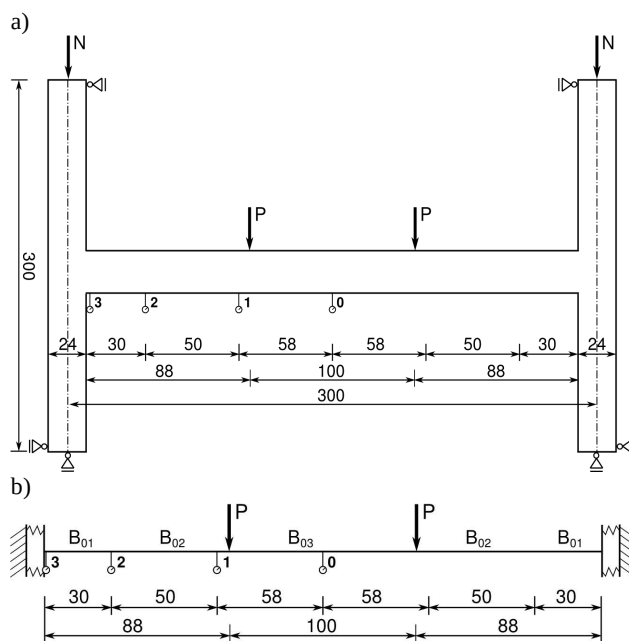
Związek pomiędzy sztywnością i krzywizną ugiętych elementów ma decydujące znaczenie w wyznaczaniu ugięć elementów. Ugięcia belek żelbetowych proponowano wyznaczać dla sztywności najbardziej wyężonego przekroju krytycznego belki swobodnie podpartej.

Celem pracy jest wyznaczenie ewolucji momentu podporowego na skutek kontynualnego defektu sztywności w statycznie niewyznaczalnej belce żelbetowej. Belkę stanowi rygiel ramy częściowo utwierdzony na podporach i poddany działaniu obciążania narastającego. Sposób częściowego utwierdzenia nie ma charakteru sprężystego. Stanowi zamocowanie, którego moduł sztywności nie jest określony i zależy od poziomu

obciążenia. Węzeł zamocowania wykazuje efekty zarysowań, które wpływają na rozkład momentów zginających w ryglu pod działaniem wzrastającego obciążenia. Uwzględnimy prawo fizyczne przekrojów zginanych według Muraszewa będące podstawą wyznaczania ugięć według PN-84/B-03264 i porównamy z rozwiązaniami proponowanymi w obecnie obowiązującej normie PN-EN 1992-1-1:2008 zgodnej z Eurokodem 2 *Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków*. Zadanie rozwiążemy wspomagając się wynikami doświadczenia przeprowadzonymi przez Bodzaka i Czwanianca (Bodzaka, 2001), którymi są deformacje belki: kąt obrotu w przekroju częściowego utwierdzenia oraz przemieszczenia wybranych punktów usytuowanych w przęśle.

2. Dane doświadczalne

Identyfikację momentów zginających przeprowadzono w oparciu o wyniki przemieszczeń rygla oraz kąta obrotu węzła ramy zamieszczone w pracy (Bodzaka, 2001). Zbadano monolityczną ramę żelbetową w kształcie litery H przedstawioną na rys. 1a. Do rygla ramy, o długości $l = 276$ cm, przyłożono dwie siły skupione. Obciążenie wzrastało od wartości 0 do 180 kN ze stałym krokiem równym około 10 kN. W słupach utrzymywano stałe obciążenie $N = 50$ kN.



Rys. 1. Badana monolityczna rama żelbetowa: a) Schemat ramy, b) schemat statyczny rygla, obciążenie i początkowy rozkład sztywności przyjęty w identyfikacji.

Rygiel ramy o przekroju 20×30 cm i rozpiętości 2,76 m był zbrojony w sposób właściwy dla rozkładu momentów z różnymi znakami: ujemnymi i dodatnimi. Wyróżniono w nim po trzy odcinki o zróżnicowanej sztywności, rozłożone symetrycznie względem środka belki. Sztywności poszczególnych odcinków oznaczono:

B_{01} , B_{02} i B_{03} (rys. 1b). Początkowy rozkład sztywności w przekrojach poprzecznych belki wynika z zastosowanego układu zbrojenia. Odcinki podporowe o długości 0,3 m są zbrojone dołem i górą symetrycznie, $A_{s1} = A_{s2} = 6,16 \text{ cm}^2$. Odcinki pośrednie o długościach 0,58 m mają zbrojenie dolne $A_{s1} = 8,17 \text{ cm}^2$ i górne $A_{s2} = 3,13 \text{ cm}^2$. Obejmują one odcinki belki, na których występuje zmiana znaku momentów. Odcinek przęsłowy o długości 1,0 m i zbrojeniu $A_{s1} = 8,17 \text{ cm}^2$, $A_{s2} = 2,26 \text{ cm}^2$ obejmuje środkową część belki. Zbrojenie poprzeczne stanowiły strzemiona o średnicy $\varnothing 8 \text{ mm}$ w rozstawie co 8 cm i co 24 cm. Rygiel wykonano z betonu, który miał wytrzymałość na ściskanie wyznaczoną z badań na kostkach $f_{c,cube} = 41,8 \text{ MPa}$. Pozostałe parametry betonu to: wytrzymałość średnia na ściskanie $f_c = 27,5 \text{ MPa}$, średnia wytrzymałość na rozciąganie $f_{ct} = 3,14 \text{ MPa}$ oraz średni moduł sprężystości podłużnej $E_{cm} = 23300 \text{ MPa}$.

W doświadczeniu rejestrowano przemieszczenia i odkształcenia wybranych punktów konstrukcji. Ugięcia rygla mierzono dwukrotnie, bezpośrednio po zwiększeniu obciążenia oraz przed kolejnym krokiem obciążenia. Ze względu na symetryczny rozkład zbrojenia w analizie uwzględniono ugięcia pomierzone w przekrojach: 0, 1, 2 oraz 3 (rys. 1 a i b).

Na wykresach przemieszczeń (rys. 2) zauważamy charakterystyczne dla żelbetu osłowności reakcji deformacyjnej.

Trójodcinkowy przebieg zmian najwyraźniej uwidacznia linia ilustrująca ugięcie środka belki pod narastającym obciążeniem. Etap sprężystych odkształceń fazy przed zarysowaniem występuje do obciążenia około 35 kN. W procesie identyfikacji nie sugerowano się wartością momentu rysującego uzyskaną w doświadczeniu. Moment ten został ustalony na podstawie wytycznych norm PN-84/B-03264 i PN-EN 1992-1-1:2008.

Analizę przeprowadza się w zakresie obciążeń eksploatacyjnych, do wartości $0,8P_{max} = 145 \text{ kN}$. Wykresy przebiegów ugięć w tym zakresie są ogólnie krzywoliniowe, bez gwałtownych przyrostów przemieszczeń.

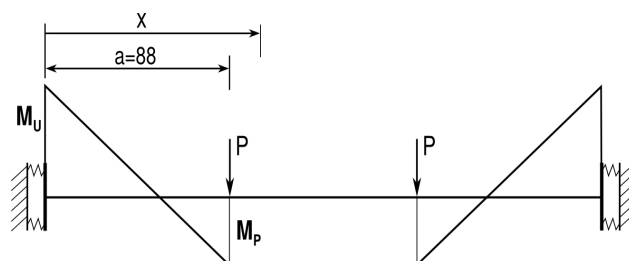
W fazie wyczerpywania nośności ($P > 145 \text{ kN}$)

uwidaczniają się efekty uplastycznienia zbrojenia. Nie prowadzą one do zniszczenia elementu ponieważ stal doznaje wzmocnienia plastycznego, a beton nie ulega zmięczeniu. Wzrost obciążenia notowano do wartości 180 kN. Badania zakończono, gdy przemieszczenia w środku rozpiętości przekroczyły 50 mm, a ostatni odczyt w stosunku do poprzedniego charakteryzował się 15% wzrostem ugięcia. Opis wyczerpania nośności nie jest tematem niniejszej pracy.

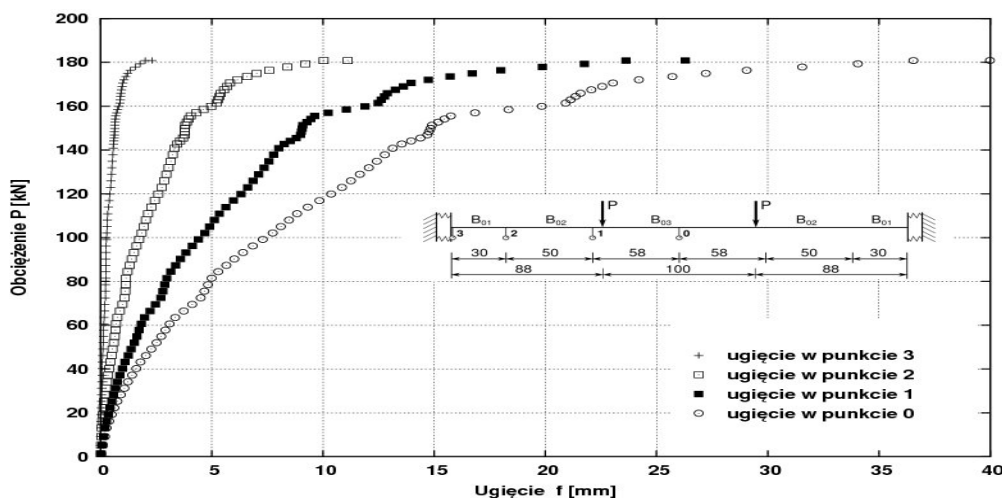
3. Numeryczny algorytm wyznaczania ugięć

W analizowanym przypadku belki obustronnie częściowo utwierdzonej, obciążonej dwiema siłami skupionymi, poszukuje się ugięć teoretycznych w środku rozpiętości. Wyznaczenie ugięć sprowadza się do dwukrotnego całkowania równania (1), przy założeniu odpowiednich warunków brzegowych.

W klasycznym utwierdzeniu powinniśmy przyjmować warunki brzegowe, dla których: $y(0) = y(l) = 0$ i $y'(0) = y'(l) = 0$. Badania doświadczalne pokazują, że w węzłach ramy występują deformacje związane zarówno z obrotem jak i przemieszczeniami. Utwierdzenie rygla staje się poprzez to częściowe, z zachowaniem układu sił wewnętrznych belki obustronnie zamocowanej. Zmodyfikujemy więc warunki brzegowe przyjmując: $y(0) = f_3$ i $y'(0) = \varphi_{eksp}$, $y(1/2l) = f_0$, gdzie f_0 i f_3 są pomierzonymi przemieszczeniami rygla w przekroju 0 i 3 (rys. 1), a φ_{eksp} jest kątem obrotu przekroju utwierdzenia uzyskany w doświadczeniu.



Rys. 3. Rozkład momentów zginających na długości rygla



Rys. 2. Przesunięcia osi rygla zmierzone w badaniach doświadczalnych

Rozkład momentów zginających na długości belki nie jest znany z uwagi na statyczną niewyznaczalność układu. Kształt wykresu momentów jest dwuliniowy (rys. 3), a równania momentów (2) są określone z dokładnością do wartości nadliczbowej – momentu utwierdzenia M_U .

$$M(x) = \begin{cases} M_U - P \cdot x, & \text{jeżeli } x \in \langle 0, a \rangle \\ M_U - P \cdot (x - a) = M_P = \text{const}, & \text{jeżeli } x \in \left\langle a, \frac{l}{2} \right\rangle \end{cases} \quad (2)$$

Wyznamy nadliczbową wartość M_U wykorzystując w iteracyjnym algorytmie sposób numerycznego całkowania równania (1). Dokonamy podziały osi belki na węzły z krokiem Δx . Krok całkowania Δx ustalono jako odpowiedni ułamek długości belki, na przykład $\Delta x = L/N$, gdzie $N = 1000$. Poszukiwaną linię ugięcia belki przedstawimy szeregiem Taylora. Ograniczając się do czterech początkowych wyrazów rozwinięcia uzyskujemy wzór całkowy

$$y(x + \Delta x) = y(x) + y'(x) \cdot \Delta x + y''(x) \cdot \frac{(\Delta x)^2}{2!} + y'''(x) \cdot \frac{(\Delta x)^3}{3!} \quad (3)$$

Drugą i trzecią pochodną funkcji ugięcia wyznacza się na podstawie sił wewnętrznych. Określamy $y''(x) = M(x)/B_i$, gdzie $M(x)$ jest momentem zginającym w bieżącym przekroju, a B_i odpowiadająca mu sztywnością na odcinku 1, 2 lub 3. Uwzględniamy wpływ sił poprzecznych, których rozkład na długości belki jest znany z uwagi na symetrię belki i obciążenia. Przyjmujemy, że $y'''(x) = T(x)/B_i$.

Całkowanie według (3) będziemy wykonywać z jednoczesnym wyborem wartości M_U odpowiedniej dla danego poziomu obciążenia. O poprawności wyboru M_U decyduje kryterium zgodności wartości ugięcia teoretycznego $y(1/2l)$ i wartości pomierzonej f_0 z założoną dokładnością. W procedurze całkowania ustalano sztywność przekroju poprzecznego w węzłach osi belki jako zależną od momentu zginającego $M_i = M(x_i)$. Wykorzystywano w tym celu zależność Muraszewa opisaną w PN-84/B-03264:

$$B(x) = \begin{cases} B_0 = E_{cm} \cdot J_0, & \text{gdy } M \leq M_{cr} \\ B_{II} = \frac{z_f \cdot h_0}{\frac{\psi_a}{E_a \cdot F_a} + \frac{0,9}{v \cdot E_b \cdot F_{bc}}} & \text{gdy } M > M_{cr} \end{cases} \quad (4)$$

gdzie

$$M_{cr} = \left[0,292 + 1,5 \cdot \frac{n}{b \cdot h} \cdot (A_{S1} + 0,1 \cdot A_{S2}) \right] \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ct} \quad (5)$$

We wzorze (5) przyjęto, że $f_{ct} = \bar{f}_{ct} = 3,14$ MPa. Ponadto analizy numeryczne przeprowadzono dla sztywności przekroju w fazie zarysowanej B_{II} opisanej w Eurokodzie 2 i przyjętej w aktualnej obowiązującej normie projektowania konstrukcji żelbetowych PN-EN 1992-1-1:2008

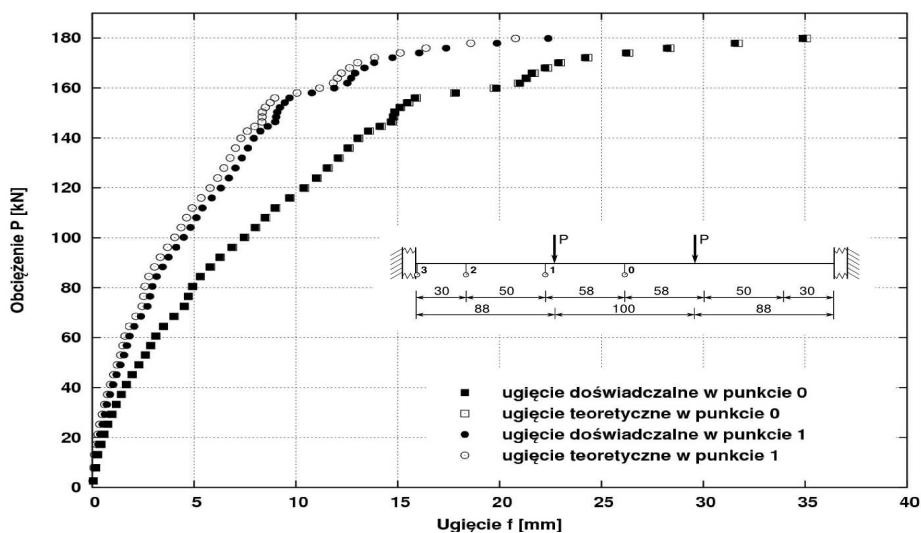
$$B_{II} = \frac{E_{cm} \cdot J_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \cdot \left(1 - \frac{J_{II}}{J_0} \right)} \quad (6)$$

W powyższym prawie (6) stosunek naprężeń σ_{sr}/σ_s zastąpiono ilorazem momentu wywołującego zarysowanie i poszukiwanej wartości momentu w najbardziej wyteżonym przekroju przywęzłowym M_{cr}/M_U i w przekroju przęsłowym M_{cr}/M_P , gdzie określono $M_{cr} = W \cdot \bar{f}_{ct}$. Wartości współczynników β_1 i β_2 przyjęto równe 1,0, uwzględniając, że belka jest zbrojona prętami uźebrowanymi i poddana obciążeniu doraźnemu.

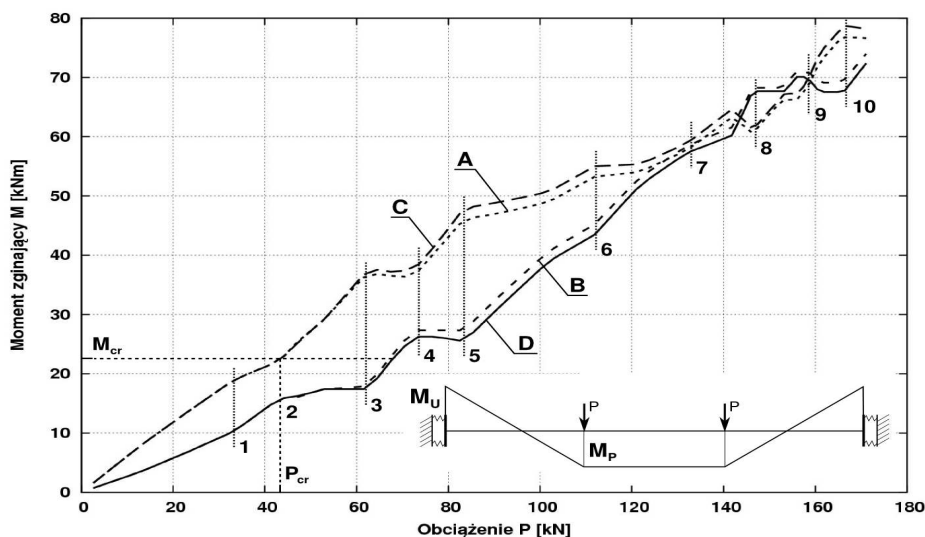
4. Wyniki numeryczne

Zależności obciążenie P – ugięcie f w punkcie środkowym: doświadczalne f_0 albo teoretyczne $y(1/2l)$ wykazują wysoki stopień zgodności (rys. 4). Świadczy to o poprawności prognozy teoretycznej na sztywność zginanego przekroju żelbetowego. Podstawowym parametrem, którym sterowano w celu uzyskania zgodności przemieszczeń był moment zginający w przekroju przywęzłowym M_U . Wartość ta określa moment przęsłowy $M_P = M_U - P \cdot (x - a)$. Przebieg zmienności obydwu momentów pokazano na rys. 5. Proporcjonalny, liniowy wzrost momentów obserwujemy do obciążenia około 42 kN. Jest to obciążenie, które w badaniach doświadczalnych wywołało pierwsze rysy na odcinku środkowym belki. Wartość obciążenia rysującego odpowiada momentowi rysującemu równemu około 23 kNm wyznaczonemu na podstawie zależności (5). Moment przęsłowy osiąga wartość momentu rysującego wcześniej niż moment w przekroju przywęzłowym, który jest silniej zbrojony. Pojawienie się zarysowania wywołuje ubytki sztywności i zaburzenie proporcjonalnej relacji analizowanych momentów.

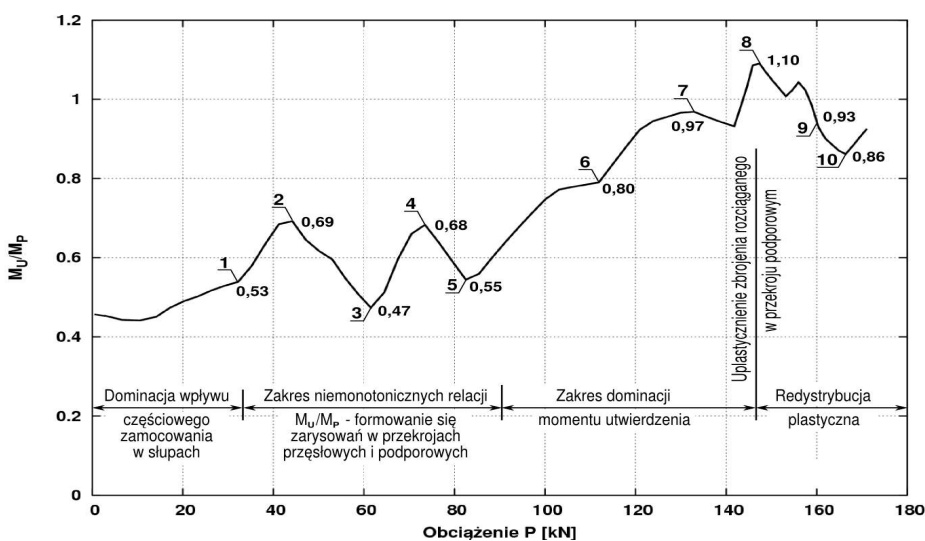
W celu analizy ścieżek zmian momentów w procesie obciążenia przedstawionych na rys. 5 zaznaczono pewne charakterystyczne punkty 1, 2, ... 10. W punktach tych wyznaczono iloraz wartości momentów podporowego do przęsłowego. Iloraz ten jest miarą sztywności częściowego zamocowania rygla w słupach ramy. Jego charakterystyczne wartości ilustruje rys. 6. Układają się one w linię łamaną, na której można wyodrębnić ewolucję częściowego zamocowania rygla. W zakresie do siły kończącej liniowo-sprężyste wyteżenie przekroju przęsłowego ($P = 32$ kN = $0,75 P_{cr}$) iloraz jest wartością stałą. Oznacza to, że rozdział momentu globalnego dla rygla $M_g = Pa$ na momenty podporowy i przęsłowy realizuje się proporcjonalnie. W zakresie obciążeń ($P = 32$ kN, $P = 93$ kN) pojawiają się efekty zarysowań przęsłowych i przypodorowych. Wzajemna relacja momentów w tych przekrojach jest nieustabilizowana.



Rys. 4. Ugięcia teoretyczne i doświadczalne w przekrojach rygla



Rys. 5. Przebieg zmienności momentu przęsłowego M_p i przywęzłowego M_U , przy założeniu zmian sztywności przekroju według Muraszewa i EC2:
 A – M_p , sztywność według Muraszewa, B – M_U , sztywność według Muraszewa,
 C – M_p , sztywność według EC2, D – M_U , sztywność według EC2

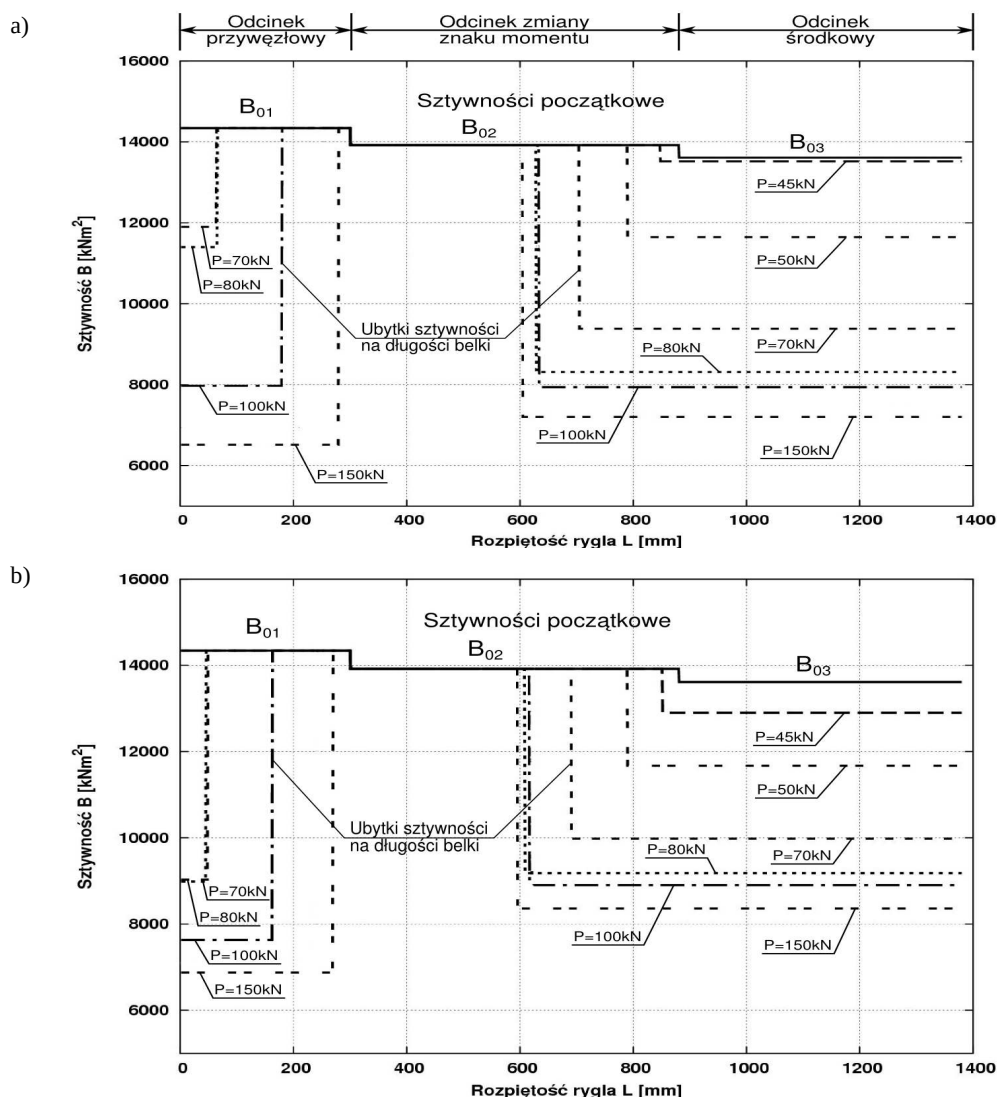


Rys. 6. Stosunek wartości momentu utwierdzenia do momentu przęsłowego

W przedziale obciążenia od 83 kN do 146 kN kontynualnie zwiększa się efektywność przekroju utwardzenia w przenoszeniu momentów zginających. Końcowa wartość obciążenia $P = 146$ kN odpowiada w przybliżeniu wartości momentu M_U , przy którym w przekroju podporowym ramię sił wynosi $z = d - a_2$. Siła w górnym zbrojeniu rozciągany jest wówczas równa sile uplastyczniającej na poziomie charakterystycznym, $Z_k = A_{s1} \cdot f_{yk} = 250$ kN. Stąd można wnioskować, że w dalszym procesie obciążania iloraz M_U/M_p będzie zmniejszał się – efektywniejszy w przejmowaniu momentu globalnego staje przekrój przęsłowy. Prognozę

tą potwierdza odcinek 8-10 linii łamanej na rys. 6. W dalszym procesie obciążania następuje faza wyczerpania nośności, w której pojawiają się najczęściej zjawiska towarzyszące uplastycznieniu zbrojenia rozciąganego.

Wyniki analizy numerycznej w aspekcie zmian sztywności w procesie obciążania są przedstawione na rys. 7. Z przestrzennego rozkładu tych zmian wynika, że koncentrują się one głównie na odcinkach przywęzłowym i przęsłowym. W doświadczeniu zarysowanie obu odcinków było bardzo intensywne. Były one rozdzielone niezarysowanym odcinkiem pośrednim.



Rys. 7. Ewolucja rozkładu sztywności na długości ryglu w różnych stadiach obciążania: a) według Muraszewa, b) według EC2

5. Wyniki końcowe

Badania doświadczalne dowodzą, iż utwardzenie ryglu w węźle ramy jest zamocowaniem, którego sztywność podlega zmianom wynikającym zarówno z obrotu węzła ramy jak również jego deformacji. W węźle tworzy się złożony układ naprężeń. Wyniki analizy wskazują, iż uwzględnienie częściowego utwardzenia, jest właściwym założeniem do wyznaczenia rozkładu

momentów zginających w oparciu o procedurę identyfikacyjną. Przyjęte kryterium zgodności ugięć teoretycznych i doświadczalnych było podstawą do wyznaczenia nadliczbowej siły wewnętrznej - momentu zginającego w przekroju utwardzenia - w analizowanym układzie statycznie niewyznaczalnym. Moment ten decyduje o rozkładzie momentów na długości całego elementu. Odcinek liniowych przyrostów momentów, świadczący o proporcjonalnej reakcji konstrukcji na

zadawane obciążenie, stanowi około 20% całego zakresu obciążeń. Cały proces obciążania można podzielić na fazy zróżnicowanych przyrostów obu sił wewnętrznych. Rezultaty analiz wskazują, że pomiędzy przekrojami przywęzłowymi i przęsłowymi zachodzi proces redystrybucji momentów zginających ale przedziałami nie jest on monotoniczny.

Ewolucja przestrzennych zmian sztywności na długości elementu świadczy o silnym zarysowaniu przekrojów poprzecznych w obszarze przyległym do węzła, jak i na odcinku środkowym rygla.

Uzyskana bardzo dobra zgodność przemieszczeń doświadczalnych i teoretycznych belki świadczy zarówno o poprawności teorii zginania żelbetu Muraszewa i EC2, jak również o poprawności zaproponowanego podejścia identyfikacyjnego do wyznaczenia sił wewnętrznych w belce statycznie niewyznaczalnej.

Literatura

- Bodzak P., Czkwianianc A. (2001). Doświadczalne badania monolitycznych ram żelbetowych – strefa skrajnego węzła. *Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych. Zeszyt nr 11, Politechnika Łódzka.*
- Knauff M. (1979). O obliczaniu przemieszczeń belek żelbetowych metodą dwóch prostych. *Wyd. Politechniki Warszawskiej, Zeszyty Naukowe. Budownictwo, z. 65.*
- Kuczyński W. (1971). Konstrukcje betonowe. Kontynualna teoria zginania. PWN Warszawa.
- Malesza J. (2008). Nieliniowe prawa M-k jako podstawa wyznaczania ugięć belek żelbetowych. *Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej. Budownictwo, z. 32, 103-114.*
- Muraszew W. J. (1950). Treszczynoutocziwost, żestkost i procznost żelezobetona. *Maszstroizdat, Warszawa.*

IDENTIFICATION OF SUPPORTING MOMENT IN SEMI-FIXED BEAM

Abstract: Paper presents procedure of supporting moment identification in the statically indeterminable, partly fixed reinforced concrete beam. Examined beam is a part of reinforced concrete frame, where rate of fixing is subjected variation under influence of continually increasing loading. Bending moment at the fixing end remains the unknown internal force in the beam. This unknown is determined on the basis of identification of theoretical and experimentally measured deflections in the selected sections of element. Theoretical deflections are computed numerically integrated curvature equation of the beam axis under assumption that effects of physical nonlinearity of reinforced concrete reveal in the process of loading.

These effects describes quantitatively the Murashev theory of stiffness changes. Boundary problem of partly fixed beam is solved applying iterative procedure characteristic the initial problem applying integration schema ahead with increased accuracy.

Artykuł powstał w ramach pracy badawczej statutowej S/WBIS/3/08 realizowanej w Politechnice Białostockiej

OCENA ZDOLNOŚCI WYROBÓW WAPIENNO-PIASKOWYCH DO PRZECIWSZTAWIANIA SIĘ WNIKANIU WODY

Vadim NIKITSIN, Beata BACKIEL-BRZOZOWSKA*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy zaproponowano zastosowanie współczynnika oporu penetracji wody M lub promienia ekwiwalentnego kapilary r_e do scharakteryzowania zdolności materiału do przeciwstawiania się wnikaniu wody. Opisano metodę wyznaczania tych wskaźników bazującą na wynikach eksperymentu, polegającego na monitorowaniu jednostkowego wchłaniania wody przez próbki materiału. Jako próbki zastosowano wyroby wapienno-piaskowe wyprodukowane w trzech przedsiębiorstwach. Przeprowadzono statystyczną analizę wpływu trzech jakościowych czynników charakteryzujących właściwości technologiczne przedsiębiorstw na wartość współczynnika M . Pokazano, że dane porozymetrii rtęciowej nie mogą być zastosowane do wyznaczania współczynnika M . Opisano procedurę wyznaczania średniego promienia kapilar z uwzględnieniem ich krętności.

Słowa kluczowe: wyroby wapienno-piaskowe, współczynnik oporu penetracji wody, analiza statystyczna.

1. Wprowadzenie

Mrozoodporność oraz inne charakterystyki trwałości porowatych materiałów ściennych eksploatowanych w warunkach intensywnego oddziaływania wilgoci w znacznym stopniu zależą od zdolności materiału do przeciwstawiania się procesowi wnikania wody. Własność ta, w pierwszej kolejności, zależy od objętości i charakteru przestrzeni porowej. Do opisanie skomplikowanej struktury porowatości tworzyw stosuje się zwykle metody porozymetryczne lub absorpcyjne oparte na założeniu, że przestrzeń porów składa się z kapilar walcowych. Przyjęty model nie opisuje złożonej struktury porowatości tworzyw, dlatego wyznaczane parametry mają charakter warunkowy, co uniemożliwia pełną ocenę właściwości kapilarnych materiału.

Uwzględniając stronę fizyczną zjawiska podciągania kapilarnego wilgoci zaproponowano w pracy zastosowanie współczynnika penetracji wody M lub promienia ekwiwalentnego kapilary r_e w celu scharakteryzowania zdolności materiału do przeciwstawiania się wnikaniu wody. Opisano metodę wyznaczania tych wskaźników, bazującą na wynikach eksperymentu polegającego na monitorowaniu jednostkowego wchłaniania wody przez próbki materiału. Jako próbki zastosowano wyroby wapienno-piaskowe wyprodukowane w trzech przedsiębiorstwach. Przeprowadzono analizę statystyczną wpływu trzech jakościowych czynników technologicznych na wartość współczynnika M . Pokazano, że dane porozymetrii rtęciowej nie powinny być stosowane do wyznaczania

współczynnika M . Opisano procedurę wyznaczania średniego promienia kapilar z uwzględnieniem ich krętności.

2. Opis fizyki zjawiska kapilarnego podciągania wody

Według podstawowej teorii kapilarnej proces wchłaniania wody w poziomej kapilarze cylindrycznej materiału hydrofilowego opisano zależnością pokazaną między innymi w pracach (Janz, 1997; Pogorzelski, 1987; Żygadło i Piasta, 1989)

$$\tau = \frac{2\eta}{r_o \sigma \cos \theta} x^2 \quad (1)$$

gdzie τ oznacza czas trwania procesu od momentu kontaktu kapilary z wodą, x oznacza drogę, którą front wody przebył w kapilarze w czasie τ , r_o jest promieniem kapilary, θ jest to napięcie powierzchniowe, η oznacza ką t zwilżania, oznacza lepkość dynamiczną wody. Zależność (1) bez dużych błędów można stosować w odniesieniu do kapilary pionowej, kiedy wysokość słupka wody x jest znacznie mniejsza od maksymalnej wysokości podciągania danej kapilary h_{max} . Ze wzoru (1) wynika, że czas oraz kwadrat wysokości są związane zależnością liniową, w której współczynnik proporcjonalności M charakteryzuje zdolność kapilary o promieniu r_o do przeciwstawiania się penetracji wody:

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: b.backiel@pb.edu.pl

$$M_o = \frac{2\eta}{r_o \sigma \cos \theta} \quad (2)$$

Opór rośnie przy wzroście lepkości dynamicznej wody i kąta zwilżania oraz przy spadku promienia kapilary i napięcia powierzchniowego.

Jak pokazuje praktyka w odniesieniu do tworzyw ceramicznych oraz do innych materiałów kapilarno-porowatych można, z pewnym przybliżeniem, stosować analogiczną zależność.

$$\tau = Mx^2 \quad (3)$$

w której x jest wysokością, do której front wody przeniknie w czasie τ od momentu kontaktu próbki materiału z wodą. W pracy (Janz, 1997) współczynnik proporcjonalności M nazwano „water penetration resistance”. W dalszej części pracy współczynnik M będzie więc nazywany współczynnikiem oporu penetracji wody. Łatwo założyć, że im wyższa jest wartość parametru M , tym większy jest opór wnikania agresywnych cieczy, co powinno skutkować wyższą odpornością korozyjną materiału.

Celowe jest, aby wartości współczynnika M określać eksperymentalnie. Istotą pracy doświadczalnej jest wyznaczenie chwili zakończenia procesu podciągania kapilarnego, w której front wody osiągnie górną powierzchnię próbki $x = h$. Najprostszym sposobem rozwiązania takiego zagadnienia jest monitorowanie masy wody wchłoniętej przez materiał w procesie podciągania kapilarnego od momentu zetknięcia próbki z wodą. Na podstawie wyników takiego doświadczenia można określić czas podciągania kapilarnego τ_c :

$$\tau_c = \left(\frac{w_c}{A} \right)^2 \quad (4)$$

gdzie w_c jest masą wody wchłoniętej przez próbkę suchego materiału o wysokości h i stałym przekroju poprzecznym w chwili zakończenia procesu podciągania kapilarnego, odniesioną do jednostki pola przekroju próbki w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku przepływu kapilarnego i A oznacza współczynnik sorpcji wody. Metody określania w_c oraz A przedstawiono między innymi w pracach (Janz, 1997; Nikitsin i in., 2005).

Po wyznaczeniu wartości τ_c można obliczyć wartość współczynnika M , który charakteryzuje opór jaki materiał stawia penetrującej wodzie:

$$M = \frac{\tau_c}{h^2} \quad (5)$$

Alternatywnym sposobem oceny zdolności materiału do przeciwstawiania się wnikaniu cieczy agresywnych jest wyznaczenie promienia ekwiwalentnego kapilary r_e . Przez to pojęcie należy rozumieć taki promień kapilary, przy którym kapilara oraz rzeczywisty materiał kapilarno-porowaty będą scharakteryzowane jednakowym oporem penetracji cieczy ($M_o = M$). W takim przypadku wzór (2) ma postać:

$$M = \frac{2\eta}{r_e \sigma \cos \theta} \quad (6)$$

Po przyjęciu wzoru (5) otrzymujemy równanie do wyznaczania średniego promienia ekwiwalentnego, uwzględniającego wszystkie własności materiału kapilarnego z punktu widzenia podciągania kapilarnego:

$$r_e = \frac{2\eta h^2}{\tau_c \sigma \cos \theta} \quad (7)$$

Za pomocą dobrze znanego parametru ξ , nazwanego krętnością kapilar, można pokazać, że średni promień ekwiwalentny jest znacznie mniejszy niż średni promień kapilary wyznaczony metodą porozymetryczną lub mikroskopową. Parametr ten wskazuje na to, ile razy droga l przebyta przez cząsteczkę wody w danym kierunku przekracza wysokość materiału w tym kierunku h :

$$\xi = \frac{l}{h} \quad (8)$$

Aby wyznaczyć krętność kapilar, można wykorzystać wzór przedstawiony w pracy (Afonin, 2000), który sformułowano na podstawie analogii pomiędzy procesami wymiany ciepła i pary wodnej (Lykov, 1961):

$$\xi = P \left\{ \frac{1}{2} + \sin \left[\frac{\arcsin(2P-1)}{3} \right] \right\}^{-2} \quad (9)$$

gdzie P jest porowatością otwartą. Ponieważ przez część porów otwartych woda w procesie kapilarnego podciągania nie przepływa, tak więc do wzoru (9) zamiast porowatości otwartej P należy wpisać porowatość aktywną Φ_a , która uwzględnia objętość porów zapełnianych w analizowanym procesie. Porowatość aktywną można wyznaczyć ze wzoru

$$\Phi_a = \frac{w_c}{\rho_w h} \quad (10)$$

w którym ρ_w jest gęstością wody. Po uwzględnieniu wzoru (4) równanie (10) przybiera postać:

$$\Phi_a = \frac{A \tau_c^{0,5}}{\rho_w h} \quad (11)$$

Teraz można określić wartość średniego promienia cylindrycznej kapilary r_k z uwzględnieniem jej krętności. W tym celu należy skorzystać ze wzoru (7), zastępując wysokość materiału h drogą cząsteczki wody l . Po uwzględnieniu wzorów (8) oraz (7) mamy:

$$r_k = \frac{2\eta h^2 \xi^2}{\tau_c \sigma \cos \theta} = \xi^2 r_e \quad (12)$$

Ze wzoru (12) wynika, że wzrost krętności kapilar powoduje znaczne zmniejszenie promienia ekwiwalentnego kapilary r_e , a więc powoduje również zwiększenie oporu penetracji wody w materiale.

3. Eksperyment i dyskusja jego wyników

Eksperyment miał umożliwić porównanie średnich wartości współczynnika oporu penetracji wody M , promienia ekwiwalentnego kapilary r_e oraz innych parametrów struktury porowatości wyrobów wapienno-piaskowych wyprodukowanych przy różnych kombinacjach czynników technologicznych. W badaniu, zgodnie z metodą zaproponowaną w pracach (Janz, 1997; Nikitsin i in., 2005), monitorowano zmianę masy wody wchłoniętej przez próbki materiału silikatowego w procesie jednokierunkowego podciągania kapilarnego. Badane próbki miały postać prostopadłościanów wyciętych z wyrobów silikatowych losowo wybranych w przedsiębiorstwach. Ze strony technologicznej próbki różniły się kontrolowanym poziomem trzech jakościowych czynników.

Jako czynnik A oznaczono trzy kolejne przedsiębiorstwa: A_1 , A_2 i A_3 . Czynnik B, czyli typ wyrobu silikatowego ustalono na dwóch poziomach: B_1 (cegła) i B_2 (płytki elewacyjna). Czynnik C, czyli typ dodatku barwiącego ustalono na trzech poziomach: C_1 (dodatek barwiący na niebiesko), C_2 (dodatek barwiący na czerwono) i C_3 (bez dodatku barwiącego).

Łącznie przygotowano sześć serii próbek różniących się kombinacją poziomu czynników technologicznych. Każda seria składała się z sześciu próbek, które miały praktycznie jednakowe wymiary, za wyjątkiem szóstej serii.

Rozpatrzone w eksperymencie kombinacje poziomów czynników zmiennych A, B i C (warunki wykonania prób) oraz uzyskane dla tych kombinacji wartości średnie pomiarów (średnia wysokość próbek h , czas podciągania kapilarnego τ_c) i wartości obliczonych parametrów (współczynnik oporu penetracji wody M , ekwiwalentny promień kapilary r_e , aktywna porowatość Φ_a , krętność kapilar ξ) pokazano w tabeli 1.

Z tabeli 1 widać, że współczynnik oporu penetracji wody M zmienia się w bardzo szerokim przedziale: $4,151 \cdot 10^6 - 16,87 \cdot 10^6$ s/m². Należy podkreślić, że według danych pracy (Nikitsin i Backiel-Brzozowska, 2008) próbki materiału ceramicznego wypalonego w temperaturze 850 i 1050°C charakteryzowały wartości współczynnika M zmieniające się w węższym przedziale: $5,953 \cdot 10^6 - 9,432 \cdot 10^6$ s/m². Sterując poziomem czynników technologicznych można więc zmieniać zdolność materiału silikatowego do przeciwstawiania się wnikaniu wody.

Analogiczne stwierdzenie można sformułować także w odniesieniu do wartości ekwiwalentnego promienia kapilary r_e obliczonego ze wzoru (7). W obliczeniach przyjęto wartości napięcia powierzchniowego wody σ i lepkości dynamicznej wody η odpowiadające temperaturze 20°C ($\sigma = 0,727$ N/m; $\eta = 0,001$ Pa·s), a kąt zwilżania przyjęto $\theta = 60^\circ$, na podstawie danych dla piasku kwarcowego i piaskowca zamieszczonych w pracy (Janz, 1997).

Po porównaniu wartości średnich porowatości aktywnej Φ_a (patrz tabl. 1) z wartością średnią porowatości otwartej wyznaczonej na podstawie badania nasiąkliwości próbek wyjaśniono, że objętość porów napełnianych wodą w procesie kapilarnego podciągania wody stanowi nawet 80÷88% objętości porów otwartych. Średnia wartość krętności kapilar zmienia się w przedziale 2,331÷2,441, który zawiera się w zakresie $1,5 < \xi < 2,5$ charakterystycznym dla większości materiałów budowlanych (Klem, 2005).

Na podstawie danych uzyskanych dla próbek pochodzących z pierwszego przedsiębiorstwa (czynnik A na poziomie A_1) mamy możliwość oceny wpływu czynnika B (rodzaju wyrobu) na poziomie B_1 i B_2 oraz wpływu czynnika C (typu dodatku barwiącego) na poziomach C_1 i C_2 na współczynnik oporu penetracji wody M . W tym celu zastosowano dwuczynnikową analizę wariancji, której wyniki przedstawiono w tablicy 2.

W tablicy 2 statystykę F_{emp} obliczono przez podzielenie średniego kwadratu dla czynników B i C oraz ich współdziałania przez średni kwadrat dla błędu. Średni kwadrat dla błędu $s_e^2 = 0,713$ charakteryzuje zróżnicowanie cechy M w rozkładzie empirycznym pierwszego przedsiębiorstwa. Dzieląc $\sqrt{s_e^2}$ przez średnią arytmetyczną z wyników obserwacji $\bar{M} = 5,969$ otrzymujemy jeszcze jeden często stosowany współczynnik zmienności będący miarą zróżnicowania względnego $R = \sqrt{0,713} / 5,969 = 0,141$. Weryfikację hipotezy o istotności czynników i ich współdziałaniu przeprowadzono za pomocą kryterium Fishera-Snedecora przy wybranym poziomie istotności α (Jóźwiak i Podgórski, 2001). Wartość krytyczna tego kryterium, przy najczęściej przyjmowanym poziomie istotności $\alpha = 0,05$ oraz przy stopniach swobody $\nu_1 = 1$ dla licznika i $\nu_2 = 20$ dla mianownika, wyniosła $F_{0,05;1;20} = 4,351$, natomiast przy $\alpha = 0,01$ $F_{0,01;1;20} = 8,096$. Ponieważ obliczona wartość statystyki F_{emp} pokazana w tab. 2 dla czynnika C i współdziałania BC przekracza wartość

Tab. 1. Warunki realizacji prób oraz ich wyniki

Nr próby	Czynniki A B C	h [cm]	τ_c [s]	$M \cdot 10^{-6}$ [s/m ²]	r_e [nm]	Φ_a –	ξ –
1	$A_1 B_1 C_1$	8,14	50344	7,615	7,41	0,2058	2,414
2	$A_1 B_1 C_2$	8,14	27480	4,151	13,44	0,2218	2,400
3	$A_1 B_2 C_1$	8,11	42444	6,448	8,54	0,1935	2,433
4	$A_1 B_2 C_2$	8,06	36750	5,662	9,72	0,1940	2,431
5	$A_2 B_1 C_3$	8,12	61959	9,412	5,86	0,1886	2,441
6	$A_3 B_1 C_1$	25,00	1054729	16,871	3,25	0,2600	2,331

Tab. 2. Dwuczynnikowa analiza wariancji z sześcioma obserwacjami w czterech kombinacjach poziomu czynników B i C

Źródło zmienności	Suma kwadratów	Stopnie swobody	Średni kwadrat	Statystyka F_{emp}
Czynnik B	0,177	1	0,177	0,248
Czynnik C	27,098	1	27,098	38,006
Współdziałanie BC	10,760	1	10,760	15,091
Błąd	14,259	20	0,713	
Razem	52,294	23		

krytyczną, mamy podstawę, aby stwierdzić, że na poziomie istotności $\alpha = 0,01$ (a tym bardziej na poziomie $\alpha = 0,05$) zarówno efekt główny czynnika C, jak i efekt współdziałania czynników B i C są statystycznie istotne, czego nie można potwierdzić w odniesieniu czynnika B

Na drugim etapie analizy wariancji wykonano porównanie średnich wartości współczynnika M dla wszystkich poziomów czynników B i C za pomocą procedury Duncana (Ahnazarova i Kafarov, 1985). Liczba porównanych par średnich wyniosła $\alpha = 4$. Zgodnie z procedurą Duncana wyznaczono najmniejszą istotną różnicę:

$$NIR^D = t_{\alpha, \nu, k}^D s_{\overline{M}} \quad (13)$$

gdzie $t_{\alpha, \nu, k}^D$ jest wartością krytyczną wielokrotnego testu Duncana, dla wybranego poziomu istotności α , stopni swobody ν dla błędu s_e^2 i liczby k ($2 \leq k \leq a$), określonej jako różnica kolejnych numerów dwóch porównywanych średnich w szeregu wszystkich średnich a , zapisanych w szereg rosnący plus jeden; $s_{\overline{M}} = \sqrt{2s_e^2/n}$ to odchylenie standardowe dla różnicy średnich.

W rozpatrywanym przypadku $s_{\overline{M}} = \sqrt{2 \cdot 0,713/6} = 0,488$. Zapiszmy wartości $\overline{M}$ (patrz tabl. 1 dla A_1) w szeregu rosnącym:

Kombinacja	B_1C_2	B_2C_2	B_2C_1	B_1C_1
$\overline{M} \cdot 10^{-6}$	4,151	5,662	6,448	7,615
Nr n/n	1	2	3	4

Z tablicy Duncana zaproponowanej w pracy (Ahnazarova i Kafarov, 1985) zapisano istotne wartości krytyczne $t_{\alpha, \nu, k}^D$ dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ i stopni swobody $\nu = 20$ oraz wyznaczono najmniejsze istotne różnice na podstawie wzoru (13):

k	2	3	4
$t_{0,05;20}^D$	2,95	3,10	3,18
NIR^D	1,440	1,513	1,552

Różnica porównywanej pary średnich (elementów kontrastujących) jest statystycznie istotna, jeżeli przekracza wartość NIR^D . Dla sześciu obliczonych różnic tylko jedna okazała się statystycznie nieistotna na poziomie istotności $\alpha = 0,05$:

$$\begin{aligned} \overline{M}(B_2C_1) - \overline{M}(B_2C_2) = \\ = 6,448 - 5,662 = 0,786 < NIR^D = 1,440 \end{aligned} \quad (14)$$

Oznacza to, że w przypadku płytek elewacyjnych zmiana typu dodatku barwiącego (czynnik C) z poziomu C_1 na C_2 nie powoduje znaczącej zmiany wartości współczynnika M. Taka sama zmiana poziomu czynnika C przy produkcji cegły powoduje statystycznie istotną zmianę współczynnika M.

Dla porównania efektów czynnika C na różnych poziomach czynnika B można również zastosować tak zwany kontrast $\hat{\chi}$, obliczony następująco:

$$\begin{aligned} \hat{\chi} = [\overline{M}(B_1C_1) - \overline{M}(B_1C_2)] - [\overline{M}(B_2C_1) - \overline{M}(B_2C_2)] = \\ = (7,615 - 4,151) - (6,448 - 5,662) = 2,678 \end{aligned} \quad (15)$$

Jeśli efekty czynnika C przy różnych poziomach czynnika B są jednakowe w sensie statystycznym, to wyznaczona różnica różnic nie powinna być zbyt wysoka. Aby to sprawdzić należy zweryfikować hipotezę zerową ($H_0: \chi = 0$). W tym celu można zastosować kryterium Scheffe, obliczone przy wybranym poziomie istotności α :

$$K_{\alpha} = \sqrt{\frac{a(a-1)s_e^2 F_{\alpha, a-1, \nu}}{n}} \quad (16)$$

gdzie a jest liczbą średnich w kontraście, ν jest liczbą stopni swobody wariancji s_e^2 . W analizowanym przypadku powyższe wartości wynoszą: $a = 4$, $n = 6$, $s_e^2 = 0,713$, $\nu = 20$. Przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ mamy $F_{0,05; 3; 20} = 3,1$. Wówczas otrzymujemy:

$$K_{\alpha} = \sqrt{\frac{4(4-1)0,713 \cdot 3,1}{6}} = 2,103 \quad (17)$$

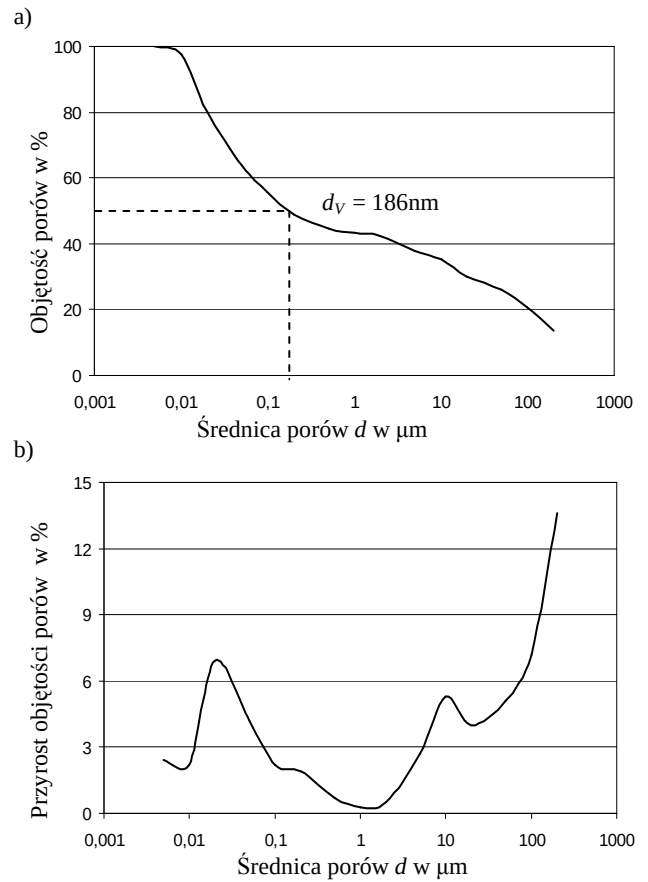
Ponieważ statystyka $\hat{\chi} = 2,678$ przekracza wartość krytyczną $K_{\alpha} = 2,103$, to hipotezę H_0 odrzucamy i podobnie jak wcześniej mamy podstawę aby stwierdzić (przy $\alpha = 0,05$), że intensywność wpływu czynnika C na współczynnik M zależy od poziomu czynnika B. Taka zależność może być związana z właściwościami technologicznymi produkcji cegły i płytki w pierwszym przedsiębiorstwie.

Z tabeli 1 widać, że jeśli ciąg czterech wartości współczynnika M dla cegły wyprodukowanej w trzech przedsiębiorstwach ustawimy w szereg rosnący, wówczas w takiej samej kolejności ustawia się numery przedsiębiorstw. Wielokrotne porównanie wartości współczynnika M na poziomie $\alpha = 0,05$ pokazało, że różnice wszystkich par średnich są statystycznie istotne, a więc uzyskany szereg rosnący średnich nie może być uznany za losowy. To świadczy o różnicach technologicznych przy produkcji cegły silikatowej w rozpatrywanych przedsiębiorstwach.

Wydawało się interesujące, aby ocenić parametry struktury porowatości materiału pochodzącego z trzeciego przedsiębiorstwa, który charakteryzuje się zarówno najwyższą średnią wartością współczynnika M oraz jednocześnie najwyższą porowatością aktywną $\Phi_a = 0,260$ i porowatością otwartą $P = 0,316$. Ocenę zrealizowano za pomocą porozymetrii rtęciowej. Zastosowany porozymetr umożliwił wyznaczenie warunkowej średnicy porów w zakresie $0,004 - 300 \mu\text{m}$. Zgodnie z klasyfikacją (IUPAC, 1972) w tym przedziale mamy mezopory ($4 < d < 100 \text{ nm}$) i makropory ($d > 100 \text{ nm}$), natomiast mikropory ($d < 4 \text{ nm}$) nie zostały uwzględnione w pomiarze. Na rysunku 1 pokazano całkowite i różniczkowe krzywe rozkładu objętości porów zgodnie z ich warunkową średnicą dla losowej próbki materiału. Z rysunku 1 wynika, że około 44% pomierzonej objętości składa się z mezoporów, a pozostałą część stanowią makropory. Woda jest najbardziej ruchliwa w makroporach, dlatego makropory odgrywają decydującą rolę w procesie przenoszenia wody do mezo- i mikroporów. Połowę objętości porów stanowią pory (kapilary cylindryczne) o średnicy nie przekraczającej $d_v = 186 \text{ nm}$ (mediana z objętości pokazana na rys. 1). Analizując rozkład powierzchni właściwej porów S ustalono, że połowę jej wartości generują pory o średnicy nie większej niż 17 nm (mediana z powierzchni). Przy znanej objętości V i powierzchni S porów wyznaczono średnią średnicę $d_{VS} = 4V/S = 46 \text{ nm}$. Okazało się, że średnica ta, a także średnica wyznaczona jako mediana z objętości $d_v = 186 \text{ nm}$ i z powierzchni $d_s = 17 \text{ nm}$ znacznie przekraczają wartość średnicy ekwiwalentnej $d_e = 2r_e = 6,5 \text{ nm}$ (wartość r_e , patrz dolny wiersz tabeli 1). Jak już wcześniej zaznaczono parametry opisujące rozmiar porów określone za pomocą porozymetrii rtęciowej nie uwzględniają wszystkich własności struktury porowatości materiału, noszą charakter warunkowy i nie mogą w sposób pełny scharakteryzować zdolności materiału do przeciwstawiania się wnikaniu wody. Dane te nie powinny być więc stosowane do wyznaczania współczynnika M . W niektórych przypadkach zastosowanie danych porozymetrii rtęciowej do jakościowej oceny współczynnika oporu penetracji wody może przywieść do błędnych wniosków (Nikitsin i Backiel-Brzozowska, 2008).

Średnica porów $d_k = 35 \text{ nm}$ obliczona zgodnie ze wzorem (12) z uwzględnieniem krętności kapilar także okazała się mniejsza niż średnica $d_{VS} = 46 \text{ nm}$. Taka różnica może świadczyć o tym, że krętność kapilar nie uwzględnia wszystkich własności struktury porowatości materiału silikatowego. Jak wskazują wyniki pracy (Rels i in., 2003) wartość współczynnika M może znacznie wzrosnąć przy przejściu z kapilar o stałym polu przekroju poprzecznego do kapilar o jednakowej długości i objętości, które mają okresowe rozszerzenia i zwężenia. Można zauważyć, że wartość średniego promienia kapilar (obliczona na podstawie danych o kinetyce podciągania kapilarnego wody z uwzględnieniem krętności kapilar oraz innych właściwości struktury porowatości materiału) będzie

dążyć do wartości średnicy d_{VS} określonej za pomocą porozymetrii rtęciowej.



Rys. 1. Krzywe rozkładu objętości porów w zależności od warunkowej średnicy porów: a) krzywa całkowita, b) krzywa różnicowa

Dla porównania, analogiczne badanie porozymetryczne wykonano dla materiału pobranego z cegły silikatowej pierwszego i drugiego przedsiębiorstwa. Ustalono, że udział mezoporów spadł do 38 – 40%, na korzyść znacznego przyrostu makroporów o średnicach w przedziale $0,2 - 1,4 \mu\text{m}$. W rezultacie wzrosły wartości średnic charakteryzujących punkty centralne rozkładów objętości i powierzchni właściwej porów. To w jakiejś mierze tłumaczy spadek wartości współczynnika M wyrobów tych dwóch przedsiębiorstw.

4. Podsumowanie

W pracy zaproponowano zastosowanie współczynnika oporu penetracji wody M i promienia ekwiwalentnego r_e do scharakteryzowania zdolności autoklawizowanego materiału wapienno-piaskowego do przeciwstawiania się kapilarnemu podciąganiu wilgoci. Opisano metodę obliczania tych parametrów, bazującą na wynikach eksperymentu kinetyki jednokierunkowego podciągania wody. Przeprowadzono statystyczną analizę obliczonych wartości oporu penetracji wody M dla wyrobów z trzech przedsiębiorstw wykazując, że na etapie produkcji można w szerokim zakresie sterować wartością tego parametru. Pokazano, że przy opisywaniu własności struktury

porowatości materiału dane porozymetrii rtęciowej nie mogą być wykorzystywane do wyznaczania wartości współczynnika M ze względu na ich warunkowy charakter. Podane zależności wykorzystano do wyznaczenia porowatości aktywnej i krętności kapilar w warunkach kapilarnego transportu wilgoci. Wyjaśniono, że krętność kapilar nie uwzględnia w pełnej mierze właściwości struktury porowatości materiału.

Literatura

- Afonin A. V. (2000). Rasčet paropronicaemosti poristych materialov metodom analogii. W: *Meždunarodna Konf. Naprjagajušie cementy, betony i samonapržennye konstrukcii*. Brest 2000, 151-155.
- Ahnazarova S. L., Kafarov V. V. (1985). Metody optimizacii eksperimenta v himičeskoj tehnologii. *Yysšaja Skola*, Moskva.
- Janz M. (1997). Methods of measuring the moisture diffusivity At high moisture levels. Report TYBM-3076. Division of building materials, Lund Institute of Technology, University of Lund.
- Jóźwiak, Podgórski J. (2001). Statystyka od podstaw. Polskie Wydawnictwo Ekonomiczne, Warszawa.
- Klem P. (2005). Budownictwo ogólne. *Fizyka budowli*. Klem P. (red.). *Arkady*, Warszawa.
- Lykov A. V. (1961). Teoretičeskie osnovy stroitelnoj teplofiziki. *Izdatelstvo AN BSSR*, Minsk.
- IUPAC (1972). Manual of Symbols and Terminology. Appendix 11, Part. I, Pure and Applied -Chem. Vol. 31, No. 4, 577-621.
- Nikitsin V., Backiel-Brzozowska B. (2008). Ocena oporu penetracji wody w tworzywach ceramicznych. *Ceramika/Ceramics*, Vol. 103, 1031-1036.
- Nikitsin V., Backiel-Brzozowska B., Bołtryk M. (2005). Wpływ parametrów procesu wypalania na wskaźniki podciągania kapilarnego wody w tworzywach ceramicznych. *Ceramika/Ceramics*. Vol. 91. No. 2, 587-592.
- Pogorzelski J. A. (1987). Fizyka budowli. Podstawy wymiany ciepła i masy. *Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej*, Białystok.
- Roels S, Yandersteen K., Carmeliet J. (2003). Measuring and simulating moisture uptake in a fractured porous medium. *Advances in Water Resources*. Vol. 26, 237-246.
- Żygadło M., Piasta. Z. (1989). Prognozowanie mrozoodporności ceramicznych materiałów budowlanych na podstawie ich właściwości kapilarnych. *Inżynieria i Budownictwo*, 2/1989, 56-57.

EVALUATION OF THE ABILITY OF CALCIUM-SILICATE GOODS TO RESIST WATER PENETRATION

Abstract: The evaluation of the water penetration resistance coefficient M and the porous equivalent radius r_e is proposed in this work to evaluate water penetration resistance in calcium-silicate material. The method of these parameters evaluation was described, based on the results of capillary pooling test. The specimens were prepared out of calcium-silicate goods from three manufacturing enterprises. The statistical analysis of the effect of three technological factors on the value of the water penetration coefficient M was also conducted. Moreover, it was shown that the mercury porosimetry data must not be used to evaluate water penetration coefficient M . Procedure of calculation of the mean conditional radius of capillary considering its tortuosity was also described.

Pracę wykonano w Politechnice Białostockiej w ramach realizacji pracy statutowej S/WBiŚ/1/10

ROZWIĄZANIA NUMERYCZNE PRĘTA OBCIĄŻONEGO SIŁĄ BRZEGOWĄ W UJĘCIU MECHANIKI FALOWEJ I DYNAMIKI

Paweł SZKLENNIK*

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska, Politechnika Białostocka, ul. Wiejska 45 A, 15-351 Białystok

Streszczenie: W pracy przedstawiono rozwiązania pręta obciążonego nagle wzdłużną siłą brzegową, z zastosowaniem konsekwentnej dla przestrzeni i czasu metody różnicowej. Zadanie rozwiązano stosując podejścia zgodne ze sformułowaniami mechaniki falowej oraz dynamiki celem wykazania różnic w otrzymanych rozwiązaniach. Do całkowania równania dynamicznej równowagi, identycznego dla obydwu sformułowań, użyto różnych schematów całkowania względem czasu. Analizowano schematy jawny, niejawny i θ -Wilsona. Schemat jawny umożliwia dokładny opis rozprzestrzeniania się fal naprężeń oraz efektów odbić od brzegów sztywnego i swobodnego. Schemat niejawny poprawnie opisuje dynamiczne zachowanie pręta, ale w dłuższym okresie czasu generuje istotne efekty tłumienia pasożytniczego. Schemat θ -Wilsona odzwierciedla falową naturę reakcji pręta, ale rozmywa poprawne teoretycznie, silne fronty fal naprężeń.

Słowa kluczowe: fala podłużna, metoda różnicowa, schematy całkowania krok po kroku.

1. Wprowadzenie

Poszukiwanie reakcji elementów konstrukcyjnych pod wpływem obciążeń dynamicznych może być dokonywane przy zastosowaniu opisu właściwego dynamicznie konstrukcji, albo odpowiadającego mechanice falowej. Wybór opisu zależy od intensywności zmian obciążenia w czasie, rozumianego jako charakterystyki narastania do wartości ekstremalnej, utrzymywania się albo zmienności w określonym przedziale czasu oraz zanikania.

Przy poszukiwaniu rozwiązania według sformułowania właściwego dynamicznie konstrukcji nie jest analizowany problem rozprzestrzeniania się zaburzeń. Przyjmujemy, że nawet obciążenie dynamiczne o dużej intensywności wywołuje reakcję deformacyjną jednocześnie w całym elemencie konstrukcyjnym. Opis zachowania elementu obciążonego dynamicznie jest wyznaczany z układu równań równowagi dynamicznej, związków fizykalnych naprężeniowo-odkształceniowych oraz związków geometrycznych odkształceniowo- przemieszczeniowych. Układ ten jest rozwiązywany dla danych warunków brzegowych, z reguły stacjonarnych co do położenia w przestrzeni. Równania dynamicznej równowagi są całkowane przy założonych warunkach początkowych, odniesionych do całego obszaru konstrukcji. W przypadku naturalnych warunków początkowych przemieszczenia i prędkości przemieszczeń w całym układzie są w chwili początkowej równe zero. Działanie dynamiczne obciążenia wyprowadza konstrukcję

z położenia równowagi według form ruchu, które spełniają kinematyczne warunki brzegowe. W całej konstrukcji od pierwszej chwili występują kontynuinalne procesy deformacji.

Jeżeli rozpatrujemy obciążenia o dużej intensywności oddziaływujące krótkotrwale na elementy konstrukcyjne, to w opisie reakcji tych elementów rozważyć należy początkowe przejmowanie obciążenia zewnętrznego ujawniające się rozwojem obszaru zaburzonego. Obszar ten propaguje się z określoną prędkością w dany element. W przypadku obciążeń typu wybuchowego albo udarowego okres narastania obciążenia do wartości ekstremalnej jest bardzo krótki. Reakcja nie powstaje jednocześnie w całej konstrukcji, lecz stopniowo w wyniku fal propagujących się przez jej elementy.

Ujęcie problemu mechaniki falowej wymaga opisu zachowania konstrukcji z wyróżnieniem propagacji zaburzeń. W przypadku analizowania obciążeń dynamicznych generujących się z brzegów konstrukcji istnieje potrzeba wyznaczenia rozwiązania w naprężeniach, odkształceniach i przemieszczeniach w obszarze zaburzonym i niezaburzonym. Obszary te oddzielone są ruchomym frontem, na którym mogą występować pewne nieciągłości zależne od sposobu zadania obciążenia i modelu odkształceniowego materiału. Występuje konieczność opisu odbicia rozważanego frontu falowego od brzegów przejmujących obciążenie dynamiczne. Charakter tego odbicia zależy od modelu mechanicznego brzegu. Z powyższego wynika, że

* Autor odpowiedzialny za korespondencję. E-mail: p.szklennik@doktoranci.pb.edu.pl

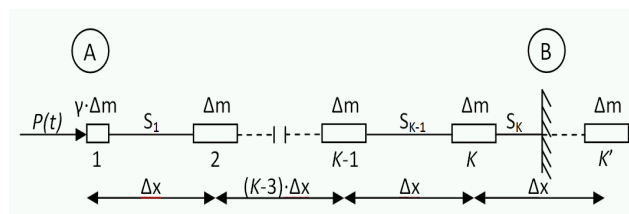
reakcja konstrukcji w ujęciu mechaniki falowej ma inny charakter niż reakcja właściwa dynamice konstrukcji.

Równania dynamicznej równowagi dla dynamiki konstrukcji i dla mechaniki falowej są na ogół różne w przypadkach rozważania zachowania elementów konstrukcyjnych. W odniesieniu do prętów obydwie podejścia bazują na tych samych równaniach, jeżeli rozważamy reakcję wzdłużną prętów pod wpływem poosiowych sił dynamicznych.

Celem pracy jest porównanie wyników uzyskanych w oparciu o sformułowanie mechaniki falowej i dynamiki konstrukcji na przykładzie pręta poddanego gwałtownie przyłożonej, wzdłużnej sile brzegowej. Wyniki uzyskano stosując konsekwentną dla przestrzeni i czasu metodę różnicową. W metodzie tej stosowano różne schematy całkowania problemu względem czasu. Wskazano różnice ilościowe i jakościowe uzyskanych rozwiązań, obejmujące reakcję pręta w jego wnętrzu oraz efekty odbić od brzegów swobodnego i sztywno umocowanego.

2. Zastosowane metody obliczeń

Poszukujemy reakcji pręta sprężystego sztywno zamocowanego na brzegu B, obciążonego siłą $P(t) = \text{const.}$ (rys. 1). Pręt zdyskretyzowano dzieląc go na masy skupione (Δm) połączone elementami sprężystymi (S_i). Przyjęto gęstość i moduł Younga materiału odpowiednio: $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ i $E = 30 \text{ GPa}$, długość pręta $L = 10 \text{ m}$, pole przekroju pręta $A = 0,01 \text{ m}^2$, wartość siły obciążającej $P = 1000 \text{ N}$, ilość mas skupionych $K = 49$, oraz współczynnik określający stosunek wielkości masy skupionej na brzegu do masy wewnętrznej $\gamma = 0,5$ lub $\gamma = 1,0$, zależnie od przyjętego schematu całkowania w czasie.



Rys. 1. Schemat modelu obliczeniowego

Drgania podłużne oraz reakcja falowa pręta jest opisana równaniem różniczkowym typu przemieszczeniowego:

$$L(u) = 0 \quad (1)$$

gdzie operator różniczkowy

$$L = \frac{\partial^2}{\partial t^2} + \delta \frac{\partial}{\partial t} - c^2 \frac{\partial^2}{\partial x^2}, \quad u = u(x, t)$$

oznacza przemieszczenia, δ oznacza współczynnik tłumienia, a prędkość fali podłużnej

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

W pracy (Timoshenko i Goodier, 1962) przedstawiona jest metoda uzyskiwania rozwiązania analitycznego rozważanego problemu falowego. Rozwiązanie jest konstruowane z podziałem na fazy. W poszczególnych fazach analizuje się kolejne fronty fal odbitych od brzegów pręta oraz wzajemne nakładanie się tych frontów. Wykorzystanie takiej metody jest uciążliwe. Jednocześnie można znaleźć w literaturze rozwiązanie problemu dynamiki analizowanego pręta (Nowacki, 1972). Drgania podłużne są opisane nieskończonym szeregiem. W analizowanym przypadku zbieżność tego szeregu jest jednak wrażliwa na współrzędną położenia rozważanego przekroju pręta. Z tego powodu będziemy poszukiwać efektywnego rozwiązania numerycznego.

Rozwiązania różnicowe skonstruujemy przyjmując mały krok $\Delta t = t^{n+1} - t^n$ i następujące schematy całkowania względem czasu:

- bezpośrednią metodę różnicową jawną (MRJ),
- metodę różnicową niejawną (MRN),
- metodę θ -Wilsona (M θ -W).

Wymienione schematy różnią się w swojej istocie zakładanym profilem zmian przyspieszenia podczas trwania kroku czasowego i w chwili przejścia do kroku następnego.

2.1. Metoda różnicowa jawna (MRJ) – model dyskretny dla ujęcia falowego z punktem kolokacji w chwili t^n

Zagadnienie modelowania dyskretnego procesów falowych w prętach warstwowych opisano w pracach Bąka i Szcześniaka (1986, 1987). Algorytm numerycznego opisu procesu falowego według bezbłędnej aproksymacji różnicowej dla przyrównanych prętów odcinkowo jednorodnych przedstawiony jest w pracy (Bąk i Szcześniak, 1986). Algorytm wykorzystuje jawny schemat różnicowy z dokładnym odzwierciedleniem prędkości fali podłużnej w poszczególnych odcinkach pręta. Ujmuje on poprawne spełnienie warunków odbicia fali naprężeń od brzegu wolnego oraz idealnie sztywnego. Ponadto możliwe jest wyznaczenie efektu załamania się fali na granicy niejednorodności materiałowej. Omówienie błędów w czasie w niedokładnych opisach propagacji frontów fal naprężeń można znaleźć w pracy Bąka (1994).

Zastosowanie jawnego schematu całkowania równania (1) z punktem kolokacji w chwili t^n prowadzi (przy $\delta = 0$) do postaci różnicowej (Bąk i Szcześniak, 1986):

$$\frac{u_j^{n+1} - 2u_j^n + u_j^{n-1}}{\Delta t^2} - c^2 \left(\frac{u_{j+1}^n - 2u_j^n + u_{j-1}^n}{\Delta x^2} \right) = 0 \quad (2)$$

gdzie

$$u_j^n = u(j\Delta x, n\Delta t), \quad j = 0, 1, 2, \dots, K \quad \text{ i } \quad n = 0, 1, 2, \dots, N.$$

Rekurencyjne rozwiązanie równania różnicowego (2) można przedstawić jako

$$u_j^{n+1} = T(\Delta t, \Delta x) u_j^n \quad (3)$$

gdzie $T(\Delta t, \Delta x)$ jest operatorem różnicowym wykorzystywanym do wyznaczania rozwiązań w określonych punktach siatki czasoprzestrzennej.

Zakładamy, że przyspieszenie jest stałe w przedziale czasu (t^n, t^{n+1}) i zmienia się skokowo po przejściu chwili t^{n+1} . Kryterium stabilności metody zgodnie z (Bąk i Szcześniak, 1986) ma postać $c\Delta t/\Delta x \leq 1$, więc krytyczna wartość kroku czasowego $\Delta t_{crit} = \Delta x/c$.

Funkcjonowanie mechanicznego modelu dyskretnego przedstawionego na rysunku 1 opisują równania (Bąk i Szcześniak, 1986):

1. $\ddot{u}_j^{n+1} = \frac{P_{j-1}^n - P_j^n}{\Delta m_j}$
2. $\Delta u_j^{n+1} = \Delta u_j^n + \ddot{u}_j^{n+1} \Delta t^2$
3. $u_j^{n+1} = u_j^n + \Delta u_j^{n+1}$
4. $P_j^{n+1} = \frac{u_j^{n+1} - u_{j+1}^{n+1}}{\Delta x} EA$

gdzie Δu_j^{n+1} jest przyrostem przemieszczenia j -tej masy według parabolicznej aproksymacji względem czasu, Δm_j jest to nieodkształcalna masa wyznaczona ze wzoru $\Delta m_j = A c \Delta t \rho$, u_j^{n+1} jest to przyspieszenie j -tej masy w chwili t^{n+1} .

Bez błędne funkcjonowanie tego modelu zależy również od odpowiedniego sformułowania warunków brzegowych i początkowych. W przypadku masy brzegowej modelu równej $0,5 \Delta m$ przy ruchu falowym opisywanym co krok czasowy Δt , zgodnie z zaproponowanym w (Bąk i Szcześniak, 1986) sposobem modelowania obciążenia, zadane obciążenie aproksymowano z niedomiarem, przyjmując w chwili początkowej ($t^{n=1}$) wartość siły wymuszającej $P_p = 0,5P$. Jest to niezbędne w celu uzyskania w pierwszym elemencie sprężystym prawidłowej wartości siły

2.2. Metoda różnicowa niejawna (MRN) – z punktem kolokacji w chwili t^{n+1} – ogólne ujęcie dynamiki

Analizowany schemat jest właściwy do opisu dynamicznego zachowania rozważanego pręta. W tym przypadku aproksymując równanie (1) doprowadza się je do postaci różnicowej:

$$\frac{u_j^{n+1} - 2u_j^n + u_j^{n-1}}{\Delta t^2} + \delta \frac{u_j^{n+1} - u_j^{n-1}}{2\Delta t} - c^2 \left(\frac{u_{j+1}^{n+1} - 2u_j^{n+1} + u_{j-1}^{n+1}}{\Delta x^2} \right) = 0 \quad (4)$$

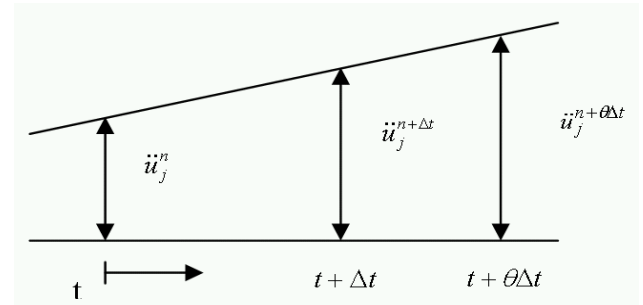
Niejawny schemat różnicowy powoduje, że już od pierwszego kroku czasowego reakcja występuje we wszystkich węzłach pręta. Oznacza to, że schematem tym nie można poprawnie opisać rozprzestrzeniania się zaburzeń w pręcie wywołanych oddziaływaniem

brzegowym. W algorytmie obliczeniowym obciążenie brzegowe realizowano w każdej chwili t^n poprzez wprowadzenie fikcyjnego węzła (masy). Przesunięcie tego węzła zadawano w postaci:

$$u_0^n = u_2^n - \frac{2P\Delta x}{EA}$$

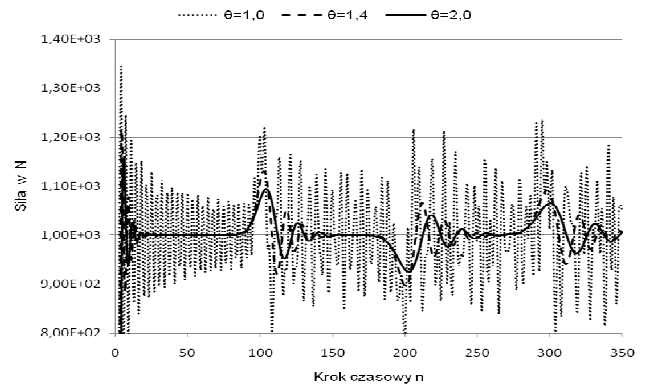
2.3. Metoda θ -Wilsona ($M\theta$ -W)

W niejawnej procedurze całkowania określanej jako θ -Wilsona w celu uzyskania rozwiązań dla chwili $t^{n+\Delta t}$ wykorzystujemy warunki równowagi zapisane w chwili $t^{n+\theta\Delta t}$, gdzie $\theta \geq 1,0$ (Bathe, 1982). W procedurze tej zakłada się liniową zmienność przyspieszenia od chwili t^n do chwili $t^{n+\theta\Delta t}$ (rys. 2).



Rys. 2. Zmienność przyspieszenia w metodzie θ -Wilsona (Bathe, 1982)

Szczegółowy opis algorytmu użytego do obliczeń znaleźć można w pracy Bathe (1982). Metoda θ -Wilsona jest bezwarunkowo stabilna jeżeli stosuje się ją z parametrem $\theta \geq 1,37$ (Bathe, 1982). Na rys. 3 przedstawiono porównanie wyników numerycznych uzyskanych dla różnych parametrów θ na przykładzie zmian siły w pierwszym elemencie sprężystym (P_1), przyjęto $\gamma = 1,0$ oraz $\Delta t = \Delta t_{crit}$.



Rys. 3. Przebieg zmian siły w pierwszym elemencie sprężystym (P_1) przy różnych wartościach parametru θ

Wynika z tych wykresów, że naruszenie wymogu bezwarunkowej stabilności i przyjęcie $\theta = 1,0$ prowadzi do rozwiązania słabo zbieżnego z dokładnym (gdzie siła ma stałą wartość równą $P(t)$), natomiast maksymalne różnice pomiędzy wynikami przy $\theta = 1,4$ oraz $\theta = 2,0$ nie przekraczają kilku procent.

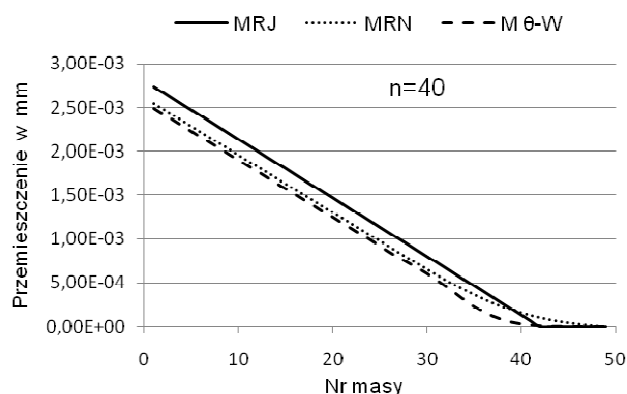
3. Analiza wyników numerycznych

Na wykresach przedstawiono porównanie wyników otrzymanych trzema opisanymi metodami. Analizowano rozkłady sił i przemieszczeń na długości pręta po upływie określonej ilości kroków czasowych, a także przebieg ich zmian w czasie. Ze względu na warunek stabilności obliczenia przeprowadzono przyjmując krok czasowy $\Delta t = \Delta t_{crit}$ oraz zalecaną wartość parametru $\theta = 1,4$ w metodzie θ -Wilsona

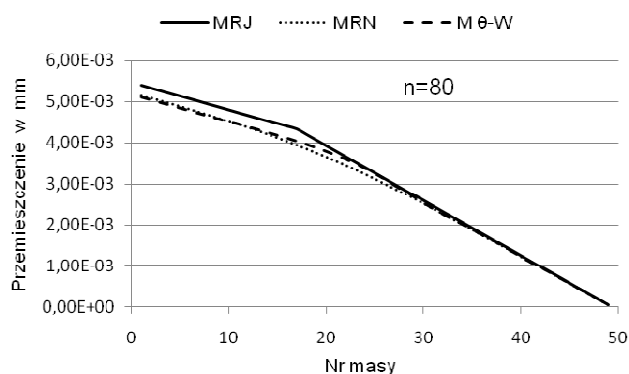
3.1. Rozkłady sił i przemieszczeń na długości pręta w ustalonej chwili t^n

Wykresy rozkładów przemieszczeń na długości pręta (rys. 4 - 6) świadczą o uzyskaniu prawie identycznych wyników bez względu na stosowaną metodę obliczeń. Podkreślenia wymaga fakt, że w MRN i M θ -W w chwili $t^{n=40}$ (rys. 4) uzyskano przemieszczenia na całej długości, mimo że według MRJ utwierdzony koniec pręta pozostaje niezaburzony. Ponadto przemieszczenia obliczone M θ -W są na tym końcu znacznie mniejsze od obliczonych MRN, stąd wykres M θ -W jest tu bardziej zbliżony do MRJ.

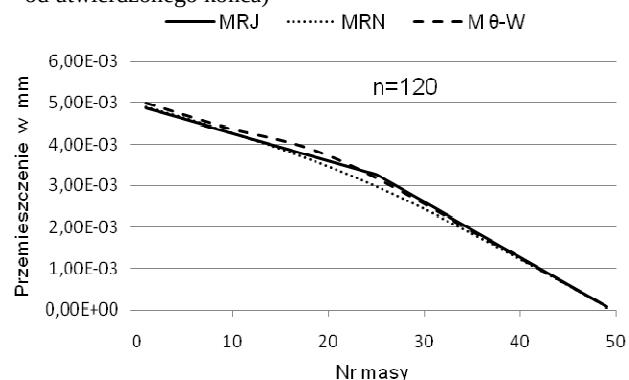
W przypadku sił (naprężeń) zarówno metoda θ -Wilsona jak i różnicowa niejawną nie dają wyników zgodnych z metodą jawną (przy $\Delta t = \Delta t_{crit}$). Na obu wykresach obserwujemy silne „rozmycie” frontów fal (rys. 7 - 9). MRN i M θ -W wywołują zaburzenia obejmujące cały pręt już podczas pierwszych kroków czasowych i stąd brak tutaj typowego procesu falowego. Wynikający z rozkładu przemieszczeń rozkład siły w chwili $t^{n=40}$ nie dzieli konstrukcji pręta na obszar zaburzony i niezaburzony jak w MRJ.



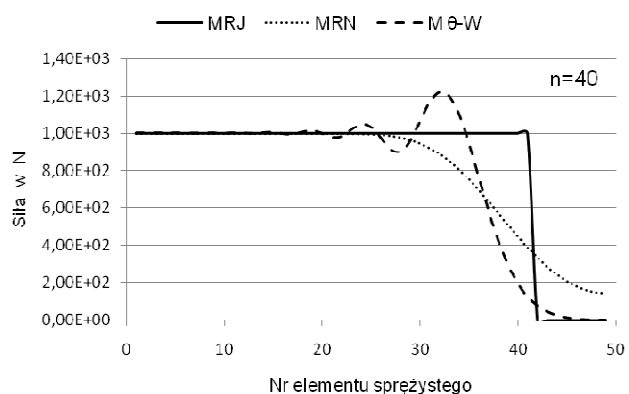
Rys. 4. Rozkład przemieszczeń w chwili $t^n = 40$ (przed odbiciem frontu fali od utwierdzonego końca)



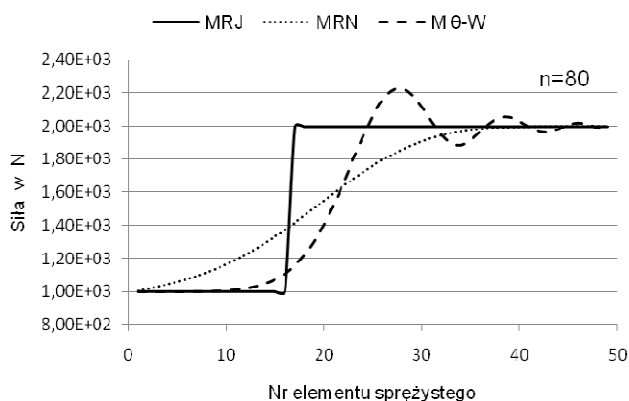
Rys. 5. Rozkład przemieszczeń w chwili $t^n = 80$ (po odbiciu od utwierdzonego końca)



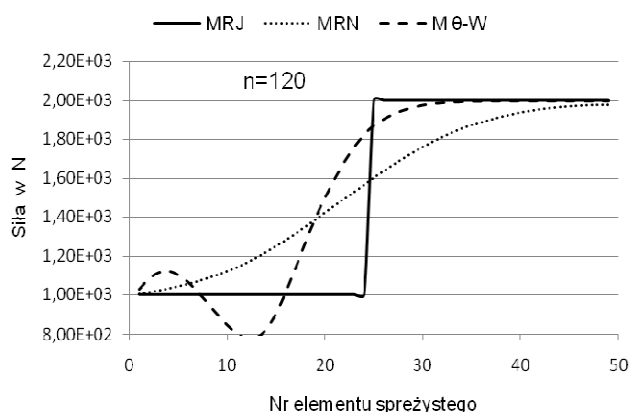
Rys. 6. Rozkład przemieszczeń w chwili $t^n = 120$ (po odbiciu od swobodnego końca)



Rys. 7. Rozkład sił w chwili $t^n = 40$ (przed odbiciem frontu fali od utwierdzonego końca)



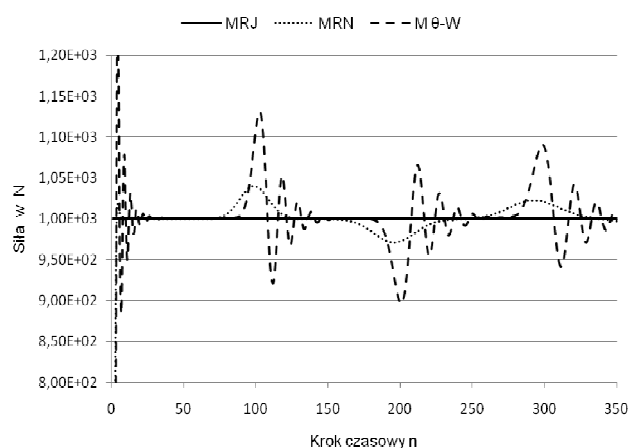
Rys. 8. Rozkład sił w chwili $t^n = 80$ (po odbiciu od utwierdzonego końca)



Rys. 9. Rozkład sił w chwili $t^n = 120$ (po odbiciu od swobodnego końca)

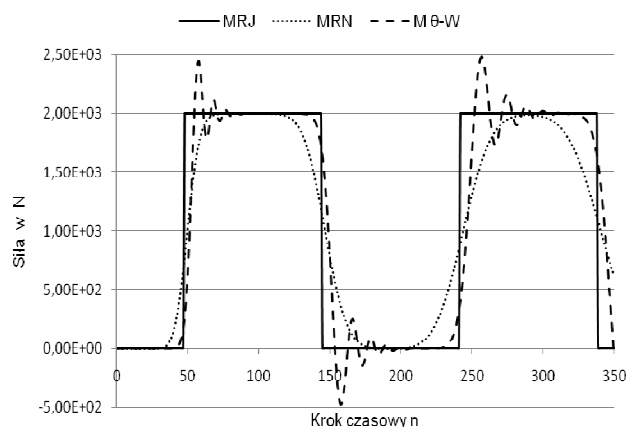
3.2. Porównanie rozkładów sił i przemieszczeń w czasie

Pierwszy element sprężysty ($K = 1$) według wyników MRJ przenosi przez cały czas siłę równą sile wzbudzającej zaburzenie (rys. 10). Schemat różnicowy niejawny oraz θ -Wilsona nie oddaje w zupełności tego zjawiska, ze względu na pojawiające się okresowo „skoki” siły do wartości większej lub mniejszej od obciążenia zewnętrznego.

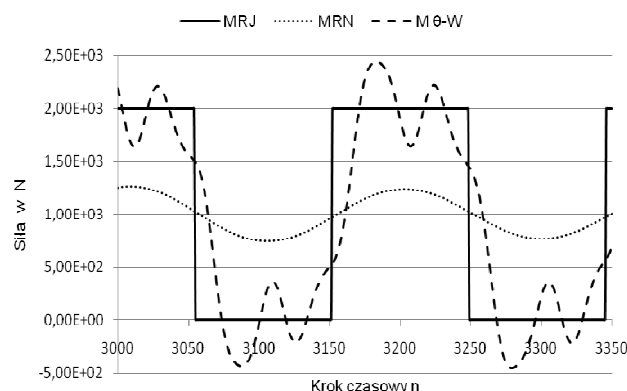


Rys. 10. Przebieg zmian siły w pierwszym elemencie sprężystym (P_1)

Analizując zmiany siły w końcowym elemencie sprężystym ($K = 49$) (rys. 11) podczas pierwszych 350 kroków czasowych można stwierdzić, że zarówno metoda niejawna jak i θ -Wilsona tylko w przybliżeniu odzwierciedlają charakter przemieszczania się fali podłużnej w pręcie. Zauważa się ponadto, że MRN w przeciwieństwie do MRJ czy Mθ-W wprowadza do układu efekt tłumienia pasożytniczego, mimo że w obliczeniach przyjmowano $\delta = 0$. Po upływie kolejnych okresów $T = 2l/c$ wykres siły w pręcie według MRN dąży do wartości równej brzegowej sile wymuszającej. Efekty tego procesu generującego się w procedurze numerycznej przedstawione są na rysunku 12 i nie występują one w pozostałych metodach.



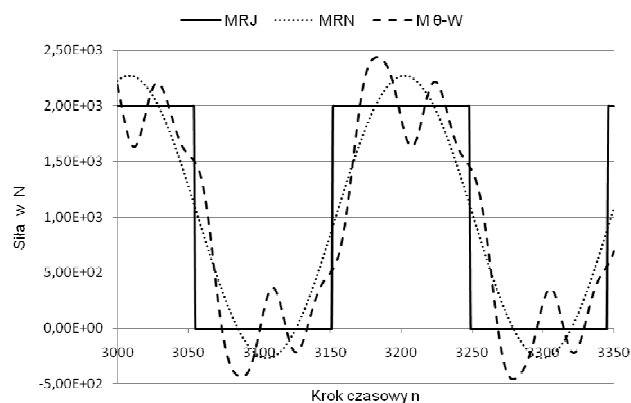
Rys. 11. Przebieg zmian siły w końcowym elemencie sprężystym (P_{49})



Rys. 12. Przebieg zmian siły w końcowym elemencie sprężystym (P_{49}) po upływie czasu $t = 3000 \Delta t$

Tak więc prowadząc obliczenia MRN przy $\delta = 0$ nie uzyskuje się modelu fali przekazywanej pomiędzy masami, tylko model, w którym wywołane zaburzenie stopniowo zanika i problem dynamiki dąży do stanu równowagi statycznej, gdzie siła w całym układzie będzie równa sile wymuszającej.

Intensywność tłumienia (wyrażona jako logarytmiczny dekrement tłumienia) w MRN jest zróżnicowana na długości pręta. Można je ponadto wyeliminować uwzględniając w schemacie obliczeniowym odpowiedni współczynnik ujemnego tłumienia, którego wartość w analizowanym przypadku wynosi w przybliżeniu $\delta = -185s^{-1}$. Wprowadzając ten współczynnik udaje się uzyskać wyniki zbliżone do metody θ -Wilsona również w długim okresie czasu (rys. 13). Trzeba oczywiście podkreślić, że oba schematy obliczeniowe nie opisują idealnej postaci falowego charakteru zaburzenia.



Rys. 13. Przebieg zmian siły w końcowym elemencie sprężystym (P_{49}) po upływie czasu $t = 3000 \Delta t$ przy wprowadzonym współczynniku tłumienia ujemnego w MRN

Analizę powstawania tłumienia pasożytniczego w różnych schematach całkowania numerycznego przedstawiono w pracy Langer (1979). Wskazano tam, że jego przyczyną może być nieadekwatność formy różnicowej dla wyjściowego równania różniczkowego.

4. Wnioski

W pracy pokazano, że konstruowanie dokładnych rozwiązań problemu falowego nie może być dokonywane schematyzacjami właściwymi problemom dynamiki. Właściwym schematem numerycznym do opisu propagacji fal jest jawna metoda różnicowa (MRJ).

Idealnie dokładny opis propagacji fal wymaga też zachowania warunku na krytyczny krok czasowy. Wyniki uzyskiwane schematem całkowania θ -Wilsona nie odbiegają znacząco od MRJ, ale występuje tu wyraźne „rozmycie” frontów fal naprężeń. Schemat niejawny (MRN) podczas pierwszego okresu T generuje rezultaty w dużym stopniu zbieżne z MRJ jednak w dalszych okresach występujące tu tłumienie uniemożliwia poprawny opis poruszających się wewnątrz pręta frontów fal podłużnych.

Podsumowując można stwierdzić, że wybór sposobu sformułowania problemu pomiędzy podejściami mechaniki falowej albo dynamiki rzutu na wyniki analiz. Jeżeli wyniki tych analiz dotyczą naprężeń, to sposób podejścia jest bardzo istotny, szczególnie z uwagi na wyznaczanie efektów odbić. Natomiast przemieszczenia, ogólnie niestacjonarne, są mniej wrażliwe na typ sformułowania.

Literatura

- Bathe K-J. (1982). Finite element procedures in engineering analysis. *Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs*, New Jersey.
- Bąk G. (1994). Discrete Modelling of Soil-Structure Interaction Under Dynamic Loading w: *Proceedings of the First Congress on Computing in Civil Engineering*, Washington, D.C., June 20-22, 1994, 873-876.
- Bąk G., Szcześniak Z. (1986). Bez błędna aproksymacja różnicowa jednowymiarowego problemu falowego w prętach warstwowych. *Biuletyn Wojskowej Akademii Technicznej im. J. Dąbrowskiego*, Rok XXXV, nr 12, 63-74.
- Bąk G., Szcześniak Z. (1987). Metoda modelowania dyskretnego procesów falowych w sprężystych warstwowych prętach niepryzmatycznych. *Rozprawy inżynierskie*, 35, nr 2, 309-325.
- Langer J. (1979). Tłumienie pasożytnicze w komputerowych rozwiązaniach równań ruchu. *Archiwum Inżynierii Lądowej*, Tom XXV, 3/1979.
- Nowacki W. (1972). *Dynamika budowli*. Arkady, Warszawa.
- Timoshenko S., Goodier J.N. (1962). *Teoria sprężystości*. Arkady, Warszawa.

NUMERICAL ANALYSIS OF THE BOUNDARY LOADED BAR IN THE APPROACH OF WAVE MECHANICS AND DYNAMICS

Abstract: In the paper solutions of a bar loaded instantly with the lengthwise force are presented. The results were obtained using the consistent for space and time difference method. The problem was solved in the accordance with the approaches for both wave mechanics and dynamics in order to illustrate the differences between these solutions. The integration of the equation of dynamic equilibrium, identical in both formulations, was performed using various time integration schemes. The explicit, implicit and the θ -Wilson schemes were analysed. The explicit scheme enables an accurate description of the stress wave propagation and the effects of the wave reflection on fixed and free edge. The implicit scheme enables an appropriate description of dynamic bar behavior but in the longer time period it generates significant effects of spurious damping. The θ -Wilson scheme correctly presents the form of the bar's wave reaction but the fronts of the stress waves are dispersed in comparison to the explicit method.

Artykuł zrealizowano w ramach pracy statutowej S/WBiŚ/1/08