



AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 235

**BUDOWNICTWO
I INŻYNIERIA
ŚRODOWISKA
32**

WYDZIAŁ BUDOWNICTWA
I INŻYNIERII ŚRODOWISKA



BYDGOSZCZ – 2001







AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 235

**BUDOWNICTWO
I INŻYNIERIA
ŚRODOWISKA
32**



II Konferencja Naukowa

BUDOWNICTWO OGÓLNE

**Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe
i ciepno-wilgotnościowe w budownictwie**

BYDGOSZCZ – 2001

REDAKTOR NACZELNY
dr hab. inż. Janusz Prusiński, prof. nadzw. ATR

REDAKTOR DZIAŁOWY
dr hab. inż. Tomasz Szczuraszek, prof. nadzw. ATR

OPRACOWANIE REDAKCYJNE I TECHNICZNE
mgr Dorota Ślachciak, inż. Edward Gołata

© Copyright
Wydawnictwa Uczelniane Akademii Techniczno-Rolniczej
Bydgoszcz 2001

ISSN 0208-6379

Wydawnictwa Uczelniane Akademii Techniczno-Rolniczej
ul. Ks. A. Kordeckiego 20, 85-225 Bydgoszcz, tel. (052) 3749482, 3749426
e-mail: wydawucz@atr.bydgoszcz.pl <http://www.atr.bydgoszcz.pl/~wyd>

Wyd. I. Nakład 130 egz. Ark. aut. 17,50. Ark. druk. 19,75. Papier druk. kl. III.
Uczelniany Zakład Małej Poligrafii ATR Bydgoszcz, ul. Ks. A. Kordeckiego 20

Nr inw P 485/2002

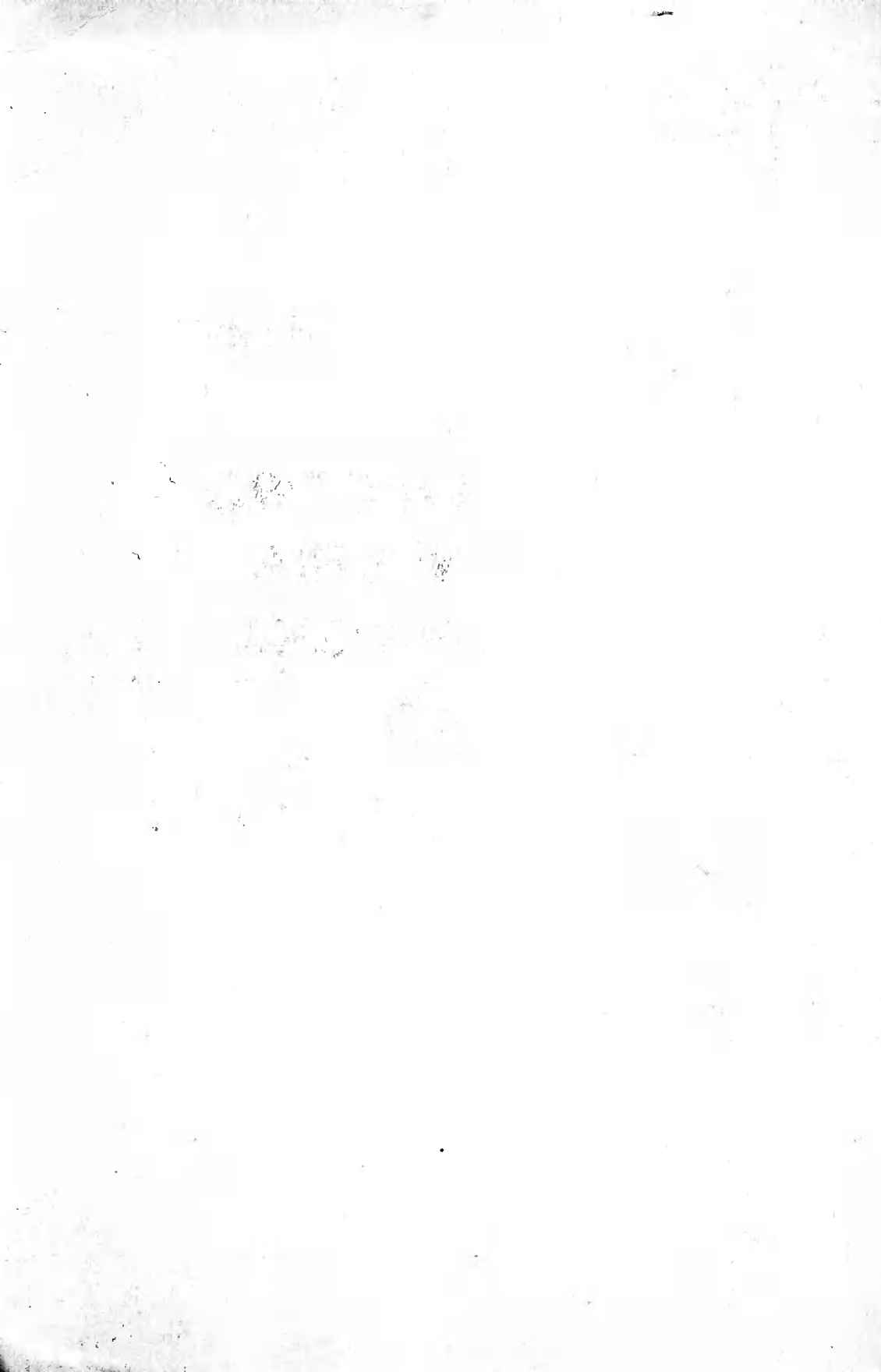
2002 W 61/70

Spis treści

1. Jerzy Bobiński, Jacek Tejchman	7
Obliczanie fundamentów płytowych na sprężystym podłożu	
Calculations of slab foundations on elastic subsoil	
2. Irena Bobulska-Pacek, Marta Libura, Władysław Ziobroń	13
Znaczenie zjawisk termiczno-skurczowych przy projektowaniu monolitycznych konstrukcji żelbetowych	
The significance of thermal and shrinkage phenomena in design of monolithic reinforced concrete structures	
3. Mykhaylo Delyavskyy, Robert Ran	23
Obliczenie stanu naprężeń i odkształceń w prostokątnej płycie średniej grubości swobodnie podpartej	
Determination of the state of stress and strain in rectangular free supported plate of medium thickness	
4. Krzysztof Drag	43
Wpływ sposobu obciążenia na nośność murowych elementów zespolonych	
Effect of loading method on bearing capacity of composite brick elements	
5. Andrzej Dylla, Paula Hołownia	53
Trójwymiarowe mostki termiczne w narożniku przegród	
Three-dimensional thermal bridges in a partition corner	
6. Andrzej Dylla, Krzysztof Pawłowski	57
Wpływ ocieplenia narożników w ścianach zewnętrznych na imperfekcje w rozkładzie temperatur	
Der einfluß der wärmeisolierung von Außenwänden auf die Imperfektion im Bereich des Temperaturverlaufs	
7. Małgorzata Fedorczyk-Cisak, Maciej Konarski	65
Analiza wpływu współczynnika kształtu na grubość termoizolacji	
Evaluation of the influence of shape coefficient on thermal insulation	
8. Maria Gadomska, Jan Gadomski	75
Zastosowanie programu STATISTICA do przedstawiania deformacji obiektów badanych metodami geodezyjnymi	
Application of the STATISTICA program for presentation of deformations of objects determined by geodetic methods	
9. Mariusz Jabłoński, Piotr Kunc, Mykhaylo Delyavskyy	83
Płyta uzbrojona na podłożu sprężystym typu Winklera	
Rectangular reinforced plate resting on elastic foundation of Winkler type	
10. Walery Jezierski	95
Zapewnienie niezawodności eksploatacyjnej przegród budowlanych w warunkach oddziaływania soli	
Assurance of operational reliability of building barriers in the conditions of salt influence	

11. Walery Jezierski, Borys Gusiew, Jarosław Sulima	105
Wpływ zmiennych wartości W/C na wytrzymałość betonu Influence of variable W/C ratio upon compression strength of concrete	
12. Krzysztof Kasperkiewicz, Robert Geryło	113
Diagnostyka przyczyn kondensacji pary wodnej na wewnętrznych powierzchniach przegród zewnętrznych Diagnostic des raisons de condensation de la vapeur d'eau sur les surfaces intérieures des parois extérieures	
13. Jacek Kindracki, Sławomir Leleń	121
Skuteczność naprawy zarysowanych ścian murowych za pomocą zbrojenia spoin prętami stalowymi Repair effectiveness of cracked brickwork with steel bars placed in brickwork joints	
14. Dorota Kram, Antoni Stachowicz	127
Metody zabezpieczania konstrukcji i przegród drewnianych przed działaniem ognia Methods for protection of timber structures and building barriers against fire	
15. Sławomir Leleń, Roman Orłowicz.....	135
Ocena stopnia zużycia budynków murowych Assessment of wear degree of brick buildings	
16. Wiesław Ligęza, Marian Płachecki	143
Stan techniczny konstrukcji budynków wielkopłytowych a ich termomodernizacja Technical state of large-panel building structures and their thermal modernisation	
17. Maria Łaś, Genowefa Zapotoczna-Sytek	159
Beton komórkowy – ekonomiczny i zdrowy materiał do budowy domów AAC – the economic and healthy construction material for housing	
18. Ewa Osiecka.....	167
Wykorzystanie surowego gipsu z odsiarczania spalin do wyrobu zapraw budowlanych Utilisation du gypse de désulfuration pour la réalisation des mortiers	
19. Zbigniew Owczarek, Jerzy A. Pogorzelski	175
Zmodernizowane Laboratorium Izolacji Termicznych ITB Modernized Laboratory of Thermal Insulation in BRI	
20. Jerzy A. Pogorzelski	187
Kryterium kondensacji pary wodnej na powierzchni przegród według prEN ISO 13788 Criterion of water vapour condensation internal surfaces after prEN ISO 13788	
21. Jerzy A. Pogorzelski, Jarosław Awksientjuk	193
Wady cieplne budynków mieszkalnych na przykładzie jednej z ekspertyz Thermal faults of residential buildings – an example from an expertise	
22. Jerzy A. Pogorzelski, Katarzyna Firkowicz-Pogorzelska	201
Wiarygodność obliczeniowych danych cieplnych Reliability of design thermal values	

23. Antoni Stachowicz, Marek Kamieniarz	207
Obliczanie odporności ogniowej konstrukcji z drewna klejonego	
Calculation of fire resistance of glued wooden constructions	
24. Antoni Stachowicz, Piotr Kwaśniewski	219
Problemy rekonstrukcji i wzmacniania stropów drewnianych	
Problems of reconstructing and strengthening wooden floors	
25. Antoni Stachowicz, Marcin Szyndler	235
Współczesne rozwiązania budynków drewnianych o konstrukcji masywnej	
Estimation of contemporary solutions for buildings constructed of timber concrete	
26. Józef Stoch	245
Zagadnienia montażowe śrub sprężających w świetle normatywów i badań własnych	
Construction mounting with the use of high strength screws according to current standards and own studies	
27. Ziemowit Suligowski	251
Nowe możliwości projektowania pomieszczeń sanitarnych w mieszkalnictwie	
New possibilities for designing household sanitary systems	
28. Ziemowit Suligowski, Andrzej Świerszcz	263
Rozwój techniki połączeń rur w domowych instalacjach wodociągowych	
Development of the technologies of house drinking water pipe joints	
29. Michał Wójcik, Jerzy Bobiński, Jacek Tejchman	271
Zastosowanie MES do obliczania żelbetowych stropów płytowo-słupowych	
Application of FEM for calculations of reinforced concrete slab-column floors	
30. Andrzej Marek Zacharski, Andrzej Zygmunt Zacharski	281
O uwzględnianiu wymagań izolacyjności cieplnej na etapie konstruowania ścian kurtynowych	
Consideration about thermal insulation requirements during curtain walling designing	
31. Barbara Zając, Julita Rojek, Maciej Dutkiewicz	289
Analiza możliwości wykorzystania metody badań „pull off” do oceny wytrzymałości betonu na ściskanie	
Analysis of the possibility of use of “pull off” method for estimation of concrete compression strength	
32. Genowefa Zapotoczna-Sytek	297
Przełom w technologii wytwarzania i stosowania autoklawizowanego betonu komórkowego w Polsce na przykładzie SOLBETU	
Remarkable changes in the production technology and application of autoclaved aerated concrete in Poland (based on experience from Solbet AAC plant)	
33. Jarosław Zieliński	309
Modelowanie warstwowe grubych płyt sprężystych	
Layered model of thick elastic plates	



OBLICZANIE FUNDAMENTÓW PŁYTOWYCH NA SPRĘŻYSTYM PODŁOŻU

Jerzy Bobiński, Jacek Tejchman

Katedra Podstaw Budownictwa i Inżynierii Materiałowej
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

W artykule przedstawiono metodę wyznaczania momentów zginających dla żelbetowych fundamentów płytowych o dowolnym kształcie, posadowionych na niejednorodnym podłożu gruntowym. Obliczenia wykonano metodą elementów skończonych, modelując podłoże gruntowe jako ośrodek sprężysty. Podano sposób wyznaczania stałych sprężystych gruntu. Omówiono niektóre problemy numeryczne związane z modelowaniem fundamentów.

Słowa kluczowe: fundamenty płytowe, metoda elementów skończonych, podłoże gruntowe

1. WSTĘP

Projektowanie budynków na żelbetowych fundamentach płytowych jest jednym z najczęściej stosowanych sposobów posadowienia, szczególnie w przypadku wysokich konstrukcji, nierównomiernie obciążonych i posadowionych na niejednorodnym podłożu gruntowym. Obliczanie fundamentów jest zagadnieniem skomplikowanym z uwagi na nieliniowe zachowanie się gruntu i betonu pod wpływem obciążenia oraz złożoną współpracę tych dwóch różnych materiałów w strefie kontaktu. Do obliczeń stosuje się metody analityczne lub metodę elementów skończonych – w przypadku skomplikowanego kształtu fundamentu i zróżnicowanego obciążenia. Zakłada się przy tym sprężyste zachowanie gruntu i betonu.

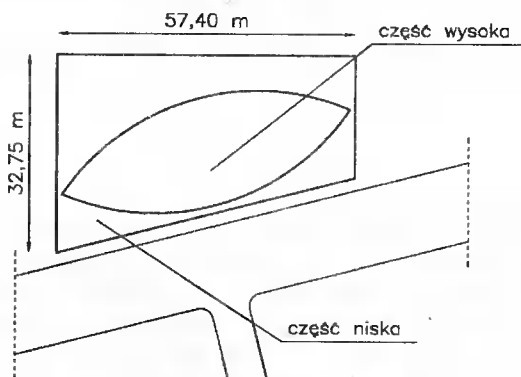
W najprostszych modelach analitycznych przyjmuje się nieskończenie sztywną płytę fundamentową i jednoparametrowy sprężysty model gruntu typu Winklera, w którym stałą sprężyny wyznacza się eksperymentalnie lub na podstawie modułu ściśliwości gruntu i współczynnika Poissona [4]. W modelach analitycznych dwuparametrowych, oprócz stałej sprężyny, przyjmuje się także stałą membrany. Model ten wprowadził Fiłonienko-Borodicz [4], a Własow [4] podał wzory analityczne na wyznaczanie obu stałych. Metody analityczne modelują ośrodek gruntowy także w postaci półprzestrzeni lub półpłaszczyzny sprężystej. Wykorzystuje się tutaj rozwiązanie Flamanta, Boussinesq'a, Gorbunowa-Posadowa i Żemoćzki [4]. Metody analityczne mogą być stosowane tylko dla prostych przypadków geometrii, obciążenia płyt i warunków gruntowych.

Celem artykułu jest przedstawienie obliczeń fundamentu płytowego na sprężystym podłożu typu Winklera dla rzeczywistego budynku biurowo-handlowego, budowanego

w Warszawie. W obliczeniach sił wewnętrznych wykorzystano metodę elementów skończonych. Omówiono wpływ sztywności fundamentu, oporu gruntu oraz punktów osoblwych pod siłami skupionymi na wielkość momentów zginających.

2. SYTUACJA

Budynek biurowo-handlowy w Warszawie wykonany zostanie jako konstrukcja żelbetowa w technologii monolitycznej (rys. 1). Składa się z jednej kondygnacji w części podziemnej oraz części nadziemnej w kształcie „łezki”, liczącej 11 kondygnacji. Elementami przekazującymi obciążenia pionowe na płytę fundamentową są słupy ustawione w nieregularnej siatce oraz ściany części wysokiej. Na obwodzie części podziemnej budynku, na całej jej wysokości, zaprojektowano w gruncie ścianę szczelinową. Ściana jest połączona przegubowo z płytą fundamentową o grubości 1 m. Płyta ma kształt zbliżony do prostokąta o wymiarach 57,40 m × 32,75 m (w świetle ścian szczelinowych). W kondygnacji podziemnej zaprojektowano miejsca parkingowe, stację transformatorową, pompownię, zbiornik przeciwpożarowy na wodę oraz zakończenia szybów windowych. Płyta charakteryzuje się licznymi załamaniami pionowymi i skomplikowanym kształtem. Zostanie posadowiona na następujących rzędnych poniżej terenu: -4,55, -4,95, -5,65, -6,05 i -7,80 m.



Rys. 1. Sytuacja
Fig. 1. Situation

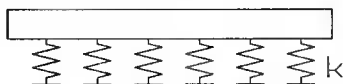
3. PODŁOŻE GRUNTOWE

3.1. WARUNKI

Pod budynkiem zalegają gliny piaszczyste oraz piaski drobne i średnie. Parametry geotechniczne gruntów wyznaczono metodą korelacji według PN [2] na podstawie stopnia zagęszczenia (grunty niespoiste) lub stopnia plastyczności (grunty spoiste). Zwierciadło wody gruntowej znajduje się na głębokości od 6,4 do 14,5 m poniżej terenu. Woda nie wykazuje cech agresywnych w stosunku do konstrukcji żelbetowej.

3.2. MODEL TEORETYCZNY

W obliczeniach statycznych fundamentu przyjęto model fundamentu na podłożu sprężystym Winklera (rys. 2).



Rys. 2. Model fundamentu na podłożu sprężystym
Fig. 2. Foundation model on an elastic base

Stałą sprężystą gruntu k wyznaczono ze wzoru:

$$k = \frac{q}{s} \quad [\text{kN/m}^3] \quad (1)$$

gdzie:

- q - wartość obciążenia powierzchniowego [kPa],
- s - osiadanie fundamentu odpowiadające obciążeniu q [m].

3.3. OSIADANIA

Osiadania gruntu pod fundamentem płytowym wyznaczono metodą odkształceń jednoosiowych, z wykorzystaniem metody Steinbrunnera [2]. Metoda ta pozwala na wyznaczanie osiadań zarówno od obciążeń bezpośrednio działających na dany fundament o kształcie prostokątnym, jak również od obciążeń działających na fundamenty sąsiednie. Ze względu na wymiary płyty fundamentowej (57,40 m × 32,75 m) w stosunku do grubości równej 1,0 m przyjęto, że płyta fundamentowa jest wiotka. Dlatego też podzielono płytę fundamentową na 27 prostokątnych fundamentów składowych. Przy podziale fundamentu na fundamenty składowe uwzględniono geometrię płyty, położenie i wielkość obciążenia oraz zróżnicowanie warunków geotechnicznych. Długość boku fundamentów składowych nie przekraczała 10 m. Do obliczenia stałej sprężystej gruntu k (równanie (1)) przyjęto obciążenia działające na płytę w postaci:

- równomiernie rozłożonego średniego obciążenia całego fundamentu $q = 175$ kPa (takiego samego dla wszystkich elementów składowych),

oraz

- obciążenia równomiernie rozłożonego q wyznaczonego indywidualnie dla każdego fundamentu składowego na podstawie rzeczywistych obciążeń działających na dany fundament.

Wartości osiadań s (równanie (1)) obliczono wg wzoru [2]:

$$s = \lambda \frac{\sigma_{zs} \cdot h}{M} + \frac{\sigma_{zd} \cdot h}{M_0} \quad (2)$$

gdzie:

- q - wartość obciążenia powierzchniowego [kPa],
- s - osiadanie fundamentu odpowiadające obciążeniu q [m],

- λ - współczynnik uwzględniający stopień odprężenia podłoża po wykonaniu wykopu; $\lambda = 1,0$ (czas wznoszenia budowli trwa dłużej niż 1 rok) lub $\lambda = 0,0$ (czas wznoszenia budowli trwa krócej niż 1 rok),
- σ_{zd} - naprężenie dodatkowe w podłożu pod fundamentem,
- σ_{zs} - naprężenie wtórne w podłożu pod fundamentem,
- h - grubość warstwy,
- M_0 - edometryczny moduł ścisłości pierwotnej,
- M - edometryczny moduł ścisłości wtórnej.

Z uwagi na głębokie posadowienie fundamentu płytowego, osiadania całkowite wyznaczone z równania (2) są bliskie zeru, ponieważ obciążenie gruntu od wykopu jest w przybliżeniu równe obciążeniu od projektowanego budynku. W tej sytuacji założono, że miarą osiadania gruntu jest jego wartość mierzona od poziomu po odprężeniu. Przyjęto tylko wartości wtórnych modułów ścisłości gruntu. Pominięto więc warstwy gruntu leżące powyżej poziomu posadowienia. Obliczone maksymalne osiadania fundamentów składowych były równe 3,19 cm. Średnie obliczone osiadanie całego fundamentu było równe 2,17 cm.

3.4. STAŁE SPRĘŻYSTE

Rozpatrzono dwa sposoby wyznaczania stałych sprężystych gruntu k :

- metoda A, w której q jest średnim obciążeniem powierzchniowym całego fundamentu, a s – średnim osiadaniem danego fundamentu składowego;
- metoda B, w której q jest średnim obciążeniem powierzchniowym danego fundamentu składowego, a s – średnim osiadaniem danego fundamentu składowego.

W obu metodach każdy fundament składowy ma inną stałą k . Wstępne obliczenia pokazały, że najbardziej wiarygodne wyniki uzyskano przy zastosowaniu metody A. W metodzie tej stałe k były równe od 5486 do 13258 kN/m³. W metodzie B otrzymano pod fundamentem jeszcze większe różnice w stałych k .

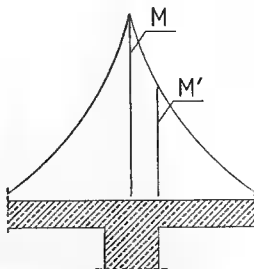
4. MODELOWANIE MES

4.1. ZAŁOŻENIA

Obliczenia statyczne płyty fundamentowej wykonano metodą elementów skończonych. Do modelowania płyty fundamentowej zastosowano model materiału liniowo-sprężystego, bez uwzględniania nieliniowości geometrycznej. Konstrukcję płyty modelowano elementami powłokowymi posiadającymi w każdym węźle 6 stopni swobody: 3 przemieszczenia i 3 obroty. Wykorzystano elementy czworokątne 4-węzłowe i trójkątne 3-węzłowe. W obliczeniach zrezygnowano z modelowania płyty elementami przestrzennymi 3D, ponieważ model 3D zwiększyłby co najmniej kilkunastokrotnie czas obliczeń. Nie uwzględniono także w obliczeniach korzystnego wpływu konstrukcji budynku na siły wewnętrzne w fundamencie.

4.2. OBCIĄŻENIA SKUPIONE

Obciążenie siłami skupionymi powoduje powstanie pod nimi osobliwości numerycznej, charakteryzującej się nierealistycznie wysokim wzrostem momentu (rys. 3).



Rys. 3. Moment podporowy (M) i krawędziowy (M') nad słupem

Fig. 3. Moment at the support (M) and moment at the edge (M') above a column

W pracy [1] zaproponowano przyjmowanie do obliczeń momentu będącego średnią arytmetyczną momentu podporowego w osi podpory i w odległości 50 cm od niej. W obliczeniach – jako wartość miarodajną – przyjęto moment występujący na krawędzi słupa (moment krawędziowy M'). Innym sposobem zmniejszenia dużego momentu podporowego jest przyjęcie obciążenia od słupów w postaci 4 sił skupionych lub w postaci obciążenia powierzchniowego. Przy przyjmowaniu siatki elementów skończonych trzeba także zwrócić uwagę na załamania i naroża przestrzenne fundamentu. W celu uniknięcia koncentracji naprężeń w tych miejscach należy zagęścić siatkę.

4.3. WARUNKI BRZEGOWE

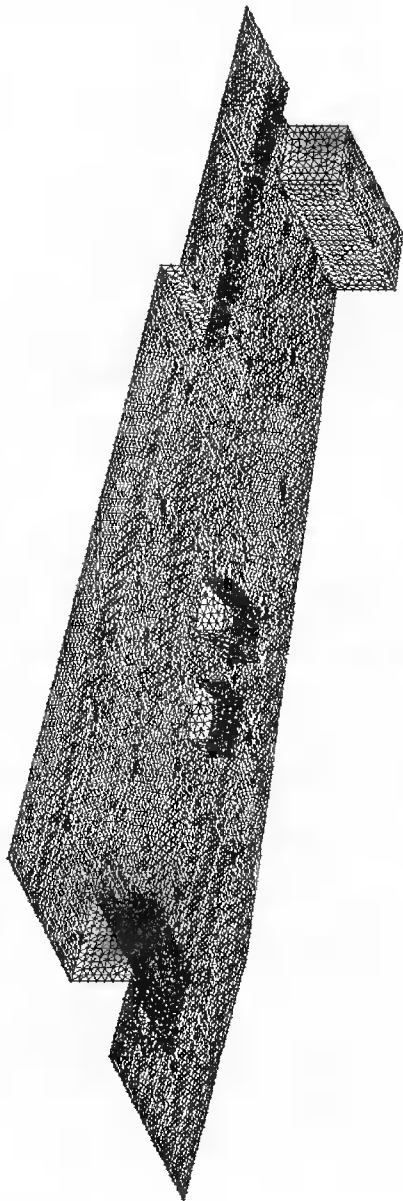
W obliczeniach numerycznych pominięto połączenie płyty ze ścianami szczelinowymi na brzegach. Dokładne modelowanie wspólnej pracy ścian szczelinowych i płyty fundamentowej wymagałoby uwzględnienia geometrii ścian szczelinowych, rozkładu obciążeń na ściany oraz wyznaczenia stałej sprężystej k dla ścian szczelinowych. Do wyznaczenia tych stałych konieczna byłaby znajomość osiadań pod wpływem przyłożonego obciążenia. Przyjęto początkowo sztywne podparcie płyty na brzegach. Niestety, przy tym sposobie modelowania, otrzymano duży wzrost sił wewnętrznych w porównaniu z obliczeniami dla brzegu swobodnego. Wzrost momentów dotyczył zarówno wartości pod słupami (wzrost sięgający do 40%), jak również momentów przęsłowych. Wpływ sztywnego podparcia na brzegu występował także np. pod trzonem w środkowej części fundamentu. Pominięto więc ostatecznie wpływ ścian szczelinowych w obliczeniach MES. W rzeczywistości ściany szczelinowe przemieszczają się równomiernie wraz z fundamentem, zmniejszając różnice osiadań.

4.4. SZTYWNOŚĆ

Sztywność fundamentu płytowego jest istotnym parametrem wpływającym na siły wewnętrzne. Obliczenia wykonano dla fundamentu niezarysowanego i zarysowanego. Metoda wyznaczania sztywności elementu zginanego została podana w [4]. Sztywności elementu zarysowanego i niezarysowanego różnią się między sobą kilkakrotnie.

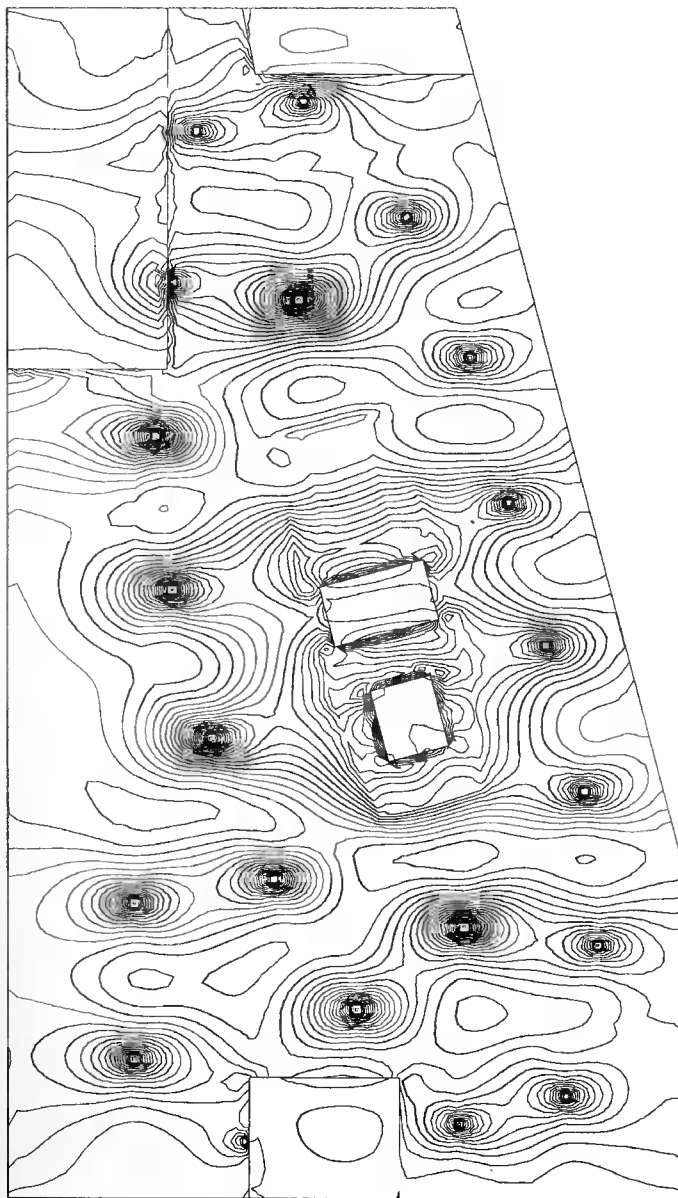
4.5. WYNIKI

Zastosowaną siatkę elementów skończonych przedstawiono na rysunku 4.

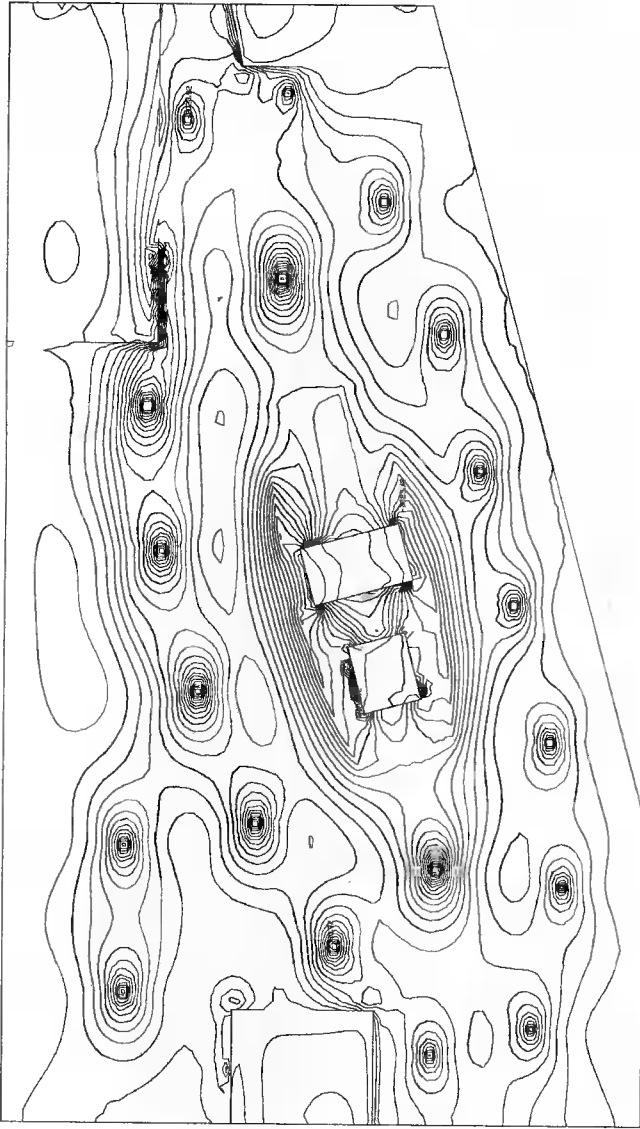


Rys. 4. Siatka elementów skończonych
Fig. 4. FE-mesh

Obwiednię momentów zginających obliczono dla wszystkich możliwych kombinacji obciążeń. Przykładową mapę minimalnych momentów zginających M_x (wzdłuż dłuższego boku) przedstawiono na rysunku 5, a minimalnych momentów M_y (wzdłuż krótszego boku) – na rysunku 6.



Rys. 5. Minimalne momenty zginające M_x w fundamencie (wzdłuż dłuższego boku)
Fig. 5. Minimum bending moments M_x in the foundation (along the longer side)



Rys. 6. Minimalne momenty zginające M_y w fundamencie (wzdłuż krótszego boku)
 Fig. 6. Minimum bending moments M_y in the foundation (along the shorter side)

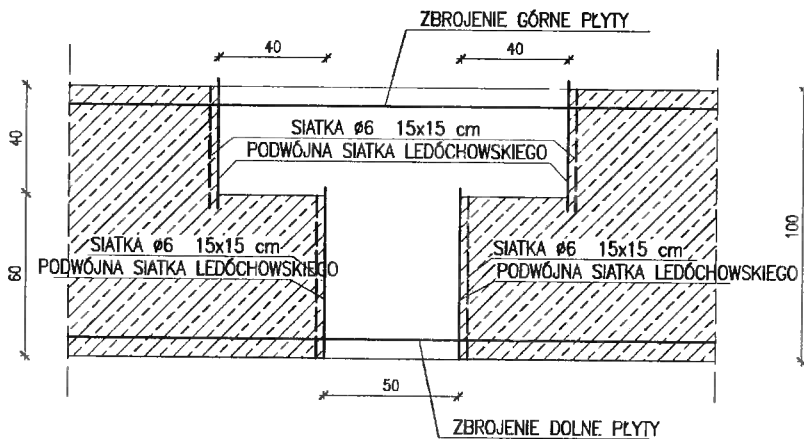
Wyniki otrzymano dla elementu niezarysowanego. Maksymalne momenty przęsłowe były równe: $M_x = 1305$ kNm, $M_y = 1001$ kNm. Minimalne momenty krawędziowe były równe: $M = -3098$ kNm.

W obliczeniach dla sztywności zginanego elementu zarysowanego otrzymano wartości momentów zginających o około 20% mniejsze w porównaniu do obliczeń ze sztywnością elementu niezarysowanego.

W miejscach znacznych wartości momentów zginających rozstaw prętów został zagęszczony do 12,5 cm. Wykonano zbrojenie bez przerw w całej płycie [5]. Pod niektórymi słupami zaprojektowano dodatkowo zbrojenie na przebiecie w postaci prętów odgiętych. Całkowita ilość stali zbrojeniowej wynosiła 240 ton stali, przy 2000 m³ betonu.

6. TECHNOLOGIA WYKONANIA

W trakcie betonowania fundament został podzielony na 3 obszary. Przerwy robocze pomiędzy tym obszarami zostaną zabetonowane po zakończeniu procesu skurczu betonu. Sposób rozwiązania przerwy roboczej przedstawiono na rysunku 8.



Rys. 8. Projekt przerwy technologicznej
Fig. 8. Design of a technological break

7. WNIOSKI

Przedstawiona w artykule metoda umożliwiła wymiarowanie fundamentów płytowych o dowolnym kształcie i układzie obciążenia, posadowionych na niejednorodnym podłożu gruntowym. Obliczenia mogą zostać wykonane przy wykorzystaniu powszechnych programów statycznych MES do analizy konstrukcji. Przy wykonywaniu obliczeń, należy zwrócić szczególną uwagę na problem interpretacji wyników sił wewnętrznych pod obciążeniem skupionym i zagęszczenia siatki w miejscach narożnych i załamania fundamentu. Duży wpływ na wyniki ma sztywność fundamentu (z uwzględnieniem i bez uwzględnienia zarysowania). Nie można także bezkrytycznie stosować metody równomiernego oporu gruntu w obliczeniach statycznych. Dla fundamentów o nieregularnej geometrii i układzie obciążenia otrzymuje się w wynikach duże różnice w porównaniu do modelu fundamentu na sprężystym podłożu.

LITERATURA

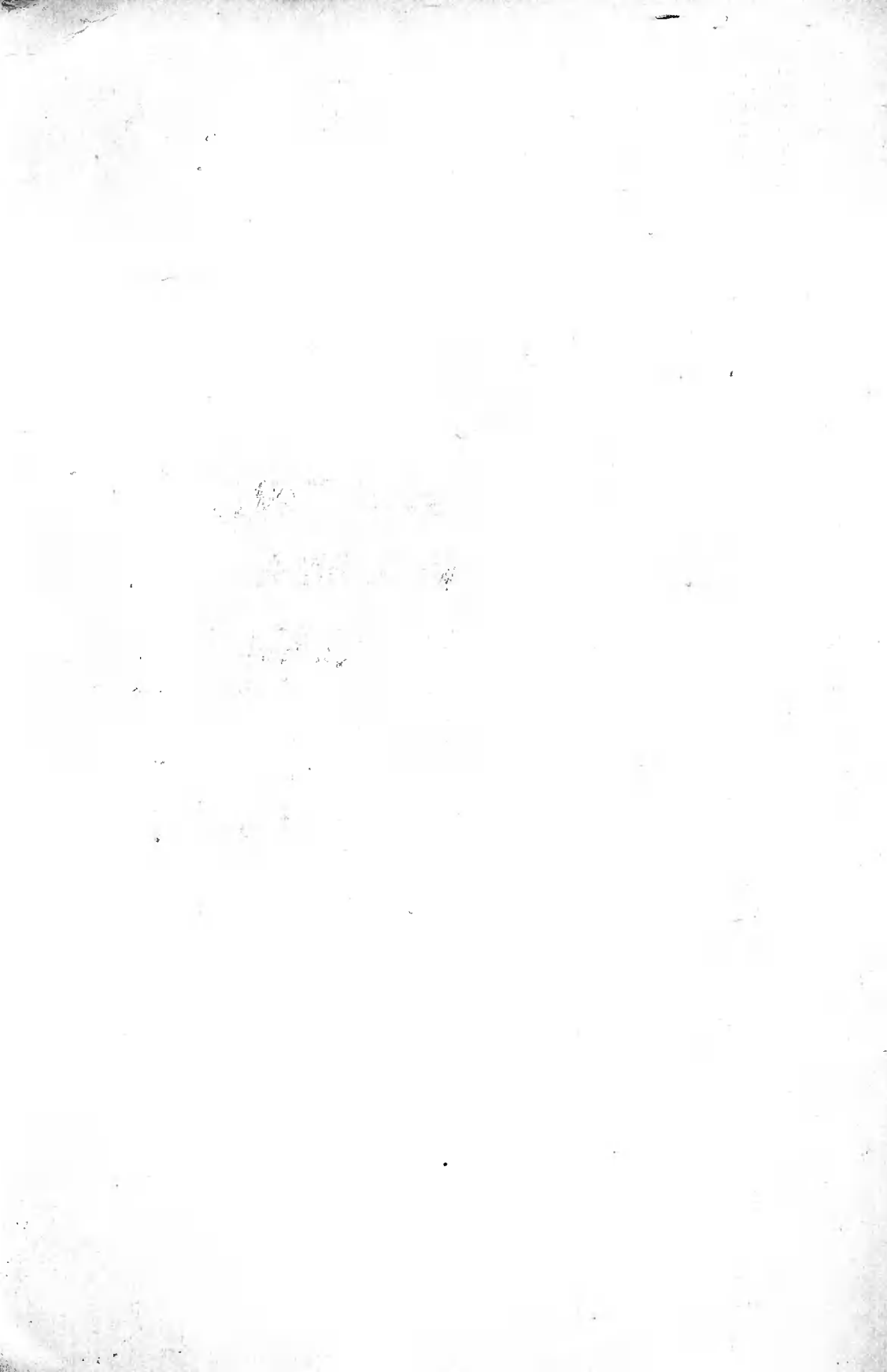
- [1] Kobiak J., Stachurski W., 1987. Konstrukcje żelbetowe. T. 2. Arkady Warszawa.
- [2] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-99/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [4] Praca zbiorowa, 1976. Fundamenty – projektowanie i wykonawstwo. Arkady Warszawa.
- [5] Szkwarek J., 2000. Uwagi o projektowaniu posadowienia budynków mieszkalnych na płycie. Inżynieria i Budownictwo 10, 542-545.

CALCULATIONS OF SLAB FOUNDATIONS ON ELASTIC SUBSOIL

Summary

The paper presents a calculation method of determination of bending moments for a reinforced concrete slab foundation with an arbitrary shape put on a non-uniform subsoil. The calculations were carried out with a FEM by assuming the subsoil as an elastic medium. A method for calculation of elastic constants for the subsoil was given. Some numerical problems concerning the modelling of slab foundations were outlined.

Keywords: slab foundations, finite element method, subsoil



ZNACZENIE ZJAWISK TERMICZNO-SKURCZOWYCH PRZY PROJEKTOWANIU MONOLITYCZNYCH KONSTRUKCJI ŻELBETOWYCH

Irena Bobulska-Pacek, Marta Libura, Władysław Ziobroń

Instytut Mechaniki i Konstrukcji Budowli
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

W referacie przedstawiono problemy dotyczące konstrukcji z betonu, wynikające z oddziaływań spowodowanych zjawiskami termiczno-skurczowymi. Jak wykazuje praktyka, zjawiska te, dość dobrze rozeznane w zakresie badawczym, nie są należycie doceniane w fazie projektowania i realizacji konstrukcji z betonu. W konsekwencji, projektowane konstrukcje nie są należycie zabezpieczone przed uszkodzeniami spowodowanymi odkształceniami termiczno-skurczowymi. Zarysowania t.e. przy wzrastającym zanieczyszczeniu i agresywności środowiska, nie mogą być bagatelizowane z uwagi na zagrożenia korozyjne stali zbrojeniowej. W artykule, na przykładzie jednej z realizacji, przedstawiono uszkodzenia żelbetowych ścian piwnic, powstałe w fazie wznoszenia obiektu, spowodowane zjawiskami termiczno-skurczowymi. Poddano analizie siły wewnętrzne wywołane tymi zjawiskami i oszacowano konieczne zbrojenie, jakie winno być zastosowane w ścianie. Omówiono zalecenia normowe dotyczące zasad konstruowania zbrojenia w tego typu konstrukcjach.

Słowa kluczowe: żelbet, skurcz, rysy

1. WPROWADZENIE

Przy wykonywaniu konstrukcji z betonu o większych wymiarach, bardzo często już w fazie wznoszenia obiektów na powierzchniach wykonywanych elementów (ścianach, płytach stropowych) pojawiają się rysy. Przyczyną tych zarysowań są zjawiska określane ogólnie mianem termiczno-skurczowych. Proporcje oddziaływań temperatury i skurczu technologicznego mogą być zdecydowanie różne, również okresy ich ekstremalnego oddziaływania są najczęściej przesunięte w czasie.

Specyfika konstrukcji z betonu sprawia, że oprócz oddziaływań zewnętrznych, istotną rolę w rozkładzie sił wewnętrznych odgrywają również oddziaływania wewnętrzne, wynikające z właściwości materiałów oraz technologii wznoszenia obiektów. Jedną z głównych przyczyn ich powstania są niestacjonarne i niejednorodne pola temperatur i związane z nimi pola wilgotności, powstające w trakcie wiązania i dojrzewania betonu oraz wymiany ciepła z otoczeniem. Zjawiska te mogą być potęgowane brakiem swobody odkształceń elementów oraz specyfiką samego zjawiska skurczu. Odkształce-

nia powstające pod wpływem ciepła hydratacji cementu podczas dojrzewania betonu są szczególnie silne w elementach o dużej masywności.

Elementy z betonu – ze względu na ich masywność – klasyfikuje się często według wartości tzw. „modułu powierzchniowego” [1, 2], wyrażanego wzorem:

$$m = \frac{F}{V} \quad [m^{-1}] \quad (1)$$

gdzie:

F - powierzchnia zewnętrzna bryły, przez którą odbywa się wymiana ciepła z otoczeniem [m^2],

V - objętość tej bryły [m^3].

W elementach o małej masywności ($m > 15$) wpływ pól termicznych na omawiane odkształcenia można pominąć, natomiast ważną rolę odgrywają pola wilgotnościowe. W elementach o dużej masywności ($m < 2$) sytuacja jest odwrotna; wpływ pól termicznych jest dominujący. Dla elementów o średniej masywności ($2 \leq m \leq 15$), do których należy znaczna część elementów żelbetowych, wpływ pól termicznych staje się niekiedy równoważny wpływowi pól wilgotnościowych.

Ocena ilościowa poszczególnych wpływów i zapis matematyczny procesów termiczno-skurczowych jest zagadnieniem bardzo skomplikowanym i trudnym do rozwiązania, nawet przy zastosowaniu metod numerycznych. Według [1, 7], rozwiązanie matematyczne problemu nie jest możliwe do wykonania w formie analitycznej zamkniętej, zwłaszcza dla elementów betonowych masywnych.

Analizując powierzchniowe zarysowania konstrukcji średnio masywnych należy pamiętać, że naprężenia termiczno-skurczowe wywołane hydratacją cementu są stosunkowo niewielkie i dość szybko zanikają. Zjawiska te występują jednak w młodym betonie, którego wytrzymałość na rozciąganie jest stosunkowo niewielka i może być niewystarczająca do przeniesienia powstałych naprężeń. Znacznie dłużej trwa skurcz właściwy i może wywołać większe naprężenia i większe zarysowania [4, 5, 10]. Naprężenia rozciągające w betonie, powstające w procesie dojrzewania betonu, jak i wywołane skurczem, sumują się z naprężeniami od sił wewnętrznych, przyspieszając moment zarysowania elementów; w elementach już zarysowanych powiększają szerokość rozwarcia istniejących rys.

W dobie zwiększonej agresywności środowiska naturalnego powinno się przy projektowaniu konstrukcji z betonu dążyć do ograniczenia ilości i szerokości rozwarcia rys, a w betonowych konstrukcjach sprężonych całkowicie wyeliminować możliwości pojawienia się rys, zgodnie z wymaganiami normy [8].

W praktyce inżynierskiej ograniczenie niekorzystnych efektów zjawisk termiczno-skurczowych sprowadza się do stosowania:

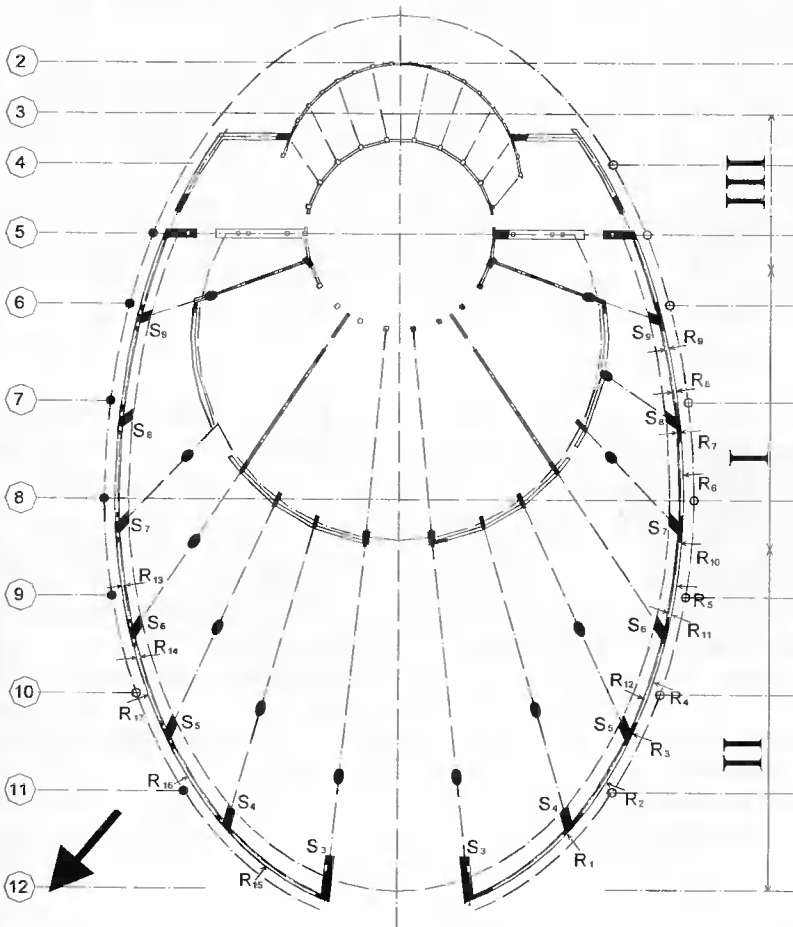
- cementów niskoskurczowych w ilości nie przekraczającej 450 kg/m^3 (320 kg/m^3 dla elementów masywnych),
- mieszanek betonowych o niskim współczynniku w/c, z dodatkami uplastyczniającymi,
- odpowiedniej pielęgnacji młodego betonu,
- przerw dylatacyjnych o rozstawie zależnym od rodzaju konstrukcji,
- zbrojenia, ograniczającego szerokość rozwarcia powstałych rys.

Problemy powyższe wystąpiły w trakcie wznoszenia ścian piwnic obiektu budownictwa sakralnego. Powstałe uszkodzenia omówione zostaną w niniejszym referacie.

2. OPIS OBIEKTU

2.1. KONSTRUKCJA

Żelbetowe ściany piwnic przedmiotowego budynku są krzywoliniowe, oparte na rzucie elipsy (rys. 1). Wydzielić w nich można dwie części: południowo-zachodnią i północno-wschodnią, symetryczne względem osi obiektu. Posiadają one analogiczną konstrukcję i długość (około 63 m). W chwili badania ich wysokość wynosiła około 3,50 m, licząc od poziomu ław fundamentowych. W dokumentacji projektowej nie przewidziano dylatacji na długości ścian.



Rys. 1. Schemat rozmieszczenia słupów i odcinków betonowania ścian. Inwentaryzacja rys
Fig. 1. Scheme of column arrangement and location of wall concreting. Record of cracks

Od strony wewnętrznej ściany połączone są z żelbetowymi słupami o przekroju rombowym, rozmieszczonymi na obwodzie elipsy nieregularnie, w rozstawach średnio co około 7,5 m. Szerokość przekroju poprzecznego słupów wynosi 0,90 m, a wysokość przekroju jest zmienna i waha się w granicach od 0,90 m do 1,30 m. Pomiędzy słupami żelbetowymi, mniej więcej w środku ich rozstawów, w żelbetowe ściany wtopione są słupy stalowe o przekroju złożonym z 2 dwuteowników typu: HEB-1 o wymiarach 180×360 mm i HEB-2 o wymiarach 180×480 mm. Grubość ścian piwnic poza obszarami słupów wynosi 0,32 m. W miejscach występowania słupów żelbetowych grubość ścian wzrasta na odcinku 0,90 m do wymiarów przekroju poprzecznego słupa, a w miejscach występowania słupów stalowych maleje odcinkowo na szerokości słupów do około 0,06 m. Ściany i słupy posadowione są na wspólnych ławach fundamentowych.

Do wykonania ścian piwnic zastosowano:

- beton klasy B30, wykonany wg receptur specjalnie opracowanych:
 - do betonowania ściany południowo-zachodniej zastosowano beton o konsystencji półciekłej i recepturze zawierającej 380 kg/m^3 cementu szybko twardniejącego, domieszki – Chrystofluid CB 5,7 kg i 190 kg wody,
 - do betonowania ściany północno-wschodniej zastosowano beton o konsystencji ciekłej i recepturze zawierającej 350 kg/m^3 cementu szybko twardniejącego, domieszki – Addiment FM 38 4 dm^3 , dodatki – mikrokrzemionka SILMIC 18 kg i 175 kg wody;
- stal żebrowaną klasy A III gatunku 34GS – zbrojenie główne ścian stanowią powierzchniowe siatki, umieszczone po obu stronach przekroju, wykonane z prętów poziomych $\phi 8$ w rozstawie co 25 cm ($A_{sk} = 2,01 \text{ cm}^2 \times 2$) i prętów pionowych $\phi 12$ w rozstawie co 20 cm ($A_{sy} = 5,65 \text{ cm}^2 \times 2$).

2.2. PRZEBIEG BUDOWY

Przedmiotowe ściany betonowano etapami. Każda ze ścian podzielona została na 3 odcinki. Przerwy robocze zlokalizowane były w obszarze słupów stalowych, i tak:

- odcinek I – między osiami 6-5 i 9-8 obejmował ściany w obszarze słupów S_7, S_8, S_9 i miał długość około 20 m, wykonany został:
 - ściana południowo-zachodnia 03.03.2000 r., przy temperaturze powietrza $+2^\circ\text{C}$,
 - ściana północno-wschodnia 13.02.2000 r., przy temperaturze powietrza $+2^\circ\text{C}$,
- odcinek II – skrajny zachodni między osiami 9-8 i 12, obejmował ściany w obszarze słupów S_3, S_4, S_5, S_6 i miał długość około 30 m, wykonany został:
 - ściana południowo-zachodnia 13.03.2000 r., przy temperaturze powietrza $+6^\circ\text{C}$,
 - ściana północno-wschodnia 24.02.2000 r., przy temperaturze powietrza $+4^\circ\text{C}$,
- odcinek III – skrajny wschodni między osiami 6-5 i 3-4 miał długość około 13 m, wykonany został:
 - ściana południowo-zachodnia 28.03.2000 r., przy temperaturze powietrza $+10^\circ\text{C}$,
 - ściana północno-wschodnia 21.03.2000 r., przy temperaturze powietrza $+5^\circ\text{C}$.

3. OPIS OBSERWOWANYCH USZKODZEŃ

3.1. UWAGI OGÓLNE

W trakcie wizji lokalnej przeprowadzonej w kwietniu 2000 roku stwierdzono zarysowania ścian żelbetowych. Rysy pionowe i częściowo ukośne widoczne były zarówno na obwodzie zewnętrznym, jak i wewnętrznym ścian, i w większości przypadków obejmowały całą ich wysokość od poziomu ław fundamentowych. Szerokość rys wahała się w granicach od 0,10 mm do 1,50 mm. Inwentaryzację powstałych zarysowań przedstawiono na rysunku 1, oznaczając rysy strzałką i literą R z indeksem.

3.2. ŚCIANA POŁUDNIOWO-ZACHODNIA

Na obwodzie zewnętrznym ściany rysy pionowe występowały w regularnych odstępach wzdłuż płaszczyzn styku żelbetowej ściany ze stalowymi słupami, a także lokalnie wzdłuż płaszczyzn połączenia ściany ze słupami żelbetowymi. Szerokość rozwarcia tych rys była rzędu (0,1-0,3) mm.

W polu pomiędzy słupami S_8 i S_9 , poza obszarem słupa stalowego, po obu jego stronach powstały dwie rysy obejmujące całą grubość i wysokość ściany. Szerokość ich rozwarcia wynosi około 1,0 mm i 0,5 mm. Przy słupie S_6 w polu pomiędzy słupem żelbetowym i stalowym powstała rysa pionowa, widoczna po obu stronach ściany, obejmująca całą jej wysokość. Szerokość jej maksymalnego rozwarcia oszacowano na 0,6 mm. Zarysowania pionowe i ukośne powierzchni betonu widoczne były również w obszarach naroży wnek wentylacyjnych oraz otworów kanalizacyjnych.

Z relacji wykonawcy wynika, że zarysowania ściany południowo-zachodniej pojawiły się właściwie bezpośrednio po zdjęciu deskowania.

3.3. ŚCIANA PÓLNOCNO-WSCHODNIA

Charakter zarysowań ściany północno-wschodniej był podobny do opisanego dla ściany południowo-zachodniej, lecz ilość rys była zdecydowanie mniejsza. Widoczne zarysowania pionowe wzdłuż płaszczyzn styku żelbetowej ściany ze stalowymi słupami miały rozwarć w granicach 0,1-0,2 mm.

W polu S_6 - S_7 – po obu stronach ściany – wystąpiła pionowa rysa na całej wysokości ściany. Rozwarć jej oszacowano na około 0,6 mm. W polu S_6 - S_5 rysa pionowa, powstała w narożu wneki wentylacyjnej, objęła całą wysokość ściany i była widoczna po obu jej stronach. Szerokość maksymalnego rozwarcia tej rysy oszacowano na około 1,0 mm.

Z relacji wykonawcy wynika, że rysy na ścianie północno-wschodniej nie wystąpiły bezpośrednio po zdjęciu deskowania, jak to miało miejsce w ścianie południowo-zachodniej.

4. MINIMALNE ZBROJENIE OGRANICZAJĄCE SZEROKOŚĆ RYS

Przepisy normowe obowiązujące w Polsce zalecają zapewnienie niezawodności konstrukcji zarówno w fazie projektowania, jak i realizacji. Konstrukcja winna być tak zaprojektowana i wykonana, aby przez cały przewidywany okres użytkowania odpowiadała założonemu przeznaczeniu, przy zadanym poziomie konserwacji. Założony po-

ziom konserwacji to nic innego jak zapewnienie konstrukcji należytej trwałości, a więc również niedopuszczenie do jej nadmiernych zarysowań.

Przepisy normowe [9] w trzech miejscach wskazują minimalne zbrojenie wymagane w konstrukcji z uwagi na ograniczenie szerokości rozwarcia rys.

W punkcie dotyczącym minimalnego pola przekroju zbrojenia rozciąganego, wymaganego z uwagi na ograniczenie szerokości rozwarcia rys skurczowych, powiedziane jest, że zbrojenie to wyznaczyć można ze wzoru (2):

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (2)$$

gdzie:

- k_c, k - współczynniki uwzględniające odpowiednio rozkład naprężeń w przekroju w chwili poprzedzającej zarysowanie i wpływ nierównomiernych naprężeń samorównoważących się w ustroju,
- $f_{ct,eff}$ - średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania, $f_{ct,eff} = f_{ctm}$,
- f_{ctm} - wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie,
- A_{ct} - pole przekroju strefy rozciąganej elementu w chwili spodziewanego zarysowania (dla elementów osiowo rozciąganych $A_{ct} = bh$),
- σ_s - naprężenie w zbrojeniu rozciąganych tuż po zarysowaniu, które można przyjmować równe f_{yk} lub niższe, jeżeli graniczna szerokość rysy tego wymaga.

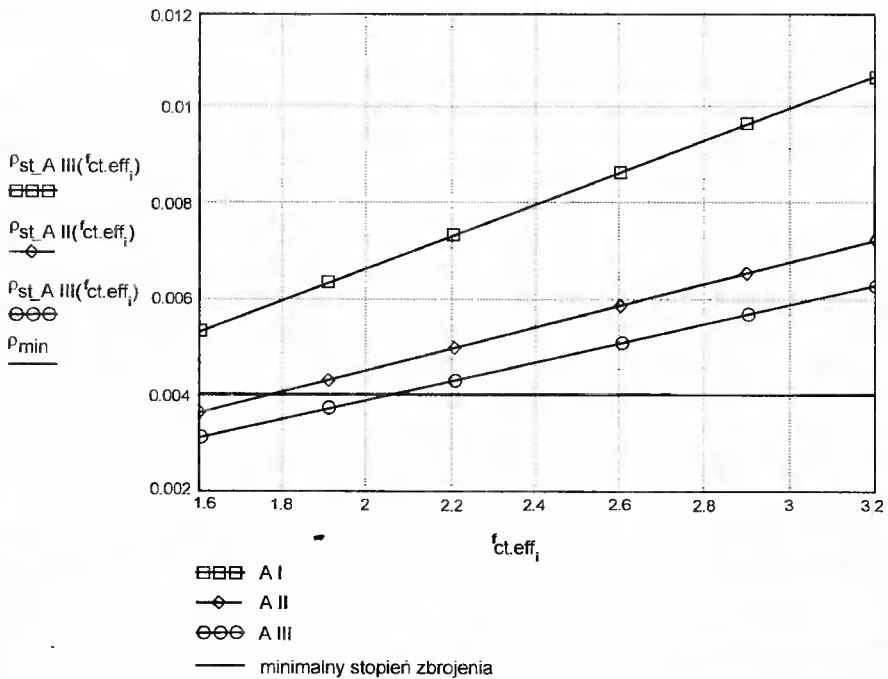
Stopień zbrojenia podłużnego ρ_{st} , odniesiony do użytecznego pola przekroju elementu rozciąganego, usytuowanego przy każdej z dwóch przeciwległych stron przekroju, obliczony dla zbrojenia klasy A I; A II i A III oraz betonu klasy B I5; B20; B25 i B30, pokazano na rysunku 2.

$$\rho_{ct} = \frac{A_s}{A_{ct}} = k \cdot k_c \cdot \frac{f_{ct,eff}}{f_{yk}} \quad (3)$$

Prosta pozioma odpowiadająca $\rho_{st} = 0,40\%$, widoczna na wykresie, wyznacza zakres wymaganego normowo minimalnego stopnia zbrojenia podłużnego, usytuowanego przy każdej z dwóch przeciwległych stron przekroju ($\rho_{s,min} = 0,20\%$), odniesionego do użytecznego pola przekroju elementu rozciąganego ($A_c = b \cdot d$). Między wartością ρ_{st} i $\rho_{s,min}$ zachodzi zależność:

$$\rho_{s,min} = 0,5 \cdot \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,5 \cdot \frac{A_s}{0,92b \cdot h} = 0,543 \cdot \rho_{st} \quad (4)$$

Jak widać z rysunku 2, w wielu przypadkach $\rho_{s,min}$ może być niewystarczające, z uwagi na szerokość rozwarcia rys spowodowanych naprężeniami wymuszonymi.



Rys. 2. Zależność minimalnego stopnia zbrojenia ograniczającego szerokość rys skurczowych od klasy betonu

Fig. 2. Relationship between the minimal reinforcement ratio restraining the crack width and concrete class

We wzorze (2) $f_{ct,eff}$ stanowi średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili spodziewanego zarysowania. Wartość tej wytrzymałości norma zaleca przyjmować równą $f_{ct,eff} = f_{ctm}$, odpowiednio do projektowanej klasy betonu – w warunkach polskich dla betonów klasy:

- nie większych od B20 $\Rightarrow f_{ct,eff} = 2,0$ MPa,
 - B30 $\Rightarrow f_{ct,eff} = 2,5$ MPa,
 - powyżej B30 $\Rightarrow f_{ct,eff} = 3,0$ MPa,
- zgodnie z propozycją [3].

Wymagania normy odnośnie zbrojenia ograniczającego szerokość rozwarcia rys lub przeciwdziałającego obłupywaniu otuliny betonu dotyczą tzw. zbrojenia przypowierzchniowego $A_{s,surf}$ stosowanego szczególnie w belkach o wysokości większej od 1 m [4, 10]. Zbrojenie to stanowią zwykle siatki z prętów żebrowanych o małej średnicy umieszczone na zewnątrz strzemion. Pole przekroju tego zbrojenia winno być nie mniejsze od:

$$A_{s,surf} = 1\% A_{ct,ext} \quad (5)$$

gdzie:

$A_{ct,ext}$ - pole betonu rozciąganego poza strzemionami.

Zgodnie z propozycjami przedstawionymi w [3], w warunkach polskich można zalecić stopień zbrojenia przypowierzchniowego $\rho_{s,surf}$ odniesiony do powierzchni otuliny

rozciąganej $A_{ct,ext}$, traktowanej jako element osiowo rozciągany odkształceniami wymuszonymi:

- 1 % - dla zbrojenia prętami gładkimi,
- 0,7 % - dla zbrojenia prętami żebrowanymi.

Z przeprowadzonej analizy wynika, że minimalny stopień zbrojenia, ograniczającego szerokość rys spowodowanych naprężeniami wywołanymi odkształceniami wymuszonymi (skurcz), jest większy od minimalnego stopnia zbrojenia rozciąganego oraz od minimalnego stopnia zbrojenia przypowierzchniowego. Odkształcenia skurczowe są naturalną cechą konstrukcji żelbetowych i pomimo stosowania różnych zabiegów, zmierzających do minimalizacji ich oddziaływania (patrz pkt. 1 artykułu), winny być uwzględniane w procesie projektowania konstrukcji z betonu. Dlatego wprowadzone w normie [9] zalecenia zachowania minimalnego stopnia zbrojenia – z uwagi na ograniczenie szerokości rys skurczowych – wydają się słuszne.

5. ANALIZA PRZYCZYN POWSTANIA ZARYSOWAŃ

Zarysowania ścian piwnic w przedmiotowym budynku powstały na skutek zjawisk skurczowych. Ograniczenie skurczu betonu w konstrukcjach żelbetowych można używać poprzez:

- zastosowanie odpowiednich rozwiązań konstrukcyjnych,
- właściwe wykonawstwo i pielęgnację betonu.

5.1. WARUNKI KONSTRUKCYJNE

Zabezpieczenie przed nadmiernym zarysowaniem stanowią przerwy dylatacyjne oraz zbrojenie przeciwskurczowe.

Zgodnie z przepisami normowymi, rozmieszczenie przerw dylatacyjnych winno być ustalone na podstawie analizy pracy konstrukcji, poddanej działaniom skurczu betonu i różnicy temperatur. Jeśli odległość między dylatacjami w ścianach żelbetowych jest nie większa od 20 m, można nie wykonywać obliczeń.

W omawianym budynku ściany o grubości 0,32 m i długości około 63,0 m nie są dylatowane. Wykonywane były odcinkami o długościach około 23,0 m, 32,0 m i 13,0 m w odstępach minimum 10-dniowych, co pozwoliło na częściowe ograniczenie wpływu skurczu. W tej sytuacji jedynym zabiegiem konstrukcyjnym – w celu wyeliminowania wpływu skurczu – było zastosowanie odpowiedniego zbrojenia. Stopień niezbędnego zbrojenia przeciwskurczowego ocenia się w granicach $\rho = (0,4 \text{ do } 0,6) \%$.

Zgodnie z analizą przeprowadzoną w punkcie 4., stopień zbrojenia podłużnego nie może być mniejszy od wymaganego, z uwagi na ograniczenie szerokości rys skurczowych.

Minimalne pole przekroju zbrojenia rozciąganego, wymagane z uwagi na ograniczenie szerokości rys skurczowych, dla badanych ścian określić można z zależności (3) $\rho_{st} = 0,00594$ (przy przyjęciu: $k_c = 1,0$; $k = 0,8$; $f_{ct,eff} = f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$; $\sigma_s = f_{yd} = 350 \text{ MPa}$). Natomiast rzeczywisty stopień zbrojenia poziomego ścian jest ponad 4-krotnie mniejszy od wymaganego, odniesionego do przekroju $(1,0 \times 0,32) \text{ m}^2$, który wynosi: $\rho = 0,00126 = 0,126\%$.

5.2. WARUNKI WYKONAWCZE

Zwiększone odkształcenia skurczowe mogło zostać spowodowane zastosowaniem mieszanki betonowej o konsystencji ciekłej i półciekłej oraz brakiem właściwej pielęgnacji betonu we wczesnym okresie jego dojrzewania.

6. PODSUMOWANIE

W artykule przedstawiono przykłady uszkodzeń konstrukcji żelbetowych ścian piwnic budynku sakralnego, które powstały w wyniku odkształceń wymuszonych, wywołanych zjawiskami termiczno-skurczowymi.

Zasadniczą przyczyną powstania rys jest brak dylatacji konstrukcji ścian oraz zbyt małe zbrojenie poziome dla przejścia sił wywołanych skurczem.

Ściany o długości około 60 m wznoszone były w trzech etapach, odcinkami długości około 23 m, 32 m i 13 m, w odstępach około 10-dniowych, co pozwoliło na częściowe ograniczenie wpływu zjawisk termiczno-skurczowych.

Jak wykazały obliczenia kontrolne, stopień zbrojenia poziomego ściany, odniesiony do strefy rozciąganej betonu, jest zanizony około 4-krotnie w stosunku do wymaganego z uwagi na ograniczenie szerokości rys skurczowych. Szerokość rozwarcia rys w wielu strefach znacznie przekraczała wartości dopuszczalne, co może powodować korozję stali zbrojeniowej.

Pewien wpływ na wielkość powstałego zarysowania mogła mieć konsystencja mieszanki betonowej oraz sposób pielęgnacji betonu we wczesnym okresie twardnienia. Bardziej intensywne zarysowanie ściany południowo-zachodniej w stosunku do ściany północno-wschodniej związane jest z jej lokalizacją (większe nasłonecznienie ściany południowo-zachodniej); na powstanie rys mogło również mieć wpływ zastosowanie do wykonania ściany północno-wschodniej mieszanki betonowej z dodatkiem krzemionki.

Zarysowania ścian wzdłuż płaszczyzn styków ze słupami stalowymi powstają w wyniku zróżnicowanej odkształcalności stykających się ze sobą materiałów. Rysy pionowe występujące na styku ściany żelbetowej ze słupem żelbetowym powstały na skutek zróżnicowanych w tym obszarze ścian (znaczne zwiększenie grubości) warunków wysychania betonu.

Zarysowania pionowe i ukośne, widoczne w narożach wnęk i otworów, są związane z koncentracją naprężeń skurczowych, powstałych na skutek nierównomiernego wysychania betonu w obszarze naroży i krawędzi otworów. Świadczą one o braku właściwie skonstruowanego zbrojenia w obszarach otworów.

Niedocenie na etapie projektowania wpływów termiczno-skurczowych we wczesnej fazie realizacji konstrukcji i niezabezpieczenie konstrukcji przed ich destrukcyjnym oddziaływaniem oraz nieuwzględnienie zróżnicowanych warunków wysychania betonu poszczególnych elementów konstrukcji prowadzi do trwałych uszkodzeń, niekiedy trudnych do usunięcia i często wymagających kosztownych napraw i wzmocnień.

LITERATURA

- [1] Flaga K., Andreasik M., 1987. Naprężenia termiczno-skurczowe w masywnych elementach betonowych. XXXIII Konf. Nauk. KILIW PAN i KN PZITB Krynica.

- [2] Flaga K., 1988. Skurcz betonu a trwałość mostów betonowych. Inżynieria i Budownictwo 7-8.
- [3] Flaga K., 1995. Minimalne zbrojenie ze względu na stan graniczny zarysowania. Inżynieria i Budownictwo 2.
- [4] Flaga K., Furtak K., 1992. Projektowanie konstrukcyjnego zbrojenia przypowierzchniowego w elementach żelbetowych. XXXVIII Konf. Nauk. KILIW PAN i KN PZITB Krynica.
- [5] Godycki-Ćwirko T., 1992. Morfologia rys w konstrukcjach z betonu. Wyd. Politechniki Białostockiej.
- [6] Janowski Z., Seruga T., 2000. Nieprawidłowości w projektowaniu żelbetowych ścian piwnicznych budynków mieszkalnych. IX Konf. Nauk.-Tech., Szklarska Połęba.
- [7] Kiernożycki W., 1995. Obciążenia termiczne twardniejącego betonu masywnych konstrukcji. Przegląd Budowlany 5.
- [8] Woliński S., 1993. Zbrojenie przypowierzchniowe belek żelbetowych. XXXIX Konf. Nauk. KILIW PAN i KN PZITB Krynica.
- [9] PN-84/B-03254.
- [10] PN-99/B-03264.

THE SIGNIFICANCE OF THERMAL AND SHRINKAGE PHENOMENA IN DESIGN OF MONOLITHICAL REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

Summary

The paper presents problems occurring in concrete structures, resulting from reactions caused by thermal and shrinkage phenomena. As it is indicated by practice, these phenomena are not appropriately appreciated at design stage and in execution of concrete structures. Hence, designed structures are not appropriately protected against damages caused by thermal and shrinkage strains. Based on an example of an erected structure, the paper presents defects of reinforced concrete basement walls, which occurred while erecting the building resulting from thermal and shrinkage phenomena. The authors analysed the values of internal forces induced by these phenomena and estimated necessary reinforcement that should be used in walls. Furthermore, they discussed code recommendations referring to design rules for these types of structures.

Keywords: reinforced concrete, shrinkage, cracks

OBLICZENIE STANU NAPRĘŻEŃ I ODKSZTAŁCEŃ
W PROSTOKĄTNEJ PŁYTCIE ŚREDNIEJ GRUBOŚCI
SWOBODNIE PODPARTEJ

Mykhaylo Delyavskyy, Robert Ran

Katedra Mechaniki Budowli
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

W pracy rozpatruje się metodę określenia trzywymiarowego stanu naprężenia i odkształcenia w prostokątnej płycie izotropowej, średniej grubości, obciążonej poprzecznie. Opracowana metoda opiera się na teorii Prusova [6] oraz na podejściu Leve'go i metodzie szeregów Fouriera. Odpowiednio do tego, pole przemieszczeń w płycie przedstawia się jako sumę iloczynów nieznanymi funkcji od dwóch zmiennych w płaszczyźnie płyty i funkcji od poprzecznej współrzędnej. Metoda pozwala uwzględnić wpływ odkształceń postaciowych na stan naprężenia i przemieszczenia w płycie prostokątnej średniej grubości dla różnych rodzajów obciążeń i warunków granicznych. Jako przykład rozpatrzono płytę poprzecznie obciążoną obciążeniem kosinusowym oraz swobodnie opartą na wszystkich krawędziach.

Słowa kluczowe: płyta prostokątna średniej grubości, metoda rozwiązywania, stan naprężenia i odkształceń, szeregi Fouriera, obciążenie poprzeczne, oparcie swobodne

1. PODSTAWOWE ZAŁOŻENIA

Rozpatrujemy płytę prostokątną, izotropową, o stałej grubości $2h$. Przyjmujemy, że w stanie nieodkształconym środkowa płaszczyzna płyty pokrywa się z płaszczyzną Ox_1x_2 w kartezjańskim układzie współrzędnych. Płyta jest poddana działaniu obciążenia poprzecznego $q(x_1, x_2)$ na powierzchni górnej. Zakłada się ponadto, że naprężenia styczne są równe zeru na powierzchniach płyty $x_3 = \pm h$, a naprężenia σ_{33} są pomijalnie małe w porównaniu do naprężeń σ_{11}, σ_{22} . Oprócz tego przyjmujemy, że w punktach płaszczyzny środkowej przemieszczenia płaskie są pomijalnie małe $u_1 = u_2 = 0$, tj. zginanie płyty nie prowadzi do odkształceń płaszczyzny środkowej. Przyjmując, że ugięcie środkowej płaszczyzny płyty jest małe, wybieramy pole przemieszczeń w płycie w postaci [2, 6]:

$$\begin{aligned}
 u_1 &= - \left[x_3 \frac{\partial w}{\partial x_1} + \lambda_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_1} - \lambda_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_2} \right] \\
 u_2 &= - \left[x_3 \frac{\partial w}{\partial x_2} + \lambda_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_2} + \lambda_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_1} \right] \\
 w &= w(x_1, x_2)
 \end{aligned} \tag{1}$$

gdzie:

- F, Φ - dowolne funkcje zmiennych x_1, x_2 ,
 $\lambda_0(x_3), \lambda_1(x_3)$ - nieparzyste funkcje zmiennej x_3 spełniające warunki
 $\lambda_j(0) = \lambda_j'(h) = 0$, gdzie $j = 0, 1$.

Jeżeli przyjmiemy, że $\lambda_0 = \lambda_1 = 0$, to wówczas wzory (1) opisują liniowy rozkład przemieszczeń na grubości płyty, który stosuje się w teorii płyt cienkich. Założenie o liniowym rozkładzie przemieszczeń na grubości płyty zawsze prowadzi do nieobecności odkształceń postaciowych $\gamma_{\alpha 3}$ [3, 4].

Przyjęte w rozważanym modelu płyty założenie o nieliniowym rozkładzie przemieszczeń na grubości pozwala uwzględnić wpływ odkształceń postaciowych $\gamma_{\alpha 3}$ na stan naprężeń i przemieszczeń.

2. MATEMATYCZNY MODEL PŁYTY ŚREDNIEJ GRUBOŚCI

Po dokonaniu wcześniejszych założeń otrzymujemy następujące równania teorii sprężystości [5]:

- równania geometryczne:

$$\varepsilon_{\alpha\beta} = \frac{1}{2}(u_{\alpha,\beta} + u_{\beta,\alpha}), \quad \varepsilon_{\alpha 3} = \frac{1}{2}(u_{\alpha,3} + w_{,\alpha}), \quad \varepsilon_{33} = 0, \quad \text{dla } \alpha, \beta = 1, 2 \tag{2}$$

gdzie:

$(\)_{,\alpha}$ - oznacza różniczkowanie cząstkowe,

- równania fizyczne:

$$\sigma_{\alpha\beta} = \frac{E}{1-\nu^2} [(1-\nu)\varepsilon_{\alpha\beta} + \nu e \delta_{\alpha\beta}], \quad \sigma_{\alpha 3} = G \varepsilon_{\alpha 3}, \quad \sigma_{33} = 0 \tag{3}$$

gdzie:

- E - moduł Younga,
 G - moduł Kirchhoffa,
 ν - współczynnik Poissona,
 $\delta_{\alpha\beta}$ - symbol Kroneckera,

$e = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22}$ - odkształcenie objętościowe,

- równania statyczne (równania równowagi):

$$\sigma_{\bar{i}, \bar{j}} = 0 \tag{4}$$

W teorii płyt korzystamy z równań równowagi zapisanych w postaci zredukowanej:

$$\begin{aligned} \frac{\partial M_{11}}{\partial x_1} + \frac{\partial M_{12}}{\partial x_2} - Q_1 &= 0 \\ \frac{\partial M_{12}}{\partial x_1} + \frac{\partial M_{22}}{\partial x_2} - Q_2 &= 0 \\ \frac{\partial Q_1}{\partial x_1} + \frac{\partial Q_2}{\partial x_2} + q &= 0 \end{aligned} \quad (5)$$

gdzie:

M_{11}, M_{22} - momenty zginające,

M_{12} - moment skręcający,

Q_1, Q_2 - siły tnące w dowolnym poprzecznym przekroju płyty.

Te wartości określone są zgodnie z definicją:

$$M_{\alpha\beta} = \int_{-h}^h x_3 \sigma_{\alpha\beta} dx_3, \quad Q = \int_{-h}^h \sigma_{\alpha 3} dx_3 \quad (6)$$

Dla spełnienia podstawowych równań teorii sprężystości (2÷4) zastępujemy w równaniach geometrycznych (2) składowe wektora przemieszczeń u_α wyrażeniami (1). Wstawiając otrzymane związki do równań geometrycznych, uzyskujemy wzory pozwalające określić naprężenia w każdym punkcie płyty:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= -\frac{E}{1-\nu^2} \left\{ \left[\frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \nu \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} \right] [x_3 w + \lambda_0(x_3)F] - (1-\nu)\lambda_1(x_3) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2} \right\} \\ \sigma_{22} &= -\frac{E}{1-\nu^2} \left\{ \left[\frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \nu \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} \right] [x_3 w + \lambda_0(x_3)F] + (1-\nu)\lambda_1(x_3) \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2} \right\} \\ \sigma_{12} &= -G \left[2 \frac{\partial^2}{\partial x_1 \partial x_2} [x_3 w + \lambda_0(x_3)F] + \lambda_1(x_3) \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1^2} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_2^2} \right) \right] \\ \sigma_{13} &= -G \left[\lambda'_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_1} - \lambda'_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_2} \right] \\ \sigma_{23} &= -G \left[\lambda'_0(x_3) \frac{\partial F}{\partial x_2} + \lambda'_1(x_3) \frac{\partial \Phi}{\partial x_1} \right] \end{aligned} \quad (7)$$

Zgodnie z definicją (6) określamy momenty i siły poprzeczne w płycie:

$$M_{11} = -D \left[\frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x_1^2} + \nu \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x_2^2} - (1-\nu)k_1 \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2} \right]$$

$$M_{22} = -D \left[\nu \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x_2^2} + (1-\nu)k_1 \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1 \partial x_2} \right] \quad (8)$$

$$M_{12} = -D(1-\nu) \left[\frac{\partial^2 \bar{w}}{\partial x_1 \partial x_2} + \frac{k_1}{2} \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_1^2} - \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_2^2} \right) \right]$$

$$Q_1 = -2G \left[\lambda_0(h) \frac{\partial F}{\partial x_1} - \lambda_1(h) \frac{\partial \Phi}{\partial x_2} \right] \quad (9)$$

$$Q_2 = -2G \left[\lambda_0(h) \frac{\partial F}{\partial x_2} + \lambda_1(h) \frac{\partial \Phi}{\partial x_1} \right]$$

gdzie:

$$k_0 = \frac{3}{2h^3} \int_{-h}^h \lambda_0(x_3) x_3 dx_3, \quad k_1 = \frac{3}{2h^3} \int_{-h}^h \lambda_1(x_3) x_3 dx_3, \quad \bar{w} = w + k_0 F$$

$$D = \frac{2Eh^3}{3(1-\nu^2)} \text{ - walcowa sztywność płyty.}$$

Podstawiając wyrażenia (8) i (9) dla momentów i sił tnących do równań równowagi (5), otrzymujemy podstawowe równania teorii płyt średniej grubości:

$$\nabla^2 \nabla^2 \bar{w} = \frac{q}{D} \quad (10)$$

$$\nabla^2 \Phi - \lambda^2 \Phi = 0 \quad (11)$$

$$F = \varepsilon^2 \nabla^2 \bar{w} \quad (12)$$

a mianowicie: niejednorodne równanie biharmoniczne (10) i równanie Gelmgolca (11) na niewiadomą funkcję Φ oraz związek dodatkowy (12) na funkcję F .

Wprowadzone oznaczenia, to:

$$\lambda^2 = \frac{4G\lambda_1(h)}{D(1-\nu)k_1}$$

$$\varepsilon^2 = \frac{D}{2G\lambda_0(h)}$$

3. ROZWIĄZANIE PODSTAWOWYCH RÓWNAŃ TEORII PŁYT

Ograniczając się do analizy zginania płyt prostokątnych, poddanych działaniu ciągłego obciążenia symetrycznego, rozwiązanie równania (11) można przyjąć w postaci:

$$\Phi = \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ \varphi_m^{[1]}(x_1) \sin \delta_m^{[2]} x_2 + \varphi_m^{[2]}(x_2) \sin \delta_m^{[1]} x_1 \right\} \quad (13)$$

gdzie:

$$\delta_m^{[j]} = \frac{(2m-1)\pi}{2a_j},$$

a_j ($j = 1, 2$) - oznaczają wymiary w rzucie,

$\varphi_m^{[j]}(x_j)$ - są niewiadomymi funkcjami.

Natomiast rozwiązania równania (10) poszukujemy w postaci sumy całki ogólnej w_0 i całki szczególnej w_* :

$$\bar{w} = w_0 + w_* \quad (14)$$

gdzie:

$$w_0 = \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ f_m^{[1]}(x_1) \cos \delta_m^{[2]} x_2 + f_m^{[2]}(x_2) \cos \delta_m^{[1]} x_1 \right\},$$

$$w_* = \frac{1}{D} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} Q_{mn} \cos \delta_m^{[1]} x_1 \cos \delta_n^{[2]} x_2,$$

przy czym:

$$Q_{mn} = \frac{q_{mn}}{\left(\delta_m^{[1]2} + \delta_n^{[2]2} \right)^2},$$

$$q_{mn} = \frac{2}{a_1} \frac{2}{a_2} \int_0^{a_1} \int_0^{a_2} q(x_1, x_2) \cos \delta_m^{[1]} x_1 \cos \delta_n^{[2]} x_2 dx_1 dx_2.$$

Występujące tu wielkości q_{mn} są współczynnikami rozkładu obciążenia zewnętrznego w szereg podwójny Fouriera, natomiast $f_m^{[j]}(x_j)$ są niewiadomymi funkcjami.

W celu wyznaczenia niewiadomych funkcji $f_m^{[j]}(x_j)$ i $\varphi_m^{[j]}(x_j)$, wyrażenia (13) i (14) podstawiamy do wzorów (10) i (11), a następnie otrzymujemy:

$$f_m^{[j]^{(IV)}}(x_j) - 2\delta_m^{[3-j]2} f_m^{[j]'}(x_j) + \delta_m^{[3-j]4} f_m^{[j]}(x_j) = 0 \quad (15)$$

$$\varphi_m^{[j]'}(x_j) - \left(\lambda^2 + \delta_m^{[3-j]2} \right) \varphi_m^{[j]}(x_j) = 0 \quad (16)$$

Są to równania różniczkowe zwyczajne jednorodne, po rozwiązaniu których otrzymujemy:

$$f_m^{[j]} = R_{1m}^{[j]} \cosh \delta_m^{[3-j]} x_j + R_{2m}^{[j]} x_j \sinh \delta_m^{[3-j]} x_j \quad (17)$$

$$\begin{aligned} \phi_m^{[j]}(x_j) &= R_{3m}^{[j]} \sinh \gamma_m^{[3-j]} x_j \\ \gamma_m^{[j]} &= \sqrt{\lambda^2 + \delta_m^{[3-j]^2}} \end{aligned} \quad (18)$$

Nieznane parametry $R_{1m}^{[j]}$, $R_{2m}^{[j]}$, $R_{3m}^{[j]}$ określa się z warunków brzegowych na krawędziach płyty. W danym przypadku mamy do spełnienia następujące warunki brzegowe:

$$\begin{aligned} w(x_1 = \pm a_1, x_2) &= w(x_1, x_2 = \pm a_2) = 0 \\ M_{11}(x_1 = \pm a_1, x_2) &= M_{22}(x_1, x_2 = \pm a_2) = 0 \\ M_{12}(x_1 = \pm a_1, x_2) &= M_{21}(x_1, x_2 = \pm a_2) = 0 \end{aligned} \quad (19)$$

Korzystając ze wzoru na ugięcie $w = \bar{w} - k_0 F$ i z wyrażeń (8) na momenty zginające oraz na momenty skręcające, otrzymujemy następujący układ równań:

$$\begin{aligned} &\left\langle R_{1m}^{[1]} \left\{ F_m^{[1]}(a_1) - \left[F_m^{[1]''}(a_1) - F_m^{[1]}(a_1) \delta_m^{[2]^2} \right] k_0 \varepsilon^2 \right\} + \right. \\ &\left. + R_{2m}^{[1]} \left\{ \phi_m^{[1]}(a_1) - \left[\phi_m^{[1]}(a_1) - \phi_m^{[1]}(a_1) \delta_m^{[2]^2} \right] k_0 \varepsilon^2 \right\} \right\rangle = 0 \end{aligned} \quad (20)$$

$$\begin{aligned} &\left\langle R_{1m}^{[2]} \left\{ F_m^{[2]}(a_2) - \left[F_m^{[2]''}(a_2) - F_m^{[2]}(a_2) \delta_m^{[1]^2} \right] k_0 \varepsilon^2 \right\} + \right. \\ &\left. + R_{2m}^{[2]} \left\{ \phi_m^{[2]}(a_2) - \left[\phi_m^{[2]''}(a_2) - \phi_m^{[2]}(a_2) \delta_m^{[1]^2} \right] k_0 \varepsilon^2 \right\} \right\rangle = 0 \end{aligned} \quad (21)$$

$$\begin{aligned} &\left\{ R_{1m}^{[1]} \left[\nu F_m^{[1]}(a_1) \delta_m^{[2]^2} - F_m^{[1]''}(a_1) \right] + R_{2m}^{[1]} \left[\nu \phi_m^{[1]}(a_1) \delta_m^{[2]^2} - \phi_m^{[1]''}(a_1) \right] + \right. \\ &\left. + R_{3m}^{[1]} \left[(1-\nu) k_1 U_m^{[1]''}(a_1) \delta_m^{[2]} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (22)$$

$$\begin{aligned} &\left\{ R_{1m}^{[2]} \left[\nu F_m^{[2]}(a_2) \delta_m^{[1]^2} - F_m^{[2]''}(a_2) \right] + R_{2m}^{[2]} \left[\nu \phi_m^{[2]}(a_2) \delta_m^{[1]^2} - \phi_m^{[2]''}(a_2) \right] + \right. \\ &\left. + R_{3m}^{[2]} \left[-(1-\nu) k_1 U_m^{[2]''}(a_2) \delta_m^{[1]} \right] \right\} = 0 \end{aligned} \quad (23)$$

$$\begin{aligned}
 & D(1-\nu) \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ R_{1m}^{[1]} \left[\delta_m^{[2]} F_m^{[1]}(a_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} x_2) + R_{2m}^{[1]} \left[\delta_m^{[2]} \varphi_m^{[1]}(a_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} x_2) + \right. \\
 & + R_{3m}^{[1]} \frac{k_1}{2} \left[-U_m^{[1]'}(a_1) - \delta_m^{[2]P} U_m^{[1]}(a_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} x_2) + \\
 & + R_{1m}^{[2]} \left[\delta_m^{[1]} F_m^{[2]}(x_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} a_1) + R_{2m}^{[2]} \left[\delta_m^{[1]} \varphi_m^{[2]}(x_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} a_1) + \\
 & + R_{3m}^{[2]} \frac{k_1}{2} \left[U_m^{[2]'}(x_2) + \delta_m^{[1]P} U_m^{[2]}(x_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} a_1) \left. \right\} + \\
 & - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} (1-\nu) Q_{mn} \delta_m^{[1]} \delta_n^{[2]} \sin(\delta_m^{[1]} a_1) \sin(\delta_n^{[2]} x_2) = 0 \tag{24}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & D(1-\nu) \sum_{m=1}^{\infty} \left\{ R_{1m}^{[1]} \left[\delta_m^{[2]} F_m^{[1]}(x_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} a_2) + R_{2m}^{[1]} \left[\delta_m^{[2]} \varphi_m^{[1]}(x_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} a_2) + \right. \\
 & + R_{3m}^{[1]} \frac{k_1}{2} \left[-U_m^{[1]'}(p_m^{(1)}) - \delta_m^{[2]P} U_m^{[1]}(x_1) \right] \sin(\delta_m^{[2]} a_2) + \\
 & + R_{1m}^{[2]} \left[\delta_m^{[1]} F_m^{[2]}(a_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} x_1) + R_{2m}^{[2]} \left[\delta_m^{[1]} \varphi_m^{[2]}(a_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} x_1) + \\
 & + R_{3m}^{[2]} \frac{k_1}{2} \left[U_m^{[2]'}(a_2) + \delta_m^{[1]P} U_m^{[2]}(a_2) \right] \sin(\delta_m^{[1]} x_1) \left. \right\} + \\
 & - \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} (1-\nu) Q_{mn} \delta_m^{[1]} \delta_n^{[2]} \sin(\delta_m^{[1]} x_1) \sin(\delta_n^{[2]} a_2) = 0 \tag{25}
 \end{aligned}$$

W równaniach wprowadzono oznaczenia:

$$F_m^{[j]}(x_j) = \frac{\cosh \delta_m^{[3-j]} x_j}{\cosh \delta_m^{[3-j]} a_j}, \quad F_m^{[j]'}(x_j) = \frac{\delta_m^{[3-j]} \cosh \delta_m^{[3-j]} x_j}{\cosh \delta_m^{[3-j]} a_j},$$

$$F_m^{[j]''}(x_j) = \frac{\delta_m^{[3-j]^2} \cosh \delta_m^{[3-j]} x_j}{\cosh \delta_m^{[3-j]} a_j},$$

$$\varphi_m^{[j]}(x_j) = \frac{x_j \sinh \delta_m^{[3-j]} x_j}{a_j \sinh \delta_m^{[3-j]} a_j}, \quad \varphi_m^{[j]'}(x_j) = \frac{\sinh \delta_m^{[3-j]} x_j + x_j \delta_m^{[3-j]} \cosh \delta_m^{[3-j]} x_j}{a_j \sinh \delta_m^{[3-j]} a_j},$$

$$\varphi_m^{[j]''}(x_j) = \frac{2\delta_m^{[3-j]} \cosh \delta_m^{[3-j]} x_j + x_j \delta_m^{[3-j]^2} \sinh \delta_m^{[3-j]} x_j}{a_j \sinh \delta_m^{[3-j]} a_j},$$

$$U_m^{[j]}(x_j) = \frac{\sinh(\gamma_m^{[3-j]} x_j)}{\sinh(\gamma_m^{[3-j]} a_j)}, \quad U_m^{[j]'}(x_j) = \frac{\gamma_m^{[3-j]} \cosh(\gamma_m^{[3-j]} x_j)}{\sinh(\gamma_m^{[3-j]} a_j)},$$

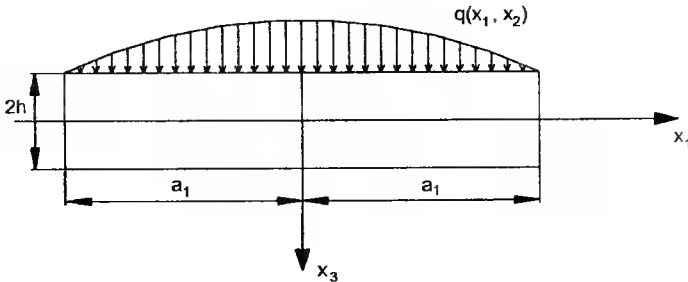
$$U_m^{[j]''}(x_j) = \frac{\gamma_m^{[3-j]2} \sinh(\gamma_m^{[3-j]} x_j)}{\sinh(\gamma_m^{[3-j]} a_j)}, \quad \gamma_m^{[3-j]} = \sqrt{\lambda^2 + \delta^{[j]2}}.$$

Warunki brzegowe (19) dla ugięcia oraz momentów zginających spełniamy ściśle. Natomiast by spełnić warunki brzegowe dotyczące momentów skręcających, wykorzystujemy metodę kolokacji w wybranych punktach brzegowych x_{1k}, x_{2k} . Punkty te określamy w następujący sposób: na krawędzi $x_1 = \pm a_1, x_{2k} = \frac{0,85a_2}{K} k$. Podobnie $x_{1k} = \frac{0,85a_1}{K} k$ na krawędzi $x_1 = \pm a_2$, gdzie: K - liczba punktów na odcinku a_j , k - numer punktu na odcinku a_j .

4. PRZYKŁAD OBLICZENIOWY

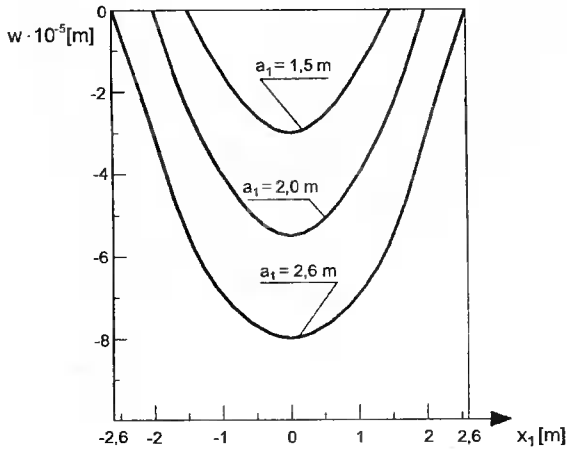
Obliczenia numeryczne wykonano dla płyty o stałej szerokości $2a_2 = 4,0$ m i stałej grubości $2h = 0,7$ m oraz dla różnych długości: $2a_1 = 3,0$ m; $4,0$ m; $5,2$ m.

Przyjęto obciążenie opisane funkcją: $q(x_1, x_2) = q_{11} \cos \delta_1^{[1]} x_1 \cos \delta_1^{[2]} x_2$ (rys. 1). Pozostałe dane: $E = 2,07 \cdot 10^5$ MPa, $\nu = 0,3$, $q_{11} = 0,4$ MPa.

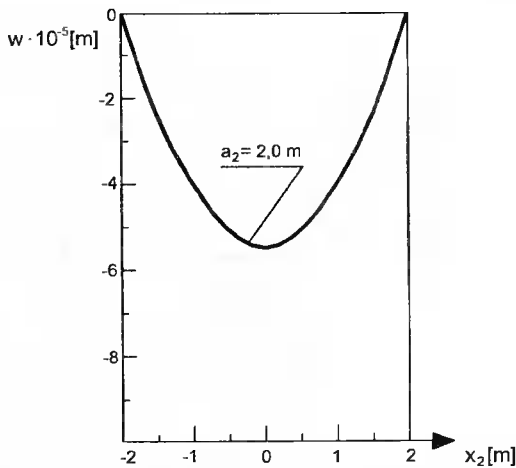


Rys. 1. Przekrój poprzeczny płyty
Fig. 1. Transverse section of a plate

Wykresy zmiany ugięcia płyty w przekroju ($x_2 = 0$) są podane na rysunku 2 dla różnych szerokości płyt oraz w przekroju ($x_1 = 0$) dla płyty kwadratowej (rys. 3). Ugięcie w równa się zero na krawędziach $x_1 = \pm a_1$ oraz $x_2 = \pm a_2$ (wobec spełnienia warunków brzegowych), a największą wartość ugięcia otrzymujemy w środku płyty. Ze zwiększeniem długości przekroju ugięcie w płycie rośnie.

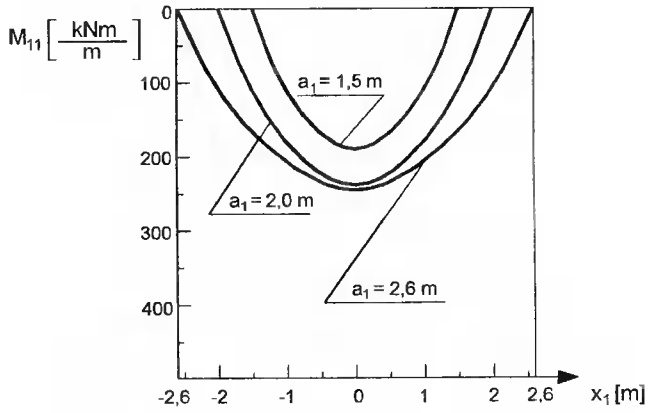


Rys. 2. Linia ugięcia płyty prostokątnej w przekroju $x_2 = 0$ dla różnych długości a_1
 Fig. 2. Sag line of a rectangular plate in cross-section $x_2 = 0$ for various lengths a_1



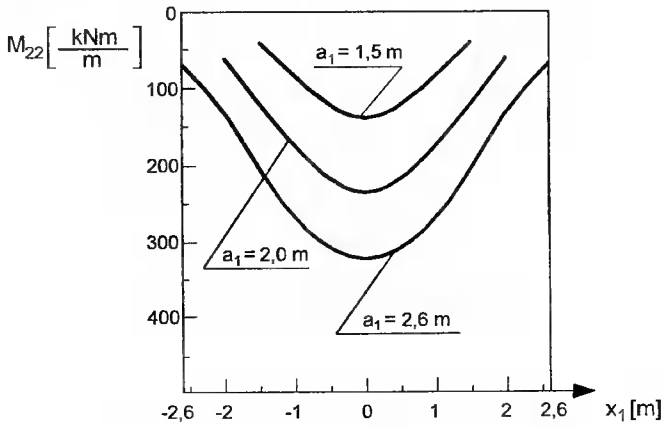
Rys. 3. Linia ugięcia płyty kwadratowej w przekroju $x_1 = 0$
 Fig. 3. Sag line of a square plate in cross-section $x_1 = 0$

Na rysunkach 4 i 5 przedstawiono wykresy zmiany momentów zginających M_{11} i M_{22} w przekroju $x_2 = 0$ płyty prostokątnej o różnych długościach a_1 . Wobec spełnienia warunków brzegowych na krawędziach $x_1 = \pm a_1$ moment M_{22} osiąga wartości minimalne, a M_{11} równa się zero. Podobny charakter mają wykresy zmiany momentów zginających M_{11} , M_{22} w przekroju $x_1 = 0$ płyty kwadratowej (rys. 6). W każdym z rozwiązanych przypadków momenty zginające rosną ze zwiększeniem długości przekroju.



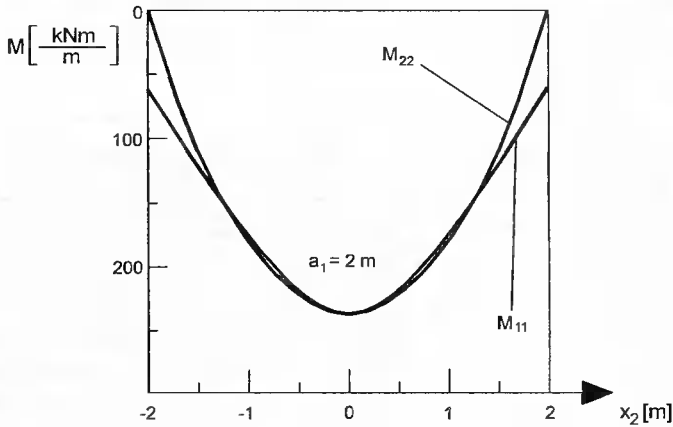
Rys. 4. Wykresy momentów zginających M_{11} płyty prostokątnej w przekroju $x_2 = 0$ dla różnych długości a_1

Fig. 4. Plots of bending moments M_{11} of a rectangular plate in cross-section $x_2 = 0$ for various lengths a_1



Rys. 5. Wykresy momentów zginających M_{22} płyty prostokątnej w przekroju $x_2 = 0$ dla różnych długości a_1

Fig. 5. Plots of bending moments M_{22} of a rectangular plate in cross-section $x_2 = 0$ for various lengths a_1



Rys. 6. Wykresy momentów zginających M_{11} i M_{22} w przekroju poprzecznym $x_1 = 0$ płyty kwadratowej

Fig. 6. Plots of bending moments M_{11} and M_{22} in the cross-section $x_1 = 0$ of a square plate

O dokładności spełnienia warunków brzegowych można sądzić na podstawie danych przedstawionych w tabelach 1 i 2.

Tabela 1. Wartości ugięcia w , momentu zginającego M_{11} oraz skręcającego M_{12} w różnych punktach krawędzi $x_1 = a_1$ płyty

Table 1. Values of sag w , bending moment M_{11} and twisting moment M_{12} in different points of the plate edge $x_1 = a_1$

x_1 [m]	x_2 [m]	w [m]	M_{11} [kNm/m]	M_{12} [kNm/m]
1,5	-2	0	0	-21,25
1,5	-1,8	0	0	-0,8
1,5	-1,6	0	0	0,022
1,5	-1,4	0	0	-0,0007
1,5	-1,2	0	0	-0,00076
1,5	-1	0	0	0,000468
1,5	-0,8	0	0	-0,000129
1,5	-0,6	0	0	-0,00005
1,5	-0,4	0	0	-0,0001
1,5	-0,2	0	0	-0,000075
1,5	0	0	0	0

Tabela 2. Wartości ugięcia w , momentu zginającego M_{22} oraz skręcającego M_{12} w różnych punktach krawędzi $x_2 = a_2$ płyty
 Table 2. Values of sag w , bending moment M_{22} and twisting moment M_{12} in different points of the plate edge $x_2 = a_2$

x_1 [m]	x_2 [m]	w [m]	M_{22} [kNm/m]	M_{12} [kNm/m]
-1,5	2	0	0	-21
-1,4	2	0	0	-5,08
-1,2	2	0	0	0,05
-1	2	0	0	0,0058
-0,8	2	0	0	0,00048
-0,6	2	0	0	-0,000339
-0,4	2	0	0	-0,000035
-0,2	2	0	0	-0,000196
0	2	0	0	0

W tabeli zamieszczono wyniki tylko dla połowy płyty, ponieważ rozpatrywany przypadek jest symetryczny. Widzimy, że warunki graniczne dla ugięcia w oraz dla momentów zginających M_{11} , M_{22} spełnione są dokładnie.

Momenty skręcające także są bliskie zeru w środkowej części krawędzi płyty. Natomiast w narożnikach otrzymujemy bardzo duże wartości odpowiadające siłom skupionym. W taki sposób, dla płyty średniej grubości, jak i dla płyty cienkiej niedokładność spełnienia warunków brzegowych dla momentów skręcających powoduje powstanie sił skupionych w narożnikach płyty. Zwiększenie punktów zerowania powoduje zmniejszenie wartości tych sił skupionych. Natomiast dokładne spełnienie warunków zerowania momentu skręcającego w narożniku płyty pogarsza dokładność spełnienia warunków brzegowych na całej krawędzi.

LITERATURA

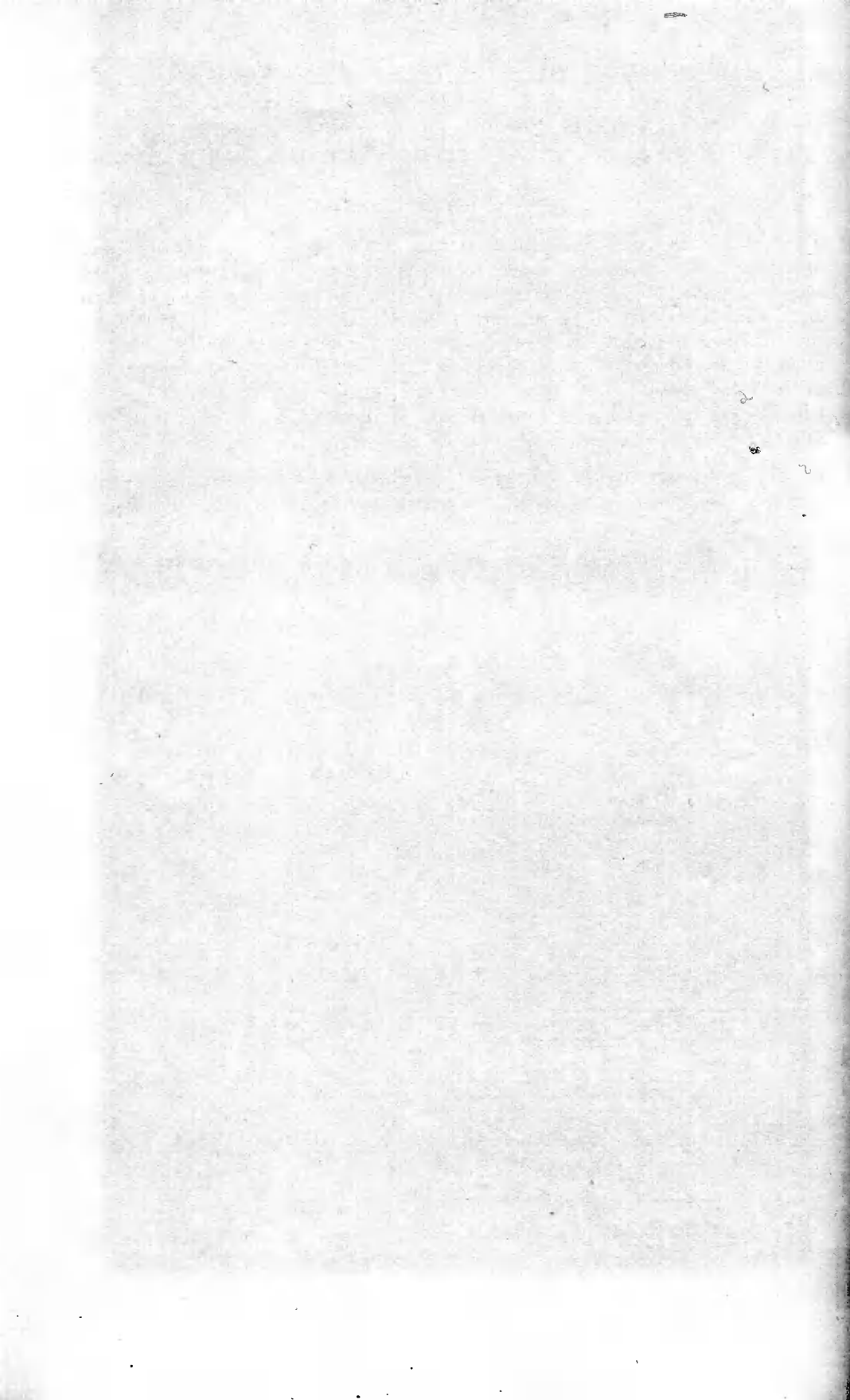
- [1] Delyavskyy M., 1995. Analysis of stress state in the orthotropic plate under bending load. *Problem Prochnosti* 11-12, 45-53.
- [2] Delyavskyy M., Gołaś J., Podhorecka A., 1999. O pewnym podejściu do rozwiązywania płyt wielowarstwowych. *XLV Konf. Nauk. Krynica*, 63-70.
- [3] Huber M., 1921. *Teoria płyt prostokątne różniekierunkowych*. Arch. Tow. Nauk. Lwów.
- [4] Kączkowski Z., 1980. *Płyty. Obliczenia statyczne*. Arkady Warszawa.
- [5] Nowacki W., 1980. *Dźwigary powierzchniowe*. PWN Warszawa.
- [6] Prusov J.A., 1975. *Metoda sprężania w teorii płyt*. Wyd. Uniwersytetu Białoruskiego, 256.

DETERMINATION OF THE STATE OF STRESS AND STRAIN IN RECTANGULAR FREE SUPPORTED PLATE OF MEDIUM THICKNESS

Summary

The paper presents the method for determination the three-dimensional state of stresses and strains in a medium thickness isotropic rectangular plate loaded transversely. The suggested method is based on the Prusov's theory [1] and also on the Levy's approach and Fourier series method. According to it, the displacement field of a plate is represented as the sum of products of unknown functions in the middle plane of a plate on a function depending on thickness coordinate. The method allows to calculate the state of stress and strains in rectangular yielding due to shear plate for various types of boundary conditions and various external load. For example, a rectangular plate, free supported at the all edges, is considered.

Keywords: medium thickness rectangular plate, method of determination, state of stress and strain, Fourier series, transverse load, free support



WPŁYW SPOSOBU OBCIĄŻENIA NA NOŚNOŚĆ MUROWYCH ELEMENTÓW ZESPOLONYCH

Krzysztof Drag

Katedra Podstaw Budownictwa i Inżynierii Materiałowej
Wydział Inżynierii Łądowej Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

W artykule omówiono wpływ sposobu obciążenia na nośność ścian murowanych wzmocnionych betonowymi słupkami. Elementy były obciążone poprzez słup lub mur. Wartości doświadczalne porównano z teoretycznymi otrzymanymi dla sprężystej pracy przekroju. Doświadczenia pokazały, że nośność elementów jest znacznie większa w przypadku ścian obciążonych poprzez mur.

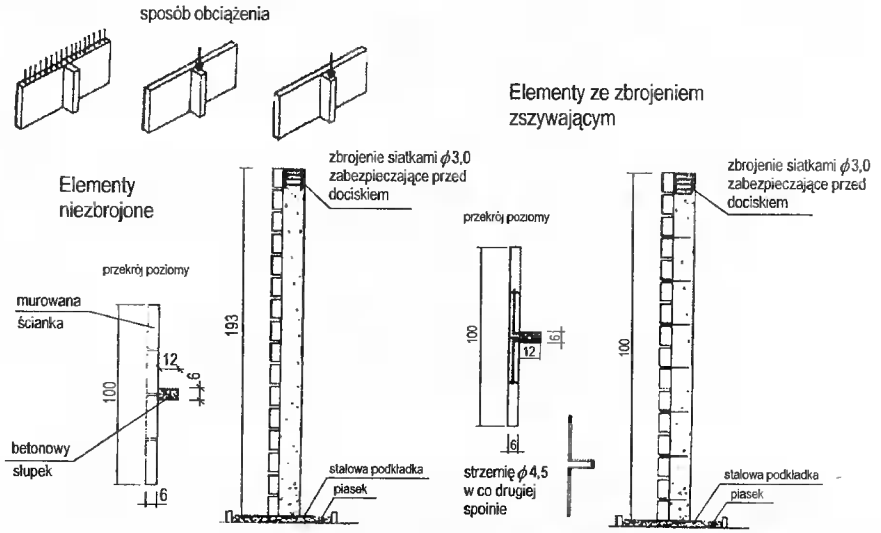
Słowa kluczowe: doświadczenia, mur, nośność, słup

1. WSTĘP

Murowe elementy ściennie wzmocnione betonowymi słupkami stanowią praktyczne rozwiązanie problemu zwiększenia nośności ścian. Stosowanie ich w budownictwie jest jednak ograniczone. Przyczyną jest brak wiedzy na temat nośności tego typu elementów. Stosowane obecnie procedury projektowe do wyznaczania naprężeń w płaszczyźnie zespolenia przyjmują model sprężystego zachowania się przekroju. Nośność połączenia zależy przede wszystkim od sposobu obciążania. Wyróżnia się dwa podstawowe sposoby obciążania konstrukcji zespolonych: poprzez jednoczesne obciążenie całego przekroju i poprzez przyłożenie obciążenia tylko do jednej z jego części. Drugi sposób obciążania kuł przedstawia wyniki badań murowanych ścian zespolonych, obciążanych według drugiego schematu obciążania. W doświadczeniach położono nacisk na określenie wpływu sposobu obciążania elementów na dystrybucję i wielkość naprężeń stycznych w płaszczyźnie zespolenia. Wartości doświadczalne zostały porównane z wartościami teoretycznymi, otrzymanymi na podstawie sprężystego modelu pracy konstrukcji.

2. DOŚWIADCZENIA

Badania przeprowadzono na elementach zespolonych, utworzonych przez połączenie murowanej ścianki i dostawianego betonowego słupka (rys. 1, tab. 1). Zastosowany element zespolony miał małą (w porównaniu z pozostałymi wymiarami) powierzchnię zespolenia obu części składowych. W związku z tym wystąpiły znaczne naprężenia rozwarstwiające w tej płaszczyźnie. Obciążenie zewnętrzne było przyłożone tylko do jednej z części składowych przekroju (betonowego słupka lub murowanej ścianki).



Rys. 1. Elementy zespolone – konstrukcja i obciążenie
Fig. 1. Composite elements – construction and loading

Tabela 1. Pomierzone siły niszczące dla ścianek
Table 1. Measured failure forces for walls

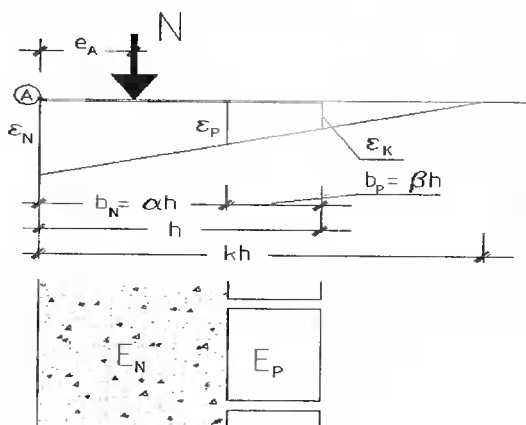
Oznaczenia ścianek	Miejsce przyłożenia obciążenia	Połączenie elementów	Siła niszcząca ścianki [kN]
ścianka 06	słupek betonowy $e_k = 1/2h$	niezbrojone	86
ścianka 07	słupek betonowy $e_k = 1/3h$	niezbrojone	74
ścianka 09	mur	niezbrojone	112
ścianka 11	słupek betonowy $e_k = 1/3h$	zbrojone	87
ścianka 12	słupek betonowy $e_k = 1/2h$	zbrojone	99
ścianka 01	mur	zbrojone	218

Betonowe słupki były obciążane siłą skupioną działającą na jednym z dwóch miarodostępów, natomiast obciążenie ścianki było równomiernie rozłożone na całej jej szerokości. Aby zabezpieczyć powierzchnie wsparcia słupków (do których bezpośrednio przykładano obciążenie) przed przypadkowym zniszczeniem od docisku, zastosowano zbrojenie w postaci trzech warstw siatek. W trzech elementach przyjęto zbrojenie zszywające w kształcie kotew z prętów o średnicy 3 mm, wypuszczone z muru w słupek co dwie warstwy cegieł. W elementach bez zbrojenia zszywającego połączenie betonowych słupków z murowaną ścianką uzyskano wyłącznie poprzez wiązanie betonu z cegłą i zaprawą. Aby uzyskać takie połączenie, najpierw wymurowano ściankę, a następnie w przystawionym deskowaniu wykonano betonowy słupek. Doświadczenia wykonano przy użyciu siłowników sterowanych komputerowo. Podczas badań pomierzono odkształcenia pionowe w wybranych przekrojach ścianek. Odkształcenia poziome i pionowe cegieł mierzono przy pomocy ekstensometrów na zewnętrznej powierzchni muru ścianek.

Czujnikami zegarowymi mierzono przemieszczenia poziome elementów. Elementy początkowo obciążano do połowy przewidywanej siły niszczącej. Następnie elementy odciążano i przeprowadzano następny cykl obciążenia zwiększając odpowiednio wartość siły. Procedurę powtarzano aż do zniszczenia, które następowało w 3÷7 cyklu obciążenia.

3. NAPRĘŻENIA STYCZNE W PŁASZCZYŹNIE ZESPOLENIA

Przy wyznaczaniu naprężeń stycznych τ w płaszczyźnie zespolenia klasyczne metody projektowe zakładają sprężystą pracę konstrukcji i liniowe odkształcenia przekroju (rys. 2).



Rys. 2. Odkształcenia w przekroju
Fig. 2. Strains in the cross-section

Naprężenia styczne τ mogą być wyznaczone w następujący sposób – z warunku równowagi sił otrzymuje się:

$$\frac{\epsilon_N + \epsilon_P}{2} \cdot b_N \cdot E_N + \frac{\epsilon_P + \epsilon_K}{2} \cdot b_P \cdot E_P = \frac{N}{b} \quad (1)$$

gdzie:

- ϵ_N - odkształcenie na zewnętrznej krawędzi betonowego słupka,
- ϵ_P - odkształcenie w płaszczyźnie zespolenia,
- ϵ_K - odkształcenia na zewnętrznej powierzchni muru,
- E_N i E_P - współczynniki sprężystości betonu i muru,
- b_N, b_P, h - wysokości przekroju słupka, muru oraz wysokość całkowita,
- b - zastępcza szerokość przekroju,
- α, β, k - bezwymiarowe współczynniki.

Z warunku równowagi momentów względem punktu A (rys. 2) otrzymuje się następujący związek:

$$\frac{\frac{1}{3}\varepsilon_N + \frac{2}{3}\varepsilon_P}{2} \cdot E_N \cdot \alpha \cdot h^2 + \frac{\varepsilon_P + \varepsilon_K}{2} \cdot E_P \cdot \beta \cdot h \cdot \left(\frac{\frac{1}{3}\varepsilon_P + \frac{2}{3}\varepsilon_K}{\varepsilon_P + \varepsilon_K} \cdot \beta \cdot h + \alpha \cdot h \right) = \frac{N \cdot e_\Lambda}{b} \quad (2)$$

Na podstawie równań (1) i (2) siła ściskająca i moment w przekroju są równe:

$$N = b \cdot E_N \cdot \varepsilon_N \cdot h^2 \cdot \left(A - \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{k} \cdot B \right) \quad (3)$$

$$M = b \cdot E_N \cdot \varepsilon_N \cdot h^2 \cdot \left(C - \frac{1}{k} \cdot D \right) \quad (4)$$

gdzie:

$$A = \alpha + m \cdot \beta, \quad B = \alpha^2 + \alpha \cdot m \cdot \beta, \quad C = \alpha^2 + m \cdot \beta^2 + 2 \cdot \alpha \cdot m \cdot \beta$$

$$D = \frac{2}{3} \cdot \alpha^3 + \frac{1}{3} \cdot \alpha \cdot m \cdot \beta^2 + \frac{2}{3} \cdot m \cdot \beta^2 + m \cdot \beta \cdot \alpha^2 + \alpha \cdot m \cdot \beta$$

$$m = \frac{b_{\text{muru}} \cdot E_P}{b \cdot E_N}$$

Przyrost siły ściskającej jest przeniesiony przez siły styczne w płaszczyźnie zespolenia:

$$dN_N = T = \tau \cdot b \cdot dl \rightarrow \tau = \frac{dN_N}{b \cdot dl} = \frac{1}{dl} \cdot \int d\sigma_N \cdot dy \quad (5)$$

Ostatecznie na podstawie równań (3) i (4):

$$\tau = \frac{b_N}{l_V} \cdot (e_{\text{Agórne}} - e_{\text{Adolne}}) \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot b_N \cdot \left(\frac{C}{h \cdot D} - \frac{C \cdot B - D \cdot A}{h \cdot D \cdot B - D^2 \cdot e_A} \right) \right] \quad (6)$$

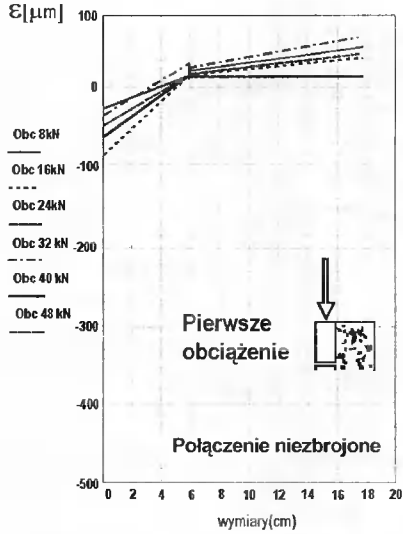
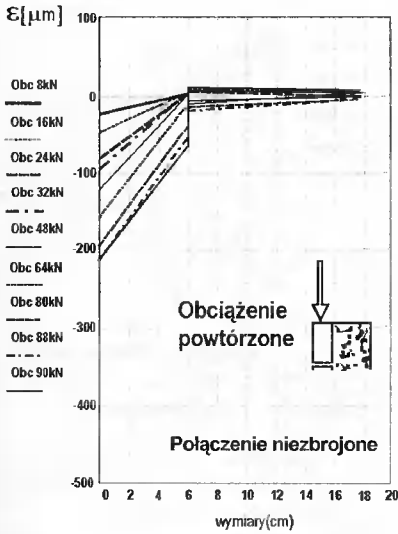
gdzie:

l_V - wysokość ścianki.

4. WYNIKI BADAŃ

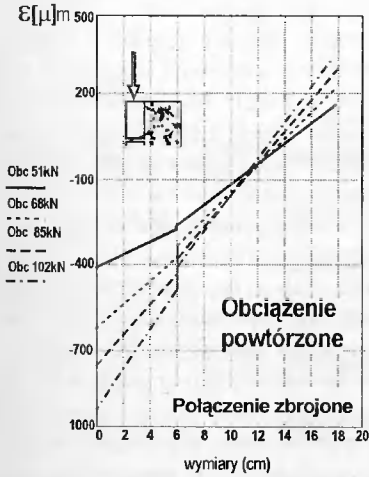
Tabela 1 przedstawia wartości sił niszczących dla badanych 6 ścianek. Rysunki 3-7 przedstawiają wyniki wykonanych pomiarów odkształceń pionowych w wybranych przekrojach ścianek. Obecność płaszczyzny zespolenia wprowadziła znaczne zaburzenia w rozkładzie odkształceń. Widoczny jest poślizg w płaszczyźnie zespolenia elementów. Powtarzanie obciążenia nie zwiększyło w znaczący sposób wielkości tego poślizgu, spowodowało natomiast zmianę rozkładu odkształceń w przekroju. Mając pomierzone odkształcenia, moduł sprężystości muru cegieł E_m i moduł sprężystości betonu E_b , można wyznaczyć wielkość siły ściskającej w przekroju murowym i betonowym, a także wartość naprężeń stycznych τ w płaszczyźnie zespolenia na odcinku pomiędzy analizowanym przekrojem a miejscem przyłożenia obciążenia zewnętrznego. Na tym odcinku siła ściskająca (z części przekroju bezpośrednio nie obciążonego) jest przenoszona na część

obciążoną poprzez naprężenia styczne. Wartości τ są wartościami średnimi dla całej długości analizowanego odcinka.



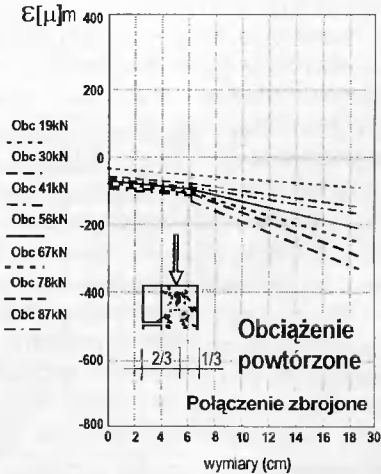
Rys. 3. Pomierzone odkształcenia w przekrojach środkowych ścianek obciążanych poprzez mur podczas kolejnych cykli

Fig. 3. Measured strains in mid-sections of walls loaded through the brick part during successive cycles



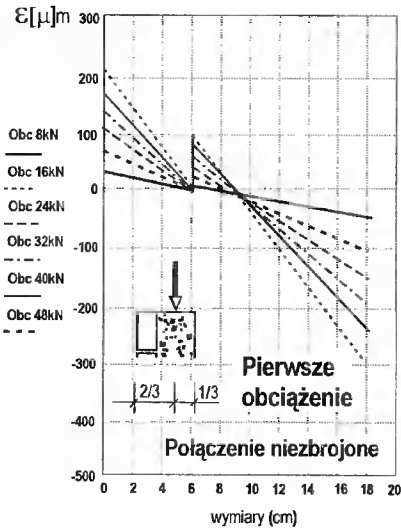
Rys. 4. Pomierzone odkształcenia w przekroju środkowym ścianki zbrojonej obciążonej poprzez mur

Fig. 4. Measured strains in the mid-section of reinforced wall loaded through the brick part



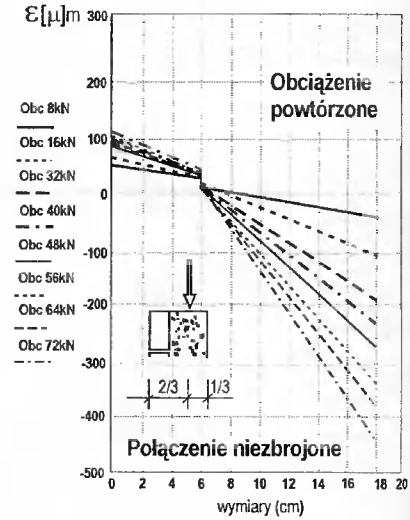
Rys. 5. Odkształcenia w przekroju środkowym ścianki zbrojonej obciążonej poprzez słupkę

Fig. 5. Measured strains in the mid-section of reinforced wall loaded through the column



Rys. 6. Pomierzone odkształcenia w przekroju środkowym ścianki obciążonej poprzez słupkę

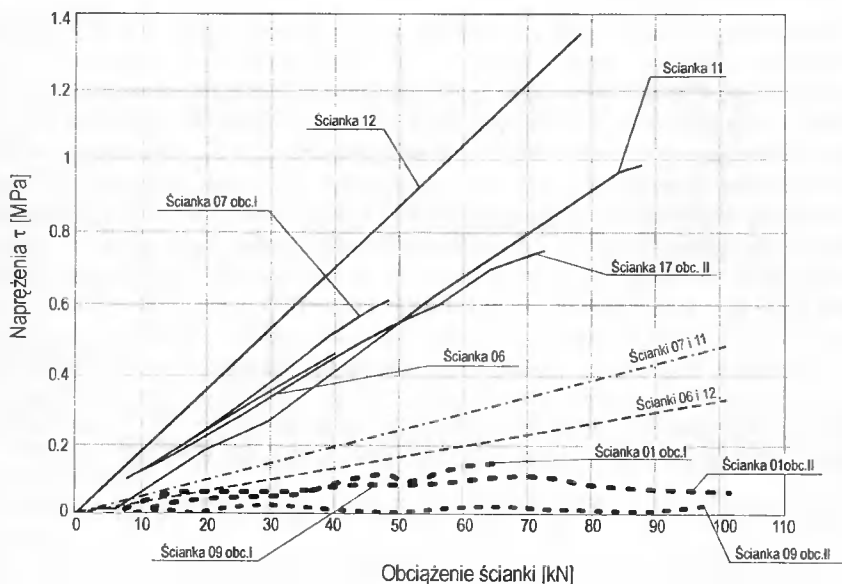
Fig. 6. Measured strains in the mid-section of wall loaded through the column



Rys. 7. Pomierzone odkształcenia w przekroju środkowym ścianki obciążonej poprzez słupkę

Fig. 7. Measured strains in the mid-section of wall loaded through the column

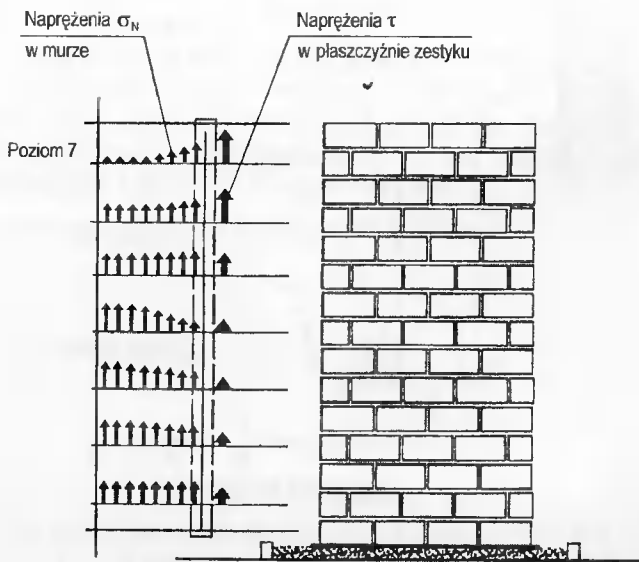
Zniszczenie wszystkich ścianek nastąpiło poprzez rozwarstwienie w płaszczyźnie zespolenia. Rozwarstwienie zawsze zaczynało się u góry elementu. Po jego wystąpieniu, na odcinku około 1/5 wysokości elementu następowało zniszczenie o bardzo gwałtownym charakterze. Najpierw miało miejsce ścięcie połączenia na całej długości, a następnie zmiążdżenie części bezpośrednio obciążonej, powodujące całkowite rozsypanie się elementów. Elementy obciążane poprzez część murową wykazały zdecydowanie wyższą (o 30÷150%) nośność niż elementy obciążane poprzez słupkę. Elementy ze zbrojonym połączeniem wykazały wyższą nośność w stosunku do elementów niezbrojonych. W przypadku ścianek obciążanych przez słupkę wzrost nośności był niewielki (około 16%), natomiast duży wzrost nośności wystąpił w przypadku ścianek obciążanych poprzez mur (95%), tabela 1. Na rysunku 8 znajdują się wykresy naprężeń τ w płaszczyźnie zespolenia sporządzone na podstawie pomierzonych odkształceń (są to wartości średnie z odcinka równego połowie wysokości ścian). Zamieszczono naprężenia dla pierwszego obciążenia ścian oraz dla obciążeń kolejnych, a także wykresy wartości teoretycznych τ , otrzymane na podstawie teorii liniowej. Zastosowana na rysunku 8 numeracja ścianek odpowiada oznaczeniom z tabeli 1 (linią ciągłą oznaczone są ścianki obciążane poprzez słupkę, linią kropkowaną obciążane poprzez mur, linią kreskowaną naprężenia według teorii liniowej). Dla ścianek obciążanych poprzez mur naprężenia τ w płaszczyźnie zespolenia są wielokrotnie mniejsze niż dla ścianek obciążanych poprzez betonowy słupkę. Nie ma większej różnicy w wartościach naprężeń τ w płaszczyźnie połączenia pomiędzy ściankami zbrojonymi i niezbrojonymi. Założono, że różnice odkształceń powierzchni zewnętrznej muru na poszczególnych poziomach odpowiadają różnicom sił przenoszonych na tych poziomach przez przekrój muru.



Rys. 8. Naprężenia τ w płaszczyźnie zespolenia

Fig. 8. Stress τ at the composite plane

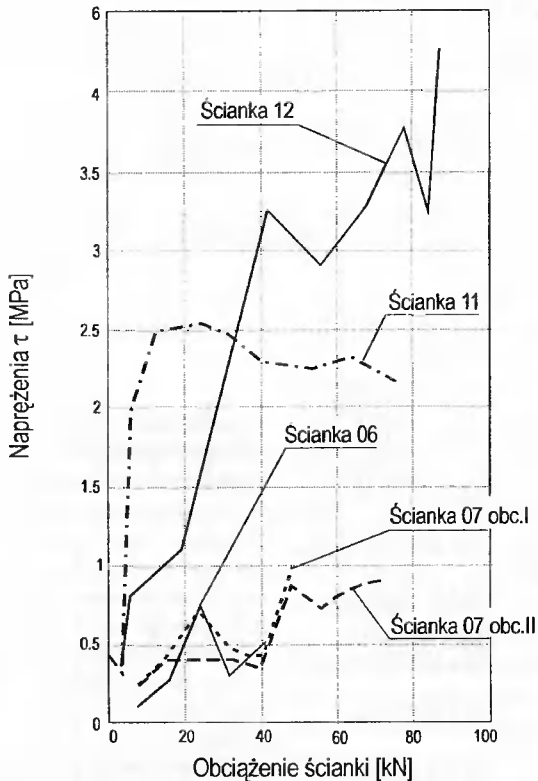
Z równowagi sił wynika, że te różnice sił pomiędzy poszczególnymi poziomami są przenoszone przez naprężenia τ z muru na część betonową (rys. 9).



Rys. 9. Rozkład naprężeń w części murowanej ścianki

Fig. 9. Distribution of stresses in the brick part of the wall

Wyznaczone w ten sposób wartości naprężeń τ są przybliżone. Wartości naprężeń wyznaczonych w ten sposób w poziomie 7 (rys. 9) przedstawiono na rysunku 10 – dla przypadku ścianek obciążanych poprzez słupki. Naprężenia są znacznie większe niż wyznaczone uprzednio wartości średnie. Różnice pomiędzy wartościami średnimi a wartościami mierzonymi w górnym przekroju ściany spowodowane są zmiennym rozkładem sił na kolejnych poziomach części murowej ścianki. Nierównomierny rozkład sił jest wynikiem nierównomiernego odkształcenia całej ścianki. W części powiązanej bezpośrednio ze słupkiem (środkowej) ścianka została wygięta bardziej niż przy krawędziach zewnętrznych. Największe różnice w przemieszczeniach pomiędzy częścią środkową ścianki (powiązaną ze słupkiem) a jej swobodnymi krawędziami zewnętrznymi wystąpiły w środku wysokości ścianki. Były one mniejsze w pobliżu punktów utwierdzenia u góry i na dole. Pomierzona nośność była zawsze większa od nośności ścianki murowej bez słupków betonowych, wynoszącej 32 kN [3]. Przy obciążeniu przyłożonym do części betonowej przekroju, znaczna część tego obciążenia jest przenoszona na część murową, co wiąże się z dużym poziomem naprężeń w płaszczyźnie zespolenia.



Rys. 10. Naprężenia τ w płaszczyźnie zespolenia (poziom 7)

Fig. 10. Stresses τ in the composite plane (level 7)

Przy bezpośrednim obciążaniu części murowej poziom naprężeń w płaszczyźnie zespolenia jest wielokrotnie niższy. W związku z tym, nośność graniczna tych elementów jest zdecydowanie wyższa. Ostatecznie, zniszczenie zawsze następowało wskutek rozwarstwienia w płaszczyźnie zespolenia.

5. WNIOSKI

Ściany murowane wzmocniane betonowymi słupkami stanowią interesujące rozwiązanie praktyczne, umożliwiające znaczne zwiększenie nośności ścian. Nośność takiego elementu zespolonego jest znacznie większa w stosunku do podobnej ściany bez wzmocnień. Największą nośność mają ściany obciążane bezpośrednio przez mur. Nośność ścian obciążanych przez betonową część przekroju jest o 30÷150% mniejsza. Naprężenia w płaszczyźnie zespolenia można wyznaczyć tylko w sposób bardzo przybliżony na podstawie liniowej teorii.

LITERATURA

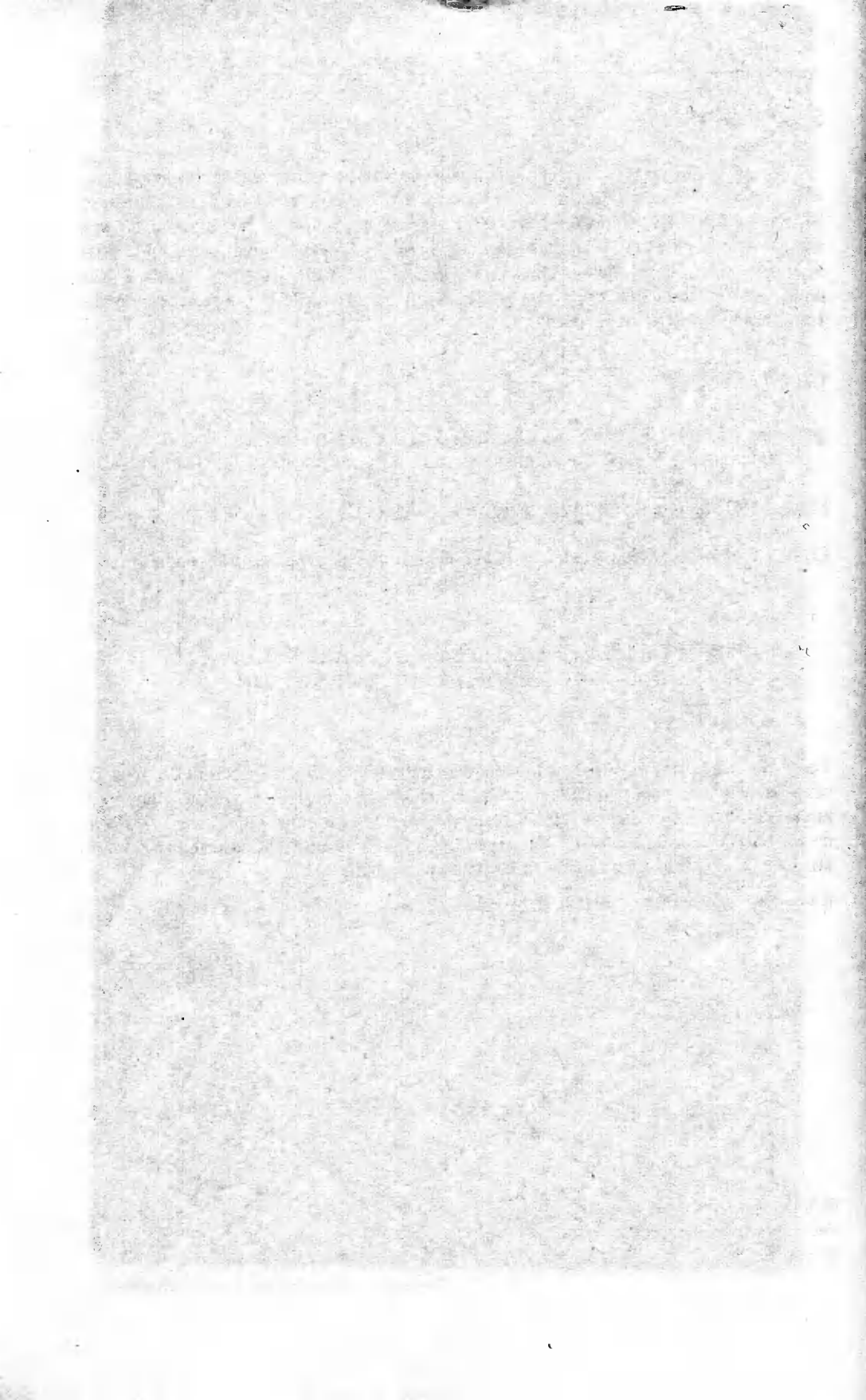
- [1] Drąg K., 1997. Wyznaczanie stanu naprężeń w płaszczyźnie zespolenia ściskanego elementu zespolonego. Referat seminaryjny. Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Gdańskiej.
- [2] PN-89/B-03340. Konstrukcje murowe zespolone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] PN-87/B-03002. Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.

EFFECT OF LOADING METHOD ON BEARING CAPACITY OF COMPOSITE BRICK ELEMENTS

Summary

The paper deals with the effect of the loading method on bearing capacity of brick walls strengthened with concrete columns. The elements were loaded through a column or brick wall. The experimental results were compared with the theoretical ones obtained on the basis of elastic behavior. The experiments demonstrated that bearing capacity of elements loaded through a brick wall is significantly higher.

Keywords: experiments, brick wall, bearing capacity, column



TRÓJWYMIAROWE MOSTKI TERMICZNE W NAROŻNIKU PRZEGRÓD

Andrzej Dylla, Paula Hołownia

Katedra Budownictwa Ogólnego i Fizyki Budowli
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

Rozważany jest teoretyczny model narożnika przestrzennego, spełniającego aktualne wymagania cieplne dla przegród zewnętrznych. Przeprowadzono obliczenia rozkładu temperatur takiego układu oraz wykonano analizę otrzymanych wyników. Wskazują one na znaczne obniżenie temperatur na wewnętrznej powierzchni w narożniku wewnętrznym.

Słowa kluczowe: przepływ ciepła, mostek termiczny, izolacyjność cieplna

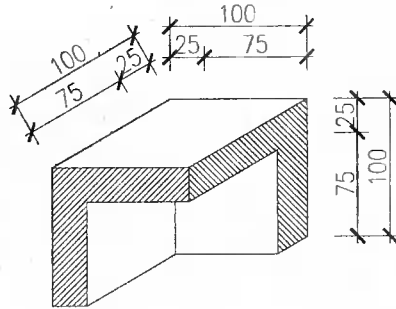
1. WSTĘP

Zjawisko występowania w przegrodach mostków termicznych rozważane jest od wielu lat i istnieje w tej dziedzinie spory dorobek naukowy. Jednak dotychczasowe opracowania dotyczyły głównie mostków termicznych pierwszego i drugiego rodzaju [1]. Dostępne są także na rynku polskim aplikacje komputerowe pozwalające prowadzić obliczenia takich układów z dowolnym rozwiązaniem materiałowym. Nieliczne są natomiast próby opisanego zagadnienia przestrzennego, pomimo istniejących już od dawna podstaw teoretycznych [6]. Jedne z pierwszych badań prowadzonych w Polsce opisano w pracy [2]. Obejmowały one obliczenia numeryczne i badania w komorze klimatycznej przyjętego modelu. Jednoznacznie potwierdziły one słuszność podjętego tematu. Prawdopodobnie jednym z elementów dotychczas ograniczających prowadzenie badań układów przestrzennych była zbyt mała pamięć operacyjna maszyn cyfrowych, niezbędna do rozwiązywania dużych układów równań.

Wobec nowych zaostrożonych wymagań cieplnych stawianych budynkom, nie bez znaczenia staje się postulat stawiany w pracy [1], aby złącze dwóch elementów w przegrodzie zewnętrznej pod względem cieplnym traktować podobnie jak traktuje się je w konstrukcjach inżynierskich, tzn. aby złącze było lepiej zabezpieczone cieplnie niż pełna ściana. Stąd propozycja autorów niniejszego artykułu, aby ponownie podjąć ten temat. Celem tej pracy jest dokonanie porównania wzajemnych relacji pól temperatury w przykładowym modelu złącza dwuwymiarowego i przestrzennego.

2. PRZYJĘTE MODELE OBLICZENIOWE

Aby rozważyć postawiony problem, do badań przyjęto pewien model obliczeniowy (rys. 1). Jest to narożnik przestrzenny o wymiarach zewnętrznych $1,0 \times 1,0 \times 1,0$ m, o grubości ścianek oddzielających środowisko zewnętrzne od wewnętrznego $0,25$ m. Przyjęto jednakowy dla każdej ścianki modelowy współczynnik przenikania ciepła $U = 0,30 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, odpowiadający wymaganiom dla ściany zewnętrznej warstwowej. Temperatura zewnętrzna wynosi $t_e = -18,0^\circ\text{C}$, wewnętrzna $t_i = +20,0^\circ\text{C}$.



Rys. 1. Model narożnika przestrzennego
Fig. 1. Spatial corner model

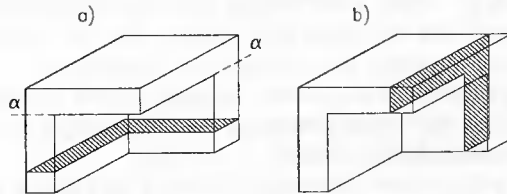
Opór przejmowania na powierzchniach przegrody przyjęto zgodny z wartościami podanymi w normie [4], odpowiedni dla przepływu poziomego i pionowego

$$\alpha_{\text{il}} = \frac{1}{0,10} \approx 10,0 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K}).$$

Celowo nie uwzględniono także zmniejszenia intensywności

przejmowania ciepła występującego w narożnikach ścian [3]. Na całej długości krawędzi wewnętrznych przyjęto więc jednakowe wartości oporów przejmowania ciepła.

W celu porównania otrzymanych wyników przeprowadzono obliczenia dla analogicznych układów płaskich, wyodrębnionych z modelu przestrzennego, pokazanych na rysunku 2.



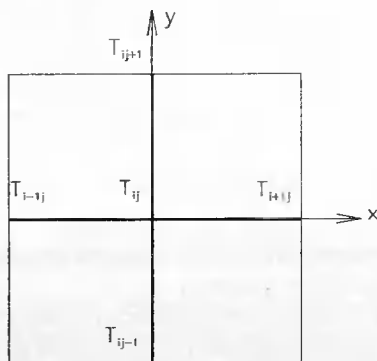
Rys. 2. Modele dwuwymiarowe: a) przepływ dwuwymiarowy ciepła przez narożnik poziomy, b) przepływ dwuwymiarowy ciepła przez narożnik pionowy

Fig. 2. Two-dimensional models: a) two-dimensional thermal flow through horizontal corner, b) two-dimensional thermal flow through vertical corner

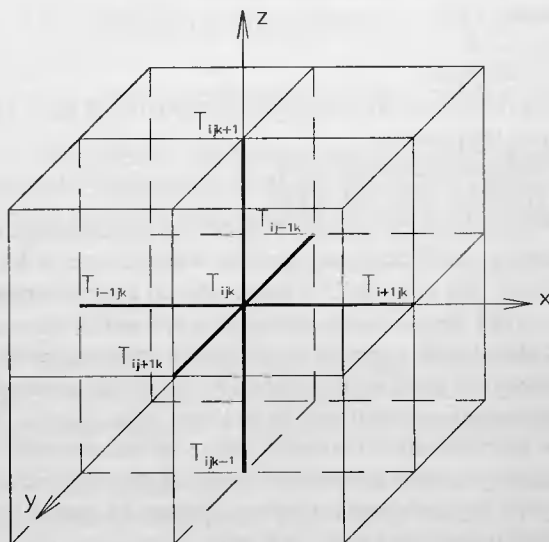
Wielkości geometryczne i warunki brzegowe przyjęto identyczne jak dla układu przestrzennego.

3. METODA OBLICZEŃ

Do rozwiązania równania Laplace'a zastosowano metodę różnic skończonych. Aby zastosować tę metodę, należało przyjęte modele ciągłe zdyskretyzować. Przyjęto siatkę kwadratową o wymiarach $0,025 \times 0,025$ m dla modeli płaskich (rys. 3) i odpowiednio siatkę sześcienną o wymiarach $0,025 \times 0,025 \times 0,025$ m dla modelu trójwymiarowego (rys. 4). Do obliczeń wykorzystano zależności temperatury T i współczynników przenikania ciepła U występujących między węzłami siatki, odpowiednio płaskiej i przestrzennej, opisane równaniami (1) i (2).



Rys. 3. Układ płaski
Fig. 3. Flat configuration



Rys. 4. Układ przestrzenny
Fig. 4. Spatial configuration

$$T_{ij} = \frac{T_{(i-1)j} \cdot U_{(i-1)} + T_{(i+1)j} \cdot U_{(i+1)} + T_{i(j-1)} \cdot U_{(j-1)} + T_{i(j+1)} \cdot U_{(j+1)}}{U_{(i-1)} + U_{(i+1)} + U_{(j-1)} + U_{(j+1)}} \quad (1)$$

$$T_{ijk} = \frac{T_{(i-1)jk} \cdot U_{(i-1)} + T_{(i+1)jk} \cdot U_{(i+1)} + T_{i(j-1)k} \cdot U_{(j-1)} + T_{i(j+1)k} \cdot U_{(j+1)}}{U_{(i-1)} + U_{(i+1)} + U_{(j-1)} + U_{(j+1)} + U_{(k-1)} + U_{(k+1)}} + \frac{T_{ij(k-1)} \cdot U_{(k-1)} + T_{ij(k+1)} \cdot U_{(k+1)}}{U_{(i-1)} + U_{(i+1)} + U_{(j-1)} + U_{(j+1)} + U_{(k-1)} + U_{(k+1)}} \quad (2)$$

Jako pierwsze przybliżenie przyjęto rozkład temperatur analogiczny jak dla jednowymiarowego przepływu ciepła. W celu wykonania obliczeń napisano program w języku Delphi, który oblicza zadane układy dla dowolnej ilości iteracji metodą iteracji prostej. Jako ostateczne, przyjęto wyniki odpowiadające 1000-ej iteracji.

4. WYNIKI OBLICZEŃ I ICH DYSKUSJA

W wyniku przeprowadzonych obliczeń uzyskano przedstawione poniżej wartości.

A. Narożnik płaski w płaszczyźnie poziomej:

- temperatura minimalna (w narożniku wewnętrznym): $t_{NR1} = +10,68^{\circ}\text{C}$,
- zasięg mostka (zasięg zmian temperatury): 1,2 d (gdzie d - grubość przegrody).

B. Narożnik płaski w płaszczyźnie pionowej:

- temperatura minimalna (w narożniku wewnętrznym): $t_{NR2} = +10,96^{\circ}\text{C}$,
- zasięg mostka (zasięg zmian temperatury):
 - w poziomie: 1,6 d,
 - w pionie: 1,2 d.

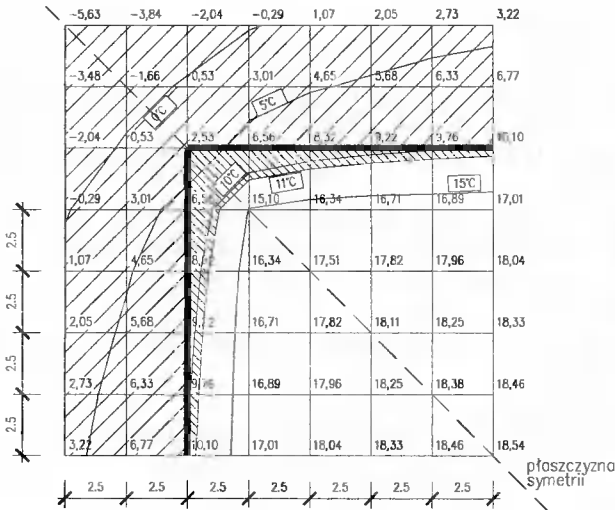
C. Narożnik przestrzenny:

- temperatura minimalna (w narożniku wewnętrznym): $t_{NR} = +2,53^{\circ}\text{C}$,
- zasięg zmian temperatury:
 - wzdłuż krawędzi poziomej: 2,2 d,
 - wzdłuż krawędzi pionowej: 2,7 d.

Staje się oczywiste, że mostek w narożniku przestrzennym generuje znaczne obniżenie temperatury, przekraczającej minima, dopuszczalne ze względu na niebezpieczeństwo kondensacji (dla pomieszczeń mieszkalnych z temperaturą $t_i = +20^{\circ}\text{C}$, punkt rosy $t_s = 10,8^{\circ}\text{C}$). Model złącza użytego do badań uczyniono zbliżonym w zakresie parametrów cieplnych do aktualnych wymagań technicznych (współczynnik $U = 0,3 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$).

Efekt narożnika płaskiego w przegrodzie o takich parametrach sprowadza temperaturę na powierzchni wewnętrznej do poziomu wymaganych minimów (t_{NR1} , $t_{NR2} \cong t_s$). W narożniku przestrzennym następuje dalsze, gruntowne obniżenie temperatury (t_{NR}). Rodzi się pytanie o zasięg powierzchniowy owych niebezpiecznych obniżen temperatury. Na rysunku 5 przedstawiono wykres izoterm na górnej wewnętrznej płaszczyźnie złącza (płaszczyzna sufitowa α - α - rys. 2a).

Temperatury niższe od temperatury punktu rosy pojawiły się na znacznym obszarze wzdłuż krawędzi ściany i sufitu (zakreskowany). Podobna sytuacja ma miejsce na dwóch pozostałych (pionowych) wewnętrznych płaszczyznach narożnika. Nie można więc mówić tylko o jednym osobliwym miejscu o temperaturze krytycznej.



Rys. 5. Wykres izoterm na płaszczyźnie sufitowej

Fig. 5. Isotherms on ceiling level diagram

Z uwagi na znaczne spadki temperatur, kryterium temperaturowe staje się przy ocenie złącza co najmniej równie istotne, jeśli nie ważniejsze, od utrzymania strat ciepła przez złącze na minimalnym poziomie ($U + \Delta U_{\text{mostki}} \leq U_{\text{max}}$). Obniżenie temperatury w narożniku wewnętrznym Δt_{NR} jest funkcją szeregu parametrów złącza – geometrycznych (g) i fizycznych (f):

$$\Delta t_{\text{NR}} = t_w - J_{\text{NR}} = F(g, f)$$

gdzie:

t_w - temperatura na powierzchni wewnętrznej przegrody z dala od narożnika, °C.

Badanie tej funkcji dla różnych konfiguracji warstw ocieplających w narożniku, zmniejszających się grubości, parametrów cieplnych materiałów i całego złącza powinno znaleźć swoją realizację również z praktycznych względów projektowych.

4. PODSUMOWANIE

Wstępne badania wskazują na koncentrację w złączach przestrzennych zakłóceń w kształtowaniu się pól temperaturowych. Temperatury niższe od oczekiwanych, grożące kondensacją wilgoci, pojawiają się na znacznych powierzchniach złączy w pobliżu ich krawędzi.

Problem mostków termicznych przestrzennych nie został dostatecznie zbadany w aspekcie teoretycznym, jak i praktycznym. Brak w kraju narzędzi badawczych (programów komputerowych) pozwalających rozwiązywać zagadnienia dotyczące złączy trójwymiarowych.

Destrukcja biologiczna, a w jej wyniku degradacja przegród budowlanych, zaczyna się zwykle w narożnikach przestrzennych budynków, co wystarczająco uzasadnia kontynuowanie badań.

LITERATURA

- [1] Duc E., 1988. Algorytm wyznaczania przestrzennych pól temperatury w elementach ścian zewnętrznych. Ciepłownictwo 1.
- [2] Duc E., Dylla A., 1981. Straty ciepła przez przestrzenne mostki cieplne. Ciepłownictwo 7/8.
- [3] Dylla A., 1985. Fizyka budowli. Skrypt ATR w Bydgoszczy.
- [4] PN-EN ISO 6946. Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [5] Praca zbiorowa pod red. J. Gduli, 1984. Przewodzenie ciepła. PWN Warszawa.
- [6] Staniszewski B., 1979. Wymiana ciepła. Podstawy teoretyczne. PWN Warszawa.

THREE-DIMENSIONAL THERMAL BRIDGES IN A PARTITION CORNER

Summary

This article discusses the subject of spatial thermal bridges. It considers a theoretical model of spatial corner that meets current thermal requirements for external partitions. Calculations of temperature distribution for such a layout was made as well as analysis of acquired results. The research indicates considerable decrease of temperature on the internal surface of partition in an internal corner.

Keywords: thermal flow, thermal bridge, thermal insulating power

WPLYW OCIEPLENIA NAROŻNIKÓW W ŚCIANACH ZEWNĘTRZNYCH NA IMPERFEKCJE W ROZKŁADZIE TEMPERATUR

Andrzej Dylla, Krzysztof Pawłowski

Katedra Budownictwa Ogólnego i Fizyki Budowli
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

W artykule podjęto temat ocieplenia narożników w ścianach zewnętrznych. Rozważany jest wpływ usytuowania ocieplenia (styropianu) w ścianach zewnętrznych z cegły. Przeprowadzono obliczenia rozkładu temperatur, liniowego współczynnika przenikania ciepła k_L oraz wykonano analizę otrzymanych wyników.

Słowa kluczowe: mostek termiczny, izolacyjność cieplna, imperfekcja rozkładu temperatur

1. WSTĘP

Zakłócenie strukturalnej ciągłości przegrody zewnętrznej budynku wywołuje, czasem nieoczekiwane, imperfekcje w rozkładzie temperatur w obszarach nieciągłości przegrody. Powstały problem fizyczny na ogół nie poddaje się rozwiązaniu za pomocą tradycyjnych metod analizy matematycznej, chociaż znane są dobrze zasady, i podstawowe prawa z zakresu teorii wymiany ciepła, sformułowane na podstawie pojęcia kontinuum i opisane za pomocą równań różniczkowych. Ograniczenia analizy matematycznej w znacznym stopniu hamowały rozwój teorii fizycznej, pozostawiając dominującą rolę w jej kształtowaniu wynikom eksperymentu oraz metodom analogowym, obciążonym z reguły dużymi błędami.

Wprowadzenie do powszechnego użytku szybkich elektronicznych maszyn cyfrowych umożliwia, przy zastosowaniu modeli dyskretnych i skończonych oraz siatek przestrzennych lub czasowo-przestrzennych, zastąpienie kontinuum i formułowanie zadań przewodzenia ciepła w polu płaskim i przestrzennym w języku rachunku różnicowego.

Wyniki obliczeń komputerowych powinny być jednak, zdaniem autorów, konfrontowane z wynikami eksperymentu, często bowiem rezultaty tych obliczeń w sposób zasadniczy odbiegają od wcześniej publikowanych rezultatów badań, w większości wykorzystujących badania na modelach fizycznych.

Zakłócenie ciągłości przegrody zewnętrznej wynika najczęściej z jej niejednorodności strukturalnej, przejawiającej się zmianą geometrii warstw i wkładek wewnętrznych w miejscach mostków termicznych, wieńców, narożników itp. Owe miejsca, nazywane „osobliwymi” lub „słabymi”, mogą dyskwalifikować sprawność techniczną całego

budynku, bowiem w czasie eksploatacji występują w nich z reguły trwałe uszkodzenia o charakterze fizykalnym.

Szczególnym przypadkiem słabego miejsca w przegrodzie jest narożnik zewnętrzny.

Imperfekcja linii strumienia ciepła, związana z konfiguracją narożnika, implikuje znaczne obniżenie temperatur na jego powierzchniach wewnętrznych. Najczęściej w narożnikach pomieszczeń rozpoczyna się destrukcja biologiczna i mechaniczna przegrody.

Zjawisko to, znane pod nazwą „efektu narożnika”, opisano w pierwszych pracach poświęconych fizyce budowli. Kształtowanie i doskonalenie teorii narożników, wraz z metodami ich obliczeń, towarzyszy odtąd rozwojowi fizyki budowli w ciągu ostatnich czterdziestu lat. Badania dotyczą głównie narożników jednorodnych i związane są z nazwiskami Fokina [1], Webera i Hallera [5], Stuppericha [4].

Brak jest jednak metod oraz formuł pozwalających na ocenę stanu termicznego narożników warstwowych, które w zastosowaniach praktycznych wypierają z rynku budowlanego rozwiązania jednorodne. Dało to autorom niniejszego opracowania podstawę do przeprowadzenia serii badań wstępnych, analizujących wpływ usytuowania w obrębie przegrody warstw ocieplających i określenie różnic w konfiguracji pojawiających się pól temperaturowych.

2. ZAKRES I WYNIKI BADAŃ

Zbadano pięć różnych przypadków. Narożniki wytypowane do badań zestawiono na rysunku 1.

Poziomem odniesienia uczyniono narożnik jednorodny bez ocieplenia (A), którego wykres izoterm przedstawiony został na rysunku 2. Narożnik tworzy mur z cegły ceramicznej o współczynniku przewodności cieplnej $\lambda_1 = 0,77 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$.

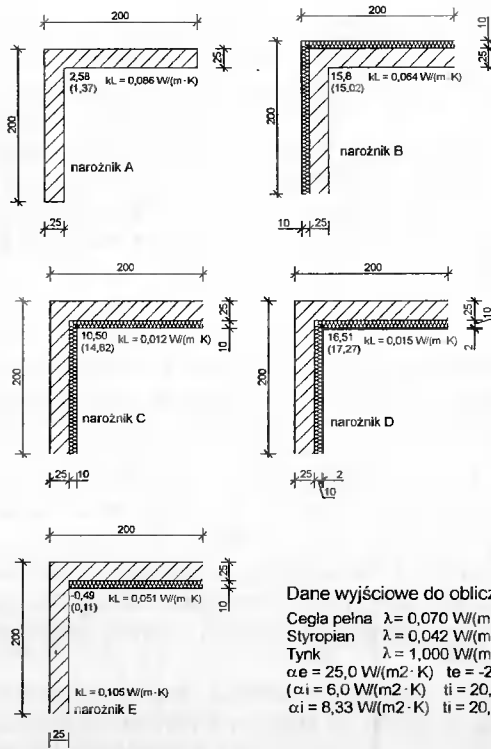
Głównym celem badań było ustalenie wpływu usytuowania warstwy izolującej narożnik na jego parametry termiczne, stąd dalsze dwa przypadki dotyczą dwóch krańcowo różnych miejsc lokowania ocieplenia: od zewnątrz (B) i od wewnątrz pomieszczenia (C).

Przypadek szczególny D wskazuje na możliwość ograniczenia „efektu narożnika” przez obudowanie lekkiej warstwy izolującej tynkiem wewnętrznym, zmniejszającym lokalne ekstrema temperaturowe na powierzchni narożnika. Przypadek E służyć ma wyjaśnieniu zakresu imperfekcji pola, wywołanego niesymetrycznym, częściowym ociepleniem narożnika, stosowanym często przy dociepleniach wewnętrznych w pomieszczeniach.

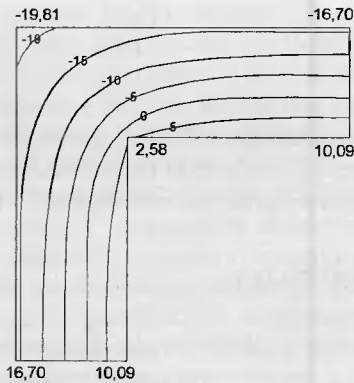
Warunki fizyczne i brzegowe określono dla wszystkich przypadków jednakowo i podano je na rysunku 1.

Obliczenia przeprowadzono metodą różnic skończonych, posługując się własnymi programami. Krok siatki podziałowej wynosił 1 cm. Obliczenia kończono w każdym przypadku po dokonaniu tysięcznej iteracji. Do wykonania obliczeń porównawczych posłużył program KL, napisany w Instytucie Techniki Budowlanej.

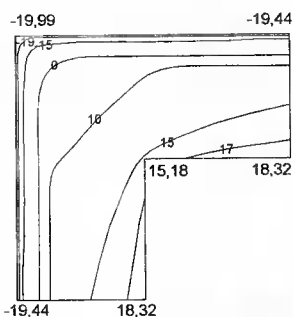
Wyniki obliczeń, w postaci wykresów izoterm wszystkich badanych przypadków, przedstawiono na rysunkach 2-6. Równocześnie na rysunku 1, w pobliżu narożników, wpisano uzyskane w toku obliczeń temperatury minimalne, a także wartości liniowych współczynników przenikania ciepła poszczególnych gałęzi narożnika.



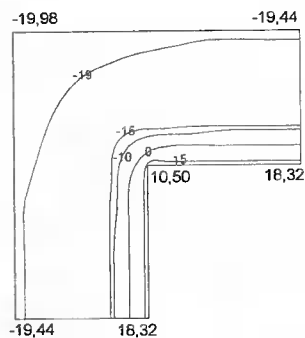
Rys. 1. Narożniki wytypowane do badań
 Abb. 1. Zu untersuchende Ecken



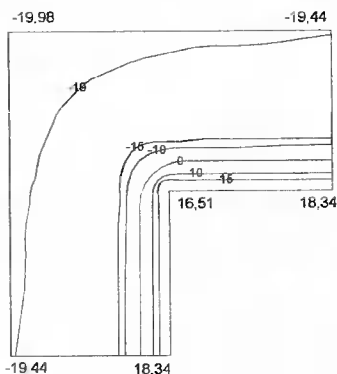
Rys. 2. Izotermy narożnika typu A
 Abb. 2. Isothermen der Ecke Typ A



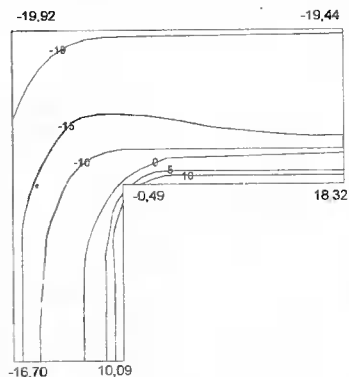
Rys. 3. Izotermie narożnika B
Abb. 3. Isothermen der Ecke Typ B



Rys. 4. Izotermie narożnika C
Abb. 4. Isothermen der Ecke Typ C



Rys. 5. Izotermie narożnika D
Abb. 5. Isothermen der Ecke Typ D



Rys. 6. Izotermie narożnika E
Abb. 6. Isothermen der Ecke Typ E

Komentarza wymagają przyjęte do obliczeń wartości współczynnika przenikania ciepła po stronie wewnętrznej narożnika. Uwzględniono dwie wartości współczynnika – w wysokości zalecanej normą [2]: $\alpha_i = 6 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ oraz $\alpha_i = 8,33 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$. Ta druga wielkość lepiej oddaje wyłączny wpływ geometrii narożnika na powstałe pole temperatur.

3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Otrzymane rezultaty rzucają nowe światło na mechanizm rozchodzenia się fali temperaturowej w narożniku zbudowanym z warstw materiałowych o znacznie różniącej się przewodności cieplnej. Staje się oczywiste, że znane dotychczas formuły obliczania temperatury krytycznej w narożniku wewnętrznym jednorodnym [1, 4, 5] są praktycznie nieprzydatne dla narożników warstwowych.

Zasadnicze znaczenie – dla sytuacji termicznej narożnika warstwowego – wydaje się mieć przewodność cieplna warstwy bezpośrednio stykającej się z powietrzem wewnątrz pomieszczenia.

Narożnik ocieplony od wewnątrz intensywnym materiałem termoizolacyjnym (badano materiały o znacznie różniących się wartościach współczynnika $\lambda : \lambda_2 / \lambda_1 \approx 18$) charakteryzuje się korzystniejszym, niższym wskaźnikiem strat ciepłych niż narożnik z takim samym ociepleniem zewnętrznym (rys. 3 i 4).

Miernikiem wielkości dodatkowego strumienia ciepła przepływającego przez narożnik jest, zsumowana dla obu gałęzi złącza, wartość liniowego współczynnika przenikania ciepła dla mostka cieplnego powstałego w narożniku.

Równocześnie, powstała na powierzchni wewnętrznej ściany fala temperaturowa generuje – w przypadku ocieplenia wewnętrznego – charakterystyczne minima w pobliżu narożnika t_{NR} ($t_{NR} = 10,50$, rys. 4). Lokalnie temperatura ulega znacznemu obniżeniu, decydując o przekroczeniu temperatury krytycznej punktu rosy t_s w pomieszczeniu, co z punktu widzenia wymagań technicznych [3] może być niedopuszczalne.

Umieszczenie ocieplenia na zewnętrznej powierzchni narożnika, mniej skuteczne jeśli chodzi o ogólny bilans cieplny pomieszczenia, implikuje jednak na powierzchni wewnętrznej złącza mniej zróżnicowane temperatury, o bezpiecznych wartościach krytycznych ze względu na niebezpieczeństwo skroplenia ($t_{NR} = 15,18$, rys. 3).

Takie ukształtowanie pola temperatur wynika bezpośrednio z właściwości termicznych warstwy wewnętrznej; w przypadku materiału dobrze rozprzewadzającego falę temperatur (cegła – o wysokiej wartości współczynnika λ) ekstrema zostają wytłumione. Odwrotnie jest przy ociepleniu wewnętrznym, kiedy materiał o wysokiej termoizolacyjności (styropian o niskiej wartości λ) utrwała imperfekcje wynikające z geometrii narożnika.

W zgodzie z tym rozumowaniem, dodanie wewnętrznej warstwy tynku grubości 2 cm w złączu ocieplonym od wewnątrz pozwala na usunięcie lokalnych ekstremów temperatury, grożących skropleniem (rys. 5).

Dokładniejsza obserwacja narożnika z ociepleniem wewnętrznym wskazuje, na jednostkowe, bądź zlokalizowane w bardzo małym przedziale, temperatury minimalne.

Już w niewielkiej odległości od wewnętrznego narożnika, temperatury na powierzchni ściany gwałtownie rosną, szybko zbliżając się do wartości obserwowanych poza oddziaływaniem złącza. Mogą więc powstać wątpliwości, czy jednostkowe temperatury minimalne nie pojawiły się w tym złączu z powodu ułomności metody bądź błędów w programie.

Wyjaśnieniu tych wątpliwości posłużyło zbadanie narożnika niesymetrycznie ocieplonego od wnętrza wkładką styropianową (rys. 6).

Wyniki obliczeń potwierdzają trafność powyższych obserwacji odnośnie mechanizmu oddziaływania na złącze warstw ocieplających wewnętrznych. Rozkład izolinii temperaturowych w obszarze narożnika nie pozostawia wątpliwości co do silnego wpływu niesymetrycznego ocieplenia na odchylenie izoterm od powierzchni przegrody. Powstaje, tym razem dość znaczna, powierzchnia temperatur ekstremalnych (z bardzo niską temperaturą krytyczną narożnika $t_{NR} = -0,49$), intensyfikujących strumień ciepła w mostku po nie ocieplonej stronie narożnika.

Przykład ten dobrze ilustruje konsekwencje, które powodować mogą wkładki ocieplające stosowane w sposób nieciągły, fragmentaryczny na wewnętrznych powierzchniach przegród budowlanych. Należy przy tym zwrócić uwagę na istotne pogorszenie sytuacji termicznej lewej gałęzi narożnika (nie ocieplonej) w stosunku do narożnika, w którym ocieplenia nie stosowano (rys. 2).

4. PODSUMOWANIE

Narożniki w przegrodach zewnętrznych generują pola temperatur o zróżnicowanych parametrach, zależnych od wzajemnej konfiguracji warstw w przegrodzie.

Metody ustalania wielkości strumienia ciepła oraz temperatur minimalnych w narożniku jednomateriałowym, znane z literatury przedmiotu, zupełnie nie sprawdzają się dla narożników warstwowych, stosowanych w praktyce budowlanej.

Ocieplanie od wnętrza narożników jednomateriałowych, skuteczne w zakresie zminimalizowania strat ciepła, sprzyja możliwości pojawienia się na powierzchni złącza temperatur krytycznych, powodujących skroplenia.

Dlatego analiza mostka termicznego w narożniku nie może uwzględniać jedynie badania wartości liniowego współczynnika przenikania ciepła; równie ważne, a nawet ważniejsze ze względu na konstrukcję złącza, pozostaje sprawdzenie temperatur minimalnych.

Osłonięcie narożników termoizolacją zewnętrzną, pociąga za sobą porównywalnie większe straty ciepła przez złącze, równocześnie jednak łagodzi „efekt narożnika”, podnosząc temperaturę krytyczną i wyrównując temperatury na wewnętrznej powierzchni ściany.

Przedstawione w niniejszym artykule wyniki obliczeń i wyprowadzone wnioski są swojego rodzaju propozycją, której potwierdzenie eksperymentalne wymaga odpowiednich badań na modelach fizycznych.

LITERATURA

- [1] Fokin K.F., 1974. Stroitielnaja teplofizika ograzhdajuscich castej zdaniy. Stroizdat Moskva.
- [2] PN-EN-ISO 6946: 1999. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła.
- [3] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia (z późniejszymi zmianami) w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie. Dz.U. 1999, Nr 15, poz. 140.
- [4] Stupperich F.R., 1979. Wärmeschutz in Hochbau. Verlag C.F. Müller Karlsruhe.
- [5] Weber A.P., 1958. Der Wärme-und Feuchtigkesschutz von Maurecken. Die Isolation 415.

DER EINFLUß DER WÄRMEISOLIERUNG VON AUßENWÄNDEN AUF DIE IMPERFEKTION IM BEREICH DES TEMPERATURVERLAUFS

Zusammenfassung

Im vorliegenden Artikel wird das Thema der Wärmeisolierung an den Ecken der Außenwände besprochen. Es wird hier der Einfluss der Wärmeisolierung (EPS) an den Außenwänden aus Ziegel untersucht. Es wurden die Berechnungen des Temperaturverlaufs und der Linienwärmedurchgangszahl K_{-1} sowie die Analyse der erhaltenen Ergebnisse durchgeführt.

Schlüsselwörter: thermische Brücke, Wärmeisoliervermögen, Imperfektion des Temperaturverlaufs

ANALIZA WPŁYWU WSPÓŁCZYNNIKA KSZTAŁTU NA GRUBOŚĆ TERMOIZOLACJI

Małgorzata Fedorczyk-Cisak¹, Maciej Konarski²

¹Zakład Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

²„EgoTerm” s.c., Kraków

Oszczędność zużycia energii do ogrzewania budynku można uzyskać różnymi sposobami. Ilość energii traconej przez obiekt zależy od kształtu bryły budynku. W referacie podjęto próbę oszacowania wpływu współczynnika kształtu na zalecaną grubość termoizolacji. Analizę przeprowadzono na czterech modelach o stałej objętości i różnym module powierzchniowym.

Słowa kluczowe: współczynnik kształtu, termoizolacja, audyt energetyczny, współczynnik wykorzystania zysków cieplnych

1. WSTĘP

Zużycie energii w budynkach mieszkalnych i użyteczności publicznej jest w dużym stopniu z góry określone przez projekt budynku. Zakres i możliwości stosowania środków zmierzających do redukcji zużycia energii w trakcie eksploatacji budynku są ograniczone i wymagają zwykle znacznych nakładów finansowych.

Na projekt budynku ma wpływ wiele, czasem równoważnych czynników. Prawidłowe założenia, takie jak odpowiednia termoizolacja przegród, ale również wybór odpowiedniej lokalizacji, usytuowanie względem rózny wiatrów, przemyślany układ pomieszczeń czy w końcu kształtowanie bryły budynku stanowią układ zmiennych decyzyjnych, dzięki którym budynek może być bardziej lub mniej energochłonny.

Jednym z bardziej istotnych elementów na etapie projektowania budynku jest przyjęcie koncepcji kształtu jego bryły. Jest to oczywiście uzależnione od wielu warunków: dostosowania do miejscowej zabudowy, sposobu użytkowania czy wymogów estetycznych.

W ostatnich latach duży nacisk kładzie się na problem energochłonności obiektu, zatem warto zdawać sobie sprawę z tego, jakie ewentualne korzyści może przynieść wybór koncepcji budynku o bardziej zwartej bryle. Celem niniejszego opracowania jest również zwrócenie uwagi audytorom energetycznym na zależność optymalnej grubości docieplenia istniejących przegród od współczynnika kształtu budynków, wynikającą z różnego współczynnika wykorzystania zysków słonecznych i bytowych. Ukształtowa-

nie bryły budynku wiąże się z powierzchnią przegród zewnętrznych. Z kolei wielkość tych powierzchni wpływa na poziom strat ciepła, które powodują konieczność ogrzewania pomieszczeń w sezonie grzewczym. Zatem odpowiednie ukształtowanie bryły obiektu ma podstawowe znaczenie wśród czynników architektoniczno-budowlanych, wpływających na ilość ciepła zużywanego do ogrzewania.

Do określenia kształtu budynku w ujęciu przestrzennym najczęściej służy wskaźnik A/V , gdzie:

A – pole przegród zewnętrznych oddzielające powierzchnię ogrzewaną od zewnątrz,

V – kubatura ogrzewana obiektu.

Wskaźnik ten również często zwany jest modułem powierzchniowym i wyrażany jest w jednostkach $[m^{-1}]$.

2. WPLYW WSPÓŁCZYNNIKA KSZTAŁTU NA ZAPOTRZEBOWANIE CIEPŁA DO OGRZEWANIA

W literaturze wiele prac poświęconych jest ocenie zapotrzebowania ciepła do ogrzewania w zależności od zwartości bryły budynku [2, 5]. W wielu publikacjach omawiane są związki pomiędzy A/V a wielkościami teoretycznymi i rzeczywistymi, charakteryzującymi zapotrzebowanie ciepła do ogrzewania.

Udowodniony jest wpływ współczynnika kształtu budynku A/V na wartość sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania budynków mieszkalnych E $[kWh/(m^2 \cdot a)]$. Na przykładzie analizowanych obiektów jedno- i wielorodzinnych [4] wykazano wyraźną zależność wskaźnika E od kształtu bryły. Wraz ze wzrostem wartości współczynnika kształtu, wartości wskaźnika zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania wzrastały aż do kilkudziesięciu procent.

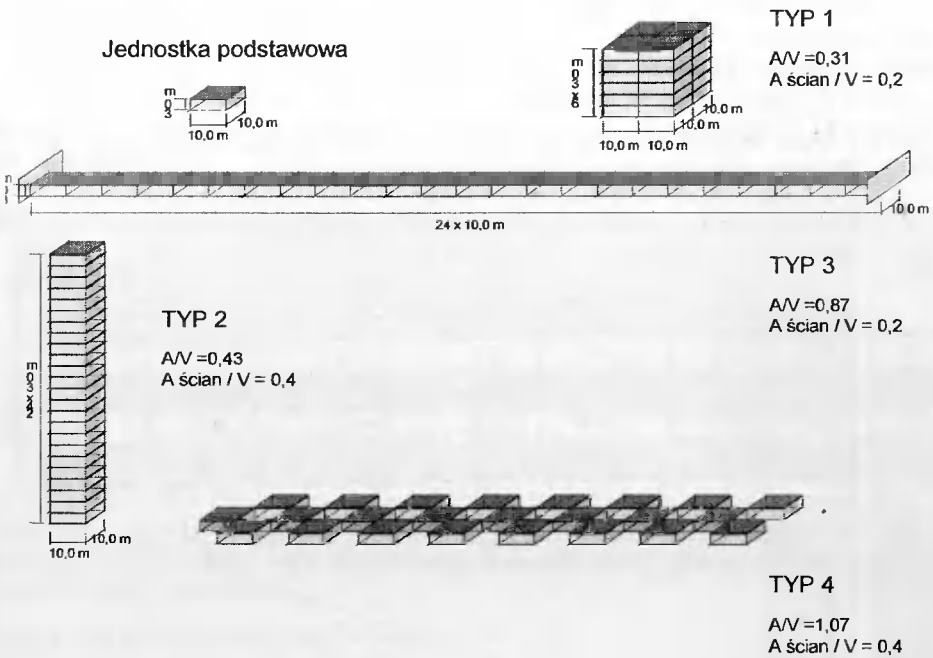
W pracy [3] omówiono wyniki porównania dwóch szkół brytyjskich wzniesionych odpowiednio na planie prostokąta i litery U. Różnica w stratach ciepła przez przegrody zewnętrzne spowodowana zróżnicowaniem wartości A/V dla tych obiektów wynosiła około 60%.

3. CHARAKTERYSTYKA PRZYJĘTYCH MODELI BUDYNKÓW

Do potrzeb analizy przyjęto modele czterech obiektów. Obiekty są odmienne pod względem kształtu i posiadają różną powierzchnię przegród zewnętrznych. Moduł powierzchniowy waha się w granicach 0,31-1,07, co świadczy o bardzo dużym zróżnicowaniu kształtów. Założono warunek stałej objętości brył. Wartości pozostałych wielkości wpływających na wskaźnik E (współczynnik przenikania ciepła przegród, wielkość wentylacji, zyski słoneczne oraz bytowe) przyjęto dla wszystkich budynków takie same. Dodatkowo założono warunek stałej powierzchni ścian zewnętrznych dla par budynków (1,3 i 2,4) – tabela 1. Było to założenie celowe, dla pokazania wpływu współczynnika wykorzystania zysków ciepła η na optymalizację grubości docieplenia ścian. Kształt modeli budynku pokazano na rysunku 1.

Tabela 1. Charakterystyka geometryczna budynków
Table 1. Geometrical characteristics of buildings

Model	A/V m ⁻¹	Powierzchnia			A ścian / A	A stropodachu / A
		ścian m ²	stropodachu m ²	całkowita m ²		
1	0,31	1440	400	2240	64%	18%
2	0,43	2880	100	3080	94%	3%
3	0,87	1440	2400	6240	23%	38%
4	1,07	2880	2400	7680	38%	31%



Rys. 1. Kształt analizowanych modeli
Fig. 1. The shape of analysed buildings

Przyjęto, że każdy z modeli składa się z 24 jednostkowych elementów o wymiarach 10 m × 10 m. Dla każdej jednostki założono: wielkość wentylacji równą 150 m³/h, zyski od 4 osób (65 W/osobę) plus dodatek na dzieci, standardowe zyski od urządzeń elektrycznych (95 W), oświetlenia (45 W), przygotowania posiłków (110 W) oraz ciepłej wody użytkowej (25 W). Każdy pojedynczy element doświetlony jest przez cztery okna o wymiarach: 1,2 m × 0,6 m.

W powyższych modelach przeanalizowano – w dwóch etapach obliczeń – wpływ A/V na dobór grubości ocieplenia przegród zewnętrznych styropianem.

4. GRUBOŚĆ TERMOIZOLACJI DOBIERANA POD KĄTEM GRANICZNEGO WSKAŹNIKA E_0

W pierwszym etapie poddano analizie projekty budynków mieszkalnych, w których właściwości termoizolacyjne przegród zewnętrznych można dobierać w taki sposób, aby wskaźnik E obiektu był mniejszy od wymaganej wartości E_0 . Część ta ma na celu wykazanie związku pomiędzy zwartością bryły budynku a izolacyjnością ścian, konieczną do uzyskania stałego wskaźnika E dla wszystkich rozpatrywanych obiektów.

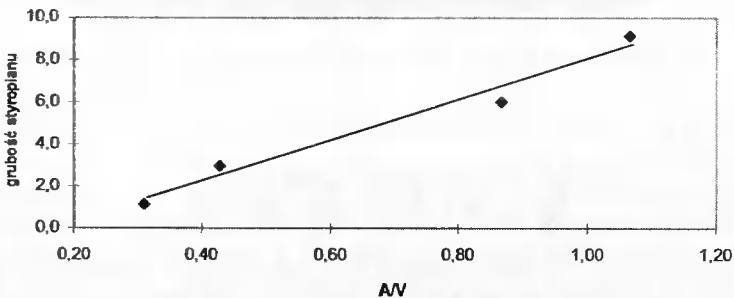
Przyjęto następujące wyjściowe współczynniki przenikania ciepła:

- U ścian zewnętrznych - $1,845 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- U stropodachu - $1,954 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- U podłogi na gruncie - $0,510 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- U okien - $1,200 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Następnie, poprzez równoczesne ocieplenie ścian zewnętrznych oraz stropodachu warstwą styropianu, dążono do osiągnięcia wartości normowej wskaźnika sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania $E = 29 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{a})$ – tabela 2, rysunek 2.

Tabela 2. Grubość ocieplenia potrzebna do osiągnięcia przez modele normowego wskaźnika E
Table 2. Thickness of insulation needed to achieve standard coefficient E for analysed buildings

Model	A/V m^{-1}	Współczynnik U początkowy		Grubość styropianu cm	Współczynnik U docelowy		Wskaźnik E [kWh/m^3]
		ścian	stropodachu		ścian	stropodachu	
		$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$		$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$	$\text{W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$	
1	0,31	1,845	1,954	1,1	1,263	1,313	29,2
2	0,43	1,845	1,954	3,0	0,789	0,808	29,2
3	0,87	1,845	1,954	6,0	0,496	0,503	29,2
4	1,07	1,845	1,954	9,1	0,358	0,362	29,2



Rys. 2. Grubość ocieplenia potrzebna do osiągnięcia przez modele normowego wskaźnika E

Fig. 2. The thickness of thermal insulation needs to achieve standard's coefficient E for analysed buildings

Zależność pomiędzy kształtem obiektów a grubością ocieplenia, potrzebną do uzyskania wymaganego wskaźnika zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania E , jest znaczna.

Żeby zapewnić budynkom jednakową wartość E równą $29 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{a})$, obiekt o module powierzchniowym równym $1,07$ (bryła bardzo rozczłonkowana) wymaga docieplenia ścian warstwą styropianu prawie 9 razy grubszą niż budynek o zwartej zabudowie ($A/V = 0,31 \text{ kWh}/(\text{m}^3 \cdot \text{a})$).

Duże rozczłonkowanie bryły budynku, wymagające lepszej termoizolacyjności przegród, pociąga za sobą zwiększenie nakładów finansowych na wykonanie inwestycji. Stosunkowo wysokie współczynniki przenikania ciepła U w przypadku budynku nr 1 o $A/V = 0,31$ ($1,263 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$ – ściany, $1,313 \text{ W}/\text{m}^2 \cdot \text{K}$ – stropodach) wynikają z przyjętego teoretycznego modelu o bardzo zwartej bryle, trudnej do osiągnięcia w rzeczywistości. Przyjęte wymiary modelowego budynku ($20 \text{ m} \times 20 \text{ m}$) nie pozwoliłyby w praktyce na oświetlenie światłem dziennym pomieszczeń wewnątrz bryły.

5. GRUBOŚĆ TERMOIZOLACJI DOBIERANA NA PODSTAWIE KRYTERIÓW EKONOMICZNYCH

Drugi etap analizy dotyczy poddawanych termomodernizacji istniejących budynków, dla których optymalną grubość termoizolacji dobiera się na podstawie kryteriów ekonomicznych.

Analizę przeprowadzono z założeniem jednakowych dla wszystkich modeli charakterystyk cieplnych przegród zewnętrznych:

- dla ścian zewnętrznych $U = 1,131 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- dla stropodachu $U = 0,819 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- dla podłogi na gruncie $U = 0,803 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$,
- dla okien $U = 2,600 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

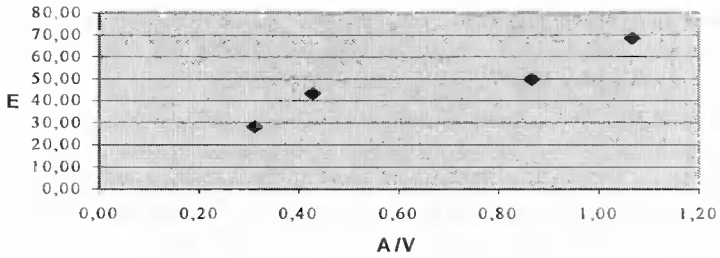
Wykonany bilans cieplny dla każdego obiektu potwierdził duży wpływ współczynnika kształtu budynku na wskaźnik sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania E (tab. 3). Zależność tę przedstawiono na rysunku 3.

Następnym krokiem było przeprowadzenie analizy ekonomicznej w celu wyboru optymalnej grubości docieplenia. Jako kryterium przyjęto efektywność ekonomiczną, charakteryzującą się najwyższym wskaźnikiem NPV (wartości bieżącej netto). Na potrzeby obliczeń wskaźnika NPV przyjęto stopę dyskonta równą 10% oraz okres eksploatacji inwestycji równy 15 lat.

Tabela 3. Charakterystyka energetyczna budynków

Table 3. Energetic characteristic of buildings

Model	A/V	A ścian/V	Q	q	E
	m^{-1}	m^{-1}	GJ	kW	$\text{GJ}/(\text{m}^3 \cdot \text{a})$
1	0,31	0,20	728	99,1	28,08
3	0,87	0,20	1 287	198,8	49,65
2	0,43	0,40	1 120	149,3	43,21
4	1,07	0,40	1 772	284,9	68,37



Rys. 3. Wykres zależności pomiędzy A/V a wskaźnikiem E
Fig. 3. Dependence between coefficient E and A/V

- Wyboru najlepszego wariantu dokonano, uwzględniając analizy wrażliwości dla:
- zmiennych jednostkowych cen energii (tab. 4),
 - zmiennych jednostkowych cen docieplenia metodą lekką mokrą z zastosowaniem styropianu (tab. 5).

Tabela 4. Analiza wrażliwości na zmienne jednostkowe ceny energii
Table 4. Sensitivity analysis of variable unit energy costs

Model	Cena energii [zł/GJ]								A / V	A ścian / V
	15	20	25	30	35	40	45	50		
	optymalna grubość styropianu [cm]								m ⁻¹	m ⁻¹
1	6	8	9	11	12	13	14	15	0,31	0,20
3	7	9	10	12	13	14	15	16	0,87	0,20
2	6	8	9	11	12	13	14	15	0,43	0,40
4	7	9	10	12	13	14	15	16	1,07	0,40

Tabela 5. Analiza wrażliwości na zmienne jednostkowe ceny docieplenia
Table 5. Sensitivity analysis of variable unit insulation costs

Model	Cena ocieplenia [zł/m ²]					A / V	A ścian / V
	67	77	87	97	107		
	optymalna grubość styropianu [cm]					m ⁻¹	m ⁻¹
1	11	10	9	9	8	0,31	0,20
3	12	11	10	10	9	0,87	0,20
2	11	10	9	9	8	0,43	0,40
4	12	11	10	10	9	1,07	0,40

Wielkość wskaźnika NPV zależy od oszczędności kosztów ogrzewania oraz nakładów inwestycyjnych. Dla budynków 1 i 3 oraz 2 i 4 powierzchnia ścian jest taka sama, a więc nakłady inwestycyjne na ich docieplenie również. Oszczędność kosztów ogrzewania bez modernizacji systemu grzewczego zależy w sposób liniowy od oszczędności energii cieplnej. Po dokładnym przeanalizowaniu normowego wzoru na określenie sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania Q_h stwierdzono, że powodem wystę-

pujących niewielkich (jednocentymetrowych) różnic w optymalnej grubości docieplenia pomiędzy budynkami o zróżnicowanym wskaźniku kształtu, lecz o takiej samej powierzchni przegród zewnętrznych jest współczynnik wykorzystania zysków ciepła η . Współczynnik ten występuje we wzorze w postaci funkcji wykładniczej i jest ściśle związany ze stosunkiem zysków do strat ciepła w budynku. Analizowano budynki posiadające taką samą powierzchnię ścian zewnętrznych, lecz różny moduł powierzchniowy. Straty ciepła przez ściany zewnętrzne w obiektach 1 i 3 oraz 2 i 4 są identyczne, jednak różna powierzchnia stropodachu i podłogi na gruncie daje różnice w ogólnym bilansie strat. Różnica ta w obliczeniach wpływa na inną wartość optymalnej grubości docieplenia.

Ogólny miesięczny bilans cieplny dla budynku A (1 lub 3) przed termomodernizacją przyjmuje postać:

$$Q_{hA0} = (Q_{scA0} + Q_{strA} + Q_{wA} + Q_{gA} + Q_{aA}) - \eta_{mA0} (Q_{swA} + Q_{iA}) \quad (1)$$

gdzie:

- Q_{sc} - straty ciepła przez ściany zewnętrzne,
- Q_{str} - straty ciepła przez stropodach,
- Q_w - straty ciepła przez przegrody wewnętrzne,
- Q_g - straty ciepła przez podłogi do gruntu,
- Q_a - straty ciepła na podgrzanie powietrza wentylacyjnego,
- Q_{sw} - zyski ciepła słonecznego przez okna,
- Q_i - wewnętrzne zyski ciepła,
- η - współczynnik wykorzystania zysków ciepła określony wzorem:

$$\eta_{A0} = 1 - e^{-1/GLR_{A0}} \quad (2)$$

GLR - stosunek zysków do strat określony wzorem:

$$GLR_{A0} = (Q_{swA} + Q_{iA}) / (Q_{scA0} + Q_{strA} + Q_{wA} + Q_{gA} + Q_{aA}) \quad (3)$$

0 - przed termomodernizacją,

1 - po termomodernizacji.

Ogólny miesięczny bilans cieplny dla budynku A (1 lub 3) po termomodernizacji przyjmuje postać:

$$Q_{hA1} = (Q_{scA1} + Q_{strA} + Q_{wA} + Q_{gA} + Q_{aA}) - \eta_{mA1} (Q_{swA} + Q_{iA}) \quad (4)$$

Jak widać, zmiana wartości Q_{scA} wpływa jednocześnie na wartość wyrażenia $\eta_{mA1}(Q_{swA} + Q_{iA})$, gdyż zależy od niej także wielkość:

$$GLR_{A1} = (Q_{swA} + Q_{iA}) / (Q_{scA1} + Q_{strA} + Q_{wA} + Q_{gA} + Q_{aA}) \quad (5)$$

Oszczędność zużycia energii cieplnej dla budynku A (1 lub 3), po dociepleniu ścian, można wyrazić wzorem:

$$\Delta Q_{hA} = Q_{hA0} - Q_{hA1} = Q_{ZA0} - Q_{ZA1} - (Q_{swA} + Q_{iA}) \cdot (\eta_{Bm0} - \eta_{Bm1}) \quad (6)$$

Analogicznie, oszczędność zużycia energii cieplnej dla budynku B (2 lub 4), po dociepleniu ścian, można wyrazić wzorem:

$$\Delta Q_{hB} = Q_{hB0} - Q_{hB1} = Q_{ZA0} - Q_{ZA1} - (Q_{swA} + Q_{iA}) \cdot (\eta_{Bm0} - \eta_{Bm1}) \quad (7)$$

Biorąc pod uwagę założenia przyjęto, że:

$$Q_{scA} = Q_{scB}, Q_{wA} = Q_{wB}, Q_{swA} = Q_{swB}, Q_{iA} = Q_{iB}, \text{ lecz } Q_{strA} \neq Q_{strB}, Q_{qA} \neq Q_{qB} \quad (8)$$

Po dociepleniu ścian różnica w oszczędności zużycia energii pomiędzy budynkiem A i B wynosi:

$$\Delta Q_{hA} - \Delta Q_{hB} = (Q_{Asw0} + Q_{Ai0}) \cdot (\eta_{Am0} - \eta_{Bm0} - \eta_{Am1} + \eta_{Bm1}) \quad (9)$$

Dla potwierdzenia powyższej teorii przeprowadzono obliczenia, zakładając brak zysków ciepła ($Q_{sw} = Q_i = 0$), a więc η równe jedności. Optymalna grubość docieplenia w omawianym przypadku jest taka sama dla wszystkich obiektów (tab. 6-9).

Tabela 6. Analiza wrażliwości na zmienne ceny nośnika energii
Table 6. Sensitivity analysis of variable energy carrier prices

Model	Cena energii [GJ]								A / V	A ścian / V
	15	20	25	30	35	40	45	50		
	optymalna grubość styropianu [cm]								m ⁻¹	m ⁻¹
1a	7	8	10	11	12	13	14	15	0,31	0,20
3a	7	8	10	11	12	13	14	15	0,87	0,20
2a	7	8	10	11	12	13	14	15	0,43	0,40
4a	7	8	10	11	12	13	14	15	1,07	0,40

Tabela 7. Analiza wrażliwości na zmienne ceny docieplenia
Table 7. Sensitivity analysis of variable insulation prices

Model	Cena ocieplenia 10-cm styropianu [zł/m ²]					A / V	A ścian / V
	67	77	87	97	107		
	optymalna grubość styropianu [cm]					m ⁻¹	m ⁻¹
1a	11	10	10	9	8	0,31	0,20
3a	11	10	10	9	8	0,87	0,20
2a	12	11	10	9	8	0,43	0,40
4a	12	11	10	9	8	1,07	0,40

Tabela 8. Analiza wpływu współczynnika wykorzystania zysków ciepła η na bilans cieplny budynku
Table 8. Analysis of influence of coefficient η on heat balance in buildings

Model	A / V	A ścian / V	Straty	Bilans	GLR	η	Zyski słoneczne i bytowe	Zyski z uwzględnieniem η	Zapotrzebowanie na ciepło netto
	m ⁻¹	m ⁻¹	GJ	GJ	-	-	GJ	GJ	GJ
1	0,31	0,20	1 034	704	0,319	0,956	330	308	728
3	0,87	0,20	1 611	1 281	0,205	0,992	330	324	1 287
2	0,43	0,40	1 441	1 111	0,229	0,987	330	321	1 120
4	1,07	0,40	2 100	1 770	0,157	0,998	330	328	1 772

Tabela 9. Analiza wpływu współczynnika wykorzystania zysków ciepła η na bilans cieplny budynku
 Table 9. Analysis of influence of coefficient η on heat balance in buildings

Model	A/V	A ścian/V	Straty	Bilans	GLR	η	Zyski słoneczne i bytowe	Zyski z uwzględnieniem η	Zapotrzebowanie na ciepło netto
	m ⁻¹	m ⁻¹	GJ	GJ	-	-	GJ	GJ	GJ
1a	0,31	0,20	1 034	1 034	0,000	1,000	0	0	1 034
3a	0,87	0,20	1 611	1 611	0,000	1,000	0	0	1 611
2a	0,43	0,40	1 441	1 441	0,000	1,000	0	0	1 441
4a	1,07	0,40	2 100	2 100	0,000	1,000	0	0	2 100

Powyższe analizy wykazują, że niewielka zależność optymalnej grubości docieplenia od zwartości bryły budynku spowodowana jest różnicą wielkości współczynnika wykorzystania zysków η , na który wpływa – inna dla każdego budynku – wielkość strat ciepła przez stropodach i podłogę na gruncie. Ponieważ analizowane parami obiekty posiadają taką samą powierzchnię ścian zewnętrznych, lecz różne powierzchnie pozostałych przegród zewnętrznych, dlatego też występuje dla nich różne η , które wpływa na wielkość zysków netto, następnie na całkowite zapotrzebowanie na ciepło netto i ostatecznie na oszczędności po ociepleniu ścian.

6. WNIOSKI

1. W analizowanych budynkach istnieje wyraźny wpływ współczynnika kształtu budynku na wartość wskaźnika sezonowego zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania E.
2. Wykazano, że istnieje widoczna zależność pomiędzy kształtem projektowanych obiektów a grubością ocieplenia potrzebną do uzyskania wymaganego wskaźnika zapotrzebowania na ciepło do ogrzewania E.
3. Wpływ zwartości bryły budynku wyrażonego wskaźnikiem A/V na optymalną grubość docieplenia, dobieraną z uwagi na maksymalizację wskaźnika ekonomicznego NPV, jest bardzo niewielki i wynika z różnej wielkości współczynnika wykorzystania zysków η .

LITERATURA

- [1] Antoniewicz B., Koczyk H., 1996. Analiza zmienności zapotrzebowania na moc cieplną budynków z lekkich płyt warstwowych PW 8/8. ENERGOPOMOC, 169-176.
- [2] Lis P., 1998. Analiza wybranych problemów ograniczania strat ciepła przez przegrody zewnętrzne. Rozprawa doktorska. Wrocław.
- [3] Page P.A., Crow B.P., 1983. Project of microclimate in the school buildings. Energy Conservation in the Built Environment. The Construction Press CIB. Moscow, 191-205.
- [4] Pogorzelski J., Zielińska H., 1996. Wpływ parametrów budynków na sezonowe zapotrzebowanie na ciepło do ogrzewania. ENERGOPOMOC, 317-324.

- [5] Recknagel H., Sprenger E., Honmann W., 1993. Taschenbuch für Heizung und Klimatechnik. Oldenbourg Verlag. München-Wien.

EVALUATION OF THE INFLUENCE OF SHAPE COEFFICIENT ON THERMAL INSULATION

Summary

There are various methods for energy saving for building heating. The shape of a building has a great influence on the amount of energy lost by the building. Evaluation of influence of shape coefficient on thermal insulation is the aim of this paper. Four models of the building with constant capacity and different surface modulus are analyzed in this paper.

Keywords: shape coefficient, thermal insulation, energy audit, coefficient η

ZASTOSOWANIE PROGRAMU STATISTICA DO PRZEDSTAWIANIA DEFORMACJI OBIEKTÓW BADANYCH METODAMI GEODEZYJNYMI

Maria Gadomska¹, Jan Gadomski²

¹ Katedra Budownictwa Ogólnego i Fizyki Budowli,
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

² Katedra Budownictwa Drogowego,
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
al. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

W geodezji inżynierskiej wiele miejsca zajmuje wyznaczanie zniekształceń, przemieszczeń i odchyłek. Dzięki wizualizacji informacji w układach 2D i 3D istnieje możliwość rozszerzenia interpretacji wyników tych badań. W artykule zaprezentowano przykłady wizualizacji zniekształceń oraz odchyłek za pomocą programu STATISTICA.

Słowa kluczowe: zniekształcenia, deformacje, odchyłki, wizualizacja 2D i 3D

1. WSTĘP

Technika komputerowa uwalnia od mozolnego procesu konstruowania rysunku i daje możliwość uzyskiwania różnorodnych ujęć tematu, pozwala na szybkie zobrazowanie na płaszczyźnie czy też w przestrzeni trójwymiarowej [1]. Wszystko co nas otacza, składa się z trzech wymiarów i dlatego podczas wizualizacji wyników niektórych geodezyjnych pomiarów tak ważne jest wydobycie trzeciego wymiaru i efektu przestrzeni. Efekt ten można wzmocnić poprzez stosowanie kolorów, wiadomo bowiem, że odpowiednie zestawienie kolorów stwarza wrażenie głębi. Kolory ciepłe wysuwają się do przodu, natomiast zimne cofają się.

Technologie przetwarzania komputerowego najczęściej wykorzystywane są do tworzenia map numerycznych i systemów informacji przestrzennej, a w nieco węższym zakresie stosowane są w geodezji inżynierskiej [5]. Ważnym zagadnieniem jest pomiar i wyznaczanie wielkości deformacji obiektów i urządzeń inżynierskich, bowiem dostarczają one ilościowych danych do oceny ich zagrożeń.

Sposób pozyskiwania informacji stanowi o jej wiarygodności i o możliwości dostarczania specjalistycznej informacji. W interpretacji przyczynowo-skutkowej ważne jest przedstawienie uzyskanych wyników w sposób sugerujący podjęcie właściwych decyzji. Forma graficznej prezentacji musi być czytelna i bez zniekształceń.

Dużo informacji wnoszą zobrazowania uplastyczniające zniekształcenia, a przedstawione w grafice trójwymiarowej. Dodatkowym ułatwieniem interpretacji jest możliwość oglądania obiektu z różnych stron poprzez zmianę punktu widzenia rysunku. Technika taka pozwala na pełniejsze wykorzystanie informacji zawartej w pomiarach i w takich przypadkach nie bez znaczenia jest możliwość łatwiejszej i szybszej interpretacji wyników [2].

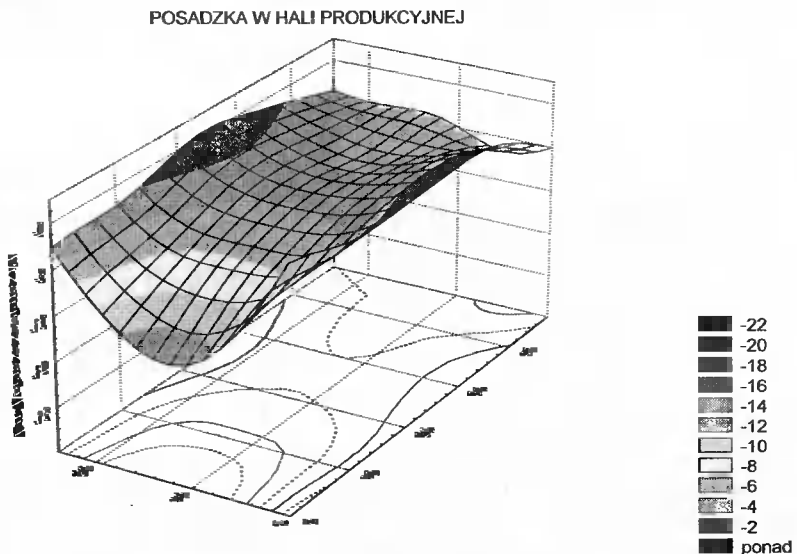
W wizualizacji przemieszczeń zwraca się głównie uwagę na możliwości opracowania i prezentacji wyników wyznaczeń z zastosowaniem systemów przetwarzania z grupy CAD, jako systemów komputerowego wspomaganie projektowania. Są one szczególnie dostosowane do trójwymiarowej wizualizacji wyników pomiarów inżynierskich [3], ale również innych systemów specjalistycznych [4].

2. PRZYKŁADY WIZUALIZACJI

W pracy tej zostanie przedstawiona wizualizacja wyników geodezyjnych pomiarów kontrolnych z wykorzystaniem programu STATISTICA.

Przykład 1.

Przeprowadzono pomiary kontrolne posadzki ($24,0 \times 48,0$ m) w hali produkcyjnej po jej wykonaniu. W tym celu założono siatkę o oczkach 6×12 m. Dokonano klasycznego pomiaru niwelacyjnego i wyznaczono odchyłki w stosunku do punktu zaniwelowanego i posiadającego najwyższą rzędną. Odchyłki od płaszczyzny poziomej przedstawiono na rysunku 1.

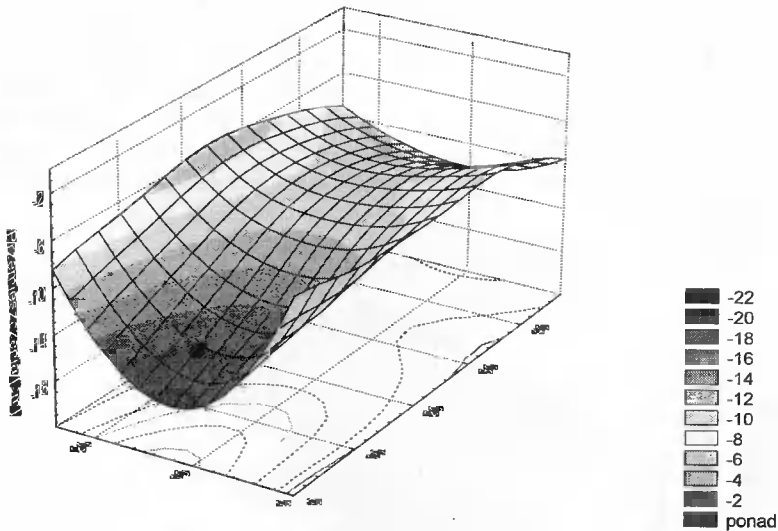


Rys. 1. Odchyłki posadzki od płaszczyzny poziomej w układzie 2D i 3D

Fig. 1. Deviations of floor from horizontal plane in 2D and 3D layout

Po 5 latach eksploatacji dokonano ponownego pomiaru w tych samych punktach i taką samą metodą. Odchyłki od płaszczyzny poziomej w stosunku do rzędnej punktu najwyższego z pomiaru poprzedniego pokazano na rysunku 2.

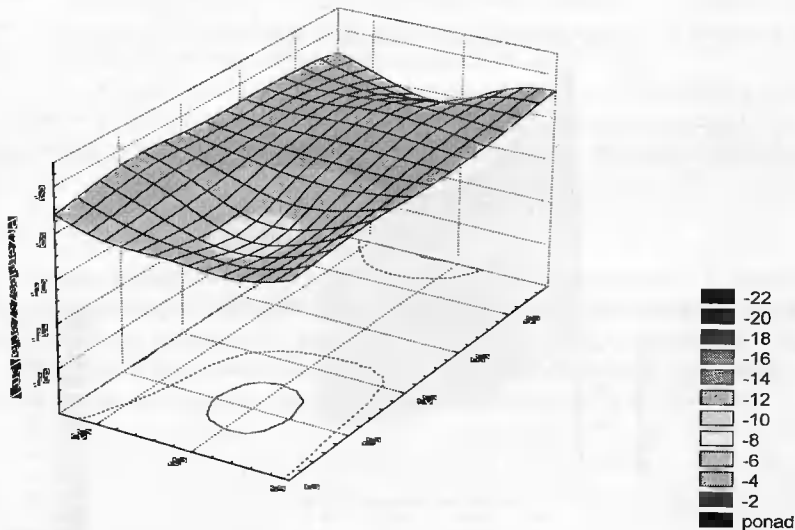
POSADZKA W HALI PRODUCYJNEJ (PO 5 LATYCH)



Rys. 2. Odchyłki posadzki od płaszczyzny poziomej w układzie 2D i 3D (po 5 latach)
 Fig. 2. Deviations of floor from horizontal plane in 2D and 3D layout (after 5 years)

Na podstawie pomiaru aktualnego i zerowego ustalono przemieszczenia, jakie nastąpiły w okresie 5 lat. Uzyskane różnice rzędnych mówią o deformacji posadzki spowodowanej zmianami reologicznymi, warunkami gruntowymi oraz z tytułu użytkowania. Deformacje te przedstawiono na rysunku 3.

DEFORMACJE POSADZKI W HALI PRODUCYJNEJ

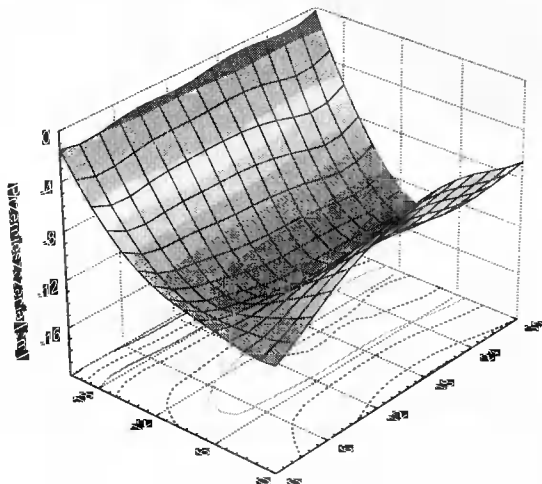


Rys. 3. Deformacja posadzki po upływie 5 lat
 Fig. 3. Deformation of floor after 5 years

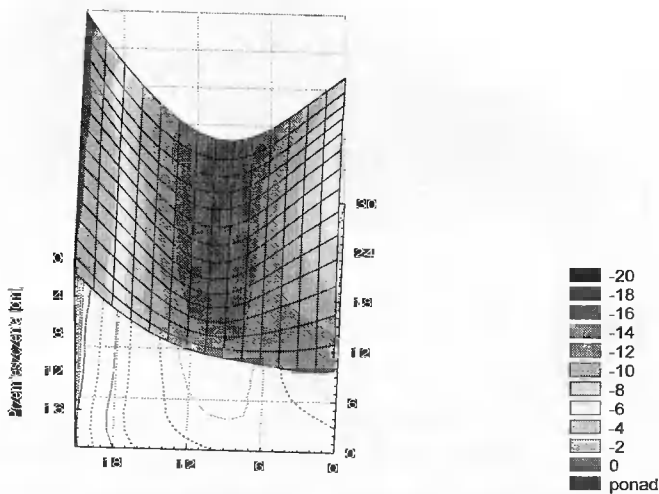
Przykład 2.

W ramach badania bryły kościoła dokonano pomiaru posadzki w nawie głównej ($20,52 \times 29,40$ m). Punkty zaniwelowano według ustalonego schematu, po wcześniejszym oznaczeniu mierzonych miejsc i ustalono odchyłki od płaszczyzny poziomej przechodzącej przez punkt o najwyższej rzędnej. Na rysunku 4 przedstawiono zniekształcenia badanej posadzki, jakie nastąpiły prawdopodobnie w okresie stuletnim. W celu lepszego zobrazowania występujących odchyłek zaprezentowano obrazy z dwóch różnych punktów obserwacji.

POSADZKA W NAWIE GŁÓWNEJ KOŚCIOŁA

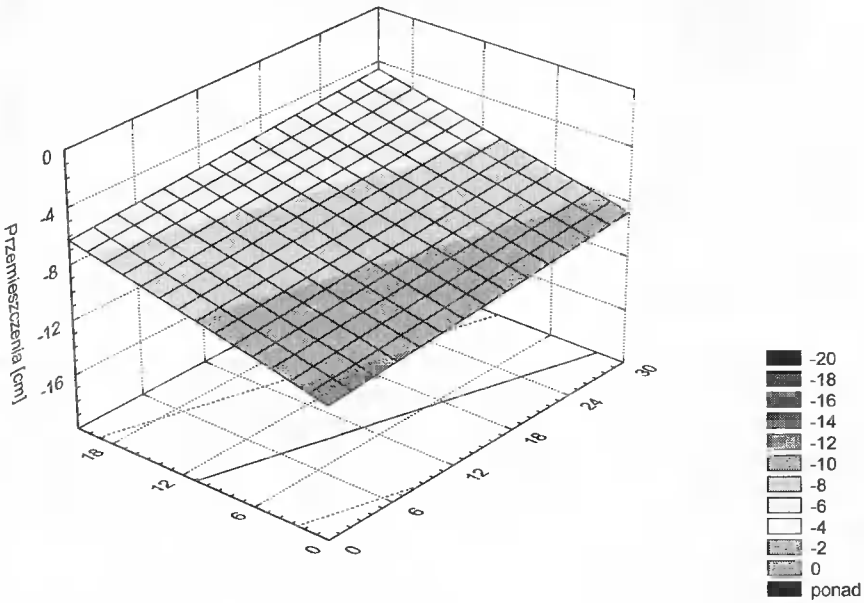


POSADZKA W NAWIE GŁÓWNEJ KOŚCIOŁA



Rys. 4. Zniekształcenia posadzki
Fig. 4. Distortion of floor

W badany układ punktów wpisano metodą najmniejszych kwadratów płaszczyznę i przedstawiono na rysunku 5.



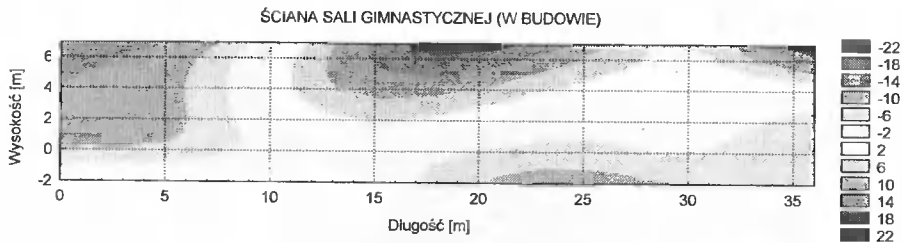
Rys. 5. Wyaprosymowana płaszczyzna
Fig. 5. Plane after approximation process

Jak widać z rysunku 5, płaszczyzna nachylona jest w kierunku ruchliwej ulicy. Nachylenie posadzki świadczyć może o pochyleniu całej konstrukcji. Potwierdzeniem tego przypuszczenia jest odchylenie bryły kościoła od pionu też w tym samym kierunku. Na taką interpretację zwracał uwagę w swojej pracy W. Janusz [6].

Należy podkreślić, że kościół wybudowany był 100 lat temu i położony jest w centrum miasta, w pobliżu ruchliwej ulicy. Celem badań, nie tylko geodezyjnych, było wskazanie przyczyn pogarszającego się stanu technicznego oraz wskazanie środków zaradczych.

Przykład 3.

Dokonano pomiaru inwentaryzacyjno-kontrolnego hali sportowej w budowie. Pomierzono między innymi odchyłki ścian zewnętrznych od płaszczyzn pionowych. W rezultacie otrzymano informacje o zniekształceniu płaszczyzn w trakcie ich wykonania. W celu wizualizacji tych zniekształceń na rysunku 6 przedstawiono przykładowo jedną, najdłuższą ścianę. Pokazane na rysunku odchyłki wyrażone są w milimetrach.



Rys. 6. Wizualizacja odchyłek ściany od płaszczyzny pionowej
 Fig. 6. Visualization of deviations of wall from vertical plane

3. PODSUMOWANIE

Przydatność wizualizacji do interpretacji wyników geodezyjnych pomiarów kontrolnych widoczna jest na przedstawionych przykładach. Obiektywizm komputerowego rysunku daje możliwość wielostronnej oceny nieprawidłowości lub prawidłowości występujących na badanym obiekcie. Do przedstawienia różnorodnych sposobów zobrazowania przestrzeni trójwymiarowej można wykorzystać program STATISTICA, który pozwala przedstawić przestrzeń trójwymiarową w dowolnym ujęciu perspektywicznym. Stosując ten program można, dobierając kolory oraz tworząc paletę barw, wzmocnić efekt wizualizacji. Wykonując wizualizację wyników geodezyjnych pomiarów deformacji obiektów inżynierskich trzeba pamiętać, że komputer jest tylko obiektywnym narzędziem, które nadaje postać pomysłom twórcy.

LITERATURA

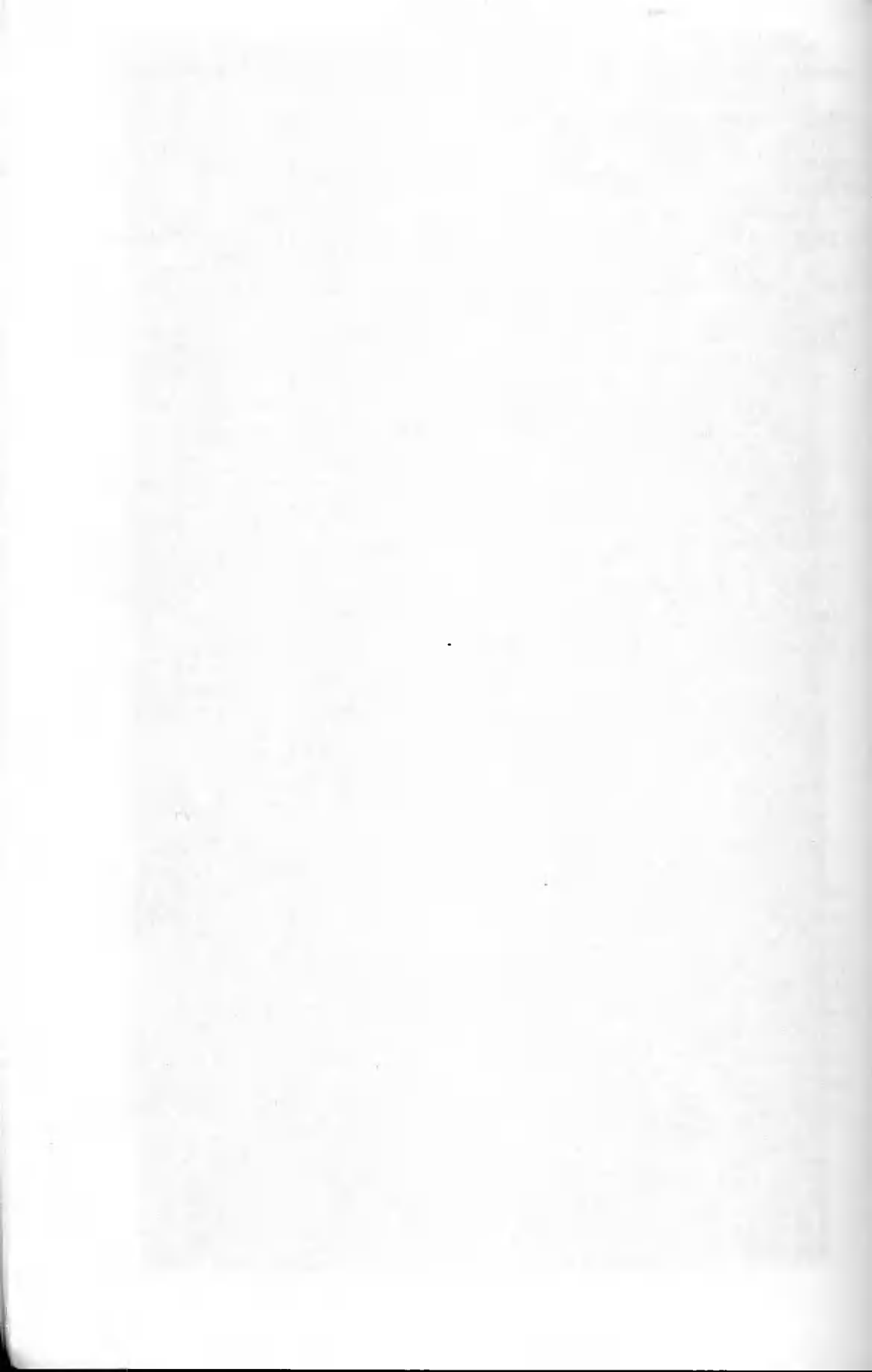
- [1] Adamska M.D., 1997. Percepcja przestrzeni a komputer. O ewolucji sposobów przedstawiania przestrzeni w malarstwie, rysunku i technice komputerowej. Materiały seminarium geometrii i grafiki inżynierskiej. Biuletyn Polskiego Towarzystwa Geometrii i Grafiki Inżynierskiej 4, Gliwice.
- [2] Banachowicz A., 2001. Wizualizacja danych hydrograficznych. V Konf. Nauk.-Tech. „Problemy automatyzacji w Geodezji Inżynierskiej”, Warszawa.
- [3] Bojarowski K., Gralewicz T., 2001. Zastosowanie systemu AutoCAD w wizualizacji przemieszczeń w układzie 3D. V Konf. Nauk.-Tech. „Problemy automatyzacji w Geodezji Inżynierskiej”, Warszawa.
- [4] Bojarowski K., Jackowski M., Szacherska M.K., Tusk D., 2000. Rejestracja i wizualizacja przemieszczeń przestrzennych na przykładzie zbiornika „Żelazny Most”. Prace Naukowe Instytutu Górnictwa Politechniki Wrocławskiej 90.
- [5] Gościewski D., Jackowski M., 2001. Formy wizualizacji w układzie 2D i 3D w schematach oceny zniekształceń przestrzennych. V Konf. Nauk.-Tech. „Problemy automatyzacji w Geodezji Inżynierskiej”, Warszawa.
- [6] Janusz W., 1975. Obsługa geodezyjna budowli i konstrukcji. PPWK Warszawa.

APPLICATION OF THE STATISTICA PROGRAM
FOR PRESENTATION OF DEFORMATIONS
OF OBJECTS DETERMINED BY GEODETIC METHODS

Summary

In engineering survey much attention is paid to distortion of area, displacement and deviation determinations. Due to procedures which enable 2D and 3D visualisation of information there is a possibility to extend the interpretation of these measurement results. Examples of deformation of visualisation described in this article were presented with the use of the STATISTICA program.

Keywords: distortion, deformation, deviations, 2D and 3D visualisation



PŁYTA UZBROJONA NA PODŁOŻU SPRĘŻYSTYM TYPU WINKLERA

Mariusz Jabłoński, Piotr Kunc, Mykhaylo Delyavskyy

Katedra Mechaniki Budowli
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

W pracy rozważa się przybliżone podejście do określenia stanu naprężeń i przemieszczeń w płycie izotropowej prostokątnej, jednokierunkowo uzbrojonej. Orientacyjnie przyjmuje się, że materiał płyty jest jednorodny i ortotropowy. Zakłada się ponadto, że płyta znajduje się w warunkach zginania walcowego. Wobec tego rozwiązanie dla płyty sprowadzono do rozwiązania płaskiego zginania pasma wyciętego z płyty w kierunku uzbrojenia.

Słowa kluczowe: płyta uzbrojona, belka-tarcza, podłoże sprężyste typu Winklera, obciążenie poprzeczne, zamocowanie sztywne, oparcie swobodne

1. MODEL BELKI ŻELBETOWEJ

Rozważmy płytę prostokątną na podłożu sprężystym typu Winklera zawierającą pręty ułożone w jednym kierunku. Wprowadzimy kartezjański układ współrzędnych x_1, x_2 , ulokowany w środku płyty tak, że oś Ox_1 jest skierowana wzdłuż prętów, a oś Ox_2 – w kierunku prostopadłym. Taka płyta w rozważanych kierunkach posiada różne własności mechaniczne. Jeśli pręty są gęsto rozmieszczone, to taką płytę możemy w przybliżeniu rozpatrywać jako jednorodną i ortotropową. Zmodyfikowana w taki sposób płyta nosi nazwę konstrukcyjnie ortotropowej [2, 3, 5].

Równanie zginania takiej płyty ma postać:

$$D_1 \frac{\partial^4 w}{\partial x_1^4} + 2D_3 \frac{\partial^4 w}{\partial x_1^2 \partial x_2^2} + D_2 \frac{\partial^4 w}{\partial x_2^4} = q - kw \quad (1)$$

gdzie:

- w - ugięcie płyty,
- D_1, D_2, D_3 - odpowiednio sztywności płyty na zginanie w kierunkach osi Ox_1, Ox_2 oraz na skręcanie w kierunkach osi Ox_1, Ox_2 ,
- k - współczynnik sztywności podłoża,
- q - obciążenie poprzeczne, przyłożone do powierzchni górnej płyty.

Założmy także, że płyta jest dostatecznie szeroka w kierunku prostopadłym do osi prętów, a obciążenie zewnętrzne i warunki brzegowe nie zależą od poprzecznej współrzędnej x_2 . Przy takich założeniach każdy poprzeczny przekrój płyty – równoległy do osi prętów – pozostaje w warunkach płaskiego stanu odkształcenia. Wobec tego ugięcie płyty można opisać przez ugięcie pasma wyciętego z płyty w rozważanym kierunku.

Zauważmy, że takie podejście z dokładnością można zrealizować tylko w płycie jednorodnej. Dla płyty niejednorodnej, ugięcie tarczy już nie będzie pokrywać się z ugięciem płyty rzeczywistej na skutek nierównomiernego rozłożenia sztywności. Dlatego wyniki otrzymane za pomocą takiego podejścia można rozpatrywać tylko jako szacunkowe. Dokładność rezultatów zwiększa się ze zwiększeniem ilości prętów na jednostkę szerokości płyty.

Rozważmy pasmo o szerokości jednostkowej w porównaniu z grubością płyty, wyciętą z płyty w kierunku uzbrojenia. Zakładamy, że warunki brzegowe na krawędziach pasma są tymi samymi, jak i dla płyty w odpowiednim przekroju [1, 4]. Takie pasmo umownie nazwijmy „belką”. Oznaczmy jego długość przez $2l$.

Równanie zginania rozważanej belki-tarczy na podłożu sprężystym otrzymujemy z równania (1) przy założeniu, że ugięcie pasma nie zależy od współrzędnej x_2 . Mamy [5]:

$$\frac{d^4 w}{dx_1^4} + \frac{kw}{D_1} = \frac{q}{D_1} \quad (2)$$

Sztywność D_1 na zginanie płyty niejednorodnej w kierunku uzbrojenia określamy jako sumę sztywności D na zginanie płyty jednorodnej oraz prętów:

$$D_1 = D + \frac{E_0 I_0}{d} n \quad (3)$$

gdzie:

E_0 - moduł Younga,

I_0 - moment bezwładności pręta,

d - odległość między prętami po szerokości belki,

n - liczba prętów w płycie.

Przy $I_0=0$, wyrażenie (3) określa sztywność na zginanie płyty jednorodnej:

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (4)$$

w którym:

E - odpowiednio moduł Younga,

ν - współczynnik Poissona materiału płyty,

h - grubość płyty.

Wielkość $I = \frac{h^3}{12}$ wyraża moment bezwładności pasma grubości h i szerokości $b=1$. Dlatego sztywność płyty na zginanie możemy przedstawić w postaci:

$$D = \frac{EI}{(1 - \nu^2)} \quad (5)$$

Rozważmy równanie zginania pasma:

$$D \frac{\partial^4 w}{\partial x_1^4} + kw = q \quad (6)$$

Równania (2) i (6) odróżnia się tylko sztywnościami na zginanie. Sztywność na zginanie pasma wyciętego z płyty jednorodnej jest o $1/(1 - \nu^2)$ razy większa od odpowiedniej sztywności belki swobodnie podpartej, co wywołane jest ściskaniem pasma ze strony sąsiednich przekrojów w płycie. Wobec tego ugięcie pasma na podłożu sprężystym typu Winklera, otrzymane w ramach danego modelu, będzie odróżniać się od ugięcia belki. Te niezgodności są związane z tym, że w ramach danego modelu pasmo rozpatruje się w warunkach płaskiego stanu odkształcenia, podczas gdy belka Eulera znajduje się w warunkach płaskiego stanu naprężenia. Żeby uzgodnić rezultaty, potrzebny moduł Younga $E_* = E/(1 - \nu^2)$ dla płaskiego stanu odkształcenia należy zastąpić przez moduł E dla płaskiego stanu naprężenia.

Ogólne rozwiązanie niejednorodnego równania (2) poszukujemy w postaci sumy ogólnego rozwiązania w_0 równania jednorodnego oraz szczególnego rozwiązania w_* równania niejednorodnego. Całkę ogólnego równania (2) wybieramy w postaci:

$$w_* = \sum_{m=1}^{\infty} B_m \sin \gamma_m (x - l) \quad (7)$$

gdzie:

$$\gamma_m = \frac{m\pi}{2l} \quad (8)$$

Wskaźnik w zmiennej x_1 dla uproszczenia odrzucamy.

Podobnie przedstawiamy obciążenie zewnętrzne:

$$q(x) = \sum_{m=1}^{\infty} q_m \sin \gamma_m (x + l) \quad (9)$$

gdzie:

$$q_m = \frac{1}{2l} \int_{-l}^l q(x + l) \sin \gamma_m [(x + l)] dx \quad (10)$$

są współczynnikami rozkładu w szeregu Fouriera funkcji $q(x)$. Uwzględniając w równaniu (2) związki (7), (9) i przyrównując wyrażenia przy jednakowych współczynnikach harmonicznym otrzymujemy wzory dla określenia niewiadomych współczynników B_m :

$$B_m = \frac{q_m}{k + \gamma_m^4 D_1} \quad (11)$$

W taki sposób otrzymujemy całkę szczególną równania (2). Dla obciążenia rozłożonego równomiernie całkę szczególną można przyjąć w postaci:

$$w_* = \frac{q}{k} \quad (12)$$

Ogólne rozwiązanie równania (2) wybieramy w postaci [1, 4]:

$$w_0 = R \exp(\lambda x) \quad (13)$$

Po podstawieniu tego rozwiązania do równania (2), otrzymujemy równania charakterystyczne na parametry λ :

$$\lambda^4 + \frac{k}{D} = 0 \quad (14)$$

Pierwiastkami tego równania są:

$$\begin{aligned} \lambda_1 &= \frac{\sqrt{2}}{2} (1+i) \sqrt[4]{\frac{k}{D}} = \alpha + i\beta \\ \lambda_2 &= -\lambda_1 = -(\alpha + i\beta) \\ \lambda_3 &= \overline{\lambda_1} = \alpha - i\beta \\ \lambda_4 &= -\overline{\lambda_1} = -(\alpha - i\beta) \end{aligned} \quad (15)$$

Ogólnie rozwiązanie równania (2) ma postać:

$$\begin{aligned} w(x) &= R_1 \operatorname{ch} \alpha x \cos \beta x + R_2 \operatorname{sh} \alpha x \cos \beta x + R_3 \operatorname{ch} \alpha x \sin \beta x + R_4 \operatorname{sh} \alpha x \sin \beta x + \\ &+ \sum_{m=1}^{\infty} \frac{q_m}{k + \gamma_m^4 D} \sin[\gamma_m(x+1)] \end{aligned} \quad (16)$$

Ze wzorów (15) wynika, że:

$$\alpha = \beta = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt[4]{\frac{k}{D}} = \sqrt[4]{\frac{k}{4D}} \quad (17)$$

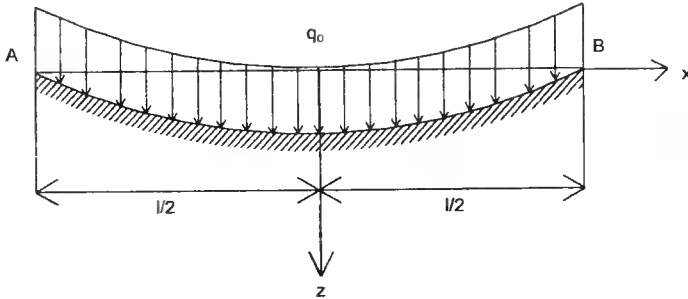
Wtedy wyrażenie (16) dla obciążenia rozłożonego równomiernie przyjmuje postać:

$$w = \frac{q}{k} + R_1 \sin \beta x \operatorname{sh} \beta x + R_2 \sin \beta x \operatorname{ch} \beta x + R_3 \cos \beta x \sin \beta x + R_4 \cos \beta x \operatorname{ch} \beta x \quad (18)$$

Nieznane parametry R_p ($p = \overline{1,4}$) określamy z warunków granicznych oraz z warunków symetrii zagadnienia.

W dalszym ciągu rozważmy dwa przykłady belki na podłożu sprężystym.

Przykład 1. Pasma swobodnie podparte obciążone równomiernie (rys. 1).



Rys. 1. Schemat pasma płytowego swobodnie podparte na podłożu sprężystym
Fig. 1. Strip supported on elastic foundation

Ponieważ obciążenie zewnętrzne oraz warunki brzegowe są symetryczne, to $w(x) = w(-x)$. Stąd wynika, że:

$$R_2 = R_3 = 0 \tag{19}$$

Pozostałe stałe określamy z warunków granicznych, jak dla belki swobodnie podpartej:

$$(w)_{x=\frac{l}{2}} = 0, \quad \left(\frac{d^2w}{dx^2}\right)_{x=\frac{l}{2}} = 0 \tag{20}$$

W rezultacie uzyskujemy:

$$R_1 = \frac{q}{k} \frac{2\sin\beta\text{sh}\beta}{\cos 2\beta + \text{ch} 2\beta}, \quad R_4 = -\frac{q}{k} \frac{2\cos\beta\text{ch}\beta}{\cos 2\beta + \text{ch} 2\beta} \tag{21}$$

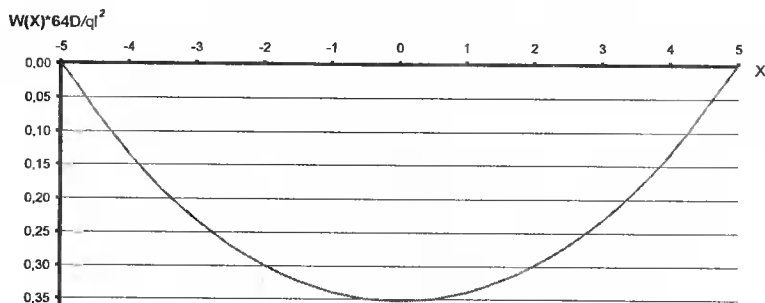
Wobec tego, uwzględniając związek (17), otrzymujemy ugięcie pasma swobodnie podparte na podłożu sprężystym oraz obciążonego równomiernie:

$$w = \frac{ql^2}{64D\beta^4} \left(1 - \frac{2\sin\beta\text{sh}\beta}{\cos 2\beta + \text{ch} 2\beta} \sin\beta x \text{sh}\beta x - \frac{2\cos\beta\text{ch}\beta}{\cos 2\beta + \text{ch} 2\beta} \cos\beta x \text{ch}\beta x \right) \tag{22}$$

Wykres zmiany ugięcia na długości pasma podano na rysunku 2. W obliczeniach przyjęto $l = 10 \text{ m}, \beta = 1$.

Ciekawe jest badanie zależności maksymalnej wartości ugięcia oraz kątów obrotu i momentów zginających w paśmie od zmiany sztywności podłoża (parametr β). Maksymalną wartość ugięcie (22) osiąga w środku pasma ($x = 0$). Przedstawimy to ugięcie, zgodnie z [1], w postaci:

$$w = \frac{ql^2}{64D\beta^4} (1 - \Phi_0(\beta)) \tag{23}$$



Rys. 2. Wykres ugięcia pasma swobodnie podpartego na podłożu sprężystym
Fig. 2. Sag plot of a strip free supported on elastic foundation

Kąt obrotu przekroju Φ oraz moment zginający M w środku pasma określamy za pomocą związków:

$$\Phi = \left(\frac{dw}{dx} \right)_{x=-\frac{1}{2}} = \frac{ql^3}{24D} \Phi_1(\beta) \quad (24)$$

$$M = -D \frac{d^2w}{dx^2} \Big|_{x=0} = \frac{ql^2}{8} \Phi_2(\beta) \quad (25)$$

gdzie:

$$\Phi_1(\beta) = \frac{3}{4\beta^3} \frac{\text{sh}2\beta - \sin2\beta}{\text{ch}2\beta + \cos2\beta}, \quad \Phi_2(\beta) = \frac{2}{\beta^2} \frac{\text{sh}\beta \sin\beta}{\text{ch}2\beta + \cos2\beta} \quad (26)$$

W tabeli zestawiono wartości obliczone dla różnych współczynników podłoża (parametr β). W kolumnach I podane są wartości zawarte w [1], podczas gdy wartości w kolumnach II obliczono w Excelu na podstawie wzorów (23)-(26).

Tabela. Wartości ugięcia, kąta obrotu i momentu dla różnych znaczeń parametru podłoża β
Table. Values of sag, declination and moment for different meanings of foundation parameter β

β	I	II	I	II	I	II	$w(\beta) \cdot 64ql^4$	$k(\beta)$
	$\Phi_0(\beta)$	$\Phi_0(\beta)$	$\Phi_1(\beta)$	$\Phi_1(\beta)$	$\Phi_2(\beta)$	$\Phi_2(\beta)$		
0,1	1,000	0,99992	1,000	0,99993	1,000	0,99993	0,83328	0,0001
0,5	0,950	0,94998	0,961	0,96112	0,959	0,95931	0,80034	0,0625
1	0,498	0,49834	0,609	0,60913	0,591	0,59108	0,50166	1,0000
1,5	0,037	0,03666	0,242	0,24178	0,208	0,20798	0,19029	5,0625
2	-0,117	-0,11748	0,099	0,09865	0,062	0,06186	0,06984	16,0000
3	-0,098	-0,09835	0,028	0,02768	0,002	0,00155	0,01356	81,0000

Funkcje $\Phi_0(\beta)$, $\Phi_1(\beta)$, $\Phi_2(\beta)$ odpowiadają tutaj kolejno ugięciu, kątowi obrotu oraz momentowi zginającemu w środku pasma, zgodnie ze wzorami (23)-(25). Widzimy, że obliczone wartości bardzo dobrze zgadzają się z wartościami podanymi w literaturze. Zauważmy, że przy $\beta > 1,5$ ugięcie osiąga wartości ujemne, to znaczy, że zachodzi

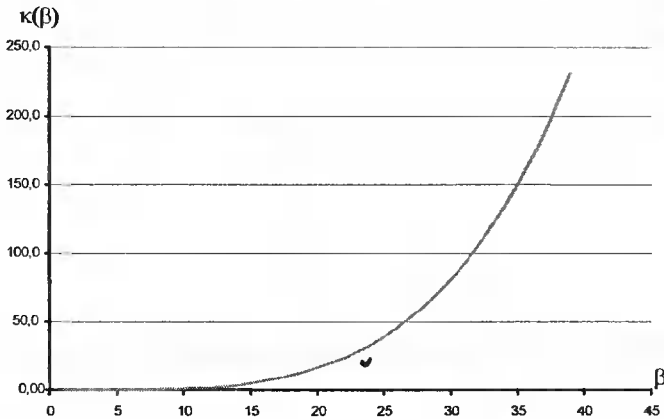
wyoboczenie belki, co fizycznie nie jest uzasadnione. Ponieważ jednak wartości ugięcia przy $\beta > 1,5$ są dostatecznie małe i zmniejszają się ze zwiększeniem β , to możemy przyjąć, że ugięcie pasma jest zerowe przy dla $\beta > 1,5$, co oznacza, że takie podłoże możemy uważać doskonale sztywne. Za pomocą wzoru:

$$k = \frac{64D\beta^4}{l^4} \quad (27)$$

gdzie:

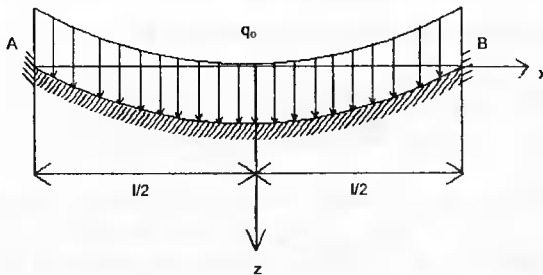
$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \quad (28)$$

sporządzono wykres zależności współczynnika podatności podłoża k od parametru β .



Rys. 3. Wpływ parametru β na sztywność podłoża
Fig. 3. Influence of parameter β on foundation rigidity

Przykład 2. Pasma obustronnie utwierdzone obciążone równomiernie (rys. 4).



Rys. 4. Schemat pasma płytowego na podłożu sprężystym obustronnie utwierdzonego oraz obciążonego równomiernie

Fig. 4. Scheme of the beam supported on elastic foundation and loaded uniformly

Dla rozwiązania tego zagadnienia skorzystamy z ogólnego rozwiązania (18). Podobnie jak i w przypadku poprzednim, z warunków symetrii zagadnienia uzyskujemy:

$$R_2 = R_3 = 0 \quad (29)$$

Pozostałe stałe określimy z warunków granicznych:

$$(w)_{x=\frac{l}{2}} = 0, \left(\frac{dw}{dx} \right)_{x=\frac{l}{2}} = 0 \quad (30)$$

dla tego rodzaju zamocowania belki. Dla wygody obliczeń przedstawimy wyrażenie (14) w postaci:

$$w(x) = \frac{q}{k} + R_1 \sin(\beta^* x) \operatorname{sh}(\beta^* x) + R_4 \cos(\beta^* x) \operatorname{ch}(\beta^* x) \quad (31)$$

gdzie: $\beta^* = 2\beta/l$.

Podstawiając wyrażenie (31) do warunków granicznych (30) otrzymujemy układ dwóch równań na nieznanne parametry R_1, R_4 :

$$\begin{aligned} \frac{q}{k} + AR_1 + BR_4 &= 0 \\ DR_1 + ER_4 &= 0 \end{aligned} \quad (32)$$

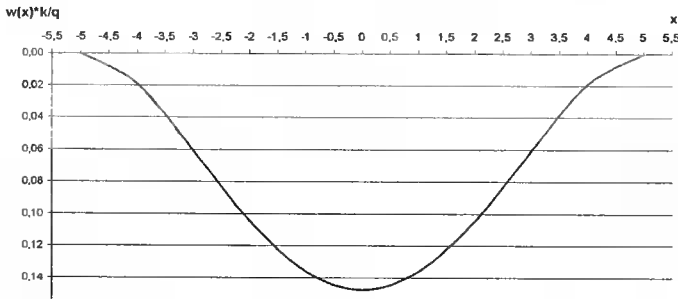
W równaniach (32) wprowadzono następujące oznaczenia:

$$\begin{aligned} A &= \sin \beta \operatorname{sh} \beta \\ B &= \cos \beta \operatorname{ch} \beta \\ D &= \cos \beta \operatorname{sh} \beta + \sin \beta \operatorname{ch} \beta \\ E &= -\sin \beta \operatorname{ch} \beta + \cos \beta \operatorname{sh} \beta \end{aligned} \quad (33)$$

Rozwiązując układ równań (32) uzyskujemy wartości R_1, R_4 :

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{qE}{k(BD - EA)} \\ R_4 &= \frac{qD}{k(EA - BD)} \end{aligned} \quad (34)$$

Wykres ugięcia na długości pasma podano na rysunku 5. Do sporządzenia wykresu przyjęto wartości: $\beta = 1$ oraz $l = 10$ cm.



Rys. 5. Wykres ugięcia pasma, obustronnie utwierdzonego, na podłożu sprężystym
 Fig. 5. Plot of the sag of clamped beam supported on elastic foundation

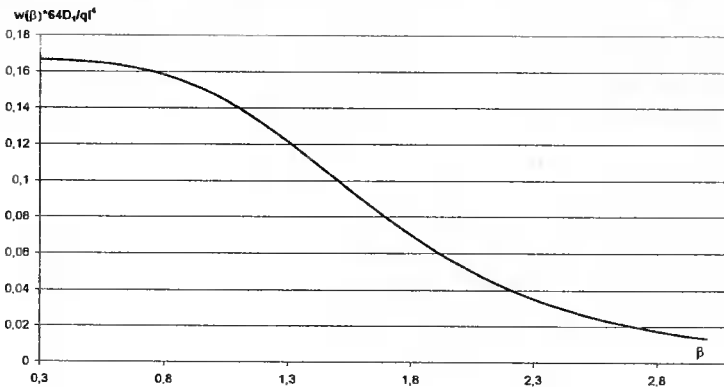
Widzimy, że w paśmie obustronnie utwierdzonym ugięcie jest istotnie mniejsze niż w paśmie swobodnie podpartym. Maksymalne ugięcie wystąpi w środku pasma ($x = 0$). Ze wzoru (31) uzyskujemy:

$$\frac{64D_1}{ql^4} w_{\max} = \frac{1 + C_4(\beta)}{\beta^4} \quad (36)$$

gdzie:

$$C_4(\beta) = \frac{D}{EA - BD} \quad (37)$$

Wykres zmiany tego ugięcia w zależności od parametru β przedstawiono na rysunku 6.



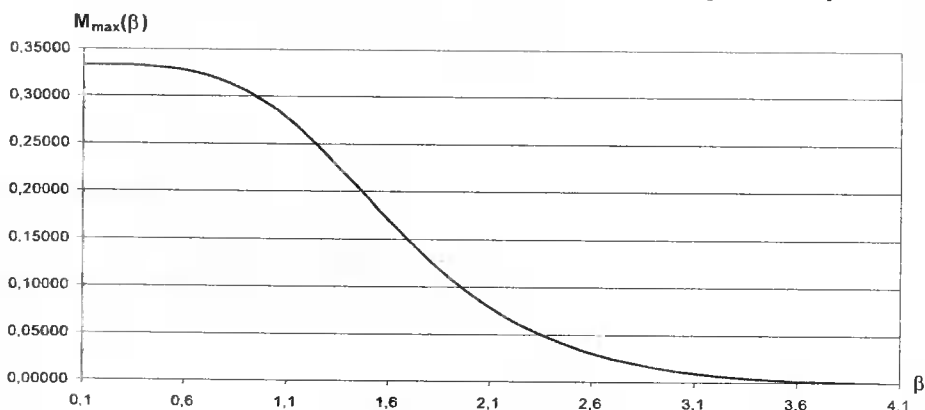
Rys. 6. Wykres zmiany maksymalnego ugięcia pasma płytowego obustronnie utwierdzonego w zależności od parametru podłoża β

Fig. 6. Dependence of maximal sag of perfectly clamped beam on foundation parameter β

Różniczkując wyrażenia (31) na ugięcie otrzymujemy kąt obrotu przekroju pasma. Druga pochodna od ugięcia prowadzi do wzoru na moment zginający. Maksymalną wartość momentu zginającego określamy na podstawie wzoru:

$$\frac{M_{11} 8D_1}{ql^2} = \frac{E}{(BD - EA)\beta^2} \quad (38)$$

Wykres zmiany tego momentu – w zależności od parametru β – podano na rysunku 7.



Rys. 7. Wykres zmiany maksymalnego momentu pasma obustronnie utwierdzonego w zależności od parametru podłoża β

Fig. 7. Dependence of maximal moment of perfectly clamped beam on foundation parameter β

Wraz ze zwiększającym się parametrem podłoża maksymalne ugięcie oraz maksymalny moment w paśmie obustronnie utwierdzonego maleje. Ciekawym jest to, że w przedziale $0,1 \leq \beta \leq 0,8$ maksymalne ugięcie ma charakter prawie stały, następnie w przedziale $0,8 < \beta \leq 2,7$ proporcjonalnie maleje, a w ostatnim przedziale $2,7 < \beta \leq 4,0$ łagodnie dąży do zera. Podobnie rzecz dzieje się z maksymalnym momentem. Również na początku ma on charakter stały, następnie proporcjonalnie maleje i na końcu łagodnie już dąży do zera.

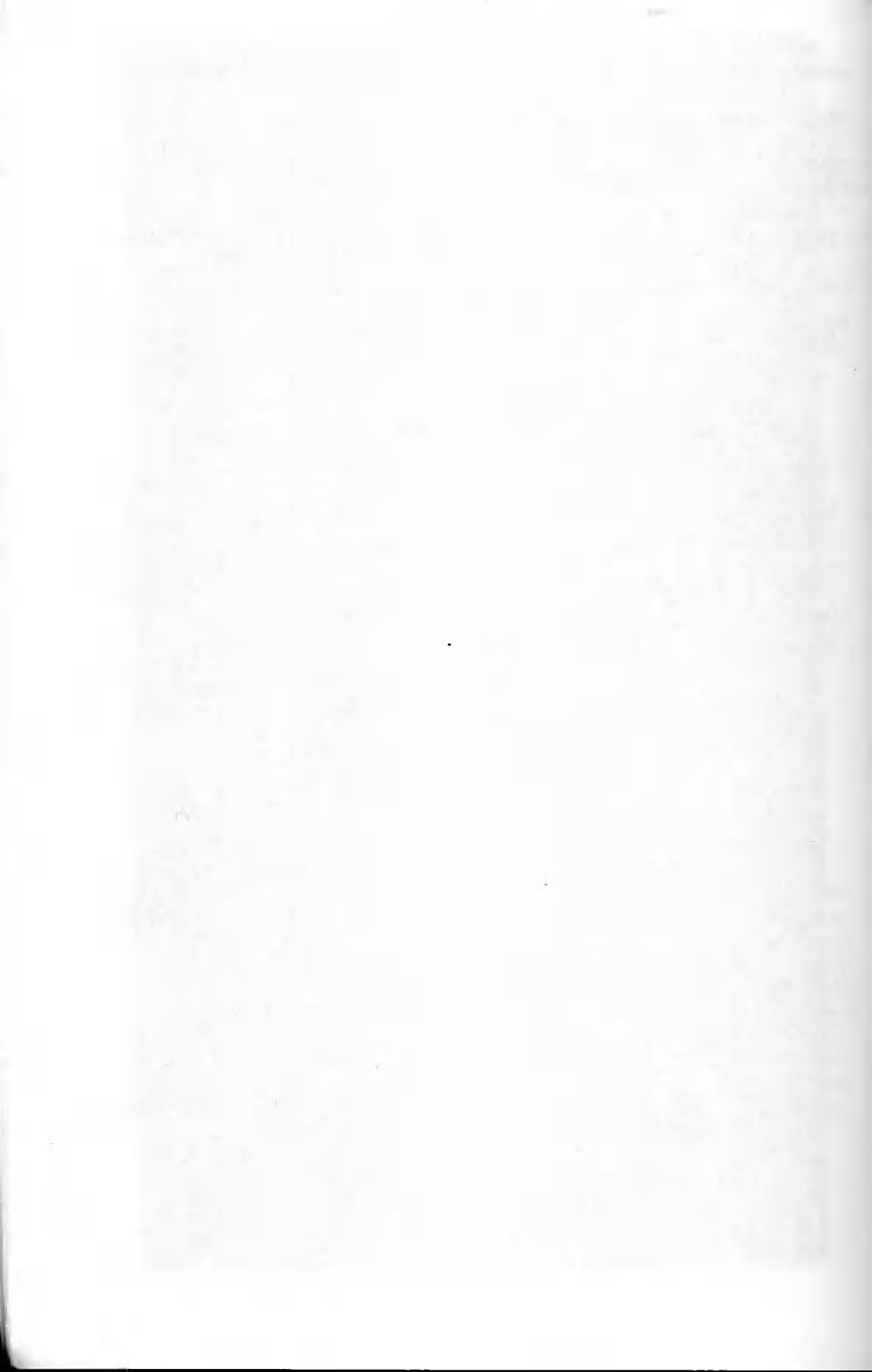
LITERATURA

- [1] Delyavskyy M., Podhorecki A., Nagórko W., 1999. O pewnej metodzie wyznaczenia odkształceń i naprężeń w prostokątnych belkach ortotropowych. XXXVIII Symp. PTMTiS „Modelowanie w mechanice”. Politechnika Śląska w Gliwicach, 9, 51-56.
- [2] Huber M., 1921. Teoria płyt prostokątnie różniekierunkowych. Archiwum Towarzystwa Naukowego Lwów.
- [3] Kączkowski Z., 1980. Płyty. Obliczenia statyczne. Arkady Warszawa.
- [4] Olejniczak M., Delyavskyy M., Kravchuk M., 2000. Analiza zginania ortotropowego pasma płytowego. Konf. Nauk.-Tech. „Budownictwo ogólne. Zagadnienia konstrukcyjne, materiałowe i ciepno-wilgotnościowe w budownictwie”. ATR w Bydgoszczy, 81-89.
- [5] Timoszenko S., Wojnowski-Kruger S., 1963. Płyty i powłoki. Moskwa (w języku rosyjskim).

**RECTANGULAR REINFORCED PLATE RESTING
ON ELASTIC FOUNDATION OF WINKLER TYPE****Summary**

The paper deals with transverse bending of a reinforced plate resting on elastic foundation under plane strains conditions. It is assumed that the material of the plate is homogeneous and orthotropic, while the bending rigidities of the material is determined as the sum of bending rigidities of the components. Thus, a plate being free supported and completely clamped at the edges and loaded by the uniform load on the upper surface shall be considered.

Keywords: reinforced plate, elastic foundation of Winkler's type, transverse load, complete clamping, free supporting



ZAPEWNIENIE NIEZAWODNOŚCI EKSPLOATACYJNEJ PRZEGRÓD BUDOWLANYCH W WARUNKACH ODDZIAŁYWANIA SOLI

Walery Jezierski

Katedra Podstaw Budownictwa i Fizyki Budowli
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Białostockiej
ul. Wiejska 45 E, 15-351 Białystok

Na podstawie analizy uszkodzeń ścian zewnętrznych w warunkach oddziaływania soli i danych o zmianie właściwości cieplnych zasolonych materiałów ściennych, proponuje się podejście do zapewnienia niezawodności przegród budowlanych w podobnych warunkach eksploatacji. W budynkach przemysłowych o środowisku zasolonym przez proces produkcyjny, celem jest wprowadzenie zapasu początkowego rezerwowania cech eksploatacyjnych przegród budowlanych. Dalsze funkcjonowanie przegród budowlanych zabytków architektury może zostać zabezpieczone przez regenerację ich cech eksploatacyjnych.

Słowa kluczowe: niezawodność eksploatacyjna, przegrody budowlane, rezerwowanie początkowe, regeneracja, odsalanie

1. WSTĘP

Od początku eksploatacji budynków przegrody budowlane, jak i inne elementy, zmieniają swoje właściwości w czasie. Niezawodność i długowieczność konstrukcji zależą od intensywności trwających procesów niszczących. Biorąc pod uwagę przyspieszenie tych procesów w przegrodach, pracujących w zmiennych warunkach temperaturowo-wilgotnościowych, można stwierdzić duże niebezpieczeństwo ze strony rozpuszczalnych w wodzie higroskopijnych soli.

Szerokie rozpowszechnienie w naturze oraz w działalności produkcyjnej i gospodarczej, a także wysoka zdolność do penetracji w postaci roztworów i aerozoli powodują, że sole akumulują się w przestrzeni porowej materiałów ściennych. Obecność soli w materiale zmienia jego właściwości cieplne i powoduje uszkodzenia przegród budowlanych. Objawia się to wstrzymaniem wykonywania przez przegrodę jednej lub kilku funkcji.

Do dziś przy projektowaniu, wznoszeniu i eksploatacji przegród budowlanych, podlegających oddziaływaniu soli, główna uwaga skierowana jest na niezawodność ich nośności. Zapewnienie niezawodności innych wskaźników eksploatacyjnych rozpatruje się jako drugorzędne. Jak wskazuje praktyka, w wyniku oddziaływania soli ściany znacznie częściej okazują się niezawodne przy spełnianiu funkcji osłonowych niż nośnych.

Najbardziej charakterystycznymi budynkami, w których przegrody podlegają oddziaływaniu soli, są budynki przemysłowe z solnym środowiskiem produkcyjnym oraz zabytki architektury.

W budynkach przemysłowych, w których proces technologiczny związany jest z produkcją lub przetwórstwem soli, akumulacja tych ostatnich odbywa się przez zewnętrzną i wewnętrzną powierzchnię ścian, w wyniku osiadania na tych powierzchniach aerozoli solowych, ich rozpuszczania i kolejnego przemieszczania się w głąb materiału ściennego.

W zabytkach architektury akumulacja soli w materiale ściennym najczęściej odbywa się na skutek ich podciągania wraz z wodą gruntową. Mniejszy wpływ mają opady atmosferyczne i gazy przemysłowe. Oddziaływanie soli na ściany zabytków charakteryzuje się niższą intensywnością niż w budynkach przemysłowych.

W oparciu o wielokrotne badania terenowe wykonane przez autora ustalono, że do czasu pojawienia się znacznych zniszczeń zasolonych ścian obserwuje się ich nadmierne zawilgocenie, obniżenie izolacyjności cieplnej i zniszczenie warstw powierzchniowych. Zjawiska te można klasyfikować jako uszkodzenia przegród budowlanych w zakresie ochrony wilgotnościowej, ochrony cieplnej i dekoracyjnej. Przy tym, we wszystkich zbadanych budynkach uszkodzenie funkcji ochronno-wilgotnościowej ścian jest niezależne od innych. Pozostałe uszkodzenia – zależne – są uwarunkowane nadmiernym zawilgoceniem materiału ściennego [2].

Jednak pochodzenie, charakter i szybkość następowania uszkodzeń ścian istotnie różnią się w rozpatrywanych budynkach. W związku z tym, dla każdego typu budynków podlegających oddziaływaniu soli, potrzebne jest specjalne podejście do zapewnienia niezawodności przegród budowlanych.

2. ZMIANA WŁAŚCIWOŚCI CIEPLNYCH ZASOLONYCH MATERIAŁÓW ŚCIENNYCH

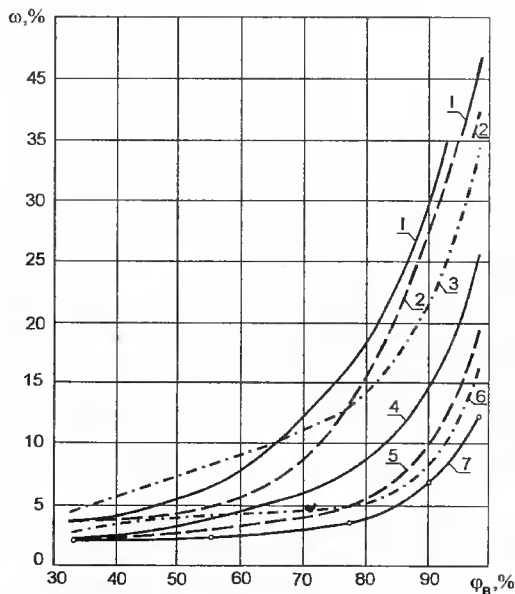
Podstawową przyczyną nastąpienia uszkodzeń przegród budowlanych w warunkach zasolenia są zmiany właściwości cieplnych materiałów ściennych pod wpływem soli. Dla potwierdzenia tego faktu przeprowadzono cykl badań właściwości niektórych zasolonych materiałów.

Badano eksperymentalnie zależność wilgoci sorpcyjnej betonu komórkowego o gęstości 700 kg/m^3 od wilgotności względnej otaczającego powietrza, rodzaju soli o określonym punkcie higroskopijności i zawartości masowej soli w materiale [5]. Wybrano do badania następujące sole: NaCl, KCl i MgCl_2 , charakterystyczne dla środowiska produkcyjnego oddziałów fabryk nawozów sztucznych. Sole posiadają jednakowy anion, ale różnią się punktem higroskopijnym (NaCl – 75,5; KCl – 86,5; MgCl_2 – 33,5%).

Wiadomym jest, że ciśnienie pary wodnej nasyconej nad roztworami soli przy danej temperaturze jest zawsze niższe od ciśnienia pary nasyconej nad wodą, co jest bezpośrednio związane z właściwościami osmotycznymi roztworów [1]. W związku z tym, obecność roztworów soli w porach i kapilarach dodatkowo obniża ciśnienie pary nasyconej nad wklęsłą powierzchnią menisku i może spowodować znaczne zwiększenie sumarycznego efektu obniżenia ciśnienia oraz wykazać istotny wpływ na właściwości sorpcyjne materiałów.

Potwierdzają to wyniki badania przedstawione na rysunku 1. Największy wpływ na wilgoć sorpcyjną betonu komórkowego wykazuje wilgotność względna powietrza

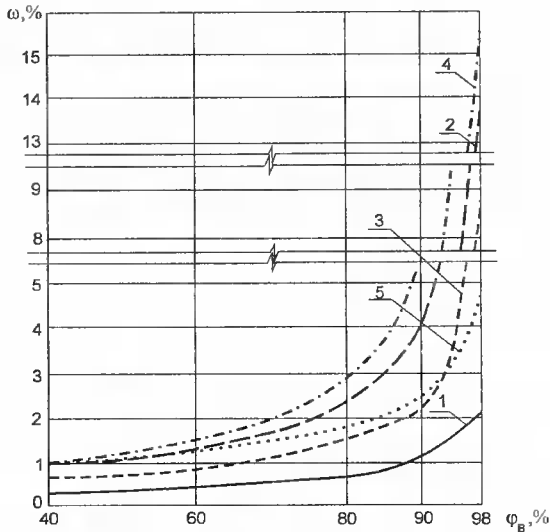
i zawartość soli w materiale. W praktycznie ważnym dla przegród budowlanych zakresie zmiany wilgotności względnej powietrza (90-98%), przy zawartości soli 5%, wilgotność sorpcyjna materiału zawierającego NaCl zwiększa się 4,3÷3,9-krotnie; KCl – 4,1÷3,5-krotnie; $MgCl_2$ – 3,1÷2,8-krotnie w porównaniu z materiałem niezasolonym. Rodzaj soli wpływa niejednoznacznie na wilgoć sorpcyjną betonu. Przy wilgotności względnej powietrza $\varphi = 55\%$ wilgoć sorpcyjną podwyższa jedynie $MgCl_2$. Przy $\varphi = 77\%$ i wyższej największy wpływ daje NaCl. Przy $\varphi = 90\%$ i wyższej drugie miejsce zajmuje KCl.



Rys. 1. Wilgotność sorpcyjna w , %, betonu komórkowego o gęstości 700 kg/m^3 w zależności od wilgotności względnej powietrza φ , %: 1, 4 – przy zasoleniu nad NaCl; 2, 5 – przy zasoleniu KCl; 3, 6 – przy zasoleniu $MgCl_2$; 7 – nie zasolone próbki; 1, 2, 3 – przy zawartości soli 5%; 4, 5, 6 – przy zawartości soli 1%

Fig. 1. Sorption humidity in % of cellular concrete of density of 700 kg/m^3 depending on air relative humidity φ , %: 1, 4 – with NaCl salinity; 2, 5 – with KCl salinity; 3, 6 – with $MgCl_2$ salinity; 7 – non-saline samples; 1, 2, 3 – with salt content of 5%; 4, 5, 6 – with salt content of 1%

W drugim eksperymencie badano zależność wilgotności sorpcyjnej porowatej cegły ceramicznej o gęstości 910 kg/m^3 od wilgotności względnej powietrza i zawartości soli Na_3PO_4 , Na_2HPO_4 , Na_2CO_3 i $NH_4H_2PO_4$ [3]. Sole te są charakterystyczne dla środowiska produkcyjnego zakładów związanych z przerobem i produkcją soli fosforowych. Trzy ze wskazanych soli miały jednakowy kation, różniły się natomiast rodzajem anionu i punktem higroskopijności (Na_3PO_4 – 91, Na_2HPO_4 – 95, Na_2CO_3 – 89, $NH_4H_2PO_4$ – 92%). Wyniki eksperymentu (rys. 2) wykazały, że przy 4% zawartości soli i w zakresie zmiany wilgotności względnej powietrza od 90 do 98%, wilgotność sorpcyjna cegły zawierającej Na_2CO_3 wzrasta 4,3÷7,0-krotnie; Na_3PO_4 – 3,7÷6,2-krotnie; Na_2HPO_4 – 2,1÷4,0-krotnie; $NH_4H_2PO_4$ – 1,3÷2,2-krotnie. Wpływ rodzaju soli jest także niejednoznaczny z punktu widzenia wartości punktów higroskopijnych tych soli.



Rys. 2. Wilgotność sorpcyjna w , %, porowatej cegły ceramicznej o gęstości 910 kg/m^3 w zależności od wilgotności względnej powietrza ϕ , %, przy zawartości soli 4%: 1 – niezasolone próbki; 2 – przy zasoleniu Na_3PO_4 ; 3 – przy zasoleniu Na_2HPO_4 ; 4 – przy zasoleniu Na_2CO_3 ; 5 – przy zasoleniu $\text{NH}_4\text{H}_2\text{PO}_4$

Fig. 2. Sorption humidity in % of ceramic porous brick of density of 910 kg/m^3 depending on air relative humidity ϕ , %, with salt content of 4%: 1 – non-saline samples; 2 – with Na_3PO_4 ; salinity 3 – with Na_2HPO_4 salinity; 4 – with Na_2CO_3 salinity; 5 – with $\text{NH}_4\text{H}_2\text{PO}_4$ salinity

Przeprowadzone badania wykazały znaczne podwyższenie właściwości sorpcyjnych materiałów zawierających sole. Bez stosowania specjalistycznej ochrony może to zdecydowanie pogorszyć – aż do poziomu niedopuszczalnego – stan wilgotnościowy przegród budowlanych. Jednocześnie ustalono, że ani punkty higroskopijne, ani rodzaj kationów lub anionów nie mogą być wykorzystane dla ilościowej oceny czynnika rodzaju soli, tj. ten czynnik można uważać za jakościowy. W ten sposób do prognozowania właściwości sorpcyjnych materiałów ściennych zawierających sole wymagane jest pracochłonne podejście eksperymentalne.

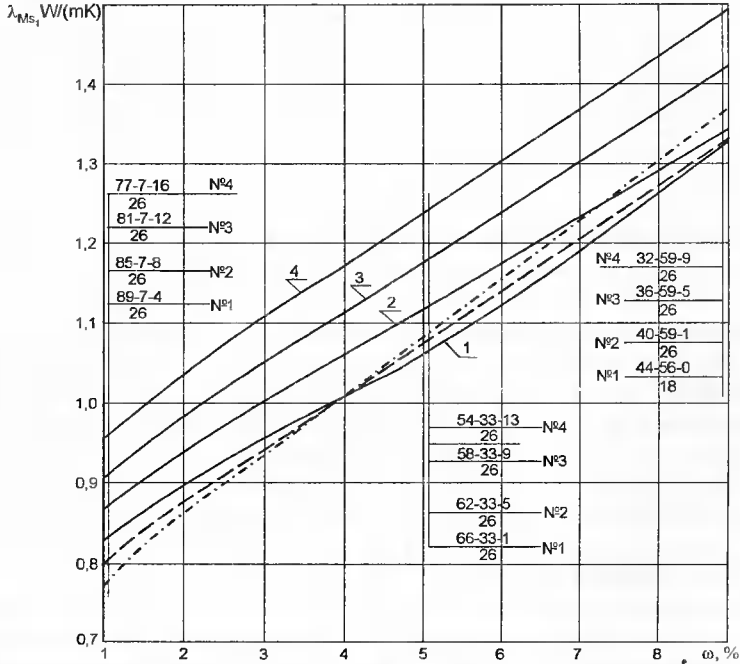
Przeprowadzono także badanie przewodności cieplnej materiału ściennego zawierającego sól. Badano zależność współczynnika przewodności cieplnej muru ceglanego o gęstości 1800 kg/m^3 od zawartości soli NaCl i wilgoci. Badanie przeprowadzono na modelu matematycznym opisującym proces wymiany ciepła w kapilarno-porowatych materiałach, przy obecności w porach wilgoci i soli [4].

Przyjmując, że przewodność cieplna roztworów wodnych większości soli jest kilkakrotnie niższa, a przewodność cieplna kryształków soli 10÷20 razy większa od przewodności wody, można przypuszczać, że wpływ soli na przewodność cieplną muru jest dosyć złożony i zależy od rodzaju soli oraz jej stanu skupienia.

Analizując otrzymane wyniki stwierdzono, że współczynnik przewodności cieplnej muru suchego, w porach którego znajduje się powietrze i kryształy soli, liniowo wzrasta wraz ze wzrostem zawartości NaCl . Szybkość tego wzrostu zależy nie tylko od przewodności cieplnej kryształków soli, lecz także od porowatości materiału ściennego i gęstości tych kryształków, tak jak określają one wielkości koncentracji objętościowych soli

w porach. Wypełnienie solą przestrzeni porowej może podwyższyć przewodność cieplną muru ceglanego więcej niż dwa razy.

Przy włączeniu w skład substancji wewnątrzporowej wilgoci charakter wpływu soli na przewodność cieplną muru zmienia się. Związane jest to z powstaniem roztworów soli w porach materiału, których współczynnik przewodności obniża się wraz ze wzrostem ich stężenia. Zmniejszenie ilości stanu krystalicznego soli i zwiększenie objętości roztworu odbywa się stopniowo wraz ze wzrostem wilgotności materiału. W wyniku tego, efekt zwiększenia przewodności cieplnej muru, spowodowany kryształami soli, pochłania efekt zmniejszenia, spowodowany powstaniem roztworów i zmniejszeniem składnika dyfuzyjnego przenikania ciepła (rys. 3).



Rys. 3. Współczynnik przewodności cieplnej λ_{ms} , W/(m·K) muru ceglanego o gęstości 1800 kg/m^3 w zależności od zawartości wilgoci w , %:

----- - obliczony wg modelu matematycznego,

----- - dane eksperymentalne,

1, 2, 3, 4 - obliczony według modelu matematycznego dla muru, zawierającego NaCl w ilości odpowiednio 2,0; 3,5; 5,0; 6,5%.

Odnosinikami dla $w = 1, 5, 9\%$ oznaczono: w liczniku – koncentracje objętościowe w porach odpowiednio pary, roztworu i kryształów soli; w mianowniku – stężenie roztworu soli

Fig. 3. Thermal conductivity λ_{ms} , W/(m·K) of brick wall of density of 1800 kg/m^3 depending on humidity content in %:

----- - calculated in line with mathematical model,

----- - experimental data,

1, 2, 3, 4 - calculated in line with mathematical model for a wall containing NaCl in a quantity of 2.0; 3.5; 5.0; 6.5% respectively.

Reference marks for $w = 1, 5, 9\%$: Numerator – volumetric concentration in pores of respectively steam, salt solution and crystals; Denominator salt solution concentration

Moment pełnego pochłaniania jednego efektu przez drugi następuje przy pewnej ilości soli krystalicznej i roztworu nasyconego. W tym momencie przewodność cieplna muru, zawierającego wilgoć i sole, nie odróżnia się od przewodności cieplnej muru zawilgoconego (pod warunkiem jednakowej w nich zawartości wilgoci). Przy wzroście zawilgoconego i roztworu nasyconego wzrasta kosztem rozpuszczenia kryształów soli. Przy pełnej rozpuszczalności kryształów efekt zmniejszenia λ_{ms} muru osiąga największą wartość, która jednak dla rozpatrywanych materiałów i soli nie przekracza 5% przewodności cieplnej nie zasolonego muru.

Dalszy wzrost zawilgoconego materiału prowadzi do rozcieńczenia roztworu, w wyniku którego przy jednakowej wilgoci przewodność cieplna muru zasolonego zbliża się do przewodności cieplnej muru nie zawierającego soli.

W taki sposób przewodność cieplna materiału ściennego, zawierającego sole, praktycznie zawsze będzie przewyższać przewodność cieplną materiału nie zawierającego soli. W stanie suchym tłumaczy się to obecnością kryształów soli w porach. W stanie równoważnego nasycenia wilgocią będzie to spowodowane znacznym podwyższeniem zawartości sorpcyjnej wilgoci w materiale (patrz rys. 1, 2).

3. ZAPEWNIENIE NIEZAWODNOŚCI EKSPLOATACYJNEJ PRZEGRÓD BUDOWLANYCH BUDYNKÓW PRZEMYSŁOWYCH

Analiza wyników badań terenowych wskazuje, że uszkodzenie przegród budowlanych w budynkach przemysłowych z solnym środowiskiem produkcyjnym następuje stopniowo, w ślad za odkładaniem się soli w materiale ściennym. Odbywa się ono po 5-10 i następnych latach od początku eksploatacji. Długość czasu eksploatacji do wystąpienia uszkodzenia zależy od materiału ścian, obecności warstw ochronnych na powierzchni, intensywności oddziaływania soli, temperaturowo-wilgotnościowego reżimu pomieszczeń, warunków klimatycznych itd. Takie uszkodzenia można nazwać eksploatacyjnymi, ponieważ występują one w związku ze zmianą warunków eksploatacji, tj. akumulacją soli w materiale ściennym.

O ile właściwości eksploatacyjne przegród budowlanych są ściśle związane z oddziaływaniami środowiska zewnętrznego, to ich wartości zależą od prawdopodobnych wartości oddziaływań tego środowiska i prawdopodobnych parametrów właściwości materiałów ściennych. Jednak dla budynków przemysłowych, nie będących obiektami serijnymi (podobnie do budynków mieszkalnych), praktycznie nie istnieje możliwość zbadania oddziaływania środowiska i otrzymania podziału prawdopodobieństwa nastąpienia uszkodzeń. Natomiast kinetyczne podziały właściwości cech materiałów ściennych w warunkach zasolenia są nieobecne. Nie pozwoliło to obliczyć estymatora wskaźników niezawodności przegród budowlanych podobnych budynków, za pomocą których można byłoby uzasadnić poziom cech eksploatacyjnych ścian, okresy międzyremontowe itd. Jednak dla rozwiązania zagadnienia zapewnienia niezawodności przegród budowlanych przy oddziaływaniu soli autor proponuje podejście fizyczno-statystyczne, którego istotność wyjaśniona jest poniżej.

Jak wykazano wyżej, sole powodują pogorszenie właściwości materiałów ściennych do poziomu niedopuszczalnego. W tym czasie, według opinii autora, w budynkach przemysłowych niemożliwym jest usunięcie soli z materiału przegród z powodu trudności technicznych oraz wysokich kosztów procesu odsalania. Uszkodzenia w danym przypadku można określić jako praktycznie nieodwracalne, co oznacza, że zasolone przegrody

budynków przemysłowych po pierwszym uszkodzeniu stają się praktycznie nie do naprawienia. Jednak przy projektowaniu przegrody traktuje się jako stałe, przeznaczone do eksploatacji w całym okresie użytkowania budynku. Na podstawie tego można stwierdzić, że dla przegród budowlanych w środowisku zasolonym powinno się zapewniać ochronę, która nie dopuści do uszkodzenia ich w całym okresie użytkowania budynku.

Bezawaryjną pracę przegród budowlanych w takich warunkach można zapewnić kompensacją cech eksploatacyjnych, z uwzględnieniem obniżenia właściwości cieplnych materiałów ściennych w ciągu obliczeniowego okresu użytkowania budynku. Kompensacja ta powinna dostarczyć uzasadniony zapas pożądanych cech na początek okresu eksploatacji. Takie podejście do zabezpieczenia niezawodności przegród budowlanych nazywa się początkowym rezerwowaniem cech eksploatacyjnych przegród.

Schemat realizacji zaproponowanego podejścia może być następujący.

1. Na podstawie badań terenowych przegród budowlanych istniejących podobnych budynków przemysłowych ustala się kinetyczną charakterystykę procesu akumulacji soli w materiale ścian.
2. Wybiera się przedsięwzięcia ochronne w celu zapewnienia wymaganych parametrów ścian i z uwzględnieniem właściwości do zatrzymywania soli przyjętych osłon, nasączeń itd., określa się obliczeniową zawartość soli w materiale ścian na końcu wymaganego okresu użytkowania budynku.
3. Na podstawie badań eksperymentalnych ustala się wpływ soli na właściwości cieplne materiału ściennego i oblicza się ich wartości, z uwzględnieniem obliczeniowej zawartości soli.
4. Z uwzględnieniem danych o zmianie właściwości materiału ściennego w końcu okresu użytkowania budynku, za pomocą odpowiednich metod obliczeniowych uszczegółowia się parametry przegród budowlanych (opór cieplny, opór dyfuzyjny i inne), a także uszczegółowia się parametry powłok ochronnych (grubość, ilość warstw, głębokość nasączenia itp.), zabezpieczających poziom początkowego rezerwowania cech eksploatacyjnych.
5. Na podstawie danych o dopuszczalnym okresie użytkowania powłok ochronnych ustala się międzyremontowe okresy ich odnowienia.

Złożone podejście, mimo braku estymatorów prawdopodobieństwa, daje możliwość mówienia o zapewnieniu nie tylko wymaganych cech, ale i niezawodności przegród budowlanych, ponieważ w danym przypadku uwzględnia się zmiany w czasie podstawowych właściwości materiałów pod wpływem soli.

4. ZAPEWNIENIE FUNKCJONOWANIA PRZEGRÓD BUDOWLANYCH ZABYTKÓW ARCHITEKTURY

W zabytkach architektury jako obiektach restauracji często mamy do czynienia z nadmiernie zawilgoconymi i zasolonymi ścianami zewnętrznymi z muru ceglanego. Taki ich stan jest wynikiem zużywania się poszczególnych elementów (np. poziomej hydroizolacji, daszków itd.) oraz wieloletniego oddziaływania wód gruntowych i opadów, transportujących rozpuszczalne sole w kapilarno-porowatą strukturę materiału ściennego. Stopień tego nadmiernego zawilgocenia i zasolenia zależy od klimatycznych, hydrogeologicznych i innych warunków eksploatacji zabytku, jego wieku, materiału ściany, szczegółów konstrukcyjnych itd. Każdy zabytek jest unikalny. Jednak norma

jest to, że uszkodzenie przegród następuje prawie zawsze po długim okresie eksploatacji, który znacznie przewyższa okresy użytkowania współczesnych budynków. W zabytkach obserwuje się degradacyjne uszkodzenia przegród budowlanych dotyczące ich wilgociochronnej, ciepłochronnej, dekoracyjnej i nierzadko nośnej funkcji.

W tym przypadku, jeżeli obniżenie nośności jest nieznaczne i dopuszcza dalszą eksploatację zabytku, to zapewnienie funkcjonowania zasolonych ścian murowanych można osiągnąć poprzez regenerację ich cech eksploatacyjnych. W tym celu należy:

- 1) za pomocą specjalistycznych metod przeprowadzić objętościowe usuwanie soli z materiału ściany (np. za pomocą elektrofizycznej metody objętościowego odsalania w polu prądu stałego [2]),
- 2) w odpowiedni sposób chronić ściany przed zawilgoceniem wodą gruntową i opadów oraz przed powtórным zasoleniem,
- 3) odbudować zniszczone elementy oraz przeprowadzić osuszanie ścian według technologii wykorzystywanych do restauracji.

5. WNIOSKI

1. Sole wpływają istotnie na właściwości cieplne materiałów ściennych (wilgoć sorpcyjna, przewodność cieplna), co powinno być uwzględnione przy projektowaniu przegród budowlanych narażonych na oddziaływanie soli. W związku ze skomplikowanym charakterem wpływu soli, informację o zmianie właściwości materiałów można otrzymać na podstawie podejścia eksperymentalnego.
2. Bezawaryjne funkcjonowanie przegród budynków przemysłowych w środowisku zasolonym może być zapewnione początkowym rezerwowaniem ich cech eksploatacyjnych.
3. Funkcjonowanie przegród budowlanych zabytków architektury, w których ma miejsce akumulacja soli w materiale ściennym, można przedłużyć poprzez regenerację ich cech eksploatacyjnych (odsalenie materiału, ochronę ścian przed ponownym zasoleniem i zawilgoceniem).

LITERATURA

- [1] Bursa S., 1976. Chemia fizyczna. PWN Warszawa.
- [2] Езерский В.А., 1994. Физико-технические основы обеспечения эксплуатационной надежности ограждающих конструкций зданий при воздействии гигроскопических солей, Автореф. Дис. Докт. Техн. Наук.-М. МГСУ, 38.
- [3] Езерский В.А., Кузнецова Н.В., 2001. Сорбционное влагосодержание пористого керамического кирпича, содержащего фосфорные соли. Проблемы строительной теплофизики, систем обеспечения микроклимата и энергосбережения в зданиях. Сб. Докл. 6-й науч.-практ. Конф. - М. НИИСФ, 91-98.
- [4] Jezierski W., 2000. Ocena przewodności cieplnej materiałów ścian zewnętrznych zabytków architektury. Budownictwo Sakralne 2000. Konf. Nauk.-Tech. Politechnika Białostocka; Białystok 11-12 maja.
- [5] Обьедков В.А., Езерский В.А. Никитин В.И., 1992. Сорбция капиллярно-пористых материалов, содержащих хлористые соли. Исследования в области теплопередачи в промышленных зданиях. - М. ЦНИИпромзданий, 85-92.

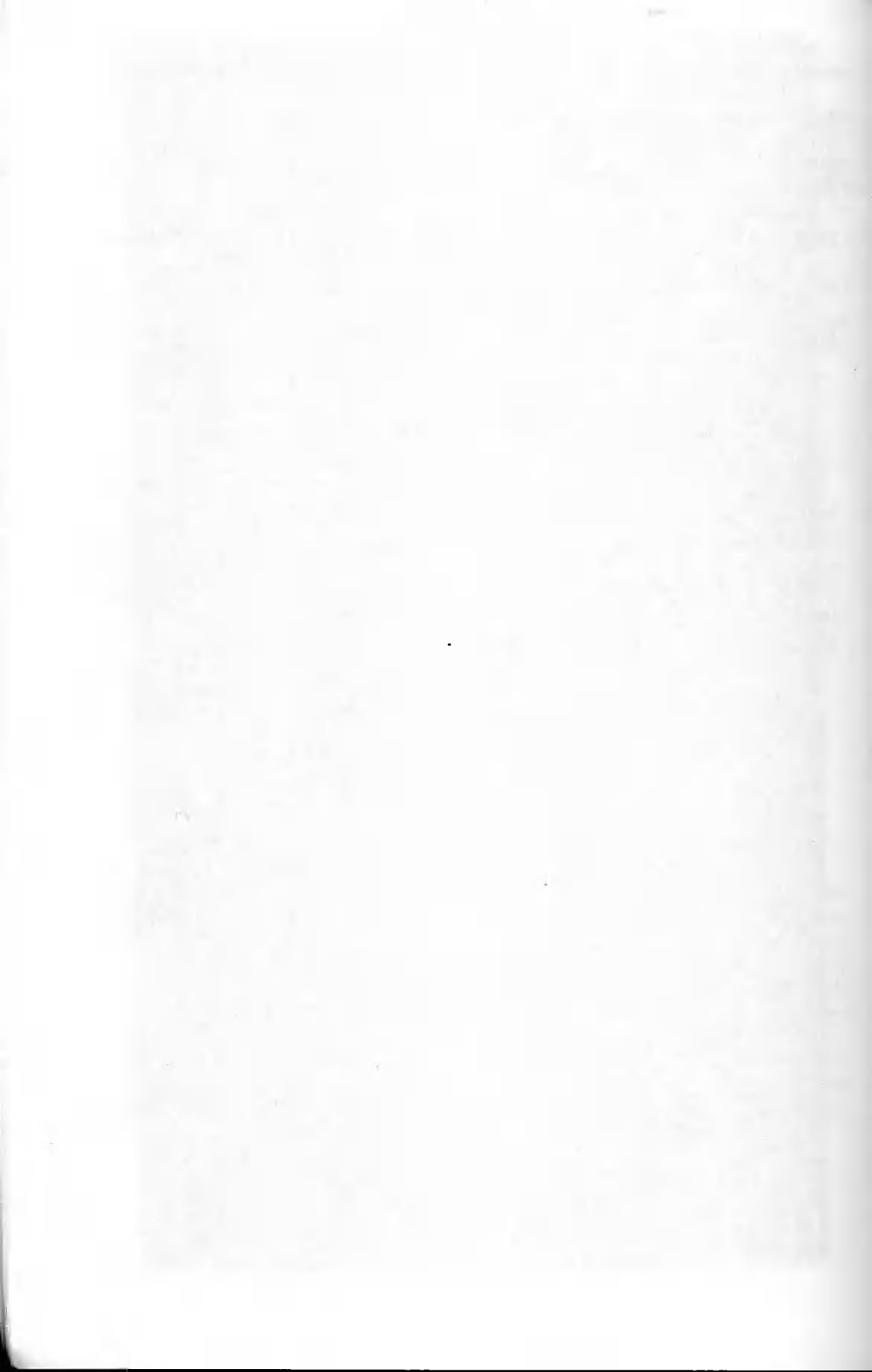
ASSURANCE OF OPERATIONAL RELIABILITY OF BUILDING BARRIERS IN THE CONDITIONS OF SALT INFLUENCE

Summary

The approach for assurance of operational reliability of building barriers is proposed on the basis of analysis of external wall damages in the conditions of salt influence and changes of thermal properties of saline wall material. It is advisable to introduce initial margin of operational features of building barriers in industrial buildings being saline due to production processes. Further operation of building barriers of architecture monuments can be protected by regeneration of their operational features.

Keywords: operational reliability, building barriers, initial margin, regeneration, desalting

Opracowano w ramach pracy statutowej S/IIB/5/99.



WPLYW ZMIENNYCH WARTOŚCI W/C NA WYTRZYMAŁOŚĆ BETONU

Walery Jezierski¹, Borys Gusiew², Jarosław Sulima¹

¹ Katedra Podstaw Budownictwa i Fizyki Budowli

² Katedra Budownictwa Ogólnego i Prefabrykacji

Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska Politechniki Białostockiej
ul. Wiejska 45 E, 15-351 Białystok

Na podstawie wyników eksperymentu ustalono zależności nasiąkliwości i wytrzymałości na ściskanie próbek betonowych od ilości cementu w mieszance betonowej i stosunku W/C. Stworzono modele matematyczne zależności, za pomocą których można określić optymalne parametry technologiczne w produkcji wyrobów betonowych.

Słowa kluczowe: nasiąkliwość, wytrzymałość na ściskanie betonu, matematyczne modele zależności

1. WSTĘP

Mieszankę betonową można opisać omawiając określone właściwości reologiczne, takie jak: odkształcenie i płynięcie, oraz konkretne parametry reologiczne, np.: spójność, kąt tarcia wewnętrznego, lepkość plastyczną, moduł odkształcalności postaciowej. Parametry te są wynikiem opisanych modeli i równań reologicznych stanu, za pomocą których opisano zmiany w czasie właściwości mieszanek betonowych.

Polepszenie właściwości reologicznych mieszanek betonowych, a co za tym idzie, uzyskanie odpowiedniej wytrzymałości na ściskanie oraz nasiąkliwości otrzymuje się w wyniku:

- zmian ilości i proporcji składników mieszanki,
- polepszenia jakości składników mieszanki,
- wprowadzenia innowacji w procesie technologii produkcji.

W oparciu o te założenia przeprowadzono badanie wpływu zmiennych ilości cementu oraz zmiennego stosunku wodno-cementowego W/C na właściwości mieszanki betonowej.

Weryfikację założenia o wartości wpływu ilości cementu i stosunku W/C na mieszankę betonową przeprowadzono poprzez badanie nasiąkliwości W_n , [%], i wytrzymałości na ściskanie R_i , [MPa]. Badania przeprowadzono na przygotowanych wcześniej próbkach sześciennych, wykonanych według założonych wartości W/C oraz przyjętych ilości cementu. Skład procentowy mieszanki ustalono na podstawie polskiej normy, korzystając z krzywych granicznych uziarnienia.

2. METODA PRZYGOTOWANIA I BADANIA PRÓBEK BETONOWYCH

Przygotowanie i badanie próbek betonowych przeprowadzono w laboratorium Politechniki Białostockiej. Kruszywo użyte do wykonania mieszanki betonowej pochodzi z wyrobiska w Ogrodnickach k. Białegostoku. Obliczenia wodożądności piasku zestawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Podstawowy skład procentowy poszczególnych frakcji piasku
Table 1. Fundamental percentage composition of respective sand fractions

Frakcja [mm]	Zawartość frakcji [%]	Wskaźniki wodne frakcji [dm ³ /kg]	Wodożądność frakcji [dm ³ /kg]
0-0,125	1,76	0,277	0,003995
0,125-0,25	10,68	0,12	0,012816
0,25-0,5	57,52	0,080	0,046016
0,5-1,0	23,04	0,058	0,013363
1,0-2,0	7,0	0,043	0,003010
Razem:			$W_k = 0,079200$

Podstawowy skład procentowy poszczególnych frakcji kruszywa ustalono na podstawie krzywych uziarnienia. Skład procentowy przedstawia się następująco; 0-2 mm – 35%, 2-4 mm – 10%, 4-8 mm – 22%, 8-16 mm – 33%.

Do wyrobu mieszanek betonowych użyto cementu portlandzkiego CEM I 32,5 w ilościach $C = 250 \text{ kg/m}^3$, $C = 300 \text{ kg/m}^3$, $C = 350 \text{ kg/m}^3$, w zależności od rodzaju mieszanki betonowej. Ilość wody jest zmienna i zależy od stosunku W/C, wynoszącego odpowiednio: 0,45; 0,55; 0,65.

Na podstawie równania Bolomey'a i stosunku wodno-cementowego W/C ustalono skład mieszanek betonowych. W badaniach wykorzystano siedem różnego rodzaju mieszanek:

1. $W/C = 0,45$; $C = 250 \text{ kg/m}^3$; $W = 112,5 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 2138,16 \text{ kg/m}^3$;
2. $W/C = 0,65$; $C = 250 \text{ kg/m}^3$; $W = 162,5 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 2005,67 \text{ kg/m}^3$;
3. $W/C = 0,45$; $C = 350 \text{ kg/m}^3$; $W = 157,5 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 1933,43 \text{ kg/m}^3$;
4. $W/C = 0,65$; $C = 350 \text{ kg/m}^3$; $W = 227,5 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 1747,93 \text{ kg/m}^3$;
5. $W/C = 0,65$; $C = 300 \text{ kg/m}^3$; $W = 195,0 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 1876,79 \text{ kg/m}^3$;
6. $W/C = 0,55$; $C = 350 \text{ kg/m}^3$; $W = 192,5 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 1840,68 \text{ kg/m}^3$;
7. $W/C = 0,55$; $C = 300 \text{ kg/m}^3$; $W = 165,0 \text{ dm}^3/\text{m}^3$; $K = 1956,29 \text{ kg/m}^3$.

Przygotowanie próbek odbywało się w temperaturze otoczenia około 25°C i wilgotności około 60-70%. Mieszankę betonową umieszczono w stalowych formach o wymiarach 100 × 100 × 100 [mm]. Mieszankę poddano wibrowaniu (czas wibracji – 2 minuty) i odstawiono do komory dojrzewania. Po okresie 28 dni określona została nasiąkliwość i wytrzymałość na ściskanie próbek betonowych.

3. CEL BADANIA ORAZ ZAPLANOWANIE EKSPERYMENTU

Celem badania jest opracowanie matematycznego modelu nasiąkliwości (Y_1) oraz wytrzymałości na ściskanie (Y_2) próbek betonowych w zależności od przyjętych stosun-

ków W/C (czynnik X_1) i zawartości cementu w mieszance betonowej (czynnik X_2). Poziomy czynników równają się:

- czynnik X_1 : 0, 45 (-1); 0, 55 (0); 0, 65 (+1);
- czynnik X_2 : 250 (-1); 300 (0); 350 (+1) [kg/m³].

W nawiasach są zaznaczone zakodowane znaczenia czynników X_i , których przejście od naturalnych znaczeń \tilde{X}_i odbyło się według stosunku:

$$X_i = (\tilde{X}_i - \tilde{X}_{i0}) / J$$

gdzie:

- \tilde{X}_{i0} - znaczenie naturalne i-tego czynnika na zasadniczym poziomie, które oblicza się jako połowę sumy znaczeń górnej oraz dolnej granicy obszaru ustalenia czynnika,
- J - znaczenie naturalne połowy okresu wariantów i-tego czynnika, które oblicza się jako połowę różnicy górnej i dolnej granicy obszaru ustalenia czynnika.

Przy wyborze planu eksperymentu była brana pod uwagę konieczność otrzymania adekwatnych opisów matematycznych nasiąkliwości i wytrzymałości na ściskanie oraz minimalizacja liczby prób.

Do opisu powierzchni odzewu $Y = f(X_1, X_2)$ został przeprowadzony dwuczynnikowy eksperyment, według planu drugiego stopnia. W tym celu wykorzystano kompozycyjny trójpoziomowy niesymetryczny plan quasi-D- optymalny [1], posiadający dosyć wysoką efektywność według kryteriów statystycznych oraz włączający 7 próbek (tab. 2, 3). Ilość prób w eksperymencie przy potrójnym dublowaniu każdej próby wynosiła 21. W celu przestudiowania procesu badań zbudowano model typu:

$$Y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_1 x_2 + b_4 x_1^2 + b_5 x_2^2$$

Podczas realizacji planu eksperymentu warianty zmienności czynników randomizowały się (ang. random – losowy). Oznacza to, że wielkości wejściowe zostały ustalone z uwzględnieniem elementu przypadku. W tym celu kolejność wykonania badań ustalono za pomocą tablicy równomiernie podzielonych liczb.

4. OPRACOWANIE DANYCH EKSPERYMENTU

Wstępna analiza rezultatów eksperymentu ujawniła, że istnieje rozbieżność znaczeń zarówno w poszczególnych próbach, jak i w każdej z nich przy powtórnych badaniach (tab. 2 i 3). Przede wszystkim została przeprowadzona kontrola odtworzenia eksperymentu. W tym celu zostały obliczone średnie wartości dla poszczególnych prób \bar{Y}_i oraz ich wariancji S_i^2 .

Jednolitość wariancji badania sprawdzono za pomocą kryterium Kochrena G [2] na poziomie istotności $\alpha = 0,05$. W modelu nasiąkliwości kryterium przyjmuje wartość:

$$G_{\text{obt}} = \max. \{S_i^2\} / \sum_{i=1}^2 S_i^2 = 0,5307 / 1,3162 = 0,4032$$

i jest mniejsze od wartości krytycznej $G_{\text{kr}}^{0,05;2;7} = 0,5612$. W modelu wytrzymałości na ściskanie:

$$G_{\text{obl}} = \max. \{S_i^2\} / \sum S_i^2 \{y_2\} = 9,24 / 49,804 = 0,1855$$

również jest mniejsze od krytycznego $G_{\text{kr}}^{0,05;2;7} = 0,5612$. Wariancję badań można uważać za jednolitą, a rezultaty eksperymentu za odtwarzalne. Biorąc to pod uwagę, oceny generalnej wariancji odtwarzania eksperymentu były obliczone przy liczbie stopni swobody $\nu = 7(3-1) = 14$, według wzorów:

$$S_{\text{odtw.}\{y_1\}}^2 = \frac{\sum S_i^2 \{y_1\}}{n} = \frac{1,3162}{7} = 0,1880$$

$$S_{\text{odtw.}\{y_2\}}^2 = \frac{\sum S_i^2 \{y_2\}}{n} = \frac{49,804}{7} = 7,1148$$

i zostały przyjęte jako jednakowe dla całego obszaru przestrzeni oddziaływania czynników.

Na podstawie rezultatów eksperymentu zostały zbudowane regresyjne modele. W modelach – przy poziomie istotności $\alpha = 0,05$ – wykonano ocenę istotności współczynników regresji za pomocą kryterium t-Studenta.

Tabela 2. Matryca planowania oraz rezultaty eksperymentu określenia nasiąkliwości W_n , [%] (Y_1) w zależności od wartości W/C (X_1) i ilości cementu C, w $[\text{kg}/\text{m}^3]$ (X_2)

Table 2. Planning matrix and results of the experiment of determining absorbability W_n , [%] (Y_1) depending on the value of W/C (X_1) and quantity of cement C, in $[\text{kg}/\text{m}^3]$ (X_2)

Nr próby	X_1	W/C	X_2	C [kg/m^3]	Nasiąkliwość W_n [%] (Y_1)						
					Y_{11}	Y_{12}	Y_{13}	Y_{14}	Y_{15}	Y_{16}	\bar{Y}_{1i}
1	-1	0,45	-1	250	5,585	4,237	6,234	5,409	6,095	5,938	5,583
2	+1	0,65	-1	250	5,149	5,354	5,553	5,335	5,360	5,741	5,415
3	-1	0,45	+1	350	5,322	5,084	4,985	4,953	5,281	5,088	5,119
4	+1	0,65	+1	350	8,026	7,706	7,270	9,179	7,927	7,344	7,909
5	+1	0,65	0	300	6,815	7,088	7,072	7,549	6,782	6,972	7,049
6	0	0,55	+1	350	6,168	6,424	6,504	6,522	6,510	7,082	6,535
7	0	0,55	0	300	5,277	5,498	5,336	5,431	5,330	6,027	5,483

Uwzględniając wykluczenie nieistotnych współczynników, równania regresji przyjmują postać:

✓ dla nasiąkliwości:

$$\hat{y}_1 = 5,73 + 0,72 x_1 + 0,57 x_2 + 0,35 x_1^2 + 0,74 x_1 x_2;$$

✓ dla wytrzymałości na ściskanie:

$$\hat{y}_2 = 30,66 - 4,91 x_1 + 6,19 x_2 + 3,43 x_1^2 + 0,92 x_2^2 - 2,91 x_1 x_2.$$

Tabela 3. Matryca planowania oraz rezultaty eksperymentu określenia wytrzymałości na ściskanie R_b , [MPa] (Y_2) w zależności od wartości W/C (X_1) i ilości cementu C, [kg/m³] (X_2)Table 3. Planning matrix and results of the experiment of determining compression strength R_b , [MPa] (Y_2) depending on the value of W/C (X_1) and quantity of cement C, [kg/m³] (X_2)

Nr próby	X_1	W/C	X_2	C [kg/m ³]	Wytrzymałość na ściskanie R_b , [MPa] (Y_2)						
					Y_{21}	Y_{22}	Y_{23}	Y_{24}	Y_{25}	Y_{26}	\bar{Y}_{2i}
1	- 1	0,45	- 1	250	32,42	31,03	30,43	31,99	26,18	33,38	30,905
2	+ 1	0,65	- 1	250	26,90	23,588	25,80	31,42	26,82	25,91	26,738
3	- 1	0,45	+ 1	350	47,43	51,48	49,68	51,21	44,55	49,68	48,934
4	+ 1	0,65	+ 1	350	35,67	34,00	36,35	31,08	32,36	29,26	33,120
5	+ 1	0,65	0	300	29,86	31,59	28,03	32,764	29,70	25,20	29,524
6	0	0,55	+ 1	350	39,69	34,11	35,64	39,24	42,57	37,44	38,115
7	0	0,55	0	300	28,34	29,15	30,68	27,57	32,84	33,34	30,320

Hipoteza dotycząca identyczności stworzonego modelu została sprawdzona za pomocą stosunku Fiszera [1]. Jego znaczenie eksperymentalne obliczono według wzoru:

$$F_{\text{eksp}} = \frac{S_{\text{ag}}^2}{S_{\{y\}}^2}$$

gdzie:

S_{ag}^2 - ocena wariancji resztkowej, określająca nieadekwatność przedstawienia rezultatów eksperymentu z liczbą stopni swobody $f_i = N - p$ (N - ilość prób według planu eksperymentu, p - liczba parametrów modelu).

5. INTERPRETACJA WYNIKÓW EKSPERYMENTU

Za pomocą stworzonego regresyjnego modelu został ujawniony wpływ poszczególnych czynników.

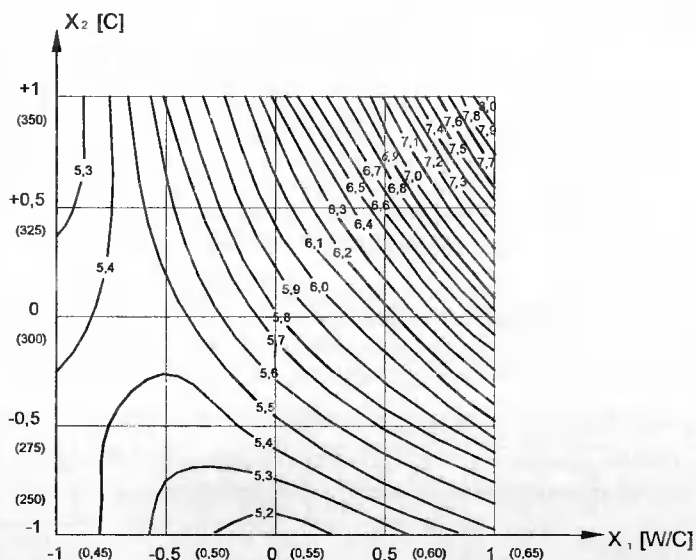
Największy wpływ na wytrzymałość na ściskanie Y_2 próbek betonowych ma czynnik \tilde{X}_2 - ilość cementu w mieszance betonowej. Znalaziono dodatkowy liniowy i dodatkowy kwadratowy efekt wpływu tego czynnika. Przy zmianie ilości stosowanego cementu od 250 do 350 kg/m³ efekty te powodują zwiększenie wytrzymałości na ściskanie od 25 do 37 MPa. Jednak największy wzrost wytrzymałości występuje przy niskich wartościach W/C (X_1). Przy $\tilde{X}_1 = 0,45$ i zmianie \tilde{X}_2 od 250 do 350 kg/m³ wytrzymałość wzrasta od 30 do 49 MPa. Mniejszy wpływ wykazuje czynnik X_1 (W/C). Ustalono ujemny liniowy i dodatni kwadratowy efekt tego czynnika. Charakter wpływu i wartości współczynników przy X_1 i X_1^2 świadczą o tym, że wytrzymałość \tilde{Y}_2 , przy zwiększeniu \tilde{X}_1 od 0,45 do 0,60, zmniejsza się od 39 do 29 MPa. Przy dalszym zwiększaniu \tilde{X}_1 , wpływ tego czynnika zależy od wartości \tilde{X}_2 (ilości cementu).

Czynniki X_1 i X_2 wykazują, przykładowo, jednakowy i znacznie mniejszy wpływ na nasiąkliwość Y_1 próbek betonowych. Niewielkie dodatnie liniowe efekty przy X_1

i X_2 świadczą, że Y_1 wzrasta wraz ze zwiększeniem X_1 i X_2 . Między czynnikami zachodzi wzajemna zależność. Niewielki dodatni kwadratowy efekt współczynnika przy X_1^2 wskazuje na niejednakową szybkość wzrostu Y_1 przy zmianie X_1 .

Interpretacja wyników jest znacznie ułatwiona przy jej graficznym przedstawieniu. Dla dwóch badanych czynników wygodnie jest korzystać z wykreślonych linii poziomu odzewu (rys. 1 i 2).

Na rysunku 1 przedstawiono zależność $Y_1 = f(X_1, X_2)$. Widocznym jest, że ekstremum znajduje się poza strefą określenia czynników X_1 i X_2 . Najmniejsze wartości \hat{Y}_1 przyjmuje przy $\tilde{X}_1 = 0,45$ i \tilde{X}_2 od 325 do 350 oraz $\tilde{X}_1 = 0,55$ i $\tilde{X}_2 = 250 \text{ kg/m}^3$.

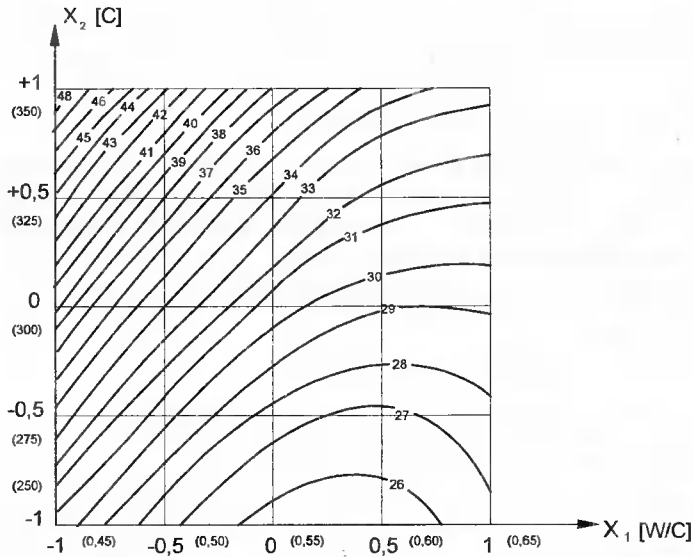


Rys. 1. Izolinie nasiąkliwości \hat{Y}_1 [MPa] w zależności od wartości W/C (\tilde{X}_1) i od ilości cementu C (\tilde{X}_2) [kg/m³] w mieszance betonowej

Fig. 1. Absorbability isolines \hat{Y}_1 [MPa] depending on the value of W/C (\tilde{X}_1) and quantity of cement C (\tilde{X}_2) [kg/m³] in concrete mixture

Na rysunku 2 przedstawiono wykres zależności $Y_2 = f(X_1, X_2)$. Czynniki X_1 i X_2 zmieniały się od (-1) do (+1), ze skokiem co 0,5. Na wykresach wykazano, że ekstremum też znajduje się poza strefą określenia czynników. Powierzchnia odzewu zwiększa się przy przemieszczeniu w stronę zwiększenia X_2 i zmniejszenia X_1 . Najmniejsze wartości wytrzymałości mają miejsce przy zmianie X_1 od 0,55 do 0,60 i $X_2 = 250 \text{ kg/m}^3$.

Analizując wyniki badania przeprowadzonego pod kątem zmniejszenia nasiąkliwości Y_1 i zwiększenia wytrzymałości Y_2 można stwierdzić, że takim wymaganiem odpowiadają wartości X_1 od 0,45 do 0,48 i X_2 od 330 do 350 kg/m³. Te parametry mogą być wykorzystane w technologii produkcji elementów betonowych.



Rys. 2. Izolinie wytrzymałości na ściskanie \tilde{Y}_2 [MPa] w zależności od wartości W/C (\tilde{X}_1) i od ilości cementu C (\tilde{X}_2) [kg/m³] w mieszance betonowej

Fig. 2. Isolines of compressing strength \tilde{Y}_2 [MPa] depending on the value of W/C (\tilde{X}_1) and quantity of cement C (\tilde{X}_2) [kg/m³] in concrete mixture

6. WNIOSKI

1. W wyniku eksperymentu zostały opracowane modele matematyczne zależności nasiąkliwości i wytrzymałości na ściskanie od stosunku W/C i zawartości cementu w mieszance betonowej. Modele umożliwiają analizę wpływu ilościowego rozpatrywanych czynników.
2. W celu zmniejszenia nasiąkliwości oraz zwiększenia wytrzymałości próbek betonowych należy przyjmować stosunek W/C dla mieszanek betonowych w zakresie od 0,45 do 0,48, a zawartość cementu w mieszance powinna wynosić w granicach od 330 do 350 kg/m³.

LITERATURA

- [1] Hartman K., Lecki E., Schäfer W., 1977. Statistische Versuchplanung und- auswertung in der Stoffwirtschaft. Leipzig, 552.
- [2] Polański Z., 1984. Planowanie doświadczeń w technice. PWN Warszawa.

INFLUENCE OF VARIABLE W/C RATIO UPON COMPRESSION STRENGTH OF CONCRETE

Summary

Dependencies between W/C ratio and amount of cement and water absorbability and compression strength of concrete samples were experimentally determined. Mathematical models of these dependencies for determination of optimum technologic parameters of concrete goods production were created.

Keywords: absorbability, concrete compression strength, mathematical models of dependencies

Opracowano w ramach pracy statutowej S/IIB/5/99.

DIAGNOSTYKA PRZYCZYŃ KONDENSACJI PARY WODNEJ NA WEWNĘTRZNYCH POWIERZCHNIACH PRZEGRÓD ZEWNĘTRZNYCH

Krzysztof Kasperkiewicz, Robert Geryło

Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

W referacie wymieniono przyczyny powstawania kondensacji pary wodnej na wewnętrznej powierzchni przegród nieprzezroczystych oraz określono miejsca, w których kondensacja taka ma miejsce w budynkach nowo wznoszonych. Przedstawiono metodę diagnostyki przyczyn kondensacji powierzchniowej, która stosowana jest w ekspertyzach wykonywanych w Zakładzie Fizyki Ciepłej ITB. W metodzie tej wykorzystywane są symulacyjne obliczenia stacjonarnego przepływu ciepła w obiektach trójwymiarowych, wykonywane programem TRISCO. Podano zwięzły opis tego programu, z uwzględnieniem zasad określania granic obszaru występowania mostków cieplnych. Podano przykład zastosowania omawianej procedury w ekspertyzie budowlanej.

Słowa kluczowe: budynki mieszkalne, izolacja cieplna, wentylacja, kondensacja powierzchniowa, mostek cieplny, obliczenia symulacyjne

1. WSTĘP

Polskie przepisy budowlane wymagają, aby w warunkach obliczeniowych temperatura wewnętrznych powierzchni przegród zewnętrznych nieprzezroczystych była wyższa co najmniej o 1 K od temperatury punktu rosy powietrza w pomieszczeniu [3]. Obecnie zakłada się, że spełnienie tego wymagania powinno zabezpieczyć pomieszczenia przed kondensacją pary wodnej i powstawaniem zagrzybienia na powierzchniach przegród budowlanych. W praktyce kondensacja taka, nazywana „przemarzaniem ścian lub stropów”, dość często ma miejsce w budynkach nowo wznoszonych, mimo że przegrody w tych budynkach charakteryzują się większą izolacyjnością cieplną niż w budynkach wybudowanych w latach ubiegłych.

Przyczyny przemarzania przegród mogą być następujące:

- nieprawidłowo zaprojektowana izolacja cieplna przegrody w węzłach konstrukcyjnych – błędy w projektowaniu izolacji polegają na przerwaniu ciągłości warstwy izolacyjnej lub znacznym zmniejszeniu jej grubości;
- nieprawidłowe, niezgodne z projektem, wykonanie izolacji cieplnej, polegające na zastąpieniu materiału izolacyjnego innym materiałem, charakteryzującym się znacznie większą przewodnością cieplną, lub na pozostawieniu pustki powietrznej w miejscu, gdzie powinien zostać ułożony materiał izolacyjny – błędy wykonania izolacji

cieplnej najczęściej występują w murach szczelinowych i stropodachach wentylowanych;

- niedostateczna wentylacja pomieszczeń, wynikająca z nieprawidłowego jej zaprojektowania, wykonania lub eksploatacji – błędne projektowanie przewodów wentylacji grawitacyjnej polega na przyjmowaniu takiego samego ich przekroju, niezależnie od tego, z której kondygnacji budynku usuwane jest tym przewodem powietrze. Najczęściej spotykanym błędem wykonania instalacji wentylacyjnych jest stosowanie okien szczelnych zamiast rozszczelnionych. Niewłaściwa eksploatacja instalacji wentylacyjnych przejawia się uszczelnieniem przez użytkowników pomieszczeń przymyków okien lub zasłanianiem kratki wyciągowych;
- nieprawidłowa eksploatacja pomieszczeń, polegająca na dopuszczeniu przez użytkowników mieszkań do wzrostu wilgotności względnej powietrza w pomieszczeniach ponad wartość obliczeniową np. na skutek suszenia bielizny w mieszkaniach przy zamkniętych oknach.

Z obserwacji poczynionych podczas ekspertyz przeprowadzonych w budynkach, w których wystąpiło przemarzanie ścian, wynika, że miejscami najbardziej narażonymi na wykraplanie się pary wodnej są obszary wspólnego oddziaływania dwu lub więcej liniowych mostków cieplnych, takie jak np. naroża ścian zewnętrznych w miejscu połączenia ze stropem [2]. W takich przypadkach do stwierdzenia, czy przemarzanie jest spowodowane niedostateczną izolacyjnością przegród lub błędami wykonania izolacji, czy też wynika z pozostałych wyżej wymienionych przyczyn, konieczne jest stosowanie symulacji przepływu ciepła, umożliwiającej obliczenie ustalonego (stałego w czasie) pola temperatur w obszarze trójwymiarowym w wycinku przegrody budowlanej. Możliwości takie stwarza program TRISCO z pakietu programów PHYSIBEL [1, 6].

2. OPIS PROGRAMU TRISCO

Program TRISCO pozwala badać stacjonarny przepływ ciepła w obiektach trójwymiarowych, które mogą być opisane za pomocą prostopadłościennych bloków, reprezentujących materiał o danym obliczeniowym współczynniku przewodzenia ciepła. W przypadku zastosowania TRISCO do wyznaczania przestrzennego rozkładu temperatury w wycinku przegrody budowlanej oraz strumienia cieplnego na powierzchniach zewnętrznej i wewnętrznej tego wycinka, ograniczenie możliwości definiowania geometrii do kształtów prostopadłościennych wydaje się być sensowne.

Obszar, w którym stwierdzone zostało przemarzanie, wydziela się z konstrukcji budynku płaszczyznami adiabatycznymi, przez które nie odbywa się przepływ ciepła. Zgodnie z normą [4] – PN-EN ISO 10211-1:1998, płaszczyzny te mogą być sytuowane w następujący sposób:

- jako płaszczyzny symetrii,
- jako płaszczyzny oddalone od elementu centralnego co najmniej o 1 m (jeśli nie ma bliżej położonej płaszczyzny symetrii).

W programie TRISCO pierwszym krokiem do wprowadzania danych dotyczących wydzielonej części budynku jest przyjęcie siatki złożonej z minimalnej liczby wierszy, kolumn i warstw, potrzebnej do opisanie geometrii obiektu oraz warunków brzegowych. Podział minimalny jest scharakteryzowany przez wyznaczenie liczby przedziałów wierszy, kolumn oraz warstw w taki sposób, aby uzyskać minimalną liczbę prostopadłościaków, na które dzieli się projekt ze względu na różne wartości obliczeniowego

współczynnika przewodzenia ciepła. Po zdefiniowaniu geometrii obiektu i jego budowy, poprzez podanie odpowiednich współrzędnych możemy w wygodny sposób określić obszar występowania warunków brzegowych, które zostaną „nałożone” na znany już kształt przegrody.

Metody numeryczne wymagają podziału rozważanego obiektu. Zakłada się, że przy zwiększaniu liczby podpodziałów, uzyskane wyniki są zbieżne co do pewnych wartości. Zgodnie z normą PN-EN ISO 10211-1:1998, właściwa liczba podpodziałów powinna być ustalona w taki sposób, aby różnica sumy wartości bezwzględnych wszystkich strumieni cieplnych wpływających do obiektu, uzyskana w dwóch kolejnych obliczeniach w przypadku n i $2n$ podziałów, nie była większa od 2%. W praktyce, w przypadku symulacji trójwymiarowych dwukrotne zagęszczenie siatki węzłów w sposób globalny szybko prowadzi do ogromnej liczby węzłów i czyni obliczenia długotrwałymi. Ponadto, maksymalna liczba węzłów ograniczona jest możliwościami komputera, w tym głównie limitowana jest przez ilość dostępnej pamięci RAM. Dlatego stopień podziału obiektu trójwymiarowego może być przyjmowany automatycznie tylko w przypadku, gdy użytkownik dysponuje stacją roboczą o dużej mocy obliczeniowej. Wykonywanie symulacji przestrzennej na komputerze PC wymaga stosowania podpodziałów lokalnych. W programie TRISCO wstępnie przyjęty minimalny podział siatki może być w zależności od potrzeb lokalnie lub globalnie zagęszczony. Decyduje o tym użytkownik, biorąc pod uwagę stopień skomplikowania geometrii, grubości warstw materiałów oraz różnice wartości obliczeniowych współczynników przewodzenia ciepła sąsiadujących ze sobą obszarów. W dowolnym momencie możemy powrócić do siatki minimalnej, aby zdefiniować inny podział.

Obliczenia wartości temperatury w węzłach wykonywane są w kolejnych krokach iteracyjnych, aż do spełnienia następujących warunków, które mogą być ustalone przez użytkownika [6]:

1. Warunek maksymalnej różnicy wartości temperatury w węzle w dwóch kolejnych krokach iteracyjnych; wartość domyślna w programie ustalona została jako $\Delta\theta = 0,0001$ K.
2. Warunek maksymalnej wartości współczynnika OD, zdefiniowanego jako bezwzględna wartość sumy strumieni cieplnych (dodatnich i ujemnych) wpływających Q_{do} do obiektu i z niego wypływających Q_{od} , podzielona przez połowę sumy wartości bezwzględnych tych strumieni:

$$OD = \frac{|Q_{do} + Q_{od}|}{0,5 \cdot (|Q_{do}| + |Q_{od}|)} \cdot 100\% \quad (1)$$

W normie PN-EN ISO 10211-1:1998 przyjęto jako maksymalne $OD = 0,1\%$. Ponieważ przyjęcie tej wartości nie zawsze prowadzi do uzyskania zadowalających rezultatów, wartość domyślna w programie TRISCO ustalona została jako $OD = 0,001\%$. Warunek ten traktowany jest zazwyczaj jako najważniejszy sprawdzian jakości rozwiązania numerycznego.

3. Warunek maksymalnej wartości współczynnika ND_n , zdefiniowanego jako wartość bezwzględna sumy całkowitych strumieni cieplnych (dodatnich i ujemnych) wpływających Q_{do}^n i wypływających Q_{od}^n , w odniesieniu do elementarnej objętości w otoczeniu n -tego węzła, podzielona przez połowę sumy wartości bezwzględnych tych strumieni:

$$ND_n = \frac{|Q_{do}^n + Q_{od}^n|}{0,5 \cdot (|Q_{do}^n| + |Q_{od}^n|)} \cdot 100\% \quad (2)$$

Wartość domyślna maksymalnej wartości ND_n spośród wszystkich węzłów ustalona została w programie jako $ND = 1\%$.

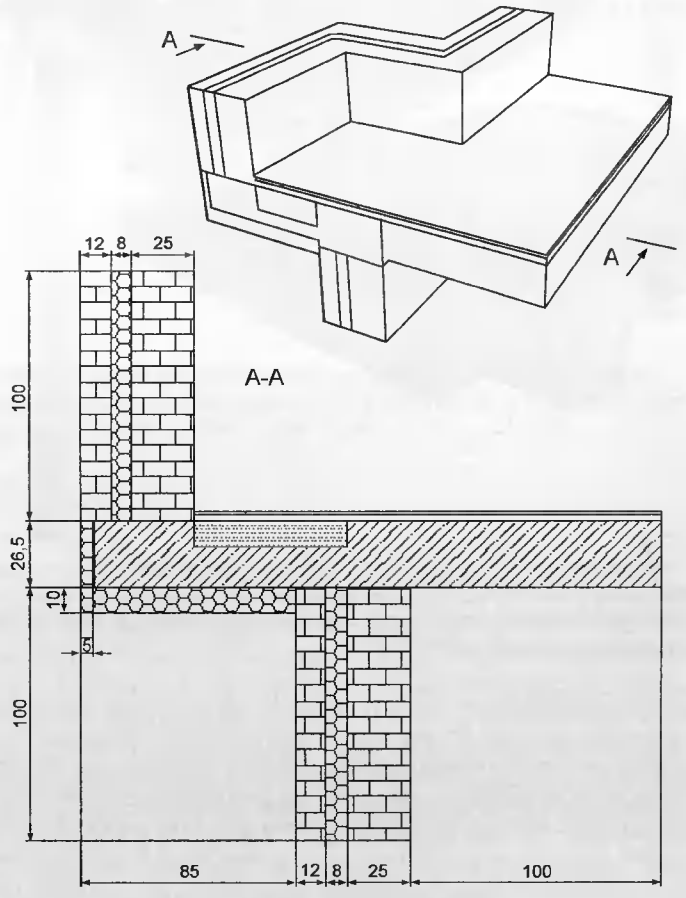
3. PROCEDURA DIAGNOSTYKI PRZEMARZANIA

Procedura diagnostyki przyczyn przemarzania, z użyciem obliczeń symulacyjnych programem TRISCO, jest następująca:

- 1) na podstawie projektu budynku sporządza się trójwymiarowy model geometryczny węzła konstrukcyjnego, w którym występuje przemarzanie,
- 2) przy użyciu programu TRISCO oblicza się minimalną temperaturę na wewnętrznej powierzchni przegrody w węźle konstrukcyjnym – θ_{min} ,
- 3) porównuje się tę temperaturę z temperaturą punktu rosy t_r , obliczoną wg PN-EN ISO 6946:1999 [5], przy przyjęciu parametrów powietrza w warunkach obliczeniowych powietrza wewnątrz pomieszczenia:
 - w przypadku pokoi mieszkalnych: $t_i = 20^\circ\text{C}$; $\varphi_i = 55\%$; $t_r = 10,7^\circ\text{C}$;
 - w przypadku łazienek: $t_i = 23^\circ\text{C}$; $\varphi_i = 55\%$; $t_r = 13,5^\circ\text{C}$;
 - w przypadku pomieszczeń w budynkach użyteczności publicznej: $t_i = 20^\circ\text{C}$; $\varphi_i = 45\%$; $t_r = 7,7^\circ\text{C}$,
- 4) jeśli spełniony jest warunek podany w wymaganiach [1] $\theta_{min} \geq t_r + 1$, to przegrody zostały prawidłowo zaprojektowane pod względem cieplnym i przyczyny przemarzania należy szukać w nieprawidłowym wykonaniu izolacji cieplnej. Natomiast jeśli warunek ten nie jest spełniony, co niestety często ma miejsce, węzeł konstrukcyjny należy dodatkowo docieplić (od strony zewnętrznej). Grubość warstwy docieplającej ustala się wykonując z reguły kilka obliczeń, tak aby doprowadzić do spełnienia warunku $Q_{min} \geq t_r + 1$,
- 5) w przypadku stwierdzenia, że przegrody zostały prawidłowo zaprojektowane pod względem cieplnym, sprawdzana jest poprawność wykonania izolacji cieplnej w węźle konstrukcyjnym. W tym celu w modelu węzła konstrukcyjnego materiał izolacyjny zastępuje się zaprawą betonową lub pustką powietrzną i przy użyciu programu TRISCO oblicza się ponownie minimalne temperatury na wewnętrznej powierzchni przegrody w nieprawidłowo wykonanym węźle konstrukcyjnym – Q_{min}'' i Q_{min}''' ,
- 6) w odniesieniu do temperatur Q_{min}'' i Q_{min}''' stosuje się punkt 4) niniejszej procedury,
- 7) w przypadku, gdy nawet przy złym wykonaniu izolacji cieplnej w węźle konstrukcyjnym temperatura na powierzchni wewnętrznej przegrody nie jest niższa od wymaganej, to ewidentną przyczyną przemarzania ściany jest zbyt wysoka, przewyższająca wartość obliczeniową, wilgotność względna powietrza w pomieszczeniu, spowodowana albo niedostateczną wentylacją, albo niewłaściwym użytkowaniem pomieszczenia. W takim przypadku nie ma potrzeby stosowania dodatkowego docieplenia węzła konstrukcyjnego. Należy zaznaczyć, że działania zmierzające do poprawy działania wentylacji, podejmowane przez administrację budynków mieszkalnych, w praktyce z reguły ograniczają się do zalecenia częstszego wietrzenia pomieszczeń przez otwieranie okien.

4. PRZYKŁAD ZASTOSOWANIA PROCEDURY

Program TRISCO zastosowano do przeprowadzenia symulacji przepływu ciepła w wycinku przestrzennym przegród zewnętrznych budynku – narożniku dolnym łazienki, zlokalizowanej w wykuszu [2]. W projekcie budynku znajdują się następujące rozwiązania konstrukcyjne (rys. 1).



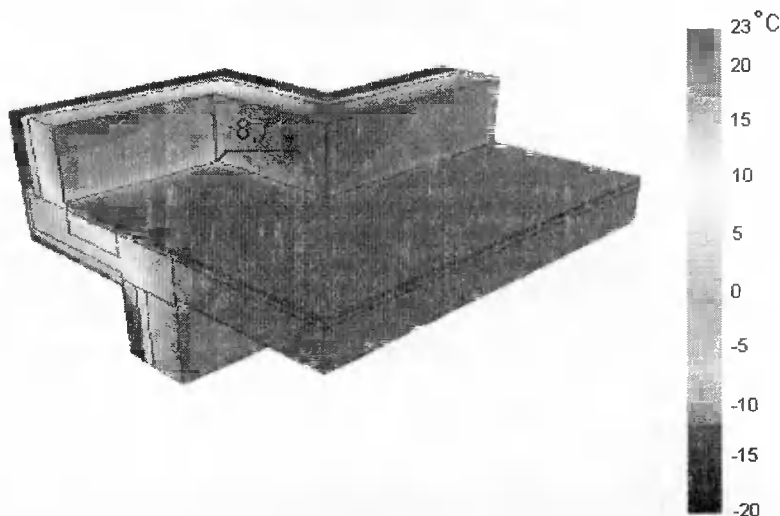
Rys. 1. Przekrój przez ścianę zewnętrzną w wykuszu
Fig. 1. Section à travers la paroi extérieure dans la saillie

Ściany zewnętrzne zaprojektowano jako trójwarstwowe, o następującym układzie warstw:

- konstrukcyjna - wykonana jako mur z cegły kratówki o grubości 25 cm,
- warstwa izolacji cieplnej - płyty ze styropianu o grubości 8 cm,
- elewacyjna - wykonana jako mur z cegły kratówki o grubości 12 cm.

W wykuszu ściany te opierają się na wspornikowej, żelbetowej płycie stropowej o grubości 26,5 cm. Dolna powierzchnia płyty została ocieplona styropianem o grubości 10 cm, a powierzchnia czołowa – pasem styropianu o grubości 5 cm. Takie usytuowanie

izolacji cieplnej w przegrodach powoduje przerwanie jej ciągłości w miejscu oparcia ściany zewnętrznej na wsporniku i stanowi liniowy mostek cieplny wzdłuż krawędzi dolnej ściany. Najniższa wartość temperatury na powierzchni wewnętrznej występuje w narożu wykuszu – w połączeniu dwóch ścian zewnętrznych i stropu. W warunkach obliczeniowych jest ona równa $8,7^{\circ}\text{C}$, co nie zabezpiecza przed wykraplaniem się pary wodnej – dla łazienek minimalna wartość tej temperatury, obliczona wg punktu 4 procedury, jest równa $14,5^{\circ}\text{C}$. Rozkład izoterm w połączeniu pokazany został na rysunku 2.



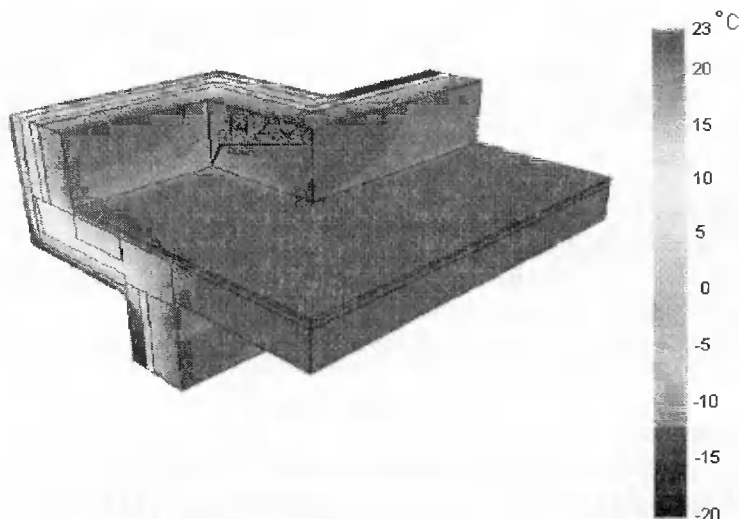
Rys. 2. Rozkład izoterm w narożniku dolnym wykusza łazienki przed dociepleniem

Fig. 2. Répartition des isothermes dans le coin inférieur de la saillie de la salle de bain avant la mise en place de revêtement calorifique

Dla likwidacji mostków cieplnych w węźle konstrukcyjnym niezbędne jest docieplenie od zewnątrz dolnego stropu i ścian zewnętrznych wykusza. Symulacyjne obliczenia komputerowe przeprowadzono przy przyjęciu następujących założeń:

- grubość warstwy docieplającej ze styropianu na powierzchni stropu wykusza 5 cm, co daje łączną grubość warstwy styropianu ocieplającej strop wykusza równą 15 cm,
- grubość warstwy docieplającej ze styropianu na powierzchni ściany wykusza 12 cm.

Po takim dociepleniu osiąga się wartość temperatury wewnętrznej powierzchni w narożniku ścian wewnętrznych i stropu wykusza równą $14,2^{\circ}\text{C}$, co praktycznie zabezpiecza przed wystąpieniem kondensacji pary wodnej dla wilgotności powietrza wewnętrznego $\phi \leq 55\%$. Dalsze zwiększenie grubości warstwy docieplającej uznano za niecelowe. Rozkład izoterm w połączeniu wspornikowej płyty stropowej ze ścianami zewnętrznymi wykusza po dociepleniu pokazany został na rysunku 3.



Rys. 3. Rozkład izoterm w narożniku dolnym wykusa łazienki po dociepleniu

Fig. 3. Répartition des isothermes dans le coin inférieur de la saille de la salle de bain après la mise en place de revêtement calorifique

5. PODSUMOWANIE

W przegrodach budowlanych nowoczesnych budynków energooszczędnych występują liniowe i punktowe mostki cieplne, wynikające z różnej przewodności cieplnej materiałów użytych do ich konstrukcji, skomplikowanego układu i kształtu warstw tych materiałów. Zakład Fizyki Ciepłej ITB dysponuje obecnie odpowiednimi narzędziami – programami i sprzętem komputerowym – umożliwiającymi precyzyjną diagnostykę przypadków przemarzania takich przegród. Przedstawiona procedura opiera się na obowiązującym kryterium kondensacji pary wodnej na powierzchniach przegród, wyrażonym w postaci warunku, aby minimalna temperatura na powierzchni była wyższa co najmniej o 1 K niż temperatura punktu rosy powietrza w pomieszczeniu. W pracach normalizacyjnych CEN proponuje się modyfikację tego kryterium z powodu efektu kondensacji kapilarnej, występującej już przy wilgotności względnej powietrza równej 80%, a w ekspertyzach spotyka się przypadki kondensacji pary wodnej i rozwoju pleśni na powierzchniach elementów budynków, których temperatura spełnia aktualne kryterium. Problem przemarzania przegród powinien w przyszłości stać się przedmiotem szeroko zakrojonych badań i analiz, ponieważ z dotychczasowych doświadczeń wynika, że w niektórych przypadkach dla uniknięcia przemarzania konieczne jest stosowanie grubszych warstw izolacji cieplnej, niż wynika to z wymagań ochrony cieplnej budynków [2].

LITERATURA

- [1] Geryło R., Młodziak D., Pogorzelski J.A., 2000. Wybrane problemy symulacji pól temperatury w Zakładzie Fizyki Ciepłej ITB. Prace ITB Warszawa.

- [2] ND-517/P/2000. Ekspertyza dotycząca prawidłowości wykonania izolacji cieplnej w budynkach mieszkalnych przy ul. Dembego 9 i Zaruby 12 w Warszawie.
- [3] Obwieszczenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 4 lutego 1999 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu rozporządzenia Ministra Gospodarki Przemysłowej i Budownictwa w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. 1999 Nr 15 poz. 140).
- [4] PN-EN ISO 10211-1:1998. Mostki cieplne w budynkach. Strumień cieplny i temperatura powierzchni. Ogólne metody obliczania.
- [5] PN-EN ISO 6946:1999. Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [6] TRISCO – computer program to calculate three-dimensional steady state heat transfer PHYSIBEL, 1998.

DIAGNOSTIC DES RAISONS DE CONDESATION DE LA VAPEUR D'EAU SUR LES SURFACES INTÉRIEURES DES PAROIS EXTÉRIEURES

Résumé

Dans la conférence ont été citées les raisons de condensation de la vapeur d'eau sur les surfaces intérieures des parois extérieures ainsi que ont été indiquées les endroits où cette condensation se produit dans les bâtiments nouveaux. Une méthode de diagnostic quelle raison fait la cause de la condensation superficielle a été présentée par la suite. Cette méthode est appliquée dans les expertises élaborées au Département Physique de Bâtiment de l'ITB. Dans cette méthode sont appliqué les calculs de simulation du transfert de chaleur dans les objets trois-dimensionnels. Ces calculs sont exécutés à l'aide du logiciel TRISCO. La description sommaire de ce logiciel a été présentée avec considération des principes de définition des limites des endroits appartenant aux ponts thermiques. Un exemple d'application de la méthode décrite dans une expertise de construction a été montré dans la conférence.

Mots clefs: bâtiments d'habitation, isolation thermique, ventilation, condensation superficielle, pont thermique, calculs de simulation

SKUTECZNOŚĆ NAPRAWY ZARYSOWANYCH ŚCIAN MUROWYCH ZA POMOCĄ ZBROJENIA SPOIN PRĘTAMI STALOWYMI

Jacek Kindracki¹, Sławomir Lelen²

¹Katedra Mechaniki Budowli
Wydział Nauk Technicznych Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego
ul. J. Heweliusza 10, 10-736 Olsztyn

²Katedra Technologii, Organizacji i Ekonomiki Budownictwa
Wydział Nauk Technicznych Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego
ul. J. Heweliusza 10, 10-736 Olsztyn

W artykule przedstawiono zagadnienie związane z naprawą zarysowanych ścian murowych za pomocą zbrojenia prętami stalowymi.

Słowa kluczowe: ściany murowe, zbrojenie spoin, skuteczność naprawy, zarysowania

1. WPROWADZENIE

Zarysowania i spękania to najczęstsze uszkodzenia ścian murowych. Przyczynami ich powstawania mogą być: ruchy podłoża, przeciążenie, temperatura, skurcz oraz wpływy dynamiczne i wyjątkowe. Uszkodzenia te wywołane są zazwyczaj kilkoma, wzajemnie powiązаныmi przyczynami i mogą doprowadzić do obniżenia wartości użytkowej budowli, a nawet do jej awarii.

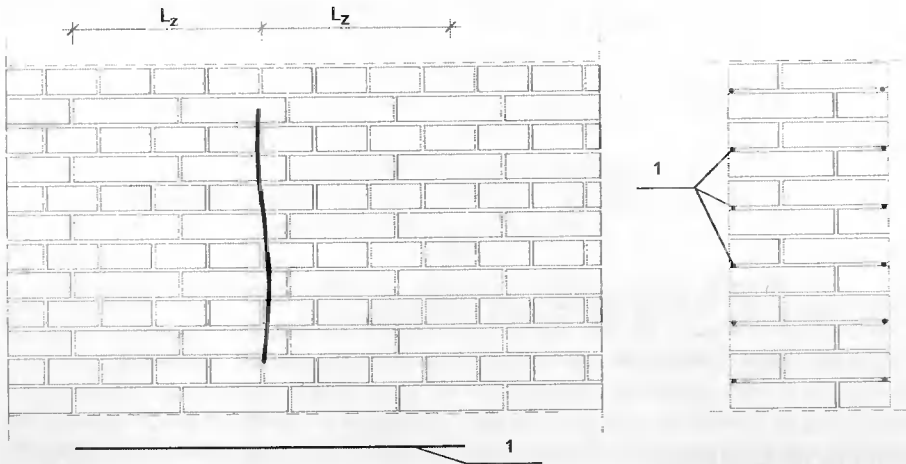
2. WYBRANE METODY NAPRAWY ZARYSOWANEGO MURU

Często usuwanie przyczyn wywołujących zarysowania i spękania jest nieopłacalne lub niemożliwe. Aby przeciwdziałać zarysowaniu i spękaniu murów, można zmienić sztywność budynku przez zastosowanie wieńców, gorsetów lub dylatacji, a także ingerować w schemat statyczny pracy konstrukcji, wywołując korzystniejsze przekazywanie sił na poszczególne elementy. Czasami zachodzi konieczność naprawy uszkodzonych elementów konstrukcji przez przemurowanie, iniektowanie rys oraz zbrojenie spoin [2].

3. METODĄ NAPRAWY ZA POMOCĄ ZBROJENIA

Zarysowane i spękane ściany murowe wzmacnia się między innymi przez zbrojenie spoin prętami stalowymi na zaprawie cementowej, przy czym ich średnica nie po-

winna przekraczać 10 mm ze względu na szerokość spoin i maksymalne wykorzystanie nośności pręta, wynikającej z przyczepności zaprawy oraz obwodu i długości pręta. Przed wzmocnieniem elementu za pomocą iniekcji wypełnia się zaprawą cementową wszystkie rysy i spękania, następnie usuwa tynk z obu stron ściany (co najmniej na 50 cm z obu stron pęknięcia lub rysy), usuwa zaprawę ze spoin na głębokość 2-3 cm (co najmniej z 2-3 spoin powyżej i poniżej rysy). Po dokładnym oczyszczeniu spoin i powierzchni ściany z resztek zaprawy i po zmyciu wodą, spoiny wypełnia się zaprawą cementową, co najmniej marki M-7, i wciska w nią pręty stalowe odpowiedniej długości (rys. 1). Pręty daje się nie rzadziej niż co trzecią spoinę. Po wciśnięciu prętów uzupełnia się zaprawę w spoinach, a po jej związaniu ścianę tynkuje się [3].



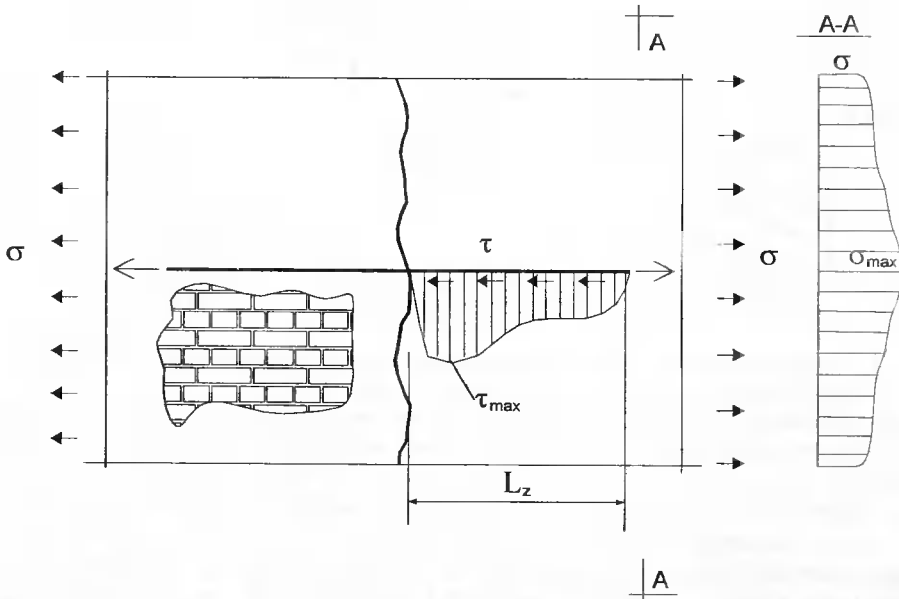
Rys. 1. Wzmocnienie ściany prętami stalowymi: 1 – pręt stalowy
Fig. 1. Reinforcement of wall with steel bars: 1 – steel bar

Spękaną ścianę można również zbroić prętami o konstrukcji spiralnej ze stali nierdzewnej, jak to jest stosowane w systemie wzmocnień firmy Helifix [1]. Specyficzna konstrukcja prętów zapewnia dużą wytrzymałość na rozciąganie ściany i jednocześnie dużą odkształcalność, pozwalającą na znaczne przemieszczenia konstrukcji. Pręty te, o średnicy 4,5 mm do 8 mm i długości 7 m, mogą być stosowane jako zbrojenie podłużne ścian. Wysoka wytrzymałość stali oraz unikatowy kształt zbrojenia w połączeniu z odpowiednim zaczynem zapewnia bardzo efektywny rodzaj wzmocnienia, przenoszący naprężenia rozciągające w murze, przy jednoczesnej znacznej odkształcalności konstrukcji. Staje się przez to mało wrażliwa na dalsze ewentualne przemieszczenia.

4. BADANIA NUMERYCZNE

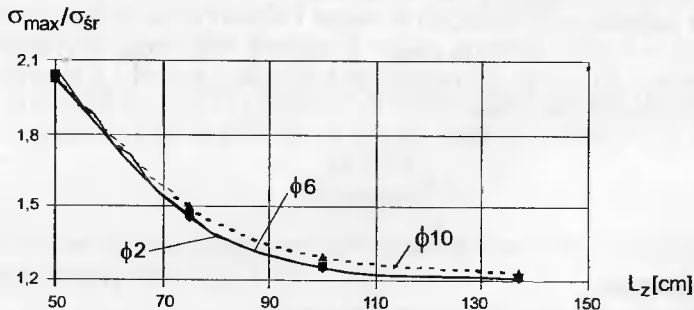
Opisane metody naprawy nie precyzują warunków doboru średnicy prętów (podane są tylko wartości graniczne, wynikające z grubości spoiny poziomej), jak i długości ich zakotwienia po obu stronach rysy.

W celu rozpoznania pracy naprawianego muru wykonano obliczenia numeryczne fragmentu poddanego poziomemu rozciąganiu (rys. 2).



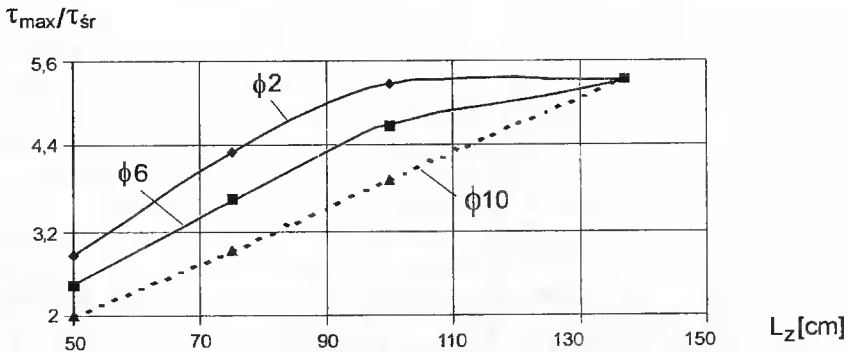
Rys. 2. Uproszczony model fragmentu muru wzmocnionego prętami
 Fig. 2. Simplified model of wall fragment reinforced with bars

Obliczenia przeprowadzono przy pomocy programu Robot, stosując mikromodelowanie uproszczone. Poszczególne komórki muru (cegły i spoiny) modelowano jako tarczki izotropowe, pracujące w płaskim stanie naprężenia. Stosowano prostokątne, izoparametryczne elementy ośmiowęzłowe. Przyjęto dla cegły $E = 2500 \text{ MPa}$ i $\mu = 0,11$, a dla zaprawy $E = 550 \text{ MPa}$ i $\mu = 0,20$. W obliczeniach zmieniano długość zakotwienia L_z zbrojenia i jego średnicę ϕ . Wyniki obliczeń przedstawiono na rysunkach 3 i 4.



Rys. 3. Zależność koncentracji poziomych naprężeń rozciągających w pionowym przekroju (według rys. 2) od długości zakotwienia L_z i średnicy ϕ prętów

Fig. 3. Dependency of concentration of horizontal tensile stress in vertical cross-section (in line with Fig. 2) on anchoring length L_z and diameter of bars ϕ



Rys. 4. Zależność koncentracji poziomych naprężeń stycznych w miejscu kontaktu prętów i zaprawy od długości zakotwienia L_z i średnicy ϕ prętów

Fig. 4. Dependency of concentration of horizontal tangential stress in the location of bar and mortar contact on anchoring length L_z and diameter of bars ϕ

Jak widać z rysunku 3, ze wzrostem długości zakotwienia L_z , niezależnie od średnicy prętów, następuje zmniejszenie koncentracji naprężeń σ_{max}/σ_{sr} w murze w pionowym przekroju A-A, usytuowanym na końcach prętów. Dla wartości $L_z \approx 100$ cm stosunek ten przyjmuje w przybliżeniu wartość 1,3. Przy mniejszej długości zakotwienia koncentracja naprężeń jest szczególnie niekorzystna, ze względu na możliwość powstania wtórnych rys pionowych w murze zaraz poza obszarem wzmocnionym. Z rysunku 3 wynika, że minimalna, bezpieczna długość zakotwienia L_z powinna w przybliżeniu wynosić co najmniej 100 cm, niezależnie od średnicy prętów.

Stosunek naprężeń stycznych τ_{max}/τ_{sr} w poziomym przekroju w miejscu kontaktu między prętem a zaprawą zwiększa się ze wzrostem długości L_z . Dla prętów o mniejszej średnicy występuje większa koncentracja naprężeń stycznych w pobliżu istniejącej rysy (rys. 4), co może spowodować wystąpienie rys ukośnych w murze lub utratę przyczepności między prętami i zaprawą.

Z rysunków 3 i 4 wynika, że zwiększanie długości zakotwienia wpływa korzystnie na koncentracje naprężeń rozciągających w murze i niekorzystnie na koncentracje naprężeń stycznych w miejscu kontaktu prętów z zaprawą. Przy ocenie przydatności zastosowania zbrojenia do napraw zarysowanych konstrukcji murowych autorzy proponują rozważyć następujące warunki:

$$\phi \geq \frac{\sigma \times h \times t}{2f_d} \quad (1)$$

gdzie:

- ϕ - średnica pręta,
- σ - poziome naprężenia rozciągające w murze,
- h - rozstaw między prętami według rysunku 2,
- t - grubość muru,
- f_d - wytrzymałość obliczeniowa stali,

$$L_z \geq 100 \text{ cm} \quad (2)$$

gdzie:

L_z - długość zakotwienia pręta po jednej stronie rysy (rys. 1),

$$\frac{\sigma \times h \times t}{2u_a \times L_z} \leq R \quad (3)$$

gdzie:

σ , h , t - jak we wzorze (1),

L_z - jak we wzorze (2),

u_a - obwód pręta,

R - wytrzymałość na wrywanie (w zależności od rodzaju pręta).

4. WNIOSKI

W przypadku napraw zarysowanych konstrukcji murowych za pomocą zbrojenia, jego minimalna długość zakotwienia po każdej stronie rysy nie powinna być krótsza niż $L_z = 100$ cm. Przy większych wartościach L_z , niezależnie od średnicy prętów, następuje redukcja naprężeń rozciągających w murze na końcu wzmacnianego obszaru i zmniejsza się prawdopodobieństwo wystąpienia pionowych rys wtórnych. Stosowanie prętów o mniejszej średnicy zwiększa koncentrację naprężeń stycznych na kontakcie pręta z zaprawą w pobliżu istniejącej rysy, co może powodować powstawanie rys ukośnych w tym miejscu.

LITERATURA

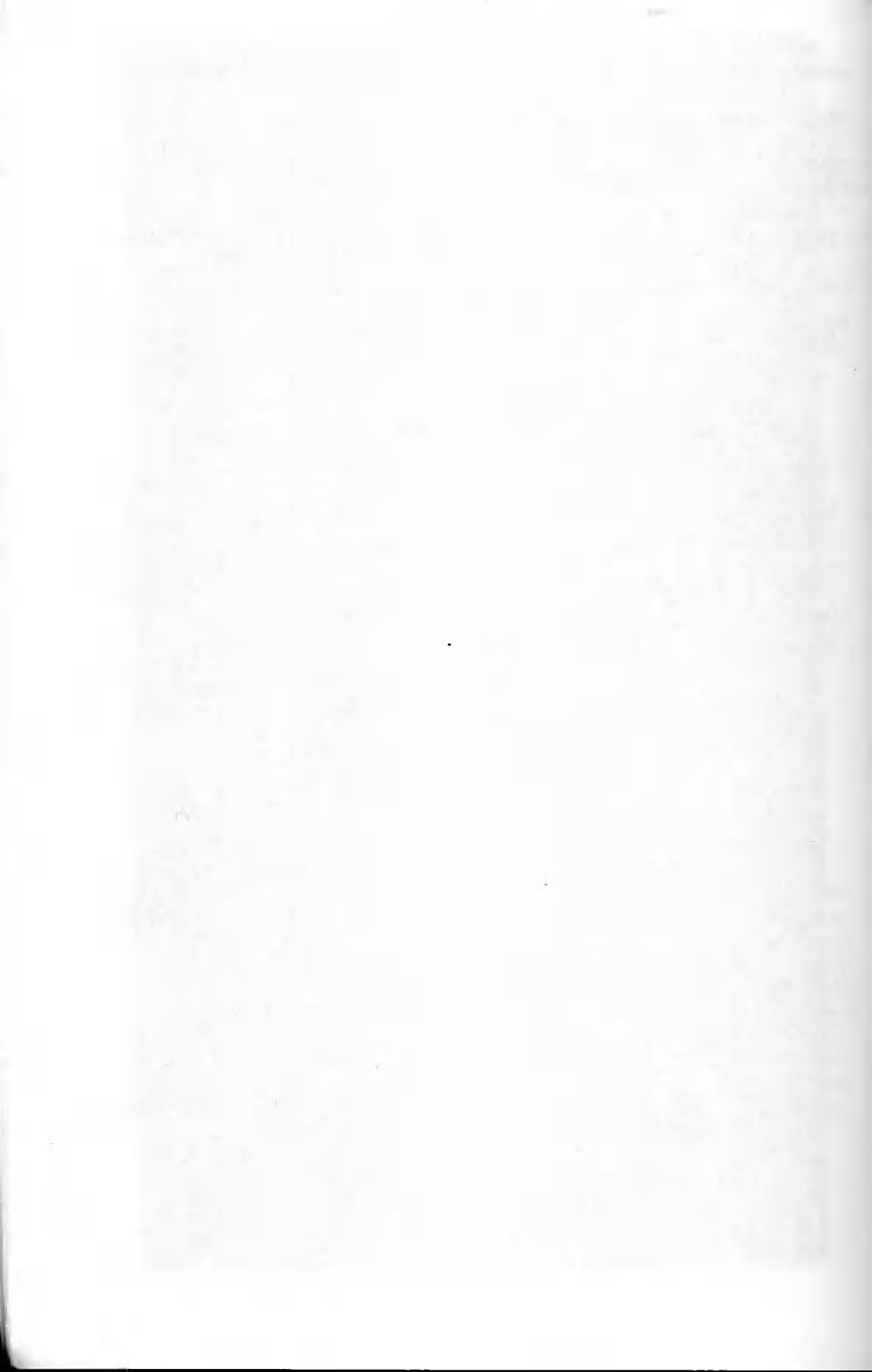
- [1] Katalog firmy HELIFIX, 1999. Systemy naprawy i wzmacniania konstrukcji murowych. Standardy naprawy. Budosprzęt Bytom.
- [2] Małyszko L., Orłowicz R., 2000. Konstrukcje murowe - zarysowanie i naprawy. Wyd. Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego w Olsztynie.
- [3] Zaleski S., 1997. Remonty budynków mieszkalnych. Poradnik. Arkady Warszawa.

REPAIR EFFECTIVENESS OF CRACKED BRICKWORK WITH STEEL BARS PLACED IN BRICKWORK JOINTS

Summary

The article covers problems connected with cracked brickwork repair using steel bars placed in brickwork joints.

Keywords: brickworks, reinforcement joints, effectiveness repaired, crackeds



METODY ZABEZPIECZANIA KONSTRUKCJI I PRZEGRÓD DREWNIANYCH PRZED DZIAŁANIEM OGNIĄ

Dorota Kram, Antoni Stachowicz

Zakład Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

Artykuł przedstawia wybrane możliwości zabezpieczania konstrukcji drewnianych przed działaniem ognia, podkreślając rozwiązania pozostające w zasięgu działań architektoniczno-budowlanych (omawia wybrane preparaty i okładziny ogniochronne).

Słowa kluczowe: konstrukcje drewniane, ochrona przeciwpożarowa, preparaty ogniochronne, okładziny ogniochronne

1. WSTĘP

Właściwości zastosowanych w obiekcie budowlanym materiałów konstrukcyjnych i wykończeniowych oraz zgromadzone w jego pomieszczeniach materiały decydują o ewentualnym zagrożeniu pożarowym czy też przebiegu pożaru.

Zgodnie z Rozporządzeniem MGPIB z 14 grudnia 1994 r. [5] w dziale VI – Bezpieczeństwo pożarowe – „budynek i urządzenia z nim związane powinny być zaprojektowane i wykonane w sposób zapewniający w razie pożaru:

- a) nośność konstrukcji przez założony czas,
- b) ewakuację ludzi,
- c) prowadzenie akcji ratowniczej oraz ograniczenie rozprzestrzeniania się pożaru w obiekcie i na sąsiednie obiekty”.

Obowiązujące w tym zakresie przepisy, kształtujące wymagania odnośnie elementów budynku, wydzielonych stref pożarowych, prowadzenia dróg ewakuacyjnych czy prowadzenia instalacji, nie są czytelne dla projektanta i nie nakreślają czytelnych zaleceń. Przepisy te (głównie normy) w zakresie ochrony przeciwpożarowej budynków normalizują głównie metodykę badań, natomiast producenci stosunkowo rzadko przy swych wyrobach formułują wytyczne projektowania w zakresie zabezpieczenia przeciwpożarowego.

2. ZABEZPIECZENIA PRZECIWPÓŻAROWE BUDYNKU

Ochrona przeciwpożarowa obiektu budowlanego (głównie jednak budynku) realizowana jest w trzech głównych kierunkach:

- a) **zabezpieczenia budowlane** – wynikające z przyjmowania rozwiązań głównie materiałowych tak elementów konstrukcyjnych i wykończeniowych, jak również z rozwiązań budowlano-architektonicznych;
- b) **zabezpieczenia techniczne** – wynikające z przyjęcia odpowiednich rozwiązań kłap oddymiających, drzwi przeciwpożarowych, sterowania dostępu powietrza, wydzielen dróg ewakuacyjnych, wydzielen stref pożarowych;
- c) **monitoring i walka z pożarem** – czujniki przeciwpożarowe, tryskacze, zraszacze, zasowy odcinające itp.

Budowlane zabezpieczenia ogniochronne realizowane są najczęściej przez:

- zabezpieczenie materiałów palnych, m.in. drewna, przed ogniem poprzez impregnację środkami ogniochronnymi,
- wykonywanie osłon z materiałów i elementów stanowiących bariery zabezpieczające przed ogniem materiały palne (np. płyty gipsowo-kartonowe czy płytki pęczniące),
- zabezpieczenie materiałami uszczelniającymi i okładzinowymi przejść instalacyjnych przed przenikaniem płomieni i produktów spalania przez otwory np. w stropach czy ścianach,
- stosowanie materiałów i elementów izolacyjnych, zapewniających odpowiednią nośność konstrukcji w drugiej fazie pożaru.

3. ZABEZPIECZENIE DREWNA PRZED DZIAŁANIEM OGNIĄ

Do zabezpieczania drewna stosowane są przede wszystkim dwie pierwsze metody: środki chemiczne i okładziny. Do zabezpieczania elementów konstrukcyjnych, których właściwości architektoniczne dodatkowo wymagają ekspozycji stosujemy chemiczne preparaty ogniochronne, które nie powodują ukrycia „rysunku usłojenia” drewna. Elementy drugorzędne lub nie wpływające na walory architektoniczne obiektu zabezpieczamy okładzinami np. z płyt gipsowo-kartonowych.

3.1. PREPARATY OGNIОCHRONNE

Obecnie stosowane w kraju środki ogniochronne dzieli się na cztery grupy rodzajowe:

- I. Masy uniepalniające (np. ANTYFLAM WERIZOL),
- II. Środki stosowane w postaci emulsji wodnych (np. MOWICHRON),
- III. Środki lakiernicze, zabezpieczające drewno do I stopnia palności (np. UNIPAL C i N),
- IV. Środki solne stosowane w postaci stężonych roztworów wodnych, działających skutecznie tylko w metodach ciśnieniowych (np. FUNGITOX NP.) [4].

Środki ogniochronne, z uwagi na skład chemiczny i wynikający stąd sposób działania, można podzielić na trzy grupy [3] (tab. 1).

Zabezpieczenie elementów budowlanych chemicznymi środkami ogniochronnymi uzyskuje się:

- w przypadku lakierów – technikami malarskimi;
- w przypadku pozostałych środków poprzez:
 - kilkakrotne smarowanie lub natrysk,
 - 2-, 3-dniowe kąpiele elementów w roztworze,
 - ciśnieniowe nasycanie elementów.

Tabela 1. Preparaty ogniochronne i ich właściwości – wady i zalety

Table 1. Chemical preparations and their characteristics – advantages and disadvantages

Mechanizm działania ochronnego	Związki i preparaty	Zalety i wady
wytwarzanie w podwyższonej temperaturze gazowych powłok ochronnych z gazów niepalnych; zdolność do związania się ze strukturą polimeru i przekształcania go w postać trudno zapalną	związki amonowe, halogenowe (Br, Cl, F), siarczany organiczne	Zalety: skuteczne zapobieganie rozprzestrzenianiu się płomienia, łatwość wprowadzania; Wady: łatwa wymywalność, niska trwałość, wydzielanie w procesie palenia dużej ilości toksycznych gazów
hamowanie wzrostu temperatury cząstek lignocelulozowych dzięki wydzielaniu ciepła topnienia; wytworzenie węglowej warstwy ochronnej oraz pian izolacyjnych	związki boru (kwas borowy), polifosforany, pochodne fosforowe, kwas wolframowy, spoiwa mineralne	Zalety: bardzo skuteczne działanie ochronne przez podwyższenie temperatury zapalenia materiału i obniżenie ilości wydzielającej się energii cieplnej; Wady: w przypadku fosforanów wywieranie znacznego wpływu na właściwości materiałów oraz niekorzystny przebieg reakcji spalania w kierunku wytwarzania toksycznego tlenku węgla
działanie łączące cechy obu wyżej podanych grup	fosforany amonu, polifosforany amonu, borany amonu, połączenie fosforanów z moczniakiem, melaniną, biuretem	Zalety: najskuteczniejsze wielostronne działanie; Wady: łatwa wymywalność, wytwarzanie dużej ilości toksycznych gazów, szczególnie w przypadku układów fosforanowych

Wybór metody nasycania zależy od konkretnego środka, wymiarów elementów i przyjętego celu zabezpieczenia. Efektywność przyjętej metody zabezpieczenia wzrasta w zależności od przyjętej technologii, w kolejności ich wymienienia, jednak w tych samych relacjach wzrasta koszt takiego zabezpieczenia. Smarowanie konstrukcji wykonywane jest najczęściej na budowie, kąpiele i metody ciśnieniowe wymagają nieco bardziej przygotowanego zaplecza, stąd najczęściej spotykane są w wytwórniach elementów drewnianych. Dodatkowo przewagą ciśnieniowego (wglębnego) zabezpieczania drewna jest to, że może ono być poddawane wtórnej obróbce, w przeciwieństwie do środków nanoszonych powierzchniowo, które są powłokami.

Obecnie na rynku jest wiele preparatów ogniochronnych, wśród nich można wymienić: AMARVIN – system uniepalniający, ANTYFLAM WERIZOL, ANTY-PAL, DREWNOSOL 3, FIRECLEAR, FOBOS M-2, FOBOS M-2F, FUNGITOX NP., KROMOS-796, OGNIOCHRONDREW, SUPONID, TOPCOAT S, UNIPAL – system uniepalniający [4].

Poniżej przedstawiono wybrane charakterystyki kilku preparatów obecnych na naszym rynku (tab. 2).

Tabela 2. Wybrane preparaty ogniochronne i ich właściwości
Table 2. Selected chemical preparations and their characteristics

	Nazwa handlowa			
	FIRECLEAR	FOBOS M-2F	KROMOS	OGNIOCHRON
Rodzaj środka	lakier	impregnat solny rozpuszczalny w wodzie	lakier chemoutwardzalny	impregnat solny rozpuszczalny w wodzie
Materiał chroniony	drewno budowlane, płyty laminowane lub lakierowane, sklejka, boazeria, posadzki	drewno budowlane, sklejka, drewno dekoracyjne (np. boazeria)	drewno budowlane nieekspozowane, płyty wiórowe, sklejka	drewno budowlane nieekspozowane, sklejka
Miejsce stosowania	wewnątrz budynku	wewnątrz budynku	wewnątrz budynku	wewnątrz budynku
Zalecenia	nadaje się do pomieszczeń mieszkalnych; po użyciu konieczne wentrowanie do zaniku specyficznego zapachu	nadaje się do pomieszczeń mieszkalnych; impregnowane drewno nie powinno się stykać z żywnością	nadaje się do pomieszczeń mieszkalnych; po użyciu konieczne wentrowanie do zaniku specyficznego zapachu	nadaje się do pomieszczeń mieszkalnych; impregnowane drewno nie powinno się stykać z żywnością
Sposób nanoszenia na powierzchnię chronioną	pędzlem, wałkiem, natryskiem pneumatycznym lub hydrodynamicznym	pędzlem, wałkiem, natryskiem pneumatycznym, metodą ciśnieniową	pędzlem, wałkiem, natryskiem pneumatycznym	pędzlem, natryskiem pneumatycznym metodą kąpieli lub ciśnieniową
Rezultat	materiał trudno zapalny (sklejka, płyty wiórowe) i materiał niezapalny (drewno)	materiał trudno zapalny - kilka pokryć, materiał niezapalny przy metodzie ciśnieniowej	materiał trudno zapalny - 1 pokrycie; materiał niezapalny - 3 pokrycia	materiał niezapalny - kilka pokryć

3.2. OGNIOCHRONNE MATERIAŁY PŁYTOWE

W drewnianym budownictwie szkieletowym, z uwagi na specyfikę samej przegrody (ściany, stropu), oprócz stosowania preparatów ogniochronnych, w naturalny sposób wyłoniła się kolejna technika zabezpieczania elementów drewnianych – za pomocą okładzin z płyt. Jednak o odporności ogniowej ściany ze szkieletem drewnianym decydują: rodzaj okładzin oraz rodzaj i jakość ułożenia materiałów w polach szkieletu.

Zadanie „okładzinowe” materiału ogniochronnego dobrze spełniają płyty gipsowo-kartonowe, popularnie nazywane również suchymi tynkami gipsowymi. Są one stosowane jako bezpośrednie okładziny lub podwieszane sufity, pełniące funkcje dekoracyjne i ogniochronne.

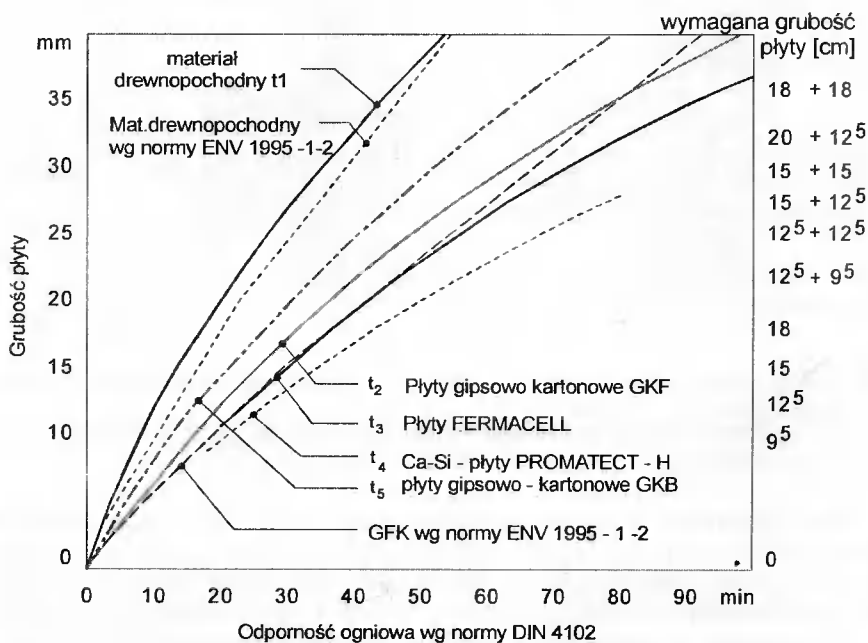
W trakcie pożaru karton na powierzchni płyty zwęglą się i spala w miejscu działania ognia, nie rozprzestrzenia jednak płomienia po powierzchni elementu. Właściwości płyt gipsowo-kartonowych znacznie poprawiają się przy zastosowaniu płyt z gipsowym rdzeniem, wzmocnionym ciętym włóknem szklanym.

Na polskim rynku obok siebie funkcjonują podobne systemy płyt gipsowo-kartonowych, tj. Rigips, Knauff, Lafarge Nida Gips.

Przykładowo, Lafarge Nida Gips proponuje przebadane przez Zakład Badań Ogniowych ITB w Warszawie konstrukcje z płyt ogniochronnych GKF o grubości 15 mm i 12,5 mm. Ich izolacyjność i odporność ogniowa wynosi odpowiednio 30, 60 lub 120 minut w zależności od rodzaju konstrukcji ścianek działowych.

W budynkach o wysokim stopniu zagrożenia pożarowego dobrym rozwiązaniem jest ścianka działowa złożona z podwójnej warstwy płyt gipsowo-kartonowych GKF grubości $2 \times 12,5$ mm. Ścianka zbudowana jest na konstrukcji nośnej z krawędziaków drewnianych 60×60 , których wypełnienie stanowi wełna mineralna grubości 50 mm. Przy wykorzystaniu konstrukcji z profili stalowych CW 50 i UW 50 należy stosować wełnę szklaną grubości 40 mm i gęstości 15 kg/m. Tak zbudowane ścianki działowe osiągają klasę odporności ogniowej F2, co oznacza, że spełniają wymagania ochrony przed ogniem, a ich szczelność i izolacyjność ogniowa jest nie mniejsza niż 2 godziny.

Rozwiązania tego rodzaju można znaleźć w podstawowych katalogach systemów płyt gipsowo-kartonowych, a ich izolacyjność ogniowa będzie zależała od konstrukcji płyty, jej składu i grubości. Na poniższym wykresie zestawiono odporność ogniową przegród wykończonych płytami gipsowo-kartonowymi różnej „konstrukcji” (rys. 1).

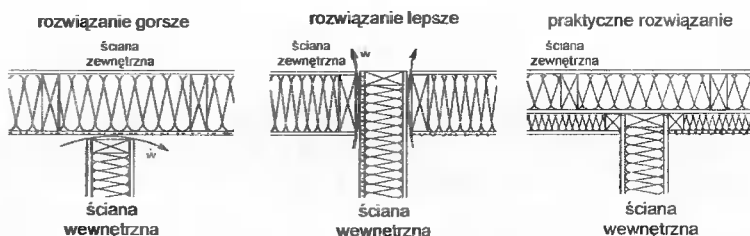


Rys. 1. Odporność ogniowa elementów drewnianych obłożonych zwykłymi płytami gipsowo-kartonowymi [1]

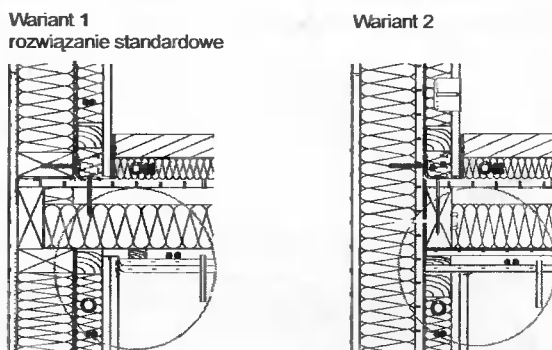
Fig. 1. Fire protection of wooden elements faced by plaster boards [1]

3.3. „OGNIOCHRONNE” PROJEKTOWANIE

Omówione powyżej dwa zasadnicze sposoby zabezpieczania odzwierciedlają miarę odporności ogniowej konstrukcji drewnianej z uwagi na stan graniczny nośności. Kolejnym istotnym kryterium odporności ogniowej w budownictwie szkieletowym jest **stan graniczny szczelności ogniowej** (w tym stanie element przestaje spełniać funkcję oddzielającą na skutek: odpadnięcia od konstrukcji lub powstania pęknięć i szczelin, przez które przenikają płomienie lub gorące gazy).



Rys. 2. Rozwój konstruowania 'szczelniejszych' przegród szkieletowych [1]
Fig. 2. Evolution in the construction of 'tight' skeleton partitions [1]



Rys. 3. Rozwój konstruowania 'szczelniejszych' przegród szkieletowych na przykładzie połączenia ściany zewnętrznej i stropu [1]

Fig. 3. Evolution in the construction of 'tight' skeleton partitions, illustrated by external wall and floor connection [1]

Samej konstrukcji drewnianej można przypisać odpowiednią klasę odporności ogniowej dopiero wtedy, gdy jej poszczególne fragmenty wykazują jednakową odporność. Jest to niestety bardzo trudne do zrealizowania, gdyż oprócz elementów drewnianych o różnicowanych przekrojach (belek głównych, usztywniających czy płatwi) w konstrukcji takiej występuje szereg łączników stalowych, mało odpornych na ogień. "Odporność ogniową samego łącznika ocenia się na około 15 minut" [2]. Stąd w konstrukcjach drewnianych w wielu wypadkach wydaje się bardziej celowe stosowanie tzw. systemów podwójnych stężeń, gdyż zniszczenie jednego stężenia nie spowoduje zniszczenia całej konstrukcji. Duże znaczenie dla odporności ogniowej całego ustroju ma sposób łączenia jego poszczególnych elementów. Odnosi się to szczególnie do połączeń belki ze ścianą lub słupem. Jak już wspomniano, ze względu na małą odporność stosowanych łączników należy unikać połączeń „wiszących”, np. na tzw. „buta”. Zaleca się chowanie łączników i blach węzłowych wewnątrz konstrukcji. W złączach typu sworzniowego, ze względu na szybki przepływ ciepła w głąb łączników, celowe jest głębsze ich wpuszczenie w wywiercone otwory i zabezpieczenie „zatyckami” z drewna, korka lub innego materiału o małej przewodności cieplnej.

Dobre efekty daje obijanie połączeń okładzinami z płyt gipsowo-kartonowych (co spotyka się rzadko), a nawet sklejką lub płytami z materiałów drewnopochodnych nasycanych roztworami ogniochronnymi. Zabiegi te pozwalają podnieść odporność ogniową złącza o około 0,5 h [2]. Natomiast mało skuteczna jest bezpośrednia impregnacja połączenia.

4. PODSUMOWANIE

Zabezpieczanie konstrukcji drewnianych przed działaniem ognia jest złożonym zadaniem dla projektantów i wykonawców. Niestety, mimo szerokiej gamy rozporządzeń i norm w zakresie badań, brak jest zaleceń konstrukcyjnych, wytycznych konstruowania typowych rozwiązań, po prostu unormowań w zakresie projektowania i wykonawstwa. Ta sytuacja zmusza projektanta do wykorzystywania zaleceń norm obcych.

LITERATURA

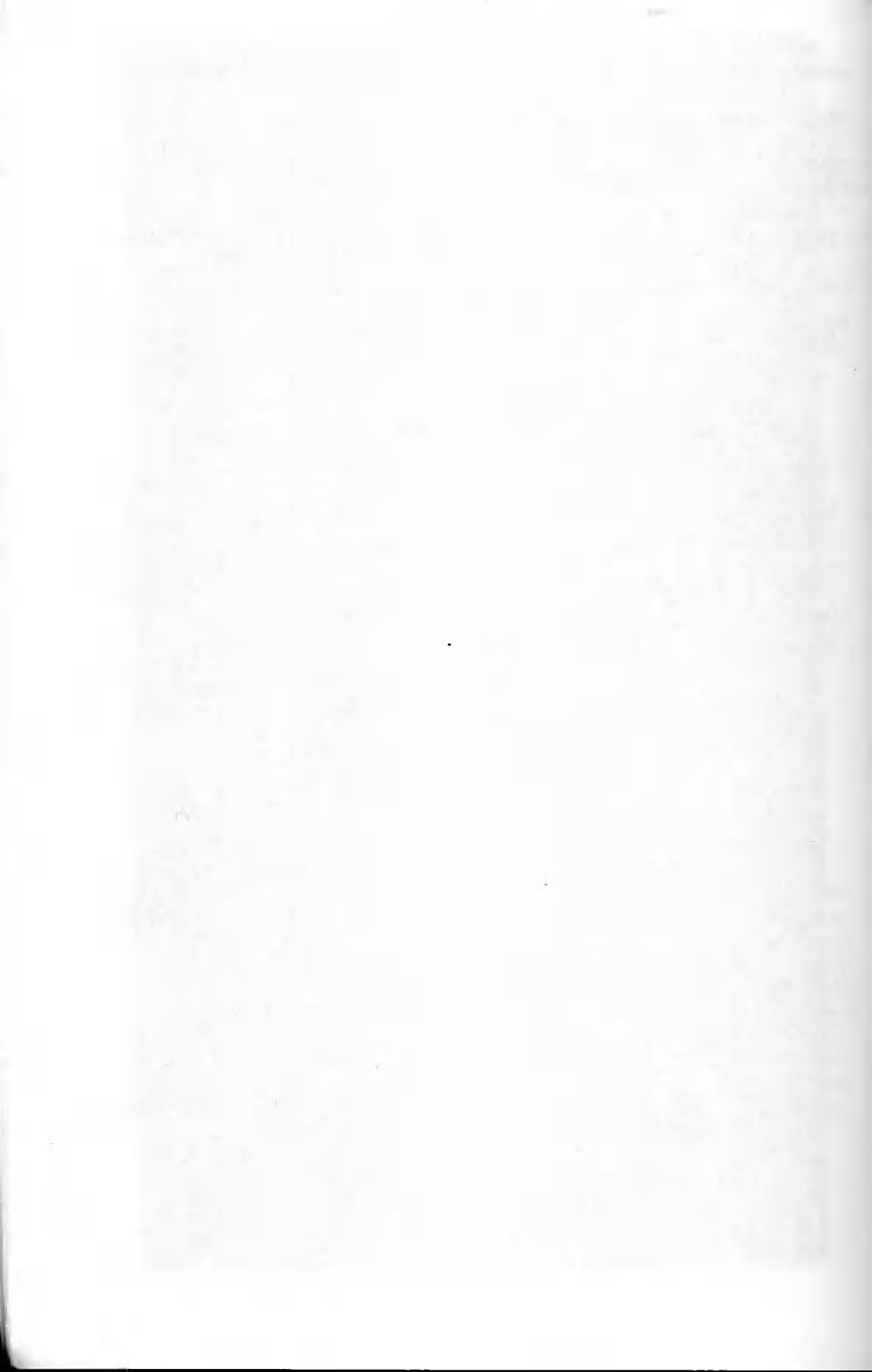
- [1] 8. Brandschutz-Tagung, 1998. BRANDSCHUTZ im mehrgeschossigen Holzbau Sicher planen - Sicher bauen Nürnberg 2. Mai 1998. Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V.
- [2] Kosiorek M., Pogorzelski J.A., Laskowska Z., Pilich K., 1988. Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych. Arkady Warszawa.
- [3] Kozarski P., 1995. Preparaty ogniochronne. Murator 10.
- [4] Kozarski P., 2000. Ochrona drewna i innych materiałów przed ogniem. Renowacje.
- [5] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz.U. z 1999 r. Nr 15 poz. 140).
- [6] Skaźnik M., 1999. Ochrona przeciwpożarowa – poradnik. Zakres stosowania technicznych zabezpieczeń budowlanych w budynkach i budowlach wynikających z obowiązujących przepisów oraz norm. Mercor.

METHODS FOR PROTECTION OF TIMBER STRUCTURES AND BUILDING BARRIERS AGAINST FIRE

Summary

The paper presents methods for protection of timber structures against fire. Architectonic and building solutions, e.g. chemical treatment and fire resistance facing are stressed in the paper.

Keywords: wooden constructions, fire protection, chemical preparations, fire resistance facing



OCENA STOPNIA ZUŻYCIA BUDYNKÓW MUROWYCH

Sławomir Leleń¹, Roman Orłowicz²

¹Katedra Technologii, Organizacji i Ekonomiki Budownictwa

²Katedra Budownictwa Ogólnego

Wydział Nauk Technicznych

Uniwersytet Warmińsko-Mazurski

10-736 Olsztyn, ul. J. Heweliusza 10

W artykule przedstawiono dotychczasowe metody określania stopnia technicznego zużycia elementów budynków murowych, używane przez rzeczoznawców majątkowych. Omówiono błędy w szacowaniu tych wartości, mogące wynikać z bezkrytycznego stosowania popularnych wzorów. Zaproponowano kilka nowych sposobów rozwiązania tego zagadnienia.

Słowa kluczowe: zużycie techniczne, błędy szacowania, budynki murowe

1. WPROWADZENIE

Rzeczoznawcy majątkowi, określając wartość budynków murowych metodą odworzeniową, stopień technicznego zużycia ustalają posługując się kilkoma znanymi metodami [6]. Stosowanie tych metod budzi wiele kontrowersji. Wynikają one głównie z faktu, iż w rozważaniach zakłada się okres trwałości poszczególnych elementów lub całego budynku nie wnikając w rzeczywiste symptomy zużycia. Poprawne ustalenia stopnia technicznego zużycia można określić na podstawie analizy statystycznej, opartej na stochastycznej bazie informacji [5]. Analiza ta, chociaż pozwala uzyskać miarodajne wyniki, jest zbyt pracochłonna i skomplikowana. Prostsza w zastosowaniu jest metoda polegająca na określeniu ilości powstałych uszkodzeń. Również i ta metoda nie obrazuje rzeczywistego stopnia zużycia budynku. Związane jest to z tym, iż stopień technicznego zużycia identyfikuje się ze stopniem uszkodzenia budynku (zarysowania, degradacja materiałów itd.). Uszkodzenia te powodują tylko zmianę nośności konstrukcji budynku, ale nie mogą bezpośrednio charakteryzować stopnia jego zużycia.

2. ZUŻYCIE BUDYNKU JAKO SKUTEK UTRATY NOŚNOŚCI POSZCZEGÓLNYCH ELEMENTÓW

Według najczęściej stosowanej przez rzeczoznawców majątkowych metody, do określenia stopnia zużycia budynków stosuje się zależność typu:

$$S_z = \frac{75t(t+T)}{2T^2} \quad [\%] \quad (1)$$

Wzór ten, oprócz wieku budynku t i całkowitego okresu użytkowania T , nie zawiera żadnej informacji o mechanizmie jego zużycia. Nie uwzględnia również specyfiki zużycia się poszczególnych materiałów, z których wykonano konstrukcję budynku. Kolejny wzór (2) uwzględnia już to, że budynek stanowi zespół elementów konstrukcyjnych. Jednak poszczególne elementy różnicowane są za pomocą kosztów ich odtworzenia, a nie ich znaczenia dla bezpieczeństwa i trwałości całego budynku.

$$\dot{S}_z = \sum_{i=1}^n \frac{S_{zi} \cdot a_i}{100} \quad (2)$$

gdzie:

- S_z - ważony stopień zużycia budynku,
- S_{zi} - stopień zużycia i -tego elementu scalonego, wyznaczony przez rzeczoznawcę majątkowego,
- a_i - procentowy udział wartości i -tego elementu w koszcie całego budynku – przyjmuje się go z materiałów źródłowych lub wyznacza go rzeczoznawca majątkowy po sporządzeniu wyceny poszczególnych elementów budynku w stanie nowym,
- n - liczba elementów scalonych.

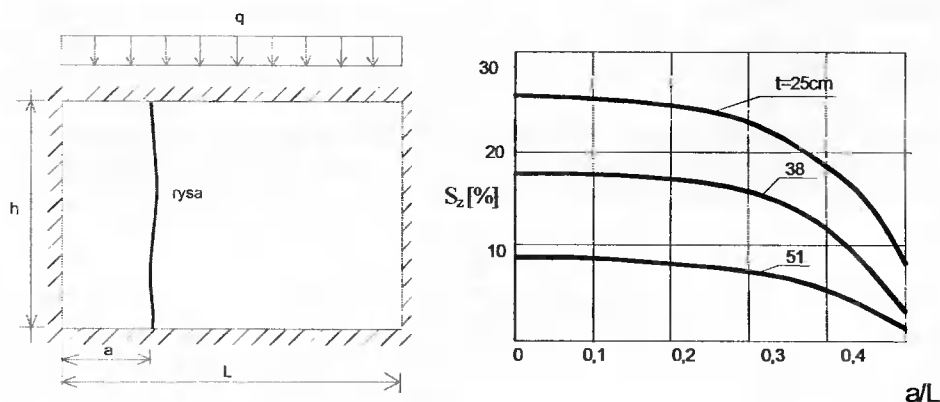
Powszechnie stosowanym sposobem oceny zużycia budynku jest również ocena technicznych oznak zużycia poszczególnych elementów i porównanie tych oznak z określonymi w normach tabelami. Tabele te, w zależności od rodzaju i ilości charakterystycznych dla danego materiału oznak zużycia, determinują procentowy stopień zużycia wykonanego z tego materiału elementu budynku. Takie tabele sporządzane są dla ścian, stropów, słupów i innych części konstrukcyjnych i wykończeniowych budynku. Poniżej podana tabela 1 dotyczy oceny stanu zużycia ścian murowanych.

Mimo tak dokładnie rozpisanych oznak zużycia przykładowej ściany murowej, łatwo o pomyłkę podczas oceny jej stopnia zużycia. Przykładem tego może być zarysowanie pionowe ścian nośnych podpartych u góry i u dołu, usztywnionych wzdłuż obu krawędzi pionowych. Zarysowania te powodują zmianę smukłości, a w konsekwencji – i wytrzymałości ściany. Zmniejszenie nośności ścian o różnej grubości t w zależności od usytuowania pojedynczej pionowej rysy przedstawia rysunek 1. Dane uzyskano prowadząc obliczenia według wymogów normy [3].

Tabela 1. Zużycie ścian murowych

Table 1. Brickwork wear

Oznaki zużycia	Ocena ilościowa	Zużycie [%]
Pojedyncze zarysowania, odpryski	Szerokość rozwarcia rys do 1 mm	0-10
Głębokie zarysowania, zwietrzenie spoin oraz miejscowe odpadanie tynku	Szerokość rozwarcia rys do 2 mm i głębokości do 1/3 grubości ściany, zniszczenie spoin na głębokość do 1 cm na powierzchni do 10%	11-20
Rozwarstwienie i odpadanie tynku ścian, gzymsów i nadproży. Zwietrzenie spoin i osłabienie muru, wypadanie pojedynczych cegieł, zarysowanie gzymsów, nadproży, zawilgocenie powierzchni ścian	Głębokie zniszczenie spoin do 2 cm na powierzchni do 30%. Szerokość rozwarcia rys więcej niż 2 mm	21-30
Masowe odpadanie tynku, zwietrzenie spoin i osłabienie ścian muru, gzymsu, nadproży z wypadaniem pojedynczych cegieł, wystąpienie śladów soli i wilgoci	Głębokość zniszczenia spoin do 4 cm na powierzchni do 50%	31-40
Pęknięcia nadproży, pasów podokiennych, wypadanie cegieł, nieznaczne odchylanie od pionu, wybrzuszenie ścian	Odchylenie ściany od pionu w granicach przemieszczania więcej niż 1/200 jego wysokości, wybrzuszenie ściany do 1/200 długości zdeformowanego odcinka	41-50
Masowe rosnące spękania, osłabienie oraz częściowe zniszczenie muru, wyraźne wybrzuszenie ścian	Wybrzuszenie z wygięciem więcej niż 1/200 długości zdeformowanego odcinka	51-60
Miejscowe całkowite zniszczenie muru	-	61-70

Rys. 1. Zmiana nośności ściany murowej zarysowanej w stosunku do ściany niezarysowanej o wymiarach $h \times L = 2,5 \times 3,3$ m i grubości t , w zależności od położenia a/L rysy pionowejFig. 1. Change of load capacity of cracked brickwork compared to non-cracked brickwork, dimension $h \times L = 2.5 \times 3.3$ m and thickness t , depending on vertical crack a/L placement

Z analizy porównawczej przedstawionych zależności i wartości S_z podanych w publikacjach [1, 6] wynika, że ocena stopnia zużycia konstrukcji tylko na podstawie objawów uszkodzeń (stopnia zarysowania) nie jest miarodajna.

Według metody stanów granicznych, zużycie elementów konstrukcyjnych (fundamentów, ścian, stropów, schodów) jest skutkiem utraty ich nośności lub możliwości ich użytkowania. W związku z tym, stopień zużycia poszczególnych elementów, zdaniem autorów pracy [2], może być określony według następującego wzoru:

$$S_z = \frac{N_0 - N_t}{N_0 - N_T} \quad [\%] \quad (3)$$

gdzie:

N_0 - nośność elementu początkowa, określona dla $t = 0$, na podstawie założeń projektowych,

N_t - nośność elementu w okresie $0 < t < T$,

N_T - nośność elementu graniczna w momencie $t = T$.

Wartość N_t określa się według odpowiednich norm, z uwzględnieniem zmian w czasie właściwości zastosowanych materiałów i uszkodzeń konstrukcji. Wartość N_T , jak i całkowity okres użytkowania T mogą być wyznaczone jedynie w przybliżeniu, np. metodą prognozowania. W związku z tym, zamiast wzoru (3) proponuje się zależność:

$$S_z = 1 - \frac{N_t}{N_0} \quad [\%] \quad (4)$$

według której przebieg stopnia zużycia elementu określa się w odniesieniu do jego początkowej wytrzymałości N_0 .

Przy zastosowaniu metody zużycia poszczególnych elementów według wzoru (2) zakłada się, że wpływ ich zużycia na nośność budynku jest równorzędny. W rzeczywistości jednak zużycie to w różnym stopniu wpływa na nośność budynku. Na przykład zużycie ściany nośnej na parterze ma większy wpływ na stan techniczny całego budynku niż zużycie ściany na wyższej kondygnacji. Ponadto budynki murowe pracują jako układ przestrzenny, gdzie zniszczenie pojedynczego elementu powoduje redystrybucję sił wewnętrznych. W związku z tym, do określenia stopnia zużycia budynku jako zbioru „n” poszczególnych konstrukcji bardziej miarodajnym może być następujący wzór:

$$S_z = \frac{\sum_{i=1}^n A_i N_{ti}}{\sum_{i=1}^n A_i N_{0i}} \quad (5)$$

gdzie:

N_{ti}, N_{0i} - nośność i-go elementu jak we wzorze (3),

A_i - powierzchnia obciążenia na i-ty nośny element konstrukcyjny,

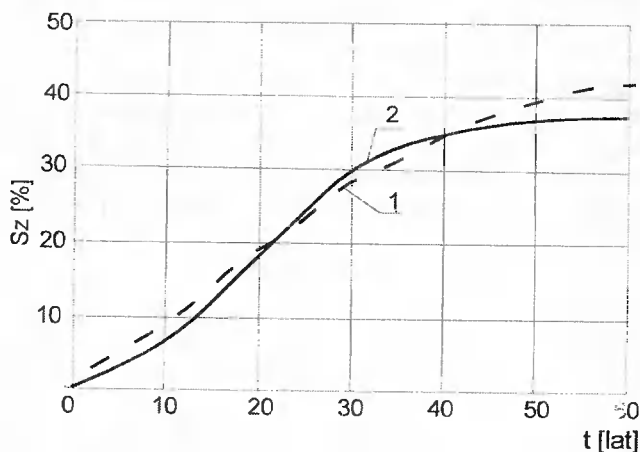
n - ilość ocenionych elementów w budynku.

Zużycie elementów nośnych, którym odpowiadać będzie największa powierzchnia obciążenia A_i , będzie stanowiło zagrożenie dla nośności całego budynku. Ustalenie zapasu nośności tych elementów powinno stanowić priorytetowe zadanie podczas ustalania stopnia zużycia całego budynku.

3. PRZYKŁADY OKREŚLENIA ZUŻYCIA WYBRANYCH ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH

Stopień zużycia poszczególnych elementów konstrukcyjnych zależy od ich wrażliwości na oddziaływanie czynników eksploatacyjnych. A więc, przy ocenie zużycia budynku jako całości, trzeba brać pod uwagę, że trwałość i przebieg zużycia jego elementów może mieć zróżnicowany charakter. Zależności typu (4) mogą być ustalone za pomocą analizy teoretycznej, opartej na doświadczalnych danych o charakterze zmian w trakcie eksploatacji cech materiałów i uszkodzeń konstrukcji.

Rysunek 2 przedstawia niektóre wyniki, przeprowadzonych przez autorów obliczeń stopnia zużycia nośnych zewnętrznych ścian murowanych i stropów żelbetowych.



Rys. 2. Przebieg stopnia zużycia S_z ścian murowanych (1) i stropów żelbetowych (2)

Fig. 2. Course of brickwork (1) and reinforced concrete floor (2) wear degree S_z

W pierwszym przypadku brano pod uwagę, że przy eksploatacji ścian w środowisku agresywnym następuje degradacja elewacji, która ma charakter zwołniony. Do opisanego tego procesu zastosowano wzór:

$$\delta_t = \delta_{\max} [1 - \exp(-\lambda t)] \quad (6)$$

w którym przyjęto, że maksymalna głębokość degradacji występuje na szerokość cegły $\delta_{\max} = 12$ cm, a $\lambda = 0,05$. Obliczenia wykonane zostały według normy [3], z uwzględnieniem wyłączenia z pracy ściany o grubości 38 cm zdegradowanej warstwy δ_t .

Zużytkowanie stropów żelbetowych może być skutkiem nie tylko degradacji betonu, lecz także korozji zbrojenia. Przebieg i szybkość procesów destrukcyjnych w betonie są odmiennie niż postęp korozji zbrojenia. Do opisanego zjawiska zmian wytrzymałości betonu w czasie i przebiegu ubytków korozyjnych zbrojenia stosuje się następujące zależności [2]:

$$R_t = R_0 \exp(-m t) \quad (7)$$

$$\delta_t = \delta_{\max} [1 + c \exp(-k \delta_{\max} t)]^{-1} \quad (8)$$

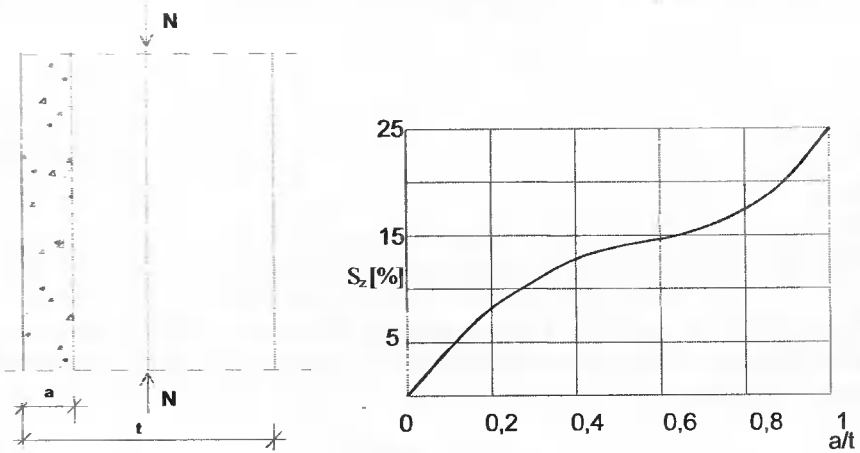
gdzie:

- R_0, R_t - wytrzymałość betonu na początku i w trakcie eksploatacji,
 δ_{\max} - ustalona doświadczalnie maksymalna głębokość zwolnionej korozji,
 m, k, c - parametry doświadczalne.

Obliczenie stopnia zużycia stropów wykonano według normy [4], z uwzględnieniem wzorów (7) i (8), w których przyjęto: $\delta_{\max} = 0,2$ cm, $k = 1,5$ (cm·rok)⁻¹, $c = 35$, $m = 0,004$ rok⁻¹.

Na rysunku 2 widać, że przebiegi zużycia ścian i stropów różnią się między sobą tak jakościowo, jak i ilościowo. Na podstawie tego przebiegu można określić nośność graniczną konstrukcji N_T oraz czas T (całkowity okres użytkowania), w którym ta nośność będzie przekroczona.

Zużycie konstrukcyjnych elementów budynku może być wynikiem zawilgocenia materiałów, z jakich elementy te są wykonane. Większość materiałów budowlanych pod wpływem zawilgocenia zmienia swoje cechy techniczne. Przykładem ilustrującym to zjawisko może być rysunek 3, który przedstawia analizę zużycia częściowo zawilgoconej ściany wymurowanej z cegieł wapienno-piaskowych pełnych. Ściana grubości $t = 38$ cm została obciążona osiowo siłą N . Obliczenia nośności ściany – w zależności od grubości strefy zawilgocenia i jej stopnia zużycia – prowadzono według wymogów normy [3].



Rys. 3. Zużycie muru w zależności od wielkości strefy zawilgocenia „a” w nierównomiernie zawilgoconym murze z cegły wapienno-piaskowej

Fig. 3. Brickwork wear depending on moist zone ‘a’ in irregular-moist calcium-silicate brickwork

4. WNIOSKI

Stosowane przy wycenie budynków murowanych metody określenia stopnia zużycia nie przedstawiają jego mechanizmów, a jedynie z reguły obrazują tylko przebieg uszkodzeń. Zmodyfikowana metoda powinna być oparta na analizie utraty nośności poszczególnych elementów konstrukcji budynku w trakcie eksploatacji. W metodzie tej

powinna być także uwzględniona różnica wpływu zużycia podstawowych elementów konstrukcyjnych na zużycie budynku jako całości.

Z uwagi na złożony technicznie problem oceny zużycia budynków będących w eksploatacji, określeniem ich wartości powinien zajmować się wyłącznie rzeczoznawca posiadający uprawnienia zawodowo-budowlane.

LITERATURA

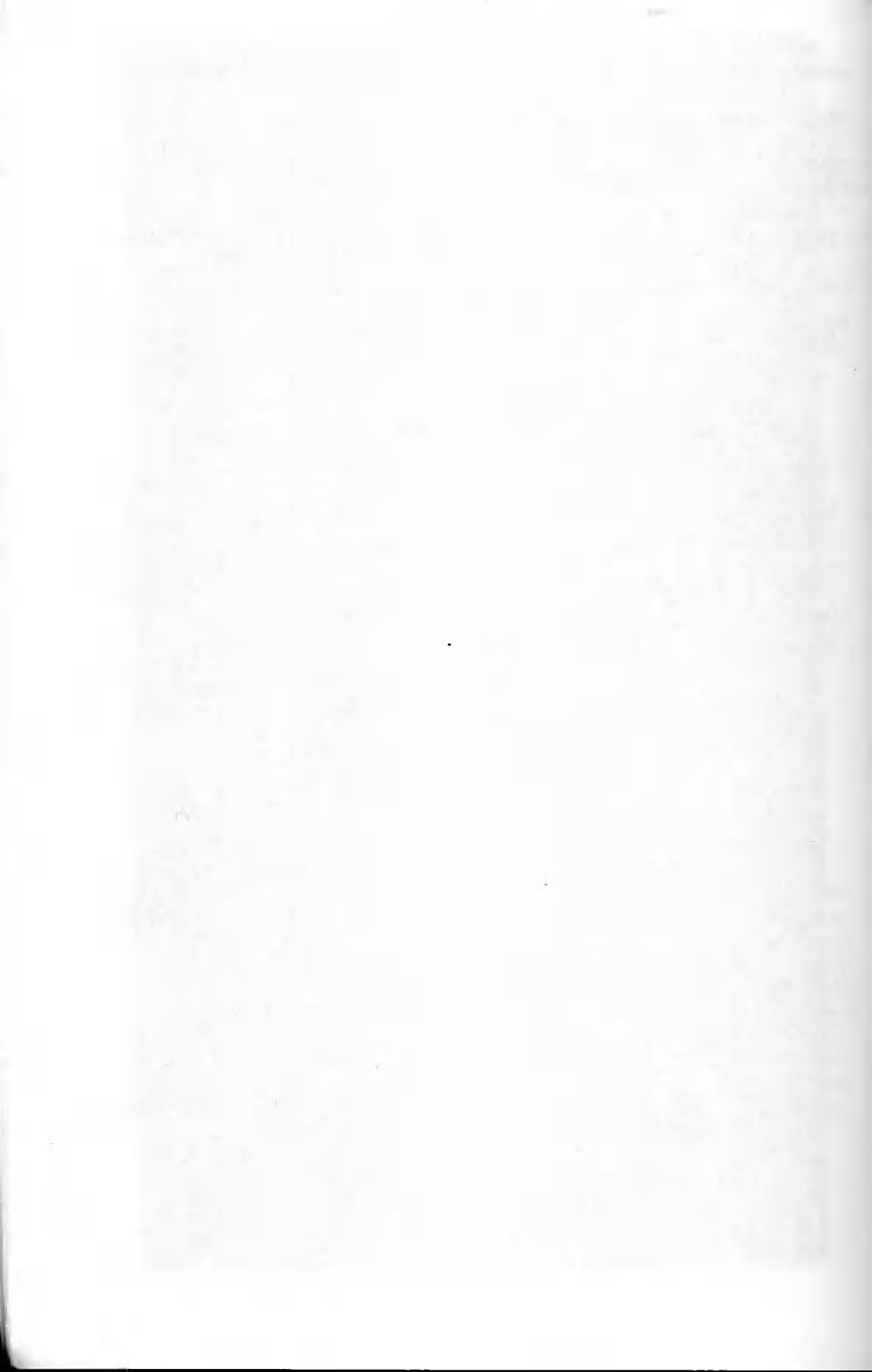
- [1] Hajdasz H., 1992. Sposoby ustalenia zużycia technicznego budynków i budowli. PROMIKS Sp. z o.o. Katowice.
- [2] Orłowicz R., Barski J., Wierzychowski W., 1996. Ocena stopnia zużycia budynków murowanych. II Konf. Nauk.–Tech. Warsztat pracy rzeczoznawcy budowlanego. Kielce
- [3] PN-99/B-03002. Konstrukcje murowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie.
- [4] PN-B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] Wodyński A., 1994. Wpływ czasu na zużycie techniczne ścian budynków murowanych. XL Konf. Nauk. Krynica, 233-241.
- [6] Wycena budynków, 1992. Poradnik. WACETOB Warszawa.

ASSESSMENT OF WEAR DEGREE OF BRICK BUILDINGS

Summary

The article covers present methods for determination of the degree of brickwork wear and tear being used by experts. It discusses errors in determining these values caused by indiscriminate use of known formulas. It proposes some new methods for handling of the issue.

Keywords: technical wear, estimation errors, brick building



STAN TECHNICZNY KONSTRUKCJI BUDYNKÓW WIELKOPLYTOWYCH A ICH TERMOMODERNIZACJA

Wiesław Ligeża, Marian Płachecki

Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

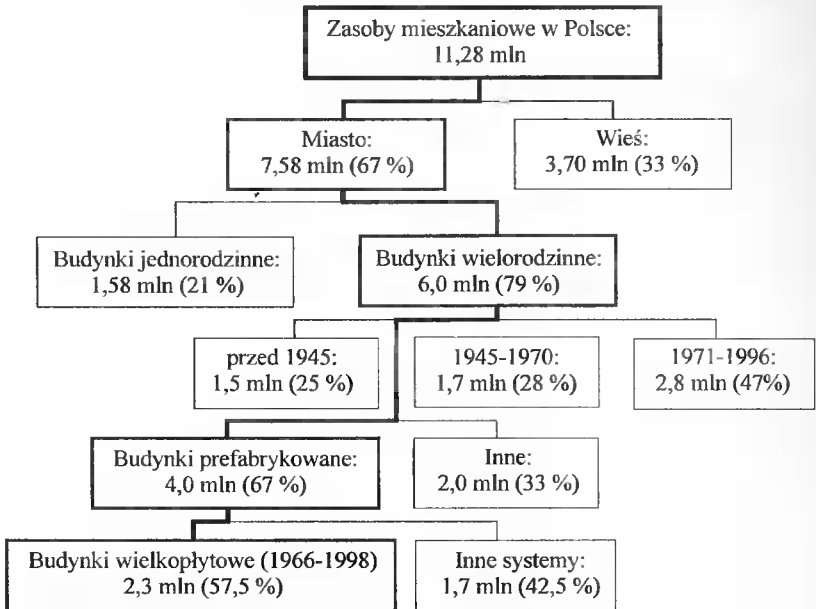
W artykule przedstawiono analizę wyników badań stanu technicznego konstrukcji budynków wielkopłytyowych, na przykładach 10 budynków, wybudowanych według systemu W-70. Zasadnicze uszkodzenia występują w złączach ich ścian zewnętrznych. W wyniku analizy struktury uszkodzeń zaproponowano niezbędne naprawy i wzmocnienia, które winny być wykonane przed dociepleniem ścian zewnętrznych, stanowiącym jeden z elementów termomodernizacji budynków wielkopłytyowych. Wyniki przedstawionych analiz wskazują potrzebę przeprowadzenia specjalistycznych badań stanu technicznego tych budynków przed ich termomodernizacją. Badania te winny obejmować nie tylko stan zachowania warstwy fakturowej ścian osłonowych, jak to przewidują Instrukcje ITB Nr 334/96 i Nr 360/99, ale również stan techniczny ich warstwy nośnej oraz złączy.

Słowa kluczowe: badania stanu technicznego, budynki wielkopłytowe, termomodernizacja, złącza, uszkodzenia złączy, naprawa i wzmocnienia złączy

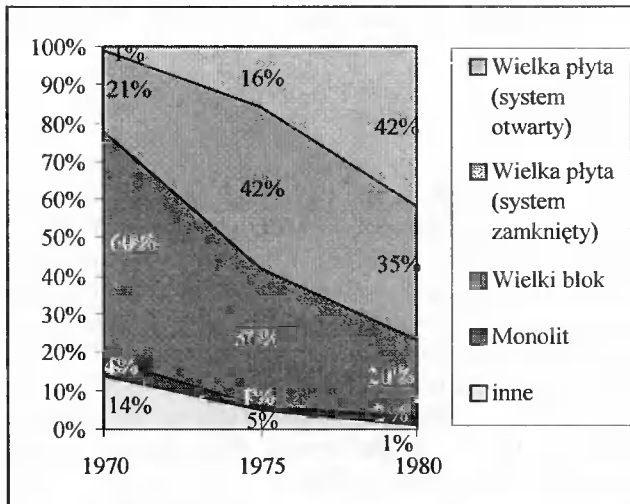
1. WPROWADZENIE

Budynki mieszkalne wybudowane w technologii wielkopłytywowej stanowią znaczącą część wszystkich zasobów mieszkaniowych w Polsce (rys. 1). Większość z nich została wzniesiona w latach 1970-1990 w oparciu o dokumentację konstrukcyjno-budowlaną tzw. systemów budownictwa mieszkaniowego wielkopłytyowego o zasięgu krajowym lub regionalnym. Udział technologii wielkopłytywowej w budownictwie mieszkaniowym (systemy otwarte i zamknięte) wzrastał w Polsce systematycznie od 1970 roku. Technologia ta w latach osiemdziesiątych była podstawową metodą wznoszenia budynków mieszkalnych wielorodzinnych (rys. 2). Aktualny ich stan techniczny jest zróżnicowany, odbierany społecznie i często oceniany w przypadkowych artykułach prasy codziennej jako zły, a nawet zagrażający bezpieczeństwu. Opinia ta na ogół nie jest adekwatna do stopnia bezpieczeństwa budynku, ocenianego według obowiązujących kryteriów technicznych. Zły stan techniczny budynków, obserwowany przez mieszkańców, jest głównie następstwem wieloletnich zaniedbań w konserwacji i bieżących remontach. Jedną z przyczyn postępującej degradacji budynków wielkopłytyowych jest zła izolacyjność cieplna ścian

zewnątrznych. Ściany te nie spełniają aktualnie obowiązujących wymagań technicznych w zakresie ochrony cieplnej budynków [3, 6].



Rys. 1. Struktura zasobów mieszkaniowych w Polsce (opracowano na podstawie [8])
Fig. 1. Structure of housing resources in Poland (prepared on the basis of [8])



Rys. 2. Technologie stosowane w wielorodzinnym budownictwie mieszkaniowym w latach 1970-1980 (opracowano na podstawie [8])

Fig. 2. Technologies used in multi-family housing between 1970 and 1980 (prepared on the basis of [8])

Pomierzone wartości współczynnika przenikania ciepła k zewnętrznych ścian warstwowych około dwukrotnie przekraczają maksymalne wartości współczynnika k_{max} , określone w normie dla ścian zewnętrznych w budynkach mieszkalnych [6]. W myśl tej normy uzasadnione jest, w takich przypadkach, podjęcie działań związanych z ich termomodernizacją.

Jednym z elementów termomodernizacji jest ocieplenie ścian zewnętrznych. Warunkiem uzyskania dotacji budżetowej na takie przedsięwzięcie jest opracowanie tzw. audytu energetycznego, określającego zakres i parametry techniczne oraz ekonomiczne termomodernizacji, odniesione do parametrów ochrony cieplnej budynku w istniejącym stanie. Dane przedstawione na rysunkach 1 i 2 ilustrują skalę tego problemu.

Najczęściej stosowanym rozwiązaniem ocieplenia ścian jest tzw. metoda lekka [1]. Instrukcja [1] określa zakres dokumentacji ocieplenia ścian, opartej na ocenie technicznej istniejącego stanu budynku. W części materiałowo-konstrukcyjnej główny nacisk jest położony na badania zewnętrznej warstwy fakturowej ścian oraz jej połączenia z warstwą nośną ściany zewnętrznej za pośrednictwem stalowych wieszaków. Szczegółowy zakres tych badań został uściślony w Instrukcji ITB [2] dla zakresu tzw. diagnostyki pełnej.

W konstrukcji budynku wielkopłyтового mogą jednak występować uszkodzenia, najczęściej w postaci rys, nie tylko w warstwie fakturowej ścian zewnętrznych, ale także w elementach nośnych, tj. w ścianach, stropach oraz złączach pionowych i poziomych między tymi elementami. Powinny być one uwzględnione w dokumentacji robót związanych z ociepleniem ścian. Rysy te można w ogólności podzielić na trzy zasadnicze grupy [4]:

- a) rysy powierzchniowe, pojawiające się w złączach pionowych między płytami ściennymi oraz w złączach poziomych między płytami stropowymi,
- b) rysy lokalne w złączach płyt ściennych oraz w samych płytach, przechodzące przez całą szerokość złącza bądź grubość płyty, ale ograniczone zasięgiem tylko do jednej kondygnacji,
- c) rysy strukturalne o charakterystyce jak w b), obejmujące jednak kilka kolejnych kondygnacji i łączące się zwykle z rysami poziomymi w ścianach pod stropami.

Rysy w złączach są jedną z właściwości konstrukcji żelbetowych prefabrykowanych, a więc także i budynków mieszkalnych wielkopłytowych. Mogą one być następstwem wad wbudowanych prefabrykatów, wad ich montażu, ale również mogą być wywołane lokalnym przeciążeniem konstrukcji budynku. Morfologia rys konstrukcji oraz analiza ich rozwoju stanowią podstawę oceny stanu zachowania i bezpieczeństwa budynku, która winna być niezbędnym składnikiem dokumentacji termomodernizacji budynku, niezależnie od tego, według jakiej technologii będzie ona realizowana.

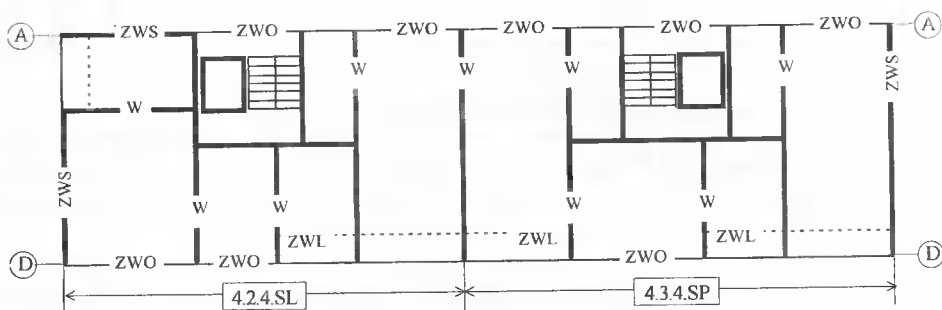
W artykule przedstawiono analizę charakterystycznych zarysowań i uszkodzeń konstrukcji budynków wielkopłytowych systemu W-70 [7] wraz z oceną ich wpływu na bezpieczeństwo budynków. Badania stanu technicznego zostały przeprowadzone przed ociepleniem ścian zewnętrznych.

2. STAN TECHNICZNY BADANYCH BUDYNKÓW

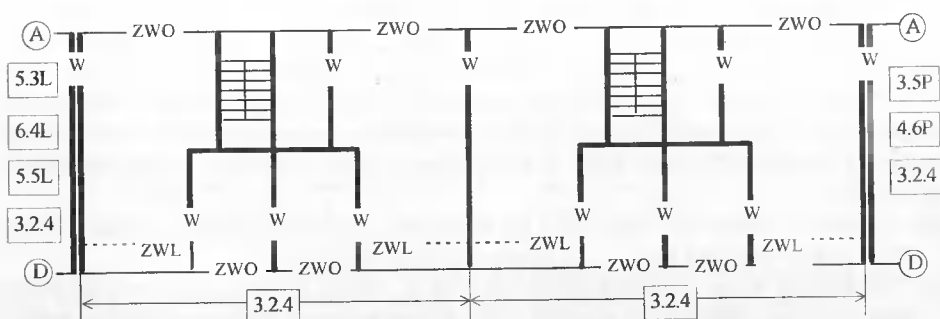
2.1. CHARAKTERYSTYKA KONSTRUKCJI

Badano budynki 11-kondygnacyjne dwu- i wieloklatkowe oraz 5-kondygnacyjne wieloklatkowe, złożone z trzech do sześciu oddylatowanych od siebie segmentów. Kon-

struktury nośną budynków stanowią ściany W i ZWS, ułożone w tzw. sekcje skrajne i środkowe. Układ sekcji w poszczególnych budynkach przedstawiono na rysunkach 3 i 4.



Rys. 3. Układ ścian w budynku dwuklatkowym 11-kondygnacyjnym
Fig. 3. Wall arrangement in a two-staircase 11-storey building



Rys. 4. Układ ścian w segmencie środkowym budynku wieloklatkowego 5-kondygnacyjnego
Fig. 4. Wall arrangement in the middle segment of a multi-staircase 5-storey building

Wszystkie budynki są posadowione na płycie fundamentowej. W każdej sekcji występują poprzeczne ściany nośne wewnętrzne W, a w skrajnych sekcjach dodatkowo ściany zewnętrzne ZWS. Do ścian W i ZWS na szerokości loggii są dostawione ściany ZWL. Sztywność budynku w kierunku podłużnym zapewniają ściany W, ustawione podłużnie w środkowej części sekcji, oraz dodatkowo ściany ZWS – ustawione podłużnie w skrajnej sekcji budynku.

Konstrukcja płyt ściennych jest dostosowana do montażu wymuszonego. W dokumentacji systemu [7] złącza pionowe między ścianami W, ZWS, ZWO są oznaczone następującymi symbolami: ZWO-W-ZWO, ZWS-ZWO, ZWO-W, ZWO-W-ZWL, ZWS-ZWS i W-W.

2.2. MORFOLOGIA USZKODZEŃ I PRZYCZYNY ICH POWSTAWANIA

Wyniki przeprowadzonych badań pozwalają na uogólnienie charakterystycznych uszkodzeń, głównie rys w złączach. Są one zależne przede wszystkim od wad wykonawstwa, a także od usytuowania złączy w budynku (ściany południowe i północne) i poziomemu kondygnacji.

W złączach ZWO-W-ZWO (rys. 5) występują rysy ciągle od poziomu I piętra do stropodachu, głównie w obszarze klatek schodowych. Ich rozwartość wynosiła około 0,3-0,5 mm w poziomie I piętra, na ostatniej kondygnacji około 1,5 mm, lokalnie nawet 2-3 mm. Rysy te wnikają w głąb przekroju poprzecznego złącza. Morfologia rys jest nieregularna – występują one wzdłuż jednego lub obu styków złącza ze ścianą W i ZWO.



Rys. 5. Przykłady zarysowania złączy ZWO-W-ZWO
Fig. 5. Examples of ZWO-W-ZWO joint cracking

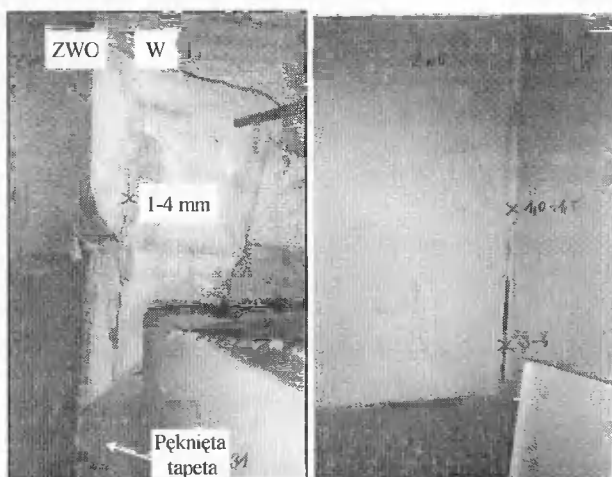
W złączach poza klatkami schodowymi rysy występują tylko na niektórych kondygnacjach. Lokalizacja zarysowanych złączy jest losowa. Stwierdzono prawidłowość, że rysy o większej rozwartości występują w złączach ścian, w których brak było wypełnienia betonem szczeliny między dolną krawędzią ściany ZWO i płytą stropową. Konsekwencją tego stanu jest przeciążenie złączy pionowych, zwłaszcza w ścianach ZWO o długości 6,0 m. Stwierdzono kilka przypadków intensywnego zarysowania złączy pionowych po obu stronach, z objawami przemieszczenia ściany ZWO na zewnątrz budynku do około 5 mm. Przypadki takie występowały na najwyższej kondygnacji. O powstaniu rys w złączach ZWO-W-ZWO, niezależnie od wpływów termiczno-skurczowych, decydują wady wykonawstwa. Beton w złączach jest niskiej jakości, źle zagęszczony, złącza są zawilgocone.

Rysy w złączach ZWO-W. Złącza te są zlokalizowane przy dylatacjach poprzecznych budynku. Rysy występują jako ciągle od poziomu I piętra ($a_r = 0,3-0,5$ mm) do stropodachu ($a_r = 1,5-3,0$ mm). Wnikają one w głąb przekroju poprzecznego złącza. Są to rysy związane z odkształceniami skurczowymi i termicznymi, zwłaszcza w poziomie nieizolowanego stropodachu. Morfologia tych rys jest analogiczna jak w złączach ZWO-W-ZWO. Również w tych złączach stwierdzono wady wykonawstwa.

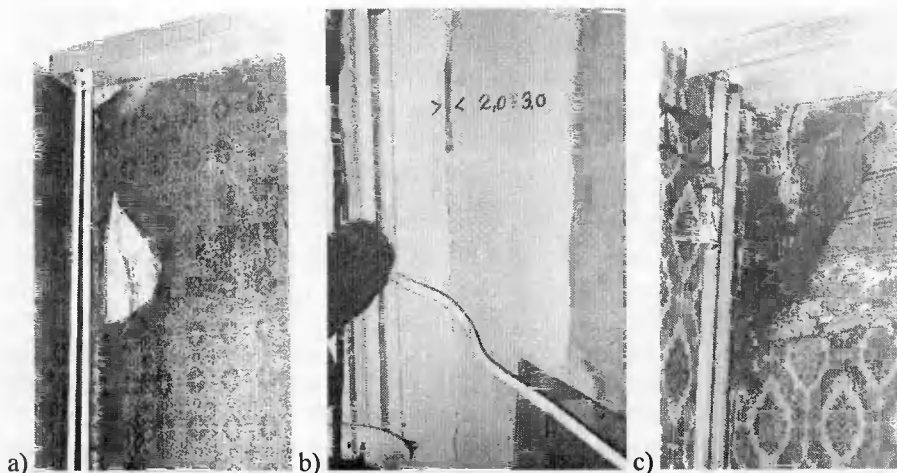
Rysy w złączach ZWO-W-ZWL (rys. 6). Złącza tego typu występują w narożach ścian przyległych do loggi sąsiedniego mieszkania oraz w narożach przydylatacyjnych, w budynkach wieloklatkowych z uskokami. Rozwartość rys wynosi około 1-4 mm i ich przebieg jest nieregularny. Lokalnie rysy głęboko wnikają w złącze i występuje odspojenie betonu. Przyczyny powstawania tych rys są podobne jak w złączach ZWO-W.

Rysy w złączach ZWS-ZWO (rys. 7). Złącza te występują w narożach skrajnych sekcji. Są one zarysowane intensywniej w budynkach wysokich. W budynkach tych za-

obserwowano prawidłowość większej częstości występowania rys o rozwarości ponad 0,5 mm w narożu południowym, niż w narożu północnym (59% i 27% przypadków). Odształcenia termiczno-skurczowe są główną przyczyną powstawania tych rys. W jednym z badanych budynków 11-kondygnacyjnych wystąpił przypadek zarysowania złącza ZWS-ZWO w narożu południowym w poziomie kondygnacji IX piętra o rozwarości rysy około 5 mm, z wgłębными kawernami w obszarze złącza (rys. 7c). Stan ten, spowodowany wadami wykonawstwa i odształceniami termicznymi konstrukcji, wymagał wzmocnienia w trybie natychmiastowym.



Rys. 6. Przykłady zarysowania złącza ZWO-W-ZWL
Fig. 6. Examples of ZWO-W-ZWL joint cracking



Rys. 7. Zarysowania złącza ZWS-ZWO:

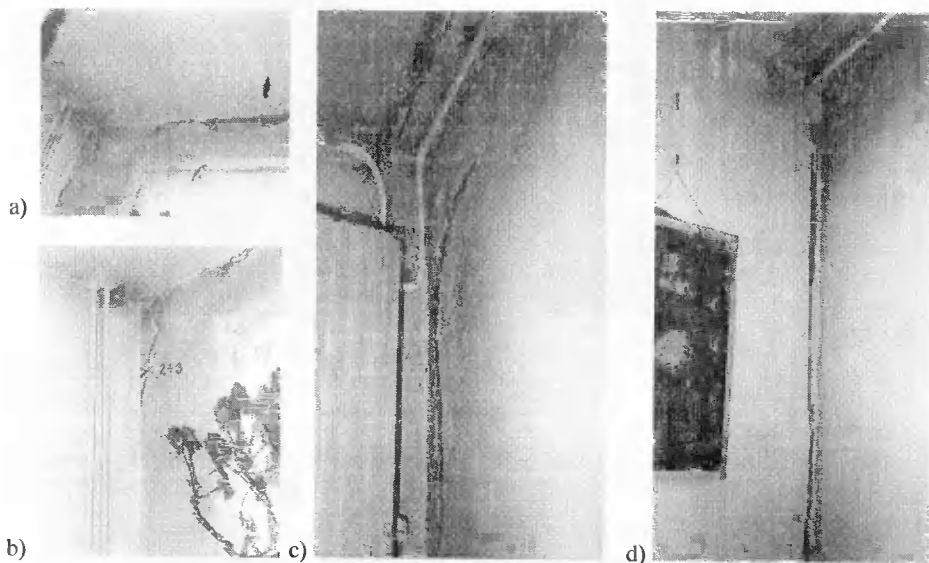
a) parter, b) V piętro (rysa zaszpachlowana gipsem), c) IX piętro

Fig. 7. Cracking of ZWS-ZWO joints:

a) ground floor, b) fifth floor (crack filled with gypsum), c) ninth floor

Rysy w złączach ZWS-ZWS i W-W występują wzdłuż obu styków złącza ze ścianami, z reguły na całej wysokości kondygnacji. Ich rozwarłość wynosi około 0,3 mm. Są to głównie rysy termiczno-skurczowe.

Ścięcie ukośne górnego naroża ścian ZWO (rys. 8). Uszkodzenie tego rodzaju jest konsekwencją oparcia płyty stropowej na górnej krawędzi nośnej warstwy ściany ZWO. W tych przypadkach szczelina między górną krawędzią ściany ZWO i dolną powierzchnią płyty stropowej została wypełniona zaprawą cementową, podczas remontów wykonywanych we własnym zakresie przez mieszkańców. Stwierdzono również przypadki wypełnienia szczeliny metodą iniekcji, zalecaną przez niektórych rzeczoznawców w celu zlikwidowania widocznych rys w tynku wzdłuż styku ściany ZWO ze stropem.



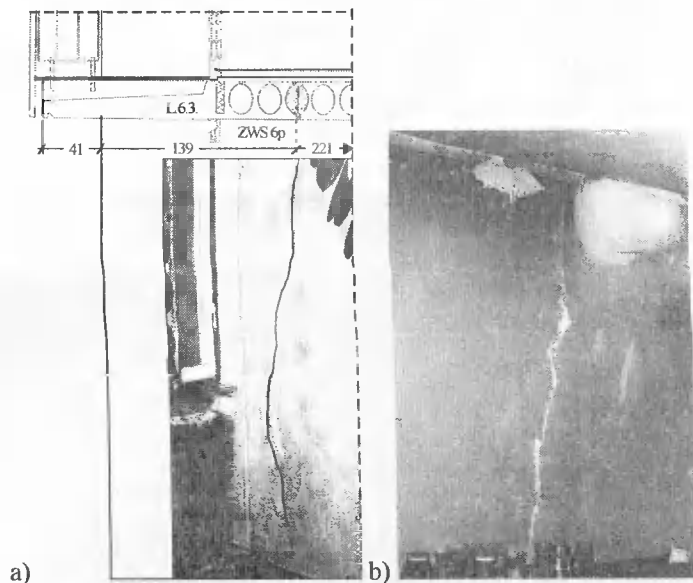
Rys. 8. Przykłady ścięcia ukośnego górnego naroża ścian ZWO i towarzyszącego zarysowania złączy pionowych

Fig. 8. Examples of shear slant of the upper corner of ZWO walls and accompanied cracks of vertical joints

Wskutek dociążenia górnej krawędzi warstwy nośnej ściany ZWO (rys. 8a) wystąpiły intensywne zarysowania złączy pionowych wzdłuż obu krawędzi ściany, z jednoczesnym „wypchnięciem” ściany na zewnątrz budynku. Uszkodzenia tego typu występowały tak w obszarze mieszkań (rys. 8b), jak i klatek schodowych (rys. 8c). Na rysunku 8d jest widoczna szczelina o szerokości 5-8 mm między ścianą ZWO i ścianką działową, usytuowaną w połowie długości tej ściany.

Zarysowanie ścian nośnych ZWS i W (rys. 9). W budynkach 11-kondygnacyjnych występowały uszkodzenia ścian ZWS spowodowane odkształceniami termicznymi płyty loggiowej, usytuowanej od strony południowej i zachodniej (rys. 9a). Zarysowania o podobnej morfologii występowały w ścianach W wskutek wadliwego oparcia na nich płyt stropowych. Płyty stropowe oparte były tylko na podkładkach stalowych. Zarysowanie ściany było skutkiem jej lokalnego przeciążenia przy miejscowym docisku (rys. 9b).

Były to przypadki tzw. montażu na „sucho”, z pominięciem wykonania warstwy wyrównawczej z zaprawy cementowej.



Rys. 9. Przykłady zarysowania ścian nośnych: a) ściana ZWS, b) ściana W
Fig. 9. Examples of load-bearing wall cracking: a) ZWS wall, b) W wall

Inne uszkodzenia. Stwierdzono liczne przypadki zawilgocenia ścian ZWO, a w konsekwencji rozwój pleśni i grzybów (rys. 10). Uszkodzenia te występowały głównie w ścianach od strony północnej budynku.



Rys. 10. Zawilgocenie oraz rozwój pleśni i grzybów na ścianach ZWO
Fig. 10. Dampness and fungi development on the ZWO walls

3. ANALIZA ZARYSOWANIA ZŁĄCZY

W celu uzyskania porównywalnego zbioru wyników badań wyselekcjonowano do analizy 10 budynków, które zostały wybudowane w tym samym okresie przez różnych wykonawców i były użytkowane w podobnych warunkach przez okres około 15-18 lat. Budynki te podzielono na trzy grupy:

- dwa budynki 11-kondygnacyjne o dwu klatkach schodowych, złożone z typowych sekcji 4.2.4SL i 4.3.4SP (rys. 3);
- cztery budynki 5-kondygnacyjne (wykonawca – a) wieloklatkowe, złożone z 3 do 6 oddylatowanych od siebie segmentów. Segmenty środkowe są złożone z dwu sekcji 3.2.4. Natomiast segmenty skrajne tworzą sekcje 5.3L, 3.5P, 4.6L, 4.6P lub 5.5L połączone z jedną sekcją 3.2.4. (rys. 4);
- cztery budynki 5-kondygnacyjne jak wyżej (wykonawca – b).

W wymienionych budynkach zbadano 2357 złączy pionowych (tab. 1), które były usytuowane w ścianach podłużnych: A (elewacja północna) – 1542 złącza (65,4%) i D (elewacja południowa) – 815 złączy (34,6%). Największy zbiór stanowią złącza typu ZWO-W-ZWO – 82% w ścianach północnych A i 18% w ścianach południowych D.

Tabela 1. Zestawienie typów złączy w badanych budynkach

Table 1. Specification of joint types in the examined buildings

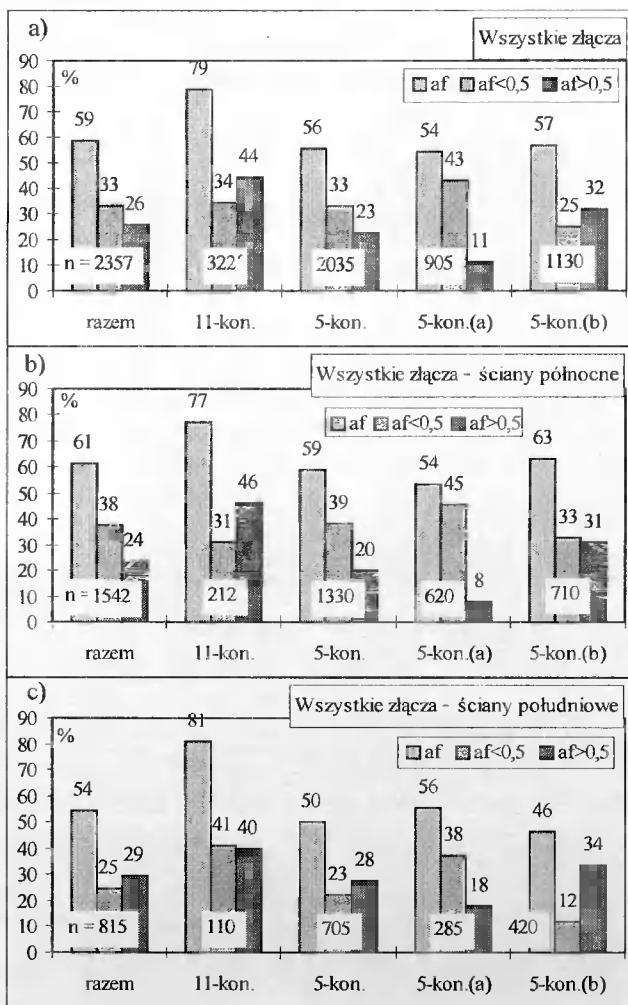
Budynki	ZWS-ZWO	ZWS-W-ZWO	ZWO-W-ZWO	ZWO-W-ZWL	ZWO-W (dyl.)
11-kondygnacyjne	44 (22+22)	24 (24+0)	188 (166+22)	66 (0+66)	
5-kondygnacyjne (a)	40 (40+0)	25 (25+0)	540 (445+95)	190 (0+190)	110 (110+0)
5-kondygnacyjne (b)			700 (560+140)	280 (0+280)	150 (150+0)
$\Sigma = 2357 (1542+815)$	84 (62+22)	49 (49+0)	1428 (1171+257)	536 (0+536)	260 (260+0)
100 %	3,6%	2,1%	60,6%	22,7%	11,0%
W nawiasach podano ilość zbadanych złączy: ściany A (północne) + ściany D (południowe)					

Zasadnicze uszkodzenia konstrukcji w badanych budynkach występują w obszarze złączy pionowych. Mają one postać rys o zróżnicowanej rozwarości i zasięgu oraz lokalnych uszkodzeń struktury betonu w obszarze złącz. Rysy te występują z reguły w płaszczynie styku złącza z prefabrykatem ściennym lub w jego narożu.

W analizie wyników badań przyjęto umowny podział zarysowanych złączy z uwagi na rozwarość rys: do 0,5 mm i powyżej 0,5 mm. Wyniki analizy statystycznej przedstawiono na rysunkach od 11 do 14.

We wszystkich badanych budynkach stwierdzono 59% zarysowanych złączy, w tym 33% stanowią złącza, w których występują zarysowania o rozwarciu $a_f < 0,5$ mm i 26% o szerokości $a_f > 0,5$ mm (rys. 11a). Ogólna liczba zarysowanych złączy zależy wyraźnie od wysokości budynków – w budynkach 11-kondygnacyjnych stanowią one około 80%, a w budynkach 5-kondygnacyjnych około 50%. Ogólna liczba złączy, w których występują rysy o rozwarości $a_f < 0,5$ mm, jest niezależna od wysokości budynku (33-34%), natomiast liczba złączy z rysami $a_f > 0,5$ mm jest dwukrotnie większa w budynkach 11-kondygnacyjnych (44%) niż w budynkach 5-kondygnacyjnych (23%). Ponadto w budynkach 5-kondygnacyjnych uwidocznił się wyraźnie wpływ jakości wykonawstwa na stopień degradacji złączy. W budynkach (a) ilość złączy z rysami o rozwarciu $a_f > 0,5$ mm jest około trzykrotnie mniejsza (11%) niż w budynkach (b) – 32%. Jest to tylko po-

twierdzeniem opinii, że wykonawca realizujący budynki (a) był uznawany za lepszego niż wykonawca realizujący budynki (b).



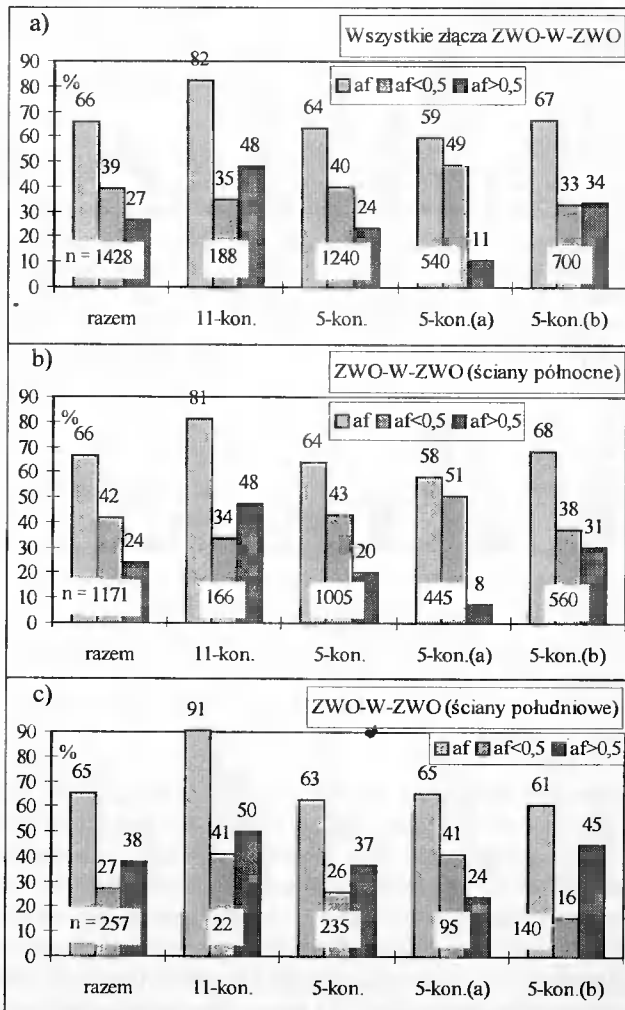
Rys. 11. Statystyka zarysowanych złączy pionowych w badanych budynkach wielkopłytowych 11- i 5-kondygnacyjnych

Fig. 11. Statistics of cracked vertical joints in the examined large-panel 11-storey and 5-storey buildings

Analiza wyników badania złączy usytuowanych w ścianach północnych i południowych poszczególnych grup budynków wskazuje, że złącza od strony południowej są bardziej podatne na powstawanie rys o większej rozwartości $a_f > 0,5$ mm (rys. 11b, c). Jest to wynikiem większych różnic temperatury w cyklu dobowym.

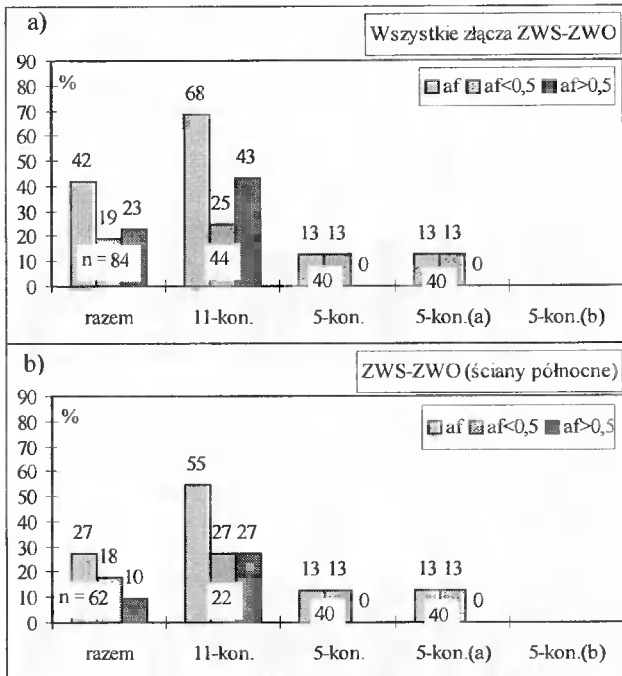
Analogiczne zależności występują w poszczególnych typach złączy: ZWO-W-ZWO (rys. 12), ZWS-ZWO (rys. 13), ZWS-W-ZWO, ZWO-W (dylatacja), ZWO-W-ZWL

(rys. 14). Należy podkreślić, że w budynkach 5-kondygnacyjnych w złączach ZWS-ZWO (rys. 13) i ZWS-W-ZWO (rys. 14a) występują rysy tylko o rozwarości $a_f < 0,5$ mm.



Rys. 12. Statystyka zarysowanych złączy pionowych ZWO-W-ZWO w badanych budynkach wielkopłytowych 11- i 5-kondygnacyjnych

Fig. 12. Statistics of cracked vertical ZWO-W-ZWO joints in the examined large-panel 11-storey and 5-storey buildings



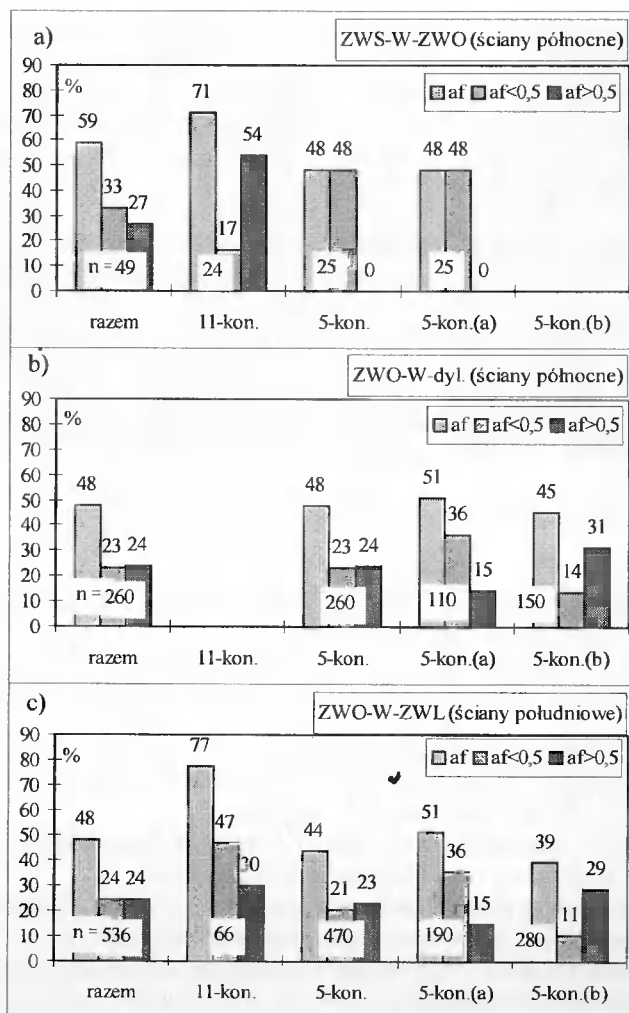
Rys. 13. Statystyka zarysowanych złączy pionowych ZWS-ZWO w badanych budynkach wielokopłytowych 11- i 5-kondygnacyjnych

Fig. 13. Statistics of cracked vertical ZWS-ZWO joints in the examined large-panel 11-storey and 5-storey buildings

Kształt i miejsce występowania rys w złączach i ścianach stanowi ważną informację w ocenie stanu zachowania i bezpieczeństwa konstrukcji budynków wielokopłytowych. „... Przy ocenie bezpieczeństwa konstrukcji podstawowe znaczenie ma stwierdzenie, czy są to rysy o ustabilizowanej szerokości, czy też ich szerokość się zwiększa. Rysy powierzchniowe, a w większości przypadków i rysy lokalne są rysami ustabilizowanymi i bez niepokoju można je usunąć przy odnawianiu pomieszczeń. Rysy strukturalne wykazują z reguły tendencje do dalszego wzrostu i w takim przypadku stanowią oznakę zagrożenia bezpieczeństwa konstrukcji. To samo dotyczy nieustabilizowanych rys lokalnych ...” [4].

Przedstawione powyżej wyniki badań obejmują analizę rys w umownych przedziałach rozwartości $a_f < 0,5$ mm i $a_f > 0,5$ mm. W przedziale $a_f > 0,5$ mm występowały rysy zarówno powierzchniowe, lokalne, jak i strukturalne. Rozwartość i morfologia rys strukturalnych, obejmujących sąsiednie kondygnacje, stanowią podstawę do typowania napraw i wzmocnień złączy.

Rysy w złączach i poza złączami o niewielkiej rozwartości (najczęściej do około 0,5 mm) są naturalną konsekwencją przestrzennej pracy budynków wielokopłytowych i nie wymagają napraw. Mogą być one zlikwidowane w czasie okresowej konserwacji mieszkań. Rysy o większych rozwartościach na ogół sygnalizują przeciążenie elementów i obniżają przestrzenną sztywność budynku – zwłaszcza budynków 11-kondygnacyjnych. Rysy takie wymagają napraw.



Rys. 14. Statystyka zarysowanych złączy pionowych w badanych budynkach wielkopłytowych 11- i 5-kondygnacyjnych: a) złącza ZWS-W-ZWO, b) złącza ZWO-W (złącza przydylatacyjne), c) złącza ZWO-W-ZWL

Fig. 14. Statistics of cracked vertical joints in the examined large-panel 11-storey and 5-storey buildings: a) ZWS-W-ZWO joints, b) ZWO-W joints (joints at dilatation) c) ZWO-W-ZWL joints

Rysy w złączach o rozwarości większej niż 0,5 mm, obejmujące jedną kondygnację i zlokalizowane przypadkowo, świadczą najczęściej o wadliwym wypełnieniu złączy w trakcie wznoszenia budynku. Takie złącza należy zmonolityzować, np. przez zastosowanie iniekcji ciśnieniowej kompozytami cementowo-polimerowymi. Analogicznie należy postąpić w przypadku zarysowanych złączy pionowych o rozwarości rys do 0,5-1,0 mm, obejmujących kilka kolejnych kondygnacji, oraz w przypadku zarysowanych ścian nośnych budynku poza złączami (rys. 9).

Rysy w złączach pionowych o rozwarości powyżej 1 mm, ułożone w jednolity ciąg na kilku kolejnych kondygnacjach budynku, mogą być efektem przeciążenia złączy, a także wad wykonawstwa. Są to rysy typu strukturalnego, a złącza tak zarysowane wymagają wzmocnienia i iniekcji w celu zapewnienia trwałego połączenia elementów w złączu. Według takiego kryterium przeprowadzono kwalifikację zarysowanych złączy do wzmocnienia (tab. 2).

Tabela 2. Zestawienie złączy zakwalifikowanych do wzmocnienia w badanych budynkach
Table 2. Specification of joint qualified to be strengthened in the examined buildings

Budynki	ZWS-ZWO	ZWS-W-ZWO	ZWO-W-ZWO	ZWO-W-ZWL	ZWO-W (dyl.)
n = 11-kondygnacyjne	19 (7+12) 43,2% (31,8+54,5)%	11 (11+0) 45,8% (45,8+0)%	94 (87+7) 50,0% (52,4+31,8)%	29 (0+29) 43,9% (0+43,9)%	
n = 5-kondygnacyjne (a)	- - -	1 (1+0) 4,0% (4,0+0)%	56 (34+22) 10,4% (7,6+23,2)%	21 (0+21) 11,0% (0+11,0)%	14 (14+0) 12,7% (12,7+0)%
n = 5-kondygnacyjne (b)			246 (172+74) 35,1% (30,7+52,8)%	88 (0+88) 31,4% (0+31,4)%	51 (51+0) 34,0% (34,0+0)%
$\Sigma n = 630$ (377+253) $\Sigma = 26,7\%$ (24,5+31,0)%	19 (7+12) 22,6% (11,3+54,5)%	12 (12+0) 24,5% (24,5+0)%	396 (293+103) 27,7% (25,0+40,1)%	138 (0+138) 25,7% (0+25,7)%	65 (65+0) 25,0% (25,0+0)%

W nawiasach podano ilość wzmocnionych złączy: ściany A (północne) + ściany D (południowe)

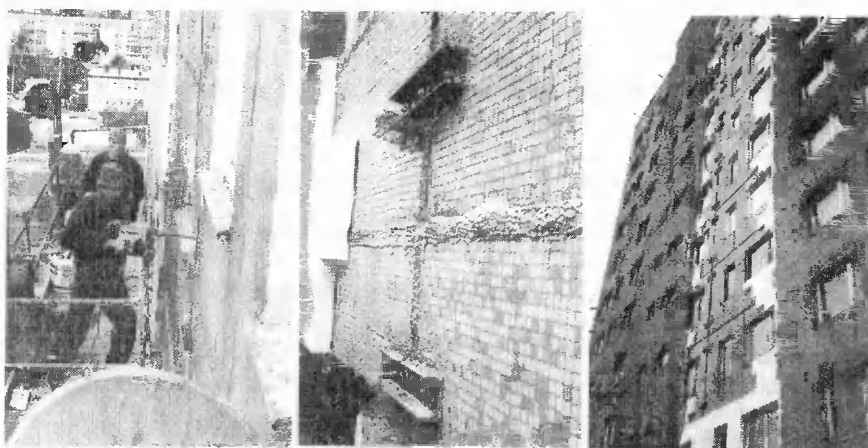
Z tabeli 2 wynikają następujące uogólnienia:

- wskaźnik procentowy dla poszczególnych typów złączy wymagających wzmocnienia jest podobny w każdej grupie badanych budynków,
- w budynkach 11-kondygnacyjnych wskaźnik złączy wykazujących strukturalne rysy jest znacznie większy niż w budynkach 5-kondygnacyjnych,
- w budynkach 5-kondygnacyjnych na wskaźnik złączy wymagających wzmocnienia decydujący wpływ ma jakość wykonawstwa – wykonawcy (a) i (b),
- złącza typu ZWS-ZWO i ZWS-W-ZWO w budynkach 5-kondygnacyjnych są najmniej podatne na uszkodzenia.

W badanych trzech grupach budynków zakwalifikowano do wzmocnienia przez mechaniczne skotwienie 630 złączy pionowych, co stanowi około 27% wszystkich złączy pionowych w tych budynkach.

4. WZMOCNIENIE ZARYSOWANYCH ZŁĄCZY

Skutecznym sposobem wzmocnienia złączy z rysami strukturalnymi może być mechaniczne skotwienie realizowane od zewnętrznej strony budynku (rys. 15). Opis konstrukcji tego wzmocnienia oraz możliwych innych rozwiązań stosowanych od wewnątrz budynku przedstawiono w pracy [5]. Wszystkie czynności związane ze wzmocnieniem złączy w omawianych budynkach wykonano w trakcie docieplania ścian.



Rys. 15. Fazy robót przy wzmacnianiu złączy pionowych podczas ocieplania budynku
Fig. 15. Work phases for strengthening vertical joints while improving thermal insulation of the building

Przy wzmacnianiu złączy pionowych uwzględniono również przypadki, w których występowało ścięcie górnego naroża ściany ZWO i jej przemieszczenie na zewnątrz budynku (rys. 8). Było ono efektem dociążenia ściany reakcją ze stropu wyższej kondygnacji, wskutek niewłaściwego wykonania złącza ZWO-S-ZWO. W takich przypadkach konieczne było odtworzenie szczeliny o szerokości około 20 mm między górną krawędzią ściany ZWO i płytą stropową S, a następnie wypełnienie jej odkształcalną masą.

5. PODSUMOWANIE

Trójwarstwowe ściany zewnętrzne w budynkach wielkopłytowych nie spełniają aktualnie obowiązujących wymagań w zakresie ochrony cieplnej budynków mieszkalnych. Skutkiem złej izolacyjności termicznej ścian zewnętrznych jest ich przemarzanie i zawilgocenie, a w następstwie rozwój pleśni i grzybów, szkodliwy dla zdrowia mieszkańców.

Dla poprawy istniejącego stanu technicznego budynków wielkopłytowych realizowany jest program ich termomodernizacji. Jednym z jego elementów jest ocieplenie ścian zewnętrznych. Ocieplenie winno również obejmować strop nad najwyższą kondygnacją, co – oprócz efektów cieplnych – spowoduje redukcję odkształceń termicznych w ścianach górnej kondygnacji.

Wyniki badań przedstawione w tym artykule świadczą o skali możliwych uszkodzeń konstrukcji budynku, w tym głównie zarysowania złączy. Uszkodzenia w ścianach zewnętrznych, mające wpływ na bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji budynku, winny być usunięte przed dociepleniem ścian. Zakres napraw i sposób ich wykonania winien być dostosowany do specyfiki systemu konstrukcyjnego budynków wielkopłytowych. Uzasadniony jest zatem postulat konieczności przeprowadzenia badania stanu technicznego konstrukcji budynku przed jego dociepleniem, bowiem zakres uszkodzeń może być istotnie zróżnicowany, zależnie od jakości wykonawstwa i wysokości budynku. Konieczne wzmocnienia złączy w ścianach zewnętrznych mogą być wykonane od zewnątrz, podczas realizacji robót związanych z dociepleniem ścian.

Badania stanu technicznego budynku winny obejmować nie tylko stan zachowania warstwy fakturowej ścian osłonowych, jak to przewidują Instrukcje ITB Nr 334/96 i Nr 360/99, ale również stan zachowania ich warstwy nośnej oraz złączy.

LITERATURA

- [1] Instrukcja ITB nr 334/96. Ocieplanie ścian zewnętrznych budynków metodą „lekką”. ITB Warszawa.
- [2] Instrukcja ITB nr 360/99. Badania i ocena betonowych płyt warstwowych w budynkach mieszkalnych. ITB Warszawa.
- [3] Kasperkiewicz K., Pogorzelski J. A., 1999. Termomodernizacja budynków wielkopłytowych. [W]: *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu*. Red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbicki. *Konf. Nauk.-Tech. ITB Mrągowo*, 3-5 listopada, 155-172.
- [4] Lewicki B., 2000. Rysy w ścianach i stropach budynków wielkopłytowych. *Prace ITB. Kwartalnik 2-3 (114-115)*, 5-24.
- [5] Ligęza W., Płachecki M., 2000. Uszkodzenia złączy w ścianach osłonowych budynków wielkopłytowych. *Inżynieria i Budownictwo 4-5*, 204-208.
- [6] PN-91/B-02020. Ochrona cieplna budynków. Wymagania i obliczenia.
- [7] System otwarty budownictwa mieszkaniowego z elementów wielkopłytowych, 1969. Zakład Projektowania ZB „Warszawa”. ITB Warszawa.
- [8] Wierzbicki St.M., 1999. Problemy modernizacji budynków wielkopłytowych. [W]: *Możliwości techniczne modernizacji budynków wielkopłytowych na tle ich aktualnego stanu*. Red. L.A. Brunarski, St.M. Wierzbicki. *Konf. Nauk.-Tech. ITB Mrągowo*, 3-5 listopada, 7-22.

TECHNICAL STATE OF LARGE-PANEL BUILDING STRUCTURES AND THEIR THERMAL MODERNISATION

Summary

The paper presents an analysis of research results of technical state for large-panel building structures carried out on the example of 10 buildings erected according to W-70 system. The main damages occurred in the joints of external walls of the buildings. As a result of conducted analysis for the structure of damages, necessary repair and strengthening is proposed which has to be executed before improving thermal insulation of external walls, constituting one of the elements of thermal modernisation of large-panel buildings. The results of the presented research point out the need for carrying out special inspection of the technical state of these buildings before their thermal modernisation is carried out. These examinations should cover not only the state of the surface layer of shielding walls, which is recommended by ITB Instructions No. 334/96 and No. 360/99, but also the technical state of their load-bearing layer and joints.

Keywords: examination of technical condition, large-panel buildings, thermal modernisation, joints, joint damages, joint repair and strengthening

BETON KOMÓRKOWY – EKONOMICZNY I ZDROWY MATERIAŁ DO BUDOWY DOMÓW

Maria Łaś, Genowefa Zapotoczna-Sytek

Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Przemysłu Betonów „CEBET“
ul. Marywilska 42b, 03-042 Warszawa

W artykule przedstawiono właściwości techniczne i zalety ekonomiczne, które decydują o dużej skali stosowania betonu komórkowego w budownictwie. Ponadto omówiono walory zdrowotne i niewielki wpływ betonu na środowisko naturalne.

Słowa kluczowe: beton komórkowy, lekkość, trwałość, efektywność, ochrona środowiska

1. WPROWADZENIE

Pierwszy rok trzeciego tysiąclecia skłania do wielu przemyśleń; a w budownictwie – do przemyśleń, jak sprostać wymogom stawianym przez postęp cywilizacyjny i konkurencyjność rynku, chroniąc jednocześnie naturalne środowisko. Nie bez znaczenia pozostaje strona ekonomiczna wytwarzania i stosowania materiałów i wyrobów budowlanych.

Materiałem budowlanym, który spełnia aktualne wymagania techniczne i ekonomiczne, a przy tym jest szczególnie „przyjazny” dla naturalnego środowiska, jest autoklawizowany beton komórkowy. Warto podkreślić, że z autoklawizowanego betonu komórkowego budowane są powszechnie domy mieszkalne we wszystkich krajach europejskich, a także w różnych strefach klimatycznych na innych kontynentach, w tym i w rejonach sejsmicznych. Stosowany jest on głównie do budowy ścian, lecz można z niego wykonywać również i inne części budynku, np. stropy, dachy.

Poszczególne firmy wypracowały i rozwinęły własne technologie produkcji betonu komórkowego i własne systemy budowlane. Niektórzy producenci oferują budowę domu z betonu komórkowego „od piwnicy aż po dach”. Lansują ten kierunek firmy zachodnie [4, 16].

Dla odbiorców nie ma znaczenia, według jakiej technologii jest wytwarzany beton komórkowy, gdyż każda technologia daje gwarancję uzyskania dobrego wyrobu. Zwłaszcza iż procesy wytwarzania są obecnie – w wyniku wieloletnich doświadczeń – dobrze prowadzone; zautomatyzowane, częściowo skomputeryzowane i pozwalają na uzyskiwanie jednorodnego materiału o stabilnych właściwościach użytkowych.

2. ZALETY TECHNICZNE BETONU KOMÓRKOWEGO

Oto najważniejsze z nich:

- jest bardzo lekki i ma wysoką izolacyjność cieplną, co sprawia jego niska gęstość objętościowa:
 - w zależności od gęstości objętościowej w stanie suchym wyróżnia się kilka odmian betonu komórkowego; Polska Norma PN-89/B-06258 [9] podaje cztery: 400; 500; 600; 700. Dla tych odmian obowiązują odpowiednie przedziały gęstości objętościowej oraz odpowiadające im marki. Na polskim rynku oferowany jest również beton komórkowy odmiany 300, którego gęstość objętościowa w stanie suchym mieści się w przedziale 300-350 kg/m³, wytrzymałość w marce 1,5 i 2,0 [17], a deklarowana wartość współczynnika przewodzenia ciepła $\lambda_{D23} = 0,075$ W/m·K. Odmiana 300 nie jest ujęta w normie PN-89/B-06258 [9], lecz w Kryteriach technicznych, stanowiących podstawę certyfikacji wyrobu budowlanego na znak bezpieczeństwa [3],
 - deklarowana wartość współczynnika przewodzenia ciepła λ_{D23} , uzyskiwana z pomiarów według najnowszej metody podanej w PN-ISO 8302:1999 [11], w stanie suchym, przy średniej temperaturze próbki 23°C wynosi od 0,075 do 0,200 W/m·K [8]. Wartość ta zależy od odmiany betonu komórkowego, technologii wytwarzania i składu surowcowego [6, 14]. Deklarowane wartości współczynników przewodzenia ciepła λ [12], uzyskiwane przez poszczególnych producentów, mogą być wykorzystywane przez projektantów do ustalania wartości obliczeniowych λ , zamiast przyjmowania wartości stabilaryzowanych z normy PN-EN ISO 6946:1999 [13] dla anonimowego producenta. Jak wykazały badania, wartości współczynników λ_u dla wielu producentów betonu komórkowego są korzystniejsze niż podane w normie PN-EN ISO 6946:1999 [13]. Zastosowanie deklarowanych przez producentów wartości λ daje w efekcie korzystniejsze, nawet do 30%, wartości U dla przegrody budowlanej;
- przy niskiej gęstości i wysokich walorach termoizolacyjnych beton komórkowy ma korzystną wytrzymałość na ściskanie. Te trzy wymienione cechy dają możliwość różnych zastosowań betonu komórkowego, przy czym w betonach konstrukcyjnych najważniejszą cechą jest wytrzymałość na ściskanie, w betonach izolacyjnych – izolacyjność cieplna zależna od jego porowatości i w konsekwencji od gęstości objętościowej. W betonach izolacyjno-konstrukcyjnych wyważona musi być i wytrzymałość na ściskanie, i gęstość objętościowa betonu komórkowego;
- cechuje go korzystna akumulacyjność cieplna;
- jest niepalny i ognioodporny;
- wolno absorbuje wilgoć z powietrza (wbrew pozorom znacznie wolniej niż cegła ceramiczna);
- po zawilgoceniu ma zdolność stosunkowo szybkiego odsychania;
- wykazuje dobrą mrozoodporność;
- wykazuje mały skurcz;
- jest materiałem trwałym.

3. ZALETY EKONOMICZNE

Przy ostrej konkurencji materiałów oferowanych dla budownictwa walorem betonów komórkowych, oprócz zalet technicznych, jest w porównaniu do innych materiałów atrakcyjność cenowa.

Najlepsze efekty ekonomiczne uzyskuje się, jeśli ściany z betonu komórkowego wykonywane są jako jednorodne – jednowarstwowe. Dzięki temu zmniejsza się pracochłonność murowania oraz znacznie ogranicza, a właściwie eliminuje prawdopodobieństwo popełnienia błędów w wykonawstwie, które występują przy budowie ścian warstwowych [16]. Grubość jednorodnych ścian zewnętrznych spełniających aktualne wymagania cieplne kształtuje się już od 24 cm do 36 cm w zależności od zastosowanej odmiany betonu: im lżejsza odmiana, tym mniejsza grubość. Warunkiem uzyskania ścian termicznie jednorodnych jest łączenie elementów w murze zaprawą klejową odpowiednią na cienkie spoiny (1-3 mm grubości) – wówczas nie wykonuje się spoiny pionowej – lub zaprawą ciepłochronną np. Termor [2, 15] na zwykłe spoiny grubości około 10 mm.

Zmniejszenie pracochłonności wykonania ścian z betonu komórkowego to znaczne skrócenie czasu wznoszenia obiektu w stosunku do metod tradycyjnych. Na niską pracochłonność wpływa również łatwość obróbki, m.in. wykonywanie bruzd na przewody instalacyjne, otwory na puszki instalacyjne itp.

Z obliczeń wynika, że koszt budowy (materiał + robocizna) 1 m² ściany (spełniającej wymagania cieplne) w różnych technologiach kształtuje się następująco :

- ściana jednorodna (jednowarstwowa) z krajowego betonu komórkowego (błoczki gładkie) – 100%
- ściana jednorodna (jednowarstwowa) z krajowego betonu komórkowego (błoczki na pióro i wpust z uchwytem montażowym) – 107%
- ściana dwuwarstwowa z krajowego betonu komórkowego (błoczki gładkie) i wełny mineralnej – 115%
- ściana jednorodna (jednowarstwowa) z betonu komórkowego Ytong (błoczki na pióro i wpust z uchwytem montażowym)– 130%
- ściana jednowarstwowa ceramiczna (Wienerberger) (elementy na pióro i wpust) – 135%
- ściana ceramiczna tradycyjna – 199%

Dodatkowe efekty ekonomiczne, wynikające z lekkości betonu komórkowego, to zmniejszenie kosztów elementów konstrukcyjnych, mniejsza masa elementów w transporcie oraz w operacjach na budowie.

4. WALORY ZDROWOTNE BETONU KOMÓRKOWEGO

- Beton komórkowy bardzo powoli akumuluje i oddaje zaakumulowane w sobie ciepło, co zapewnia komfort cieplny pomieszczeń poprzez utrzymanie stałej temperatury bez względu na porę roku i warunki panujące na zewnątrz budynku. Dom z betonu komórkowego chroni pomieszczenia zimą przed szybkim oziębieniem, a latem przed

* Nie podaje się cen wyrobów z uwagi na ich częste zmiany

szybkim przegrzaniem. Stabilność temperatury ma bezpośredni wpływ na mikroklimat pomieszczeń. Im większa stabilność, tym wyższy komfort cieplny.

- Ma zdolność „oddychania”, tzn. pobierania i oddawania wilgoci, dzięki czemu następuje wyrównanie wilgotności powietrza w pomieszczeniach – utrzymują się w nich optymalne warunki ciepło-wilgotnościowe; nie jest ani za sucho, ani za wilgotno. Wilgotność stabilizuje się na naturalnym dla człowieka poziomie; w pomieszczeniach utrzymuje się stały, zdrowy mikroklimat.
- Czas potrzebny na ustabilizowanie się wilgotności w przegrodach z betonu komórkowego nie jest długi – wynosi od 1,5 do 2 lat, a przy wyjątkowo nie sprzyjających warunkach – 2-3 lata. Pierwsze liczby w obu przypadkach dotyczą betonu komórkowego wyprodukowanego z zastosowaniem piasku, a drugie – z zastosowaniem popiołów lotnych. Wynika to z większej wilgotności poautoklawizacyjnej betonów komórkowych z popiołów lotnych. Po tym okresie wilgotność stabilizuje się do wielkości 1,5-5% masy. Przeprowadzone przez COBRPB CEBET badania budynków, których wiek wynosił 20-35 lat [1] wykazały, że wilgotność ścian nie przekracza 3% masy w betonie piaskowym i 4,5% masy w betonie popiołowym. Przy tak małym zawilgoceniu przegrody z betonu komórkowego charakteryzują się dobrymi właściwościami cieplnymi.
- Beton komórkowy cechuje odporność na działanie pleśni i bakterii [16].
- Stężenie naturalnych pierwiastków promieniotwórczych w betonie komórkowym kształtuje się zdecydowanie poniżej wartości dopuszczalnych. Na podstawie określonych przez ITB i CEBET w latach 1980-2000 współczynników f_1 stwierdzono, że dla betonu komórkowego piaskowego współczynnik ten nie przekracza wartości 0,2, co pozwala zaliczyć ten materiał do grupy o wyjątkowo niskiej promieniotwórczości. Współczynnik f_1 betonu komórkowego popiołowego jest wprawdzie wyższy, ale nie przekracza granicznej wartości 1 (średnio kształtuje się na poziomie 0,53-0,68), a więc praktycznie nie różni się od wartości f_1 dla cegły ceramicznej, powszechnie uznawanej za materiał najzdrowszy.

Identyczne wnioski wynikają z analizy wartości współczynnika f_2 (który nie powinien przekroczyć wartości 185 Bq/kg).

W tabeli 1 podano, na podstawie badań [7] przeprowadzonych przez CEBET w latach 1981-2000, zestawienie wartości współczynników kwalifikacyjnych autoklawizowanych betonów komórkowych wyprodukowanych przy zastosowaniu popiołów lotnych.

- Ocena poziomu promieniowania w budynkach z betonu komórkowego wykazuje, że średni roczny równoważnik dawki promieniowania gamma na mieszkańca (w budynku wykonanym z materiałów, dla których współczynnik f_1 jest poniżej 1, a f_2 poniżej 185 Bq/kg) wynosi 0,8 m Sv/y, nie przekracza więc granicznej wartości 1 m Sv/y i jest o około 10% niższy niż w budynkach murowanych z cegły ceramicznej. Jest to spowodowane głównie mniejszą masą 1 m² ściany z betonu komórkowego.

W budynkach z betonu komórkowego otrzymano również korzystnie niskie wyniki z pomiarów radonu [7].

Reasumując należy stwierdzić, że mit o zagrożeniu promieniowaniem jonizującym zdrowia mieszkańców budynków z betonu komórkowego nie znajduje potwierdzenia w faktach.

Tabela 1. Wartości współczynników f_1 i f_2 autoklawizowanych betonów komórkowych wyprodukowanych przy zastosowaniu popiołów lotnych (wg badań COBRPB CEBET)

 Table 1. Values of f_1 and f_2 coefficients for AAC produced with fly ash (according to the tests of COBRPB CEBET)

Okres produkcji	Liczba próbek n szt.	Wartości współczynników kwalifikacyjnych*			
		wartości średnie		zakres zmienności	
		f_1	f_2 [Bq/kg]	f_1	f_2 [Bq/kg]
1	2	3	4	5	6
1981-1983	156	0,63	90	0,40-0,85	45-170
1984	37	0,61	102	0,47-0,71	62-135
1985	31	0,54	91	0,35-0,73	42-143
1986	64	0,57	88	0,39-0,77	53-145
1987	59	0,53	74	0,35-0,92	37-140
1988	53	0,56	62	0,43-0,69	28- 94
1989	74	0,56	64	0,39-0,80	34-116
1990	48	0,57	71	0,47-0,79	45-115
1991	58	0,63	91	0,48-0,81	50-161
1992	59	0,59	93	0,37-0,81	52-158
1993	94	0,65	98	0,44-0,78	46-147
1994	108	0,64	79	0,50-0,75	51-111
1995	78	0,63	69	0,47-0,78	27- 99
1996	82	0,66	71	0,50-0,86	43-118
1997	85	0,58	76	0,47-0,81	48-136
1998	90	0,61	79	0,50-0,75	92-128
1999	77	0,69	89	0,52-0,80	56-142
2000	72	0,68	85	0,54-0,80	55-125

* Wartości współczynników f_1 i f_2 podano bez uwzględnienia błędu pomiaru

5. BETON KOMÓRKOWY I NATURALNE ŚRODOWISKO

Beton komórkowy jest materiałem szczególnie przyjaznym dla środowiska, albowiem:

- nie zawiera materiałów toksycznych i nie ma negatywnego wpływu na zdrowie człowieka. Wręcz przeciwnie, utrzymuje zdrowy mikroklimat i korzystną atmosferę we wnętrzu budynku;
- surowce podstawowe używane do jego produkcji są ogólnie dostępne w przyrodzie. Objętość surowców w procesie produkcji ulega zdecydowanemu powiększeniu (z 1 m³ masy zarobowej otrzymujemy do 2,5 m³ gotowego wyrobu). Tereny eksploatacji piasku są programowo rekultywowane, a stosując jako kruszywo popiół lotny eliminujemy hałdy, na które trafiłby popiół – jest to więc bardzo skuteczny sposób na ochronę środowiska naturalnego;
- produkcja autoklawizowanego betonu komórkowego nie jest uciążliwa dla otoczenia. W jej toku nie powstają żadne materiały, substancje, które mogłyby być szkodliwe dla organizmu żywego czy też środowiska;
- proces technologiczny wytwarzania betonu komórkowego jest bezodpadowy, ścinki z warstw nadmiarowych w postaci szlamu kierowane są z powrotem do produkcji,

niewielkie ilości powstałych odpadów po procesie autoklawizacji są używane do produkcji ciepłochronnych zapraw murarskich oraz na podsypki ocieplające, woda z procesu autoklawizacji po oczyszczeniu jest używana jako woda zarobowa;

- wytwórnice betonu komórkowego posiadające własne kotłownie do procesu odsiarczania spalin stosują jako sorbent – zamiast wapna – ścinki ze świeżej masy. Do produkcji betonu komórkowego zużywany jest następnie szlam poabsorpcyjny, wzbogacony o produkty odsiarczania [5];
- produkcja betonu komórkowego jest procesem o małej energochłonności i materiałochłonności w stosunku do innych materiałów budowlanych (tab. 2).

Tabela 2. Zużycie surowców i energii przy produkcji materiałów budowlanych

Table 2. Raw material and energy consumption for the production of building materials

Rodzaj materiału	Gęstość w stanie suchym (średnia) [kg/m ³]	Zużycie surowców [kg/m ³]	Zużycie energii [kg/m ³]
Beton zwykły	2300	2250	640
Cegła ceramiczna	1200	1400	880
Ceramika poryzowana	800	800	610
Cegły wapienno-piaskowe	1400	1100	280
Autoklawizowany beton komórkowy	500	500	210

Wynika to z małej gęstości autoklawizowanego betonu komórkowego w stosunku do innych materiałów budowlanych. Dzięki temu zmniejszone jest zużycie paliwa kopalnianego i towarzysząca temu emisja SO₂, NO_x i pyłów;

- ponieważ beton komórkowy jest lekki, do jego transportu zużywa się mniej paliwa, a więc mniejsza jest emisja spalin do atmosfery;
- przy realizacji obiektów z betonu komórkowego nie stosuje się wielu urządzeń zużywających energię elektryczną;
- dobre właściwości cieplne betonu powodują, iż zużywa się znacznie mniej energii na ogrzewanie budynków;
- przy przebudowie, ewentualnie rozbiórce budynku z betonu komórkowego nie wydzielają się szkodliwe substancje, a materiał z rozbiórki może być ponownie wykorzystany w procesie produkcji.

Reasumując, zarówno produkcja, jak i stosowanie autoklawizowanego betonu komórkowego spełniają wymagania w zakresie ochrony środowiska naturalnego.

6. PODSUMOWANIE

Beton komórkowy to materiał budowlany wytworzony z surowców mineralnych odpowiednio spulchnionych dla wytworzenia porowatej struktury, w którym zastosowano rozsądny kompromis między lekkością a wytrzymałością, przy bardzo korzystnej izolacyjności termicznej i niskich kosztach wytwarzania. Jest on znakomitym materiałem do budowy domów ciepłych, zdrowych i niedrogich, w których tradycja domu murowanego harmonijnie spleta się z nowoczesnością i komfortem. Te walory zapewniają domom

nowe techniki wznoszenia murów i wysoka jakość aktualnie produkowanych betonów komórkowych.

LITERATURA

- [1] Badania ciepłno-trwałościowe murów z elementów z betonu komórkowego, 1999. Maszynopis. COBRPB CEBET Warszawa.
- [2] BN-88/B-06734-06. Zaprawy budowlane. Lekka zaprawa murarska Termor i Termor W.
- [3] Elementy drobnowymiarowe ścienne z autoklawizowanego betonu komórkowego. Kryteria techniczne KT-114 wraz z aneksem Nr 1 z 1998 r. COBRPB CEBET Warszawa.
- [4] Kalendarz budowlany 2001 r., 2000. Red. J. Widera. Wyd. WACETOB Warszawa.
- [5] Kozakiewicz Z., Zapotoczna-Sytek G., Fitas H., 1995. Bezodpadowe odsiarczanie spalin z wykorzystaniem odpadów technologicznych powstających przy produkcji betonu komórkowego. Mat. XV Konf. Nauk.-Tech. Przemysłu Betonów „Jadwisin 95”. Beton i Prefabrykacja.
- [6] Łas M., 2000. Współczynniki przewodzenia ciepła λ autoklawizowanego betonu komórkowego. Mat. XVII Konf. Nauk.-Tech. „Jadwisin 2000”. Beton i Prefabrykacja.
- [7] Mamont-Cieśla K., Zapotoczna-Sytek G., 1998. Promieniotwórczość betonu komórkowego – mity czy rzeczywistość. Materiały Budowlane 3.
- [8] Określanie deklarowanych i obliczeniowych wartości współczynnika przewodzenia ciepła λ dla betonów komórkowych z różnych wytwórni. Maszynopisy z lat 1999-2000. COBRPB CEBET Warszawa.
- [9] PN-89/B-06258. Autoklawizowany beton komórkowy.
- [10] PN-97/B-19301. Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego.
- [11] PN-ISO 8302:1999. Izolacja cieplna. Określenie oporu cieplnego i właściwości z nim związanych w stanie ustalonym. Aparat płytowy z osłoniętą płytą grzejącą.
- [12] PN-ISO 10456:1999. Izolacja cieplna. Materiały i wyroby budowlane. Określanie deklarowanych i projektowych wartości cieplnych.
- [13] PN-EN ISO 6946:1999. Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [14] Pogorzelski J., Firkowicz-Pogorzelska K., 2000. Badania właściwości cieplnych betonu komórkowego i ocena rozwiązań detali budynków. Maszynopis. ITB Warszawa.
- [15] Walczak K., 2001. Nowość – lekka zaprawa murarska TERMOR N o ulepszonych właściwościach termoizolacyjnych. Czasopismo: Informacja bieżąca COBRPB CEBET 1.
- [16] Zapotoczna-Sytek G., 2000. Buduję dom z betonu komórkowego. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa Warszawa.
- [17] Zapotoczna-Sytek G., Szudrowicz B., Kowalski R., Romanowski J., 2000. Beton komórkowy odmiany 300 z Prefabetu Bielsko-Biała. Materiały Budowlane 6.

AAC – THE ECONOMIC AND HEALTHY CONSTRUCTION MATERIAL FOR HOUSING

Summary

The paper presents technical properties and economic advantages of AAC decisive on its large scope of application in construction. Moreover its healthy advantages and low environmental impact are also pointed out.

Keywords: cellular concrete (AAC), lightweight, durability, efficiency, environment protection

WYKORZYSTANIE SUROWEGO GIPSU Z ODSIARCZANIA SPALIN DO WYROBU ZAPRAW BUDOWLANYCH

Ewa Osiecka

Politechnika Warszawska
Wydział Inżynierii Lądowej
Al. Armii Ludowej 16, 00-637 Warszawa

Tematem opracowania jest przedstawienie możliwości wykorzystania dwuwodnego gipsu, powstającego w instalacjach odsiarczania spalin, tzw. gipsu syntetycznego, w sposób nie wymagający jego przetwarzania czy uzdatniania, jak to ma miejsce przy wypalaniu go na spoiwo gipsowe. Zaprezentowany sposób bezpośredniej utylizacji gipsu syntetycznego polega na zastosowaniu go, jako podstawowego ilościowo składnika, do mieszanek budowlanych typu zaprawy – mających po stwardnieniu, zależnie od zastosowanych wypełniaczy, gęstość objętościową $1900 \pm 1000 \text{ kg/m}^3$, wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach $22 \pm 2,5 \text{ MPa}$.

Słowa kluczowe: odpady przemysłowe, gips z odsiarczania, zaprawy budowlane, badania

1. WPROWADZENIE

Od kilku lat w Polsce powstają znaczne ilości gipsu odpadowego z instalacji odsiarczania spalin, zwłaszcza w elektrowniach i elektrociepłowniach, w wyniku stosowania tzw. mokrej metody wapniowej oczyszczania spalin. Znaczne ilości tego gipsu, występującego w postaci dwuwodnego siarczanu wapniowego, który przyjęto u nas nazywać gipsem syntetycznym, są wyprażane na spoiwo gipsowe (półhydrat) – po niezbędnym przystosowaniu (m.in. brykietowaniu). Jest to praktycznie jedyny w większej skali obecny kierunek utylizacji gipsu z odsiarczania. Uzyskane spoiwo gipsowe stosuje się podobnie jak gips budowlany wyprażany z kamienia naturalnego. Biorąc pod uwagę ograniczoną chłonność naszego rynku budowlanego w zakresie tworzyw gipsowych, wobec jednoczesnej konkurencyjności materiałów gipsowych pochodzenia naturalnego i wyrobów gipsowych zagranicznych – produkcja spoiwa gipsowego z gipsu syntetycznego raczej nie zapewni pełnego zagospodarowania gipsów z odsiarczania. Wskazane są poszukiwania także innych rozwiązań utylizacji tych gipsów, zmierzające do ich bezpośredniego wykorzystania w stanie „surowym”. Sposoby bezpośredniego wykorzystania gipsu z odsiarczania powinny budzić zainteresowanie, jako mniej energochłonne i bardziej ekonomiczne. Jest to szczególnie interesujące dla terenów zlokalizowanych w pobliżu zakładów energetycznych z instalacjami odsiarczania spalin. Próby bezpośredniego stosowania gipsu dwu-

wodnego z odsiarczania spalin do wykonywania tworzyw budowlanych zostały podjęte w niektórych ośrodkach badawczych [1, 8], a także w Politechnice Warszawskiej [2-6].

2. CHARAKTERYSTYKA ROZWIĄZANIA MATERIAŁOWEGO

Dotychczasowe prace wykazały przydatność gipsu z odsiarczania do bezpośredniego wykorzystania go w betonopodobnych tworzywach budowlanych, w wyniku łączenia go ze spoiwem mineralnym (cementem, wapnem) i materiałem pucolanowym, jak popiół lotny lub pyły krzemionkowe oraz ewentualnie z wypełniaczem ziarnistym w postaci piasku lub innym. Koncepcja taka stwarza dużą różnorodność w zakresie właściwości technicznych tworzyw. Właściwości te i podatność niezwiązanej mieszanki wyjściowej do przyjmowania nadawanego jej kształtu wskazują na możliwości stosowania tworzyw tych do produkcji elementów budowlanych, zwłaszcza drobnowymiarowych ściennych, jak też do innych zastosowań, na przykład podkładów podłogowych.

Istotne jest kształtowanie struktury wewnętrznej tworzywa, a przez nią właściwości technicznych, w czym zasadnicze znaczenie ma odpowiedni dobór ilościowy i jakościowy składników, ich uziarnienie, skład mineralny, jak też działania technologiczne – np. wygrzewanie wyrobów, skutkujące polepszeniem jakości materiału.

Wszystkie opracowane dotąd tworzywa mogą być stosowane w środowisku powietrzno-suchym, natomiast w warunkach dłuższego oddziaływania wody – nie wszystkie. Zapewnienie trwałości tworzywom jest istotnym problemem występującym w prowadzonych badaniach. Uzyskanie całkowitej odporności na środowisko wody jest trudne do rozwiązania z uwagi na niewyjaśnione jeszcze w pełni uwarunkowania powstawania w stwardniałych już tworzywach ettringitu $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot 3\text{CaSO}_4\cdot 32\text{H}_2\text{O}$. Mimo możliwości wykształcenia się ettringitu w czasie dość długiego wiązania mieszanki, nie wyklucza się jego powstawania także w stwardniałym tworzywie, przy większym zawilgoceniu, co – zwłaszcza przy zwartej strukturze – może powodować spękanie tworzywa. W związku z tym, należy stosować cementy o małej zawartości glinianu wapniowego oraz popioły lotne o niedużej ilości glinianów. Obok właściwego doboru cementu i dodatków pucolanowych, na zmniejszenie ryzyka pojawiania się rys w tworzywie korzystnie wpływa wprowadzenie odpowiednich domieszek kształtujących strukturę porowatości tworzywa, a także stosowanie wypełniaczy – na przykład piasku lub granulatu styropianowego.

3. ZAŁOŻENIA OGÓLNE I KRYTERIA OCENY ZAPRAW

W prowadzonych pracach kierowano się następującymi ogólnymi założeniami:

- stosowanie w mieszankach maksymalnej ilości gipsu; jako racjonalną ilość przyjęto średnio 50-60% masy składników stałych mieszanki (gips + cement + popiół),
- uzyskanie tworzywa o wytrzymałości na ściskanie nie mniejszej niż 8 MPa, przy odporności na działanie wody wyrażanej współczynnikiem rozmiękania nie mniejszym niż 0,6.

Jako kryteria oceny stwardniałego tworzywa przyjęto w badaniach oznaczenie: gęstości objętościowej, wytrzymałości na ściskanie i na zginanie w stanie powietrzno-suchym i w stanie nasycenia wodą po różnych okresach czasu (podstawowy 28 dni), nasiąkliwości masowej, współczynnika rozmiękania (określanego jako $k = R_{cn}/R_{cs}$, gdzie R_{cs} - wytrzymałość na ściskanie w stanie powietrzno-suchym, R_{cn} - wytrzymałość na ściskanie w stanie nasycenia wodą).

4. ZAPRAWY Z GIPSU SYNTETYCZNEGO Z KRUSZYWEM W POSTACI PIASKU

W prezentowanym fragmencie prac badawczych przedstawiono wyniki badań zapraw uzyskanych z mieszanek gipsu z odsiarczania, cementu i popiołów lotnych, ewentualnie pyłów krzemionkowych oraz piasku i wody wprowadzanej w ilości potrzebnej do uzyskiwania konsystencji około 7 cm (zanurzenia stożka).

Mieszanki gips/cement/popioł – bez piasku – o składzie w częściach masowych:

- gips syntetyczny (z elektrowni Bełchatów)..... 50÷65,
- cement portlandzki (wskazany jest mieszany żużlowy, hutniczy) 32,5..... 20÷22,
- popiół lotny konwencjonalny (Elektrociepłownia Siekierki, Warszawa)..... 13÷30
- woda23÷25% masy składników stałych,

wykazują w stanie stwardniałym, po 28 dniach dojrzewania, następujące właściwości:

- wytrzymałość na ściskanie w zakresie od 15 do 28 MPa,
- nasiąkliwość od 6 do 15% masy,
- współczynnik rozmiękania od 0,6 do 0,95,

przy odpowiednim cemencie są odporne na oddziaływanie wody.

Tworzywa z większą ilością gipsu, tj. 65 do 70 części masowych z cementem 20÷15 i popiołami 10÷25 – mają mniejsze wytrzymałości, a mianowicie od 7 do 11 MPa, większą nasiąkliwość i mniejszą odporność na środowisko wody.

Tworzywa z cementem portlandzkim wykazują po długotrwałym przemiennym działaniu wody (cykle: nasycanie wodą – wysychanie) drobne spękania, ale jednocześnie mają przy tym wyraźnie większą wytrzymałość w porównaniu z wytrzymałością próbek 28-dniowych. Skłonność do spękań nie występuje przy stosowaniu cementu hutniczego, a także tworzyw z piaskiem. Poniżej podano wyniki badań wytrzymałości zapraw z piaskiem wiślanym, dojrzewających w temperaturze normalnej (+20°C) oraz z zastosowaniem 7-dniowego wygrzewania w 30°C (tab. 1).

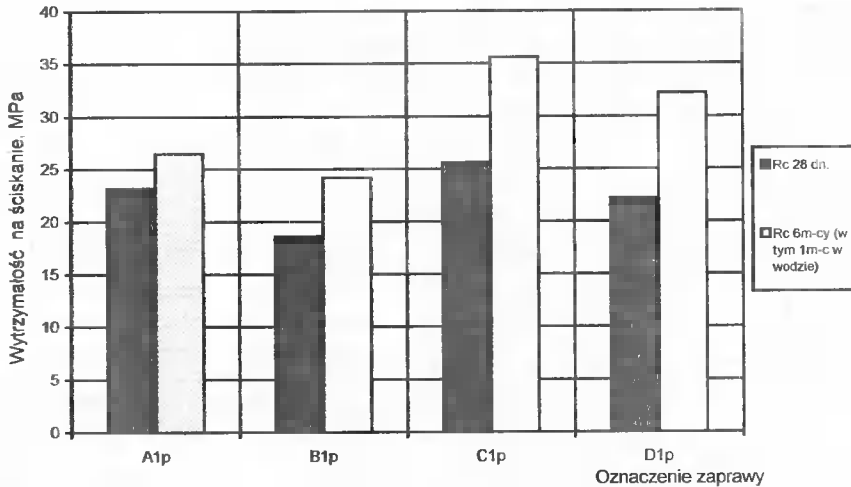
Tabela 1. Wytrzymałość zapraw o składzie: gips z odsiarczania + cement + popiół lotny + pył krzemionkowy i piasek wiślany – po 28 dniach dojrzewania w różnych warunkach

Tableau 1. Résistance des mortiers contenant gypse de désulfuration + ciment + cendre volant et du sable de la Vistule – après 28 jours de mûrissement dans divers conditions du milieu

Oznaczenie zaprawy	Skład zapraw 1:1 gips/cement/popioł lotny/pyły krzemionkowe : piasek	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]		Wytrzymałość na zginanie [MPa]	
		dojrzewanie wg cyklu I 28 dni w 20°C	dojrzewanie wg cyklu II 7 dni w 30°C, 21 dni w 20°C	dojrzewanie wg cyklu I 28 dni w 20°C	dojrzewanie wg cyklu II 7 dni w 30°C, 21 dni w 20°C
		A1p	55/20/20/5:100	23,2	18,2
B1p	60/20/15/5:100	18,6	22,3	2,0	1,7
C1p	50/25/20/5:100	25,6	23,4	2,3	2,1
D1p	55/25/15/5:100	22,2	24,8	2,3	1,9

Uwaga: stosowano cement portlandzki CP35N (obecnie CEM I 32,5), gips z Bełchatowa, popiół z Siekierki, pyły z huty Łaziska

Wytrzymałości 28-dniowych zapraw dojrzewających w warunkach normalnej temperatury otoczenia porównano z wytrzymałościami zapraw po 6 miesiącach dojrzewania w temperaturze normalnej, w tym z 30-dniowym okresem przechowywania w wodzie (rys. 1).



Rys. 1. Wzrost wytrzymałości zapraw gipsowo-cementowych z pucolanami i piaskiem po upływie pół roku, w tym po 1 miesiącu przechowywania w wodzie

Fig. 1. Accroissement de la résistance des mortiers gypse-ciment-cendre volantsable après 6 mois, y compris un mois de conservation dans l'eau

Wytrzymałość zapraw po dłuższym czasie dojrzewania i poddanych działaniu wody wynosiła od 25 do 35 MPa, wykazując wyraźny przyrost w stosunku do wytrzymałości 28-dniowej – od 30 do 65%. Zaprawy te wykazały trwałość w warunkach przechowywania w wodzie.

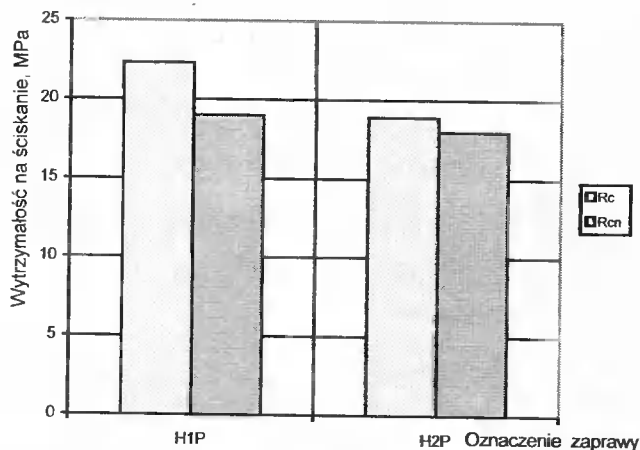
Właściwości zapraw z tym samym gipsem, ale wykonane z cementem hutniczym CH 25 dość niskiej jakości, z popiołem lotnym z elektrociepłowni Siekierki i z mniejszą ilością piasku – w proporcji gips/cement/popioł : piasek = 1 : 0,5 przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Właściwości zapraw gipsowo-cementowo-popiołowych z cementem hutniczym i z piaskiem wiślanym

Tableau 2. Propriétés des mortiers gypse-ciment-cendre avec ciment de laitier au clinker et du sable de la Vistule

Oznaczenie zaprawy	Skład gips/cement/popioł lotny : piasek	Gęstość objętościowa [kg/m ³]	Wytrzymałość na ściskanie – 28 dni, stan powietrzno-suchy	Wytrzymałość na ściskanie – 28 dni + 1 dzień przebywania w wodzie	Nasiąkliwość masowa [%]	Współczynnik rozmiękania R _{gr} /R _c
	[części masowe]		R _c [MPa]	R _{en} [MPa]		
H1P	50/20/30:50	1960	22,3	19	7,5	0,85
H2P	60/20/20:50	1900	18,9	18	8,9	0,95

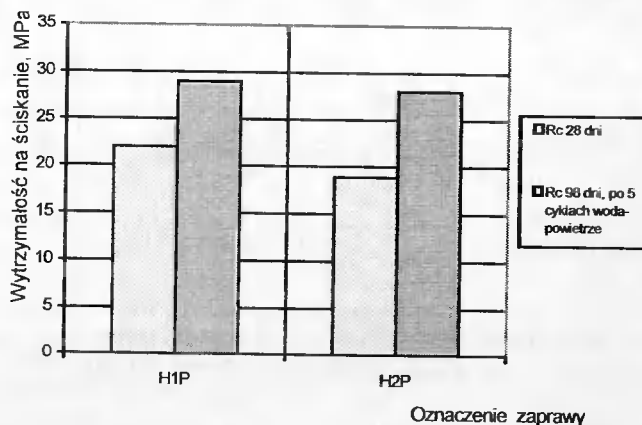
Zmiany wytrzymałości na ściskanie po 24 godzinach nasycania w wodzie ilustruje rysunek 2. Uzyskane dla zapraw współczynniki rozmiękania są korzystne i wynoszą: 0,85 i 0,95.



Rys. 2. Wytrzymałość na ściskanie zapraw H1P i H2P po 28 dniach dojrzewania w warunkach normalnych (Rc) i po 1 dniu nasycania w wodzie (Rcn)

Fig. 2. Résistance à la compression des mortiers H1P et H2P après 28 jours du mûrissement dans les conditions normaux (Rc) et après 24 h de saturation dans l'eau (Rcn)

Zaprawy poddawane działaniu przemiennemu woda – powietrze w cyklach 7-dniowych nie wykazały po 5 cyklach niekorzystnych zmian. Wyraźnie zwiększyła się ich wytrzymałość na ściskanie w stosunku do wytrzymałości 28-dniowej (rys. 3).



Rys. 3. Wytrzymałość na ściskanie zapraw H1P i H2P po 28 dniach dojrzewania w warunkach normalnych (Rc 28) i po 98 dniach (Rc 98), w tym 5 cykli przemiennego działania „7 dni woda – 7 dni powietrze” (łącznie 70 dni)

Fig. 3. Résistance à la compression des mortiers H1P et H2P après 28 jours du mûrissement dans les conditions normaux (Rc) et après 98 jours (Rc 98), y compris 5 cycles d'action alternative „7 jours de l'eau + 7 jours de l'air” (en somme 70 jours)

5. ZAPRAWY Z GIPSU SYNTETYCZNEGO Z KRUSZYWEM W POSTACI STYROPIANU

Ciekawy materiał stanowi kompozyt – zaprawa z bardzo lekkim wypełniaczem. Jako wyjściową proporcję masową składników przyjęto: gips z Belchatowa : cement portlandzki : popiół lotny = 55 : 20 : 25. Do składników tych wymieszanych z odpowiednią ilością wody wprowadzano wstępnie ekspandowane granulki styropianowe o średnicy ziaren do 3 mm i gęstości nasypowej 16,5 kg/m³. Charakterystykę techniczną uzyskanego lekkiego kompozytu, odpornego na działanie wody, przedstawiono w tabeli 3.

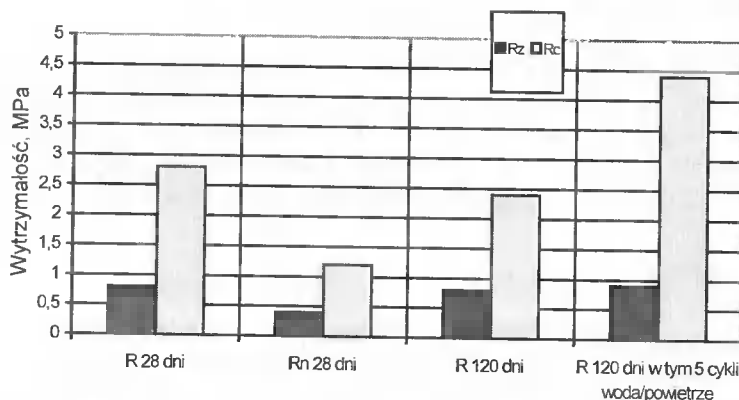
Tabela 3. Właściwości techniczne kompozytu gipsowo-cementowo-popiołowego 55/20/25 z granulatem styropianowym

Tableau 3. Propriétés techniques du composite gypse-ciment-cendre 55/20/25 contenant le granulats du polystyrène expansé

Skład i właściwości	Wartości
Skład, części masowe: – gips z odsiarczania B4 – 55 – cement portlandzki żuźlowy CEM II/A-S 32,5 – 20 – popiół lotny drobnoziarnisty P3 – 25 – granulki styropianowe - 1 % – krzemionka koloidalna Arsil - 0,5 % – woda 25% masy składników drobnoziarnistych	
Plastyczność świeżej mieszanki, cm	21,5
Gęstość objętościowa, stan powietrzno-suchy, kg/m ³	1050
Wytrzymałość po 28 dniach dojrzewania, stan powietrzno-suchy: – na zginanie, R_{z28} , MPa – na ściskanie, R_{c28} , MPa	0,8 2,8
Wytrzymałość po 28 dniach i nasyceniu wodą – na zginanie, R_{zn28} , MPa – na ściskanie, R_{cn28} , MPa	0,4 1,7
Nasiąkliwość po 1 dniu nasycania, % masy	5,5
Współczynnik rozmiękania	0,60
Wytrzymałość po 120 dniach w warunkach powietrzno-suchych – na zginanie, R_{z120} , MPa – na ściskanie, R_{c120} , MPa	0,8 2,4
Wytrzymałość po 120 dniach, w tym 5 cykli woda/powietrze (70 dni): – na zginanie, MPa – na ściskanie, MPa	0,9 4,4
Nasiąkliwość w czasie długotrwałego nasycania, %	19
Zachowanie się próbek w czasie badania woda/powietrze (5 cykli, 70 dni)	bardzo dobre, bez objawów zniszczenia

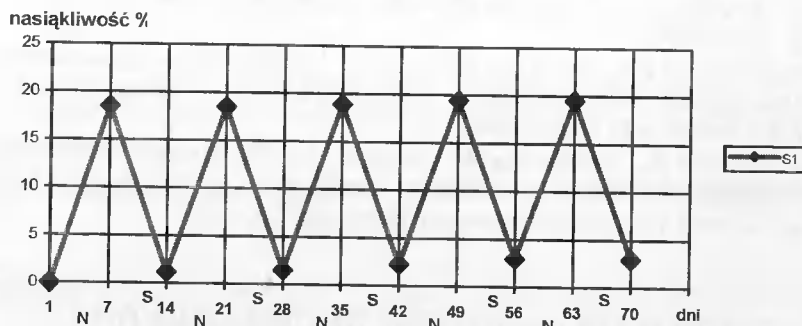
Zmiany wytrzymałości na zginanie i ściskanie w funkcji czasu i oddziaływania środowiska wody ilustruje rysunek 4.

Ostre badanie przemiennego nasycania wodą i wysychania tworzywa przez 5 cykli nie spowodowało żadnych negatywnych zmian. Zmiany nasiąkliwości zaprawy w 5 kolejnych cyklach przemiennego nasycania wodą (7 dni) i wysychania (7 dni) obrazuje rysunek 5.



Rys. 4. Zmiany wytrzymałości na zginanie (Rz) i na ściskanie (Rc) po 28 dniach dojrzewania ($R_{28 \text{ dni}}$) w stanie powietrzno-suchym, po 1 dniu nasycania wodą ($R_{n \text{ 28 dni}}$) oraz po 120 dniach dojrzewania w warunkach powietrzno-suchych ($R_{120 \text{ dni}}$) i po 120 dniach dojrzewania łącznie z 5 cyklami przemiennego działania woda/powietrze ($R_{120 \text{ dni, w tym 5 cykli}}$)

Fig. 4. Variation de la résistance à la flexion (Rz) et à la compression (Rc) après 28 jours du mûrissement dans les conditions normales ($R_{28 \text{ jours}}$) en état sec et après 24 h de la saturation dans l'eau ($R_{n \text{ 28 jours}}$), et aussi après 120 jours du mûrissement dans les conditions normales ($R_{120 \text{ jours}}$) et après 120 jours, y compris 5 cycles d'action alternée „7 jours de l'eau + 7 jours de l'air” ($R_{120 \text{ jours y compris 5 cycles}}$)



Rys. 5. Zmiany nasiąkliwości tworzywa styropianowego poddanego oddziaływaniu 5 kolejnych przemiennych cykli „7 dni nasycanie wodą / 7 dni wysychanie” – N/S (nasycanie, schnięcie)

Fig. 5. Variation d'absorption d'eau du composite avec polystyrène expansé au cours de l'action des 5 cycles alternés „7 jours en eau / 7 jours en air” – N/S (saturation dans l'eau / séchement)

Opracowana zaprawa gipsowo-cementowo-popiołowa ze styropianem wykazuje gęstość objętościową ok. 1000 kg/m^3 oraz wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach dojrzewania nie mniejszą niż $2,5 \text{ MPa}$. Jest to lekki materiał, o niewysokiej wytrzymałości, ale o bardzo dobrej odporności na działanie wody, mimo znacznej nasiąkliwości (do 19% po długim nasycaniu wodą). Materiał tego rodzaju może znaleźć podobne zastosowanie jak styrogips lub pianogips, z tym że opracowana zaprawa wykazuje znacznie większą odporność na działanie wody od wymienionych.

6. PODSUMOWANIE

Przedstawione wyniki prac wskazują na możliwość bezpośredniego użycia gipsu z odsiarczania – w postaci, w jakiej powstaje – do wyrobu mieszanek budowlanych typu zapraw o różnym przeznaczeniu – m.in. do drobnowymiarowych elementów budowlanych, również z możliwością kształtowania powierzchni (np. formy z odpowiednim wzorem na dnie), a także do wyrobu lekkich elementów o charakterze wypełniającym.

LITERATURA

- [1] Coppola L., Belz G., Dinelli G., Collepari M., 1996. Prefabricated building elements based on FGD gypsum and ashes from coal - fired electric - generating plants. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, Vol. 29, 305-311.
- [2] Osiecka E., Nicewicz S., 1996. Możliwości bezpośredniego wykorzystania gipsu z odsiarczania spalin do produkcji materiałów budowlanych. *Materiały Budowlane* 10.
- [3] Osiecka E., Nicewicz S., 1997. Gips dwuwodny z odsiarczania spalin jako składnik tworzyw budowlanych. VI Sem. Nauk. Teoretyczne podstawy budownictwa. Wyd. IL PW i MGSU Moskwa, Warszawa.
- [4] Osiecka E., 1998. Wykorzystanie odpadów z przemysłu energetycznego do produkcji materiałów stosowanych w budownictwie mieszkaniowym. *Uczelniane Centrum Badawcze Energetyki i Ochrony Środowiska Politechniki Warszawskiej*.
- [5] Osiecka E., 1999. Betonopodobne kompozyty z odpadów przemysłowych, w tym gipsu z odsiarczania, w aspekcie problemu odporności na działanie wody. *Politechnika Warszawska*.
- [6] Praca zbiorowa pod kierunkiem E. Osieckiej, 1997/98. Wykorzystanie drobnopielastych odpadów przemysłowych w technologii materiałów budowlanych, Cz. I/II. ITiOPB Politechniki Warszawskiej.
- [7] Rozczynalski W., Grzybowska W., Gawlicki M., 1996. Badania laboratoryjne nad wykorzystaniem odpadów z odsiarczania spalin do celów drogowych. *Międzynar. Konf. „Trwałe i bezpieczne nawierzchnie drogowe”*, Kielce.

UTILISATION DU GYPSE DE DESULFIRATION POUR LA REALISATION DES MORTIERS

Resumé

On a présenté une possibilité d'utilisation du gypse synthétique, c'est à dire du gypse dihydraté provenant de l'installation désulfuration des fumées, sans aucune préparation préalable du gypse, ce qui est indispensable en cas de la production du plâtre. On a décrit une manière de l'utilisation de ce gypse synthétique, comme le constituant quantitatif des mélanges du type des mortiers pour le bâtiment, qui après durcissement se caractérisent par la masse volumique max. 1000 kg/m³, la résistance à la compression au minimum 25 MPa après 28 jours.

Mots clés: résidus industriels, gypse de desulfuration, mortiers, travaux expérimentaux

ZMODERNIZOWANE LABORATORIUM IZOLACJI TERMICZNYCH ITB

Zbigniew Owczarek, Jerzy A. Pogorzelski

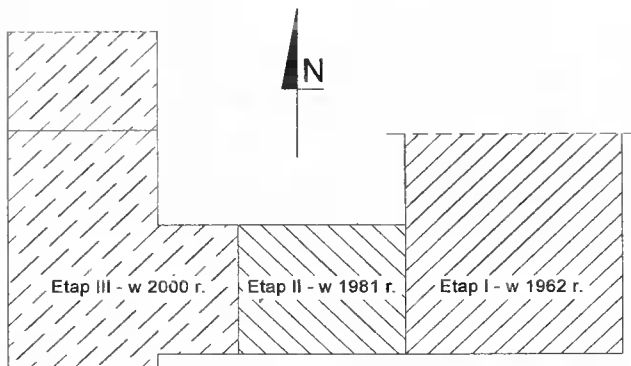
Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

Zakład Fizyki Ciepłej w 1961 r. wyodrębniony został z innej komórki organizacyjnej ITB i przeniesiony w 1962 r. (wraz z Zakładem Akustyki Budowlanej) z budynku przy ul. Filtrowej 1 do nowego budynku przy ul. Ksawerów 21. W budynku tym powstały stanowiska badawcze – nowoczesne, jak na ówczesne kraje Europy Środkowo-Wschodniej w połowie lat 60. – które jednak starzały się moralnie w miarę upływu lat, mimo modernizacji, podejmowanej stopniowo od początku lat 90. Zakres badań i przepustowość laboratorium nie odpowiadały potrzebom gospodarki rynkowej, w której właściwości cieplne i wilgotnościowe wyrobów budowlanych odgrywają znaczącą rolę. Z tego względu, w 1994 r. Zakład Fizyki Ciepłej sformułował wieloletni program swego rozwoju, obejmujący również rozbudowę i modernizację powstającego Laboratorium Izolacji Termicznych. Na tej podstawie opracowane zostały w 1998 r. założenia technologiczne, będące podstawą do wykonania projektu technicznego, a następnie realizacji rozbudowy budynku, zakończonej pod koniec 2000 r. Przewiduje się dalszy rozwój Laboratorium w wyniku wykonania dalszych stanowisk badawczych i zakupu uzupełniającej aparatury.

Słowa kluczowe: laboratorium, organizacja, akredytacja, stanowiska badawcze

1. WSTĘP

Tematyka badań właściwości cieplno-wilgotnościowych materiałów i przegród budowlanych została podjęta w ITB jeszcze w latach 50. W jednym pokoju w budynku przy ul. Filtrowej 1 prowadzono badania przewodności cieplnej, sorpcji wilgoci i współczynnika dyfuzji pary wodnej przez materiały budowlane, a w piwnicy jednego z budynków przy ul. Ksawerów 21 wykonywano badania oporu cieplnego wycinków przegród w komorze klimatycznej. W 1959 r. opracowano projekt technologiczny [4] nowych stanowisk badawczych w przewidywanym do zbudowania budynku, mającym pomieścić Zakłady: Akustyki Budowlanej i Fizyki Ciepłej. Nie był to okres rozmachu w inwestycjach placówek badawczych, stąd też budynek, zrealizowany jako etap I według rysunku 1, był od początku zbyt ciasny i z trudem mieściły się w nim podstawowe stanowiska, przy małej ich przepustowości.



Rys. 1. Etapy rozbudowy Zakładu Fizyki Ciepłej w latach 1962-2000

Fig. 1. Stages of extension of the Department of Thermal Physics between 1962 and 2000

Tym niemniej w 1965 r., gdy w ITB odbywał się Kongres RILEM, na tle innych krajów Europy Środkowo-Wschodniej Polska miała laboratorium właściwości ciepno-wilgotnościowych w miarę nowoczesne. Niestety, w latach następnych nie ulegało ono modernizacji, mimo pewnej rozbudowy zajmowanej kubatury (etap II na rys. 1), a w latach 80. następowało nawet stopniowe zmniejszanie zakresu prowadzonych badań, spowodowane nastawieniem się wówczas Zakładu Fizyki Ciepłej na próby technologiczne własnych systemów izolacji cieplnej (tzw. styrobloków i fibrobloków).

W 1989 r. w Instytucie przyjęto dokument „Rola i zadania Instytutu Techniki Budowlanej w perspektywie lat 1990-2000” [5], w którym założono wycofanie się Instytutu z własnych pomysłów technologicznych i przyjęcie na siebie roli obiektywnej placówki badawczej. Stworzyło to nowe szanse rozwoju laboratoriów w zakresie stanowisk badawczych i otoczenia procesu badań.

W konsekwencji, w pierwszych latach 90. udało się zahamować tendencje spadkowe i rozpocząć stopniową modernizację Zakładu Fizyki Ciepłej. Od początku lat 90. techniką „małych kroków” modernizowano i uruchamiano nowe stanowiska badawcze i poprawiano warunki otoczenia procesu badań. W 1993 r. powołano w Zakładzie tzw. Dział Techniczny Laboratorium Badawczego ITB pod nazwą Laboratorium Izolacji Termicznych, które w 1996 r. uzyskało akredytację w Polskim Centrum Badań i Certyfikacji, rozszerzoną w latach 1998 oraz 2000.

Zakres badań, które na początku lat 90. mogło wykonywać Laboratorium Izolacji Termicznych, był niewielki i nie odpowiadał potrzebom wynikającym z Dokumentu Interpretacyjnego [3]. Podobnie zresztą niewielki był wówczas potencjał Zakładu Fizyki Ciepłej. Z tego względu, w roku 1994 opracowano perspektywny program Zakładu i założenia rozwoju Laboratorium Izolacji Termicznych, uwzględniające:

- dokument interpretacyjny do Wymagania podstawowego 6 „Oszczędność energii i ochrona ciepła”, zwłaszcza w odniesieniu do komponentów obudowy budynków,
- wnioski z przeglądu kilku laboratoriów zagranicznych (w Niemczech i we Włoszech),
- stan istniejący Zakładu Fizyki Ciepłej i jego laboratorium.

Po nieudanych próbach uzyskania środków na rozbudowę w ramach tzw. SPUB (Specjalne Programy i Urządzenia Badawcze), w 1998 r. Dyrekcja ITB podjęła decyzję rozbudowy Laboratorium Izolacji Termicznych Zakładu Fizyki Ciepłej głównie ze środków ITB. Opracowano „Założenia technologiczne rozbudowy...”, będące podstawą do wykonania projektu technicznego, a następnie realizacji i zakończenia rozbudowy budynku, co nastąpiło pod koniec 2000 r. (etap III na rysunku 1).

Rozbudowa budynku Laboratorium stała się ważnym elementem Zakładu Fizyki Ciepłej, choć nie zaspokaja to wszystkich potrzeb, szczególnie w zakresie stanowisk badawczych. Z tego względu, Zakład Fizyki Ciepłej pracuje dalej nad modernizacją istniejących i projektami nowych stanowisk.

2. NIEZBĘDNY ZAKRES BADAŃ W LABORATORIUM IZOLACJI TERMICZNYCH

Nazwa „Laboratorium Izolacji Termicznych” jest pewnym, niezbędnym ze względów redakcyjnych, skrótem myślowym. Trzeba pamiętać, że Laboratorium Izolacji Termicznych jest formą działania Zakładu Fizyki Ciepłej w odniesieniu do Klientów, nastawioną na wykonywanie badań rutynowych, zwłaszcza objętych zakresem akredytacji Laboratorium, ale nie jest bytem całkowicie odrębnym od Zakładu Fizyki Ciepłej. Jest to ta sama grupa ludzi, o dobrym przygotowaniu ogólnym z zakresu fizyki ciepłej budowli, wymiany ciepła i matematycznej teorii przewodnictwa cieplnego, którzy nie tylko dysponują biegłością w prowadzeniu rutynowych oznaczeń i opanowali normy systemów jakości, ale wiedzą również, jakie oznaczenia są potrzebne i jak ich wyniki można uogólnić.

W związku z tym, działalność Laboratorium Izolacji Termicznych nie ogranicza się tylko do badania wyrobów do izolacji cieplnej i metod badań ujętych w normach w rozumieniu programu pracy Komitetu Technicznego 88 CEN [1]. Zakres badań w Laboratorium Izolacji Termicznych Zakładu Fizyki Ciepłej ITB musi obejmować wszystkie właściwości związane z Wymaganiem Podstawowym 6 „Oszczędność energii i ochrona cieplna”, a odnoszące się do:

- materiałów i wyrobów do izolacji cieplnej;
- wszystkich komponentów budowlanych, nieprzezroczystych i przezroczystych, nośnych i nienośnych, którym stawia się wymagania wynikające z Wymagania podstawowego 6;
- elementów budynków, nieprzezroczystych i przezroczystych, nośnych i nienośnych, którym stawia się wymagania wynikające z Wymagania podstawowego 6.

Z Dokumentu interpretacyjnego do Wymagania podstawowego 6 [3] wynikają następujące cechy wyrobów budowlanych, które mogą być potrzebne do ich oceny:

- 1) w odniesieniu do materiałów warstwy (okładziny) zewnętrznej: gęstość, kształt, stabilność wymiarów, opór dyfuzyjny, współczynniki rozszerzalności termicznej i wilgotnościowej, sorpcja wilgoci, podciąganie kapilarne wody, przepuszczalność powietrza, wybrane charakterystyki mechaniczne, emisyjność promieniowania długofalowego, absorpcja promieniowania słonecznego;
- 2) w odniesieniu do materiałów izolacji cieplnej: gęstość, kształt, stabilność wymiarów, przewodność cieplna lub opór cieplny przy kilku wartościach wilgotności, opór dy-

- fuzyjny, współczynniki rozszerzalności termicznej i wilgotnościowej, sorpcja wilgoci, podciąganie kapilarne wody, wybrane charakterystyki mechaniczne;
- 3) w odniesieniu do komponentów ściennych i dachowych: opór cieplny przy kilku wartościach wilgotności, szczelność na deszcz ukośny, szczelność na przenikanie powietrza;
 - 4) w odniesieniu do okien: opór cieplny, szczelność na wodę deszczową, współczynnik infiltracji powietrza, emisyjność promieniowania długofalowego z zewnętrznej powierzchni, przepuszczalność i absorpcja promieniowania słonecznego;
 - 5) w odniesieniu do nawiewników powietrza wentylacyjnego: charakterystyka przepływu powietrza w funkcji różnicy ciśnienia, niepogarszanie izolacyjności cieplnej ściany lub okna;
 - 6) w odniesieniu do elementów obudowy (dachy, ściany, stropy): współczynnik przenikania ciepła, z uwzględnieniem mostków cieplnych, temperatura na powierzchni mostków przy obliczeniowej temperaturze powietrza zewnętrznego, szczelność na wodę opadową, szczelność na przenikanie powietrza.

Metody badań wymienionych właściwości wynikają z programu pracy Komitetu Technicznego CEN/TC 89 [2].

W Zakładzie Fizyki Ciepłej – oprócz powyższej tematyki – celowe może być prowadzenie badań uzupełniających, jak np. przyspieszonego starzenia warstw izolacji cieplnej oraz warstw wykończeniowych.

Do prowadzenia powyższych oznaczeń obecnie posiadamy w Zakładzie Fizyki Ciepłej następujące stałe stanowiska badawcze z zakresu wymiany ciepła i masy (wilgoci oraz powietrza) przez obudowę budowli, jej komponenty, wyroby i materiały:

- zestaw komór klimatycznych do oznaczania oporu cieplnego płaskich elementów ściennych przy użyciu przetworników gęstości strumienia cieplnego;
- komorę klimatyczną do oznaczania oporu cieplnego przegród niejednorodnych, w tym okien, przy użyciu pomiarowej skrzynki grzejnej (oba zestawy komór obsługuje stanowisko sterowania, zbierania i kontroli danych pomiarowych);
- stanowiska badań przewodności cieplnej materiałów (2 aparaty płytowe: 1 – metody pierwotnej i 1 – metody wtórnej);
- stanowisko do badań oporu cieplnego szyb zespolonych (w przygotowaniu do uruchomienia);
- stanowisko badania wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna i nawiewniki;
- stanowisko badania szczelności okien dachowych;
- stanowisko badań ściśliwości materiałów termoizolacyjnych (głównie wełny mineralnej);
- stanowisko badań nasiąkliwości i podciągania kapilarnego;
- stanowisko badania emisyjności powierzchni;
- komorę badań dyfuzji pary wodnej przez materiały;
- stanowisko badań sorpcji wilgoci przez materiały,
- komorę badania trwałości materiałów i wypraw zewnętrznych ścian budynków.

Przedmiotem projektowania są obecnie:

- stanowisko oznaczania oporu cieplnego profili okiennych,
- oraz
- stanowisko oznaczania oporu cieplnego fragmentów ścian i okien nachylonych pod różnym kątem, metodą skrzynki grzejnej.

Przy badaniach terenowych i ekspertyzach Zakład Fizyki Ciepłej posługuje się termometrami i higrometrami elektronicznymi, termometrami zdalacznymi, zintegrowanym miernikiem mikroklimatu i urządzeniem do badania szczelności obudowy („blower door”). Nasze wyposażenie w tym zakresie wymaga rozszerzenia o kamerę termowizyjną.

Mamy ponadto liczne stanowiska i pomieszczenia pomocnicze, jak:

- pomieszczenie wag i suszarek,
- stanowisko cechowania termopar,
- stanowisko przygotowywania próbek do badań,
- pomieszczenie klimatyzowania próbek przed oznaczaniem przewodności cieplnej,
- sprężarki i agregaty chłodnicze,
- stanowiska składowania („kartoteki”) okien przed badaniem i po badaniach,
- suszarnia elementów ściennych,
- warsztat podręczny,
- magazyn aparatury pomiarowej,
- archiwum kart badań i raportów z badań, z możliwością tworzenia komputerowych baz danych.

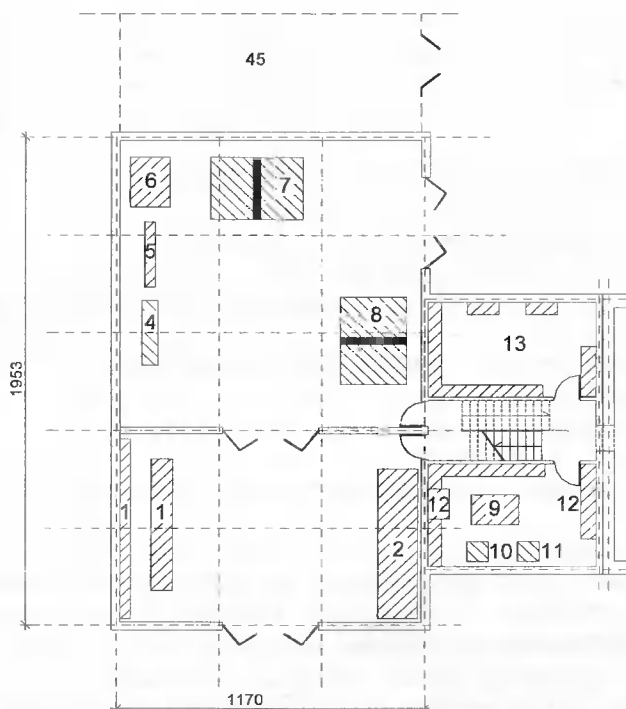
Ze względu na identyczność wykorzystywanej techniki pomiarowej i bliskość merytoryczną tematyki, Laboratorium Izolacji Termicznych i Zakład Fizyki Ciepłej ITB mogą i powinny prowadzić dodatkowo badania mikroklimatu cieplnego i wentylacji pomieszczeń, a w przyszłości – i pojazdów.

3. OBECNY PROGRAM TECHNOLOGICZNY LABORATORIUM IZOLACJI TERMICZNYCH

W ramach przedsięwzięcia rozbudowy do istniejącego budynku, oznaczonego literą „F”, dobudowano od strony zachodniej następujące pomieszczenia:

- halę nr 1 o powierzchni około 86 m^2 – rysunki 2 i 3,
- halę nr 2 o powierzchni około 131 m^2 , będącą przedłużeniem hali nr 1 w kierunku północnym, oraz łącznik, zawierający klatkę schodową z wejściami do pomieszczeń budynku istniejącego – rysunki 2 i 3.

Plany usytuowania pomieszczeń, rozmieszczenia stanowisk badawczych, przygotowywania próbek, ich przechowywania przed badaniem i po badaniach oraz przechowywania aparatury przedstawiono na rysunkach 2-6. Stanowiska badawcze wraz z wyposażeniem pomieszczeń zaznaczono prostokątami oznakowanymi cyframi arabskimi (prostokąty zakreskowane prawoskośnie – stanowiska istniejące, prostokąty zakreskowane lewoskośnie – stanowiska modernizowane lub przewidziane do wykonania). Objaśnienia oznaczeń podano w podpisach pod rysunkami.

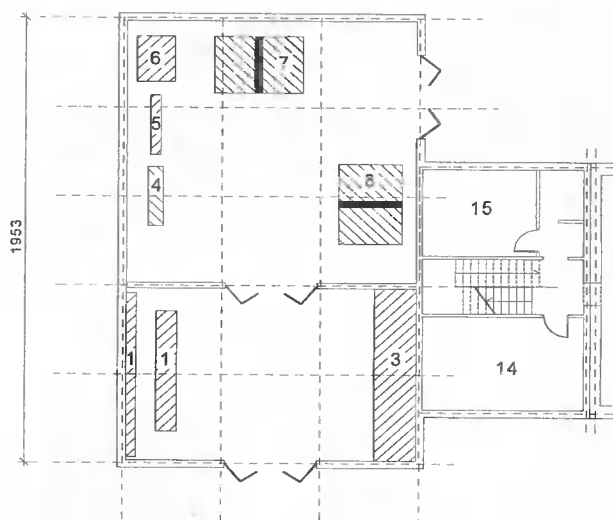


Rys. 2. Stanowiska badawcze w halach 1 i 2 oraz w piwnicy:

1 - stanowisko przygotowania próbek do badań, 2 - składowanie okien do badań, 4 - skrzynia stacjonarna badania wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna i nawiewniki, 5 - zespół zwęzek pomiarowych strumienia objętości powietrza, 6 - skrzynia obrotowa badania wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna połaciowe i nawiewniki, 7 - stanowisko oznaczania oporu cieplnego drzwi i fragmentów fasad metodą skrzynki grzejnej, 8 - stanowisko oznaczania oporu cieplnego ram okiennych oraz słupów i rygli lekkich ścian ostonowych, 9 - stanowisko pomiarowe cech geometrycznych wyrobów. 10 - stanowisko badania cech radiacyjnych, 11 - stanowisko badania ściśliwości materiałów termoizolacyjnych - wełny mineralnej, 12 - regały i szafy na próbki oraz przyrządy pomiarowe podlegające akredytacji, 13 - pracownia elektroniczna (sprawdzanie przyrządów pomiarowych i wdrażanie oprogramowania), 45 - wiata

Fig. 2. Testing facilities in halls 1 and 2 and in the cellar:

1 - stand for sample preparation for tests, 2 - storing of windows for testing, 4 - stationary bin for testing water tightness and air permeability through windows and ventilators, 5 - reducer assembly for measuring air volume flow, 6 - rotary bin for testing water tightness and air permeability through roof windows and ventilators, 7 - stand for determination of thermal resistance of doors and façade parts by means of heating box method, 8 - stand for determination of thermal resistance of window frames and columns and spandrel beams of light panel walls, 9 - measuring of stand for product geometrical features, 10 - radiation feature testing stand, 11 - stand for testing thermo-insulation material (mineral wool) compressibility, 12 - racks and cabinets for samples and measuring instruments subject to accreditation. 13 - electronic workshop (verification of measuring instruments and implementation of software), 45 - umbrella roof



Rys. 3. Stawiska badawcze w halach 1 i 2 oraz na parterze:

3 - antresola z regałami do przechowywania próbek po badaniu, 14 i 15 - pomieszczenia kameralne (dokumentowanie i opracowywanie raportów z badań), pozostałe oznaczenia jak na rysunku 2

Fig. 3. Testing facilities in halls 1 and 2 and on ground floor:

3 - mezzanine with racks for storing of samples after testing, 14 and 15 - restricted rooms (documentation and elaboration of test reports), for other descriptions – see Fig. 2

Technologia pracy w laboratorium przewiduje – niezależnie od przedmiotu i zakresu badań – pewne fazy stałe:

- przyjęcie do badań próbek, elementów próbnych lub partii wyrobów do pobrania z nich próbek,
- ewentualnie wykonanie elementów próbnych (fragmentów murów), przygotowanie próbek lub elementów próbnych do badania,
- ewentualne sezonowanie próbek lub elementów próbnych przed badaniem,
- badanie próbek lub elementów próbnych,
- przechowywanie próbek lub elementów próbnych po badaniu, na wypadek reklamacji.

We wszystkich tych fazach mogą uczestniczyć – na prawach obserwatorów – klienci, przy czym obowiązuje jednocześnie zasada chronienia przed obserwacją wyrobów lub elementów próbnych innych klientów.

Stąd, na etapie tworzenia projektu koncepcyjnego rozbudowy Laboratorium Izolacji Termicznych powstała propozycja stworzenia odpowiednio dużej powierzchni składowej, manewrowej oraz zapewniającej miejsce do przygotowania elementów do badań. Trzeba przyznać, że taką wizją kierował się zarówno projektant architektury – Jan Kędra, jak i dysponujący środkami Dyrektor ITB – doc. Stanisław Wierzbicki.

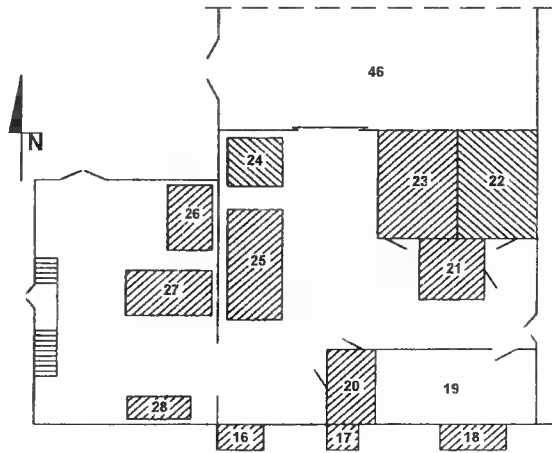
Próbki izolacji cieplnej dostarczane są do hali nr 1 (rys. 1), gdzie są przechowywane na regałach, w miarę potrzeby przygotowywane do badań (cięcie, wyrównywanie powierzchni) i pobierane do badań lub, jeśli potrzeba, sezonowane w pomieszczeniu klimatyzowanym. W przypadku dostarczenia okien, umieszcza się je w hali nr 1 w „kartotekach” z podwoziem jeźdźnym.

Na antresoli przechowywane są próbki materiałów izolacji cieplnej po badaniach.

Fragmety murów do badań oporu cieplnego przygotowuje się w starej hali lub pod wiatą, skąd są transportowane do suszarni, a następnie do badań w komorze klimatycznej w starej części laboratorium.

W hali nr 2 docelowo przewiduje się kilka stanowisk badawczych, w tym skrzynię obrotową do badań wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna połączeniowe (rys. 2 i 3).

Na rysunku 2 przedstawiono także nowe pomieszczenia w suterenie ze stanowiskami badawczymi i aparaturą, a na rysunku 3 przedstawiono nowe pomieszczenia kameeralne na wysokim parterze.



Rys. 4. Stanowiska badawcze w starej części budynku – parter:

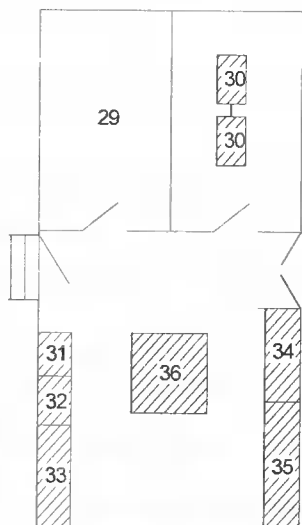
16, 17 i 18 - agregaty chłodnicze, 19 - archiwum dokumentów Laboratorium Izolacji Termicznych, 20 - stanowisko - komora badania trwałości materiałów i wypraw zewnętrznych ścian budynków, 21 - stanowisko badania oporu cieplnego przegród, w tym okien, przy użyciu pomiarowej skrzynki grzejnej, 22 i 23 - komory zimna i ciepła związane ze stanowiskiem 21, 24 - stanowisko badania skuteczności wysychania fragmentów ścian - murów, między innymi z wysokiej wilgotności, np. spowodowanej powodzią, 25 - zestaw trzech komór klimatycznych do oznaczania oporu cieplnego elementów ściennych (murów) płaskich przy użyciu przetworników gęstości strumienia ciepłego, 26 - warsztat podręczny, 27 - stanowisko badań przewodności cieplnej materiałów i oporu cieplnego szyb zespolonych, 28 - miejsce - „kartoteka” przechowywania szyb zespolonych przed badaniem oporu cieplnego, 46 - stanowisko przygotowywania ciężkich elementów ściennych do badań oporu cieplnego.

Fig. 4. Testing facilities in the old part of a building – ground floor:

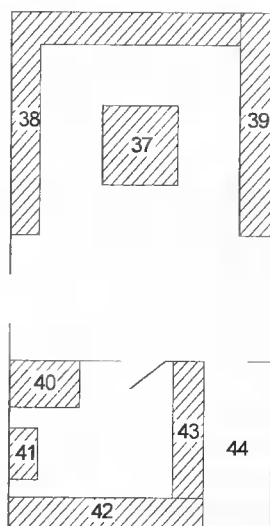
16, 17, 18 - cooling units, 19 - document archive files of Thermal Insulation Laboratory, 20 - stand - strength testing chamber for materials and building wall external plasters, 21 - stand for testing partition wall thermal resistance, including windows, with the use of measuring heating box, 22 and 23 - cold and heat chambers connected with stand 21, 24 - stand for testing drying effectiveness of wall parts - brick walls, among others of high humidity e.g. caused by floods, 25 - set of three climatic chambers for determination of thermal resistance of flat wall parts (brick walls) with the use of thermal stream density converters, 26 - multipurpose workshop, 27 - stand for testing thermal conductivity of materials and thermal resistance of compound windows, 28 - location - “archives” for storing compound windows prior testing of thermal resistance, 46 - stand for preparation of heavy wall parts for thermal resistance resting

W starych pomieszczeniach parteru (rys. 4) znajdują się m. in. komory klimatyczne i archiwum dokumentów Laboratorium Izolacji Termicznych; w przyszłości stanie tu stanowisko badań przewodności cieplnej materiałów i oporu cieplnego szyb zespolonych.

W starych pomieszczeniach wysokiego parteru (rys. 5) zlokalizowane są głównie stanowiska badań przewodności cieplnej materiałów i wyrobów do izolacji cieplnej, natomiast w starych pomieszczeniach piwnicznych (rys. 6) znajdują miejsca stanowiska badań cech wilgotnościowych materiałów.



Rys. 5. Stanowiska badawcze w starej części budynku – piwnica
Fig. 5. Testing facilities in the old part of the building – cellar



Rys. 6. Stanowiska badawcze w starej części budynku – nad piwnicą
Fig. 6. Testing facilities in the old part of the building – above the cellar

29 - magazyn aparatury pomiarowej, 30 - stanowisko badań przewodności cieplnej materiałów i wyrobów do izolacji cieplnej wg PN-ISO 8302, 31-34 - suszarki, wagi, 35 - stanowisko cechowania termopar, 36 - stanowisko badań przewodności cieplnej materiałów i wyrobów do izolacji cieplnej wg PN-ISO 8301, 37 - stanowisko badań nasiąkliwości materiałów wodą, 38 i 39 - szafy, regały na próbki i materiały pomocnicze, 40 - komora badań dyfuzji pary wodnej przez materiały, 41 - klimatyzator, 42 - stanowisko badań sorpcji wilgoci przez materiały, 43 - klimatyzowanie próbek przed oznaczeniem przewodności cieplnej, 44 - magazyn pomocniczy

29 - measuring equipment store, 30 - testing stand for thermal conductivity of materials and products for thermal insulation in line with PN-ISO 8302, 31-34 - dryers, scales, 35 - thermoelement calibration stand, 36 - testing stand for thermal conductivity of materials and products for thermal insulation in line with PN-ISO 8301, 37 - stand for testing material water absorbability, 38 and 39 - cabinets, racks for samples and auxiliary materials, 40 - testing chamber for water steam diffusion through materials, 41 - air-conditioner, 42 - stand for testing humidity sorption through materials, 43 - conditioning of samples prior determination of thermal conductivity, 44 - auxiliary store

4. PODSUMOWANIE

Zwiększona podaż różnorodnych wyrobów budowlanych na polskim rynku, prowadząca do konkurencji producentów, wymaga od zespołów badających i oceniających te wyroby doskonalenia techniki pomiarowej z dziedziny ochrony cieplnej budynków.

Laboratorium Izolacji Termicznych Zakładu Fizyki Ciepłej ITB ma obecnie zapewnione pomieszczenia na kilkanaście lat dalszego rozwoju; mając również perspektywę zamówień na badania z dziedziny ochrony cieplnej budynków, ciągle modernizujemy stare oraz urządzamy nowe stanowiska badawcze.

Istnieje dalsza potrzeba:

- modernizacji istniejących i urządzania nowych stanowisk badawczych oraz ich otoczenia,
- urządzania stanowisk pomocniczych,
- utrzymania stanowisk w gotowości do wykonywania badań, zgodnie z wymaganym systemem zapewnienia jakości w laboratorium akredytowanym,
- rozszerzania zakresu akredytacji,
- szkolenia pracowników w zakresie techniki pomiarowej i systemach zapewnienia jakości w gospodarce rynkowej,
- przeprowadzania auditów, w tym auditów przez uprawnione niezależne jednostki,
- tworzenia i rozszerzania pomiarowych baz danych.

W najbliższym okresie konieczne jest:

- zaprojektowanie i wykonanie stanowisk badań oporu cieplnego drzwi i fragmentów fasad oraz ram okiennych metodą skrzynki grzejnej,
- wykonanie stacjonarnej skrzyni do badań wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna i nawiewniki,
- dostosowanie, uruchomienie i przetestowanie aparatu płytowego do badań oporu cieplnego szyb zespolonych,
- zakupienie aparatów do badań innych cech optycznych poza emisyjnością,
- modernizacja komory do badań trwałości materiałów i wypraw zewnętrznych ścian budynków,
- dokończenie modernizacji komory zimnej stanowiska „hot box”,
- zmodernizowanie skrzyni obrotowej do badań wodoszczelności i przepuszczalności powietrza przez okna połaciowe i nawiewniki,
- dostosowanie aparatu badań ściśliwości materiałów termoizolacyjnych (głównie wełny mineralnej) do wymagań polskich i europejskich norm.

Realizacja powyższych zamierzeń wymaga dużych nakładów finansowych w roku bieżącym i w latach następnych.

LITERATURA

- [1] CEN/TC 88 N 803 E, Thermal insulating materials and products. Programme of work, 1999-08-23.
- [2] CEN/TC 89 N 771 E, Thermal performance of buildings and building components. Programme of work, 2000-12-20.

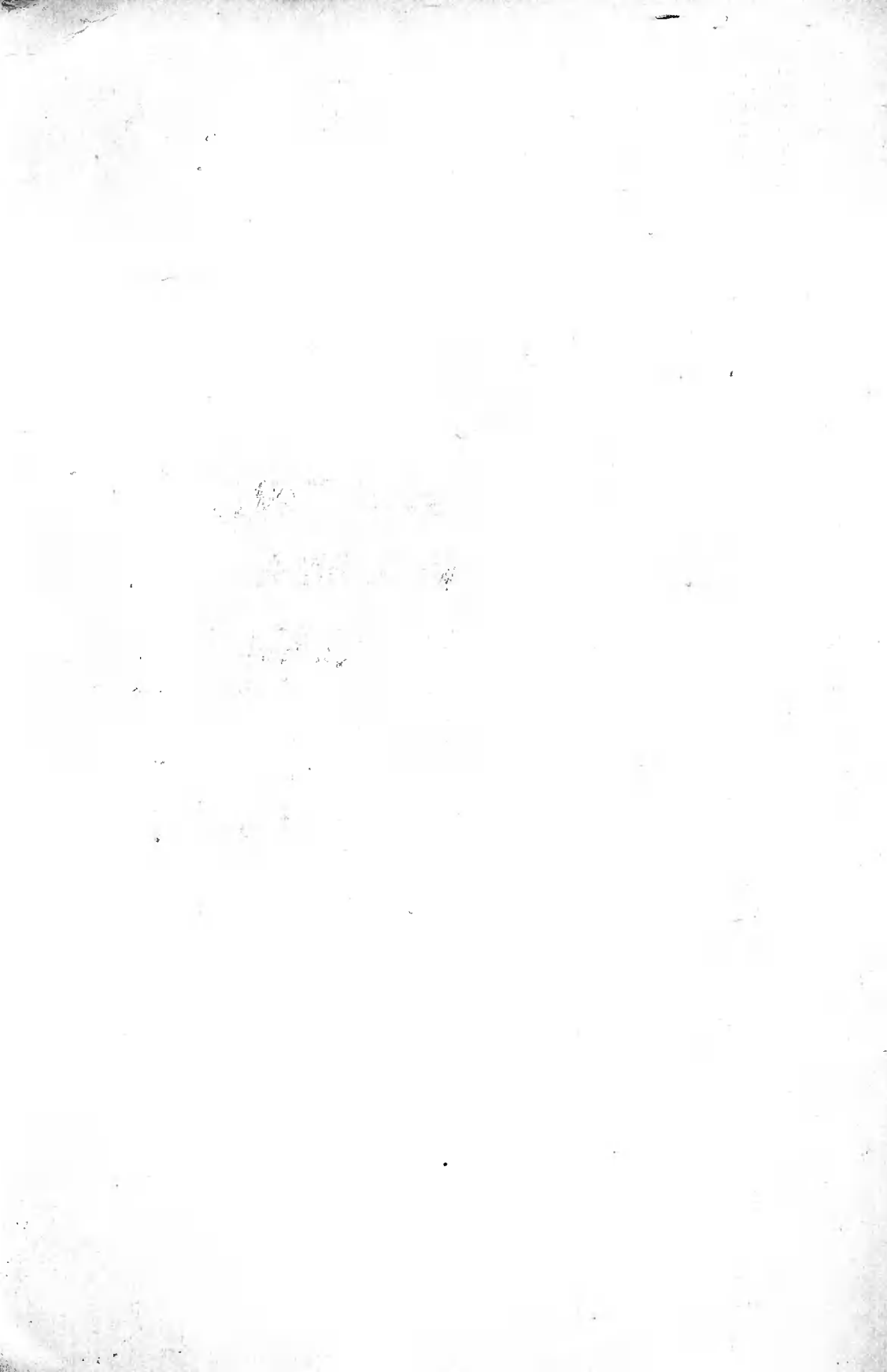
- [3] Dokument interpretacyjny do Dyrektywy 89/106/EEC dotyczącej wyrobów budowlanych, 1996. Wymaganie podstawowe nr 6. Oszczędność energii i ochrona ciepła. ITB Warszawa.
- [4] Gołembowicz M., Opracowanie metodyki badań, zaprojektowanie i wykonanie przyrządów do badań niektórych cech fizycznych przegród i materiałów budowlanych (praca nauk.-bad. ITB, FC-3/65) Maszynopis. Biblioteka ITB Warszawa.
- [5] Rola i zadania Instytutu Techniki Budowlanej w perspektywie lat 1990-2000, 1989. ITB Warszawa.

MODERNIZED LABORATORY OF THERMAL INSULATION IN BRI

Summary

In 1961 the Department of Thermal Physics was formally established and in 1962 moved (together with the Department of Acoustics) from the main building at 1 Filtrowa St. to a new building at 21 Ksawerów St. In that buildings the testing facilities were relatively modern as for the countries of ECE of mid 60s. – however they aged morally with the passing years. The scope of tests and capacity of the laboratory did not correspond to the needs of market economy, where hydrothermal properties of building products played very active role. Therefore in 1994 the Department of Thermal Physics formulated a long-term program of its development, comprising also extension and modernization of the Thermal Insulation Laboratory. On that basis in 1998-1999 a new building was designed and in November 2000 – completed. Further development of the Laboratory as a result of construction of other testing facilities and purchase of complementary apparatus is projected.

Keywords: laboratory, organization, accreditation, testing facilities



KRYTERIUM KONDENSACJI PARY WODNEJ NA POWIERZCHNI PRZEGRÓD WEDŁUG prEN ISO 13788

Jerzy A. Pogorzelski

Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

Zgodnie z wieloletnim przyzwyczajeniem, datującym się od Hencky'ego (1919), kryterium kondensacji pary wodnej na powierzchniach przegród wyraża się w taki sposób, aby temperatura powierzchni była wyższa od punktu rosy powietrza w pomieszczeniu. W rzeczywistości podczas ekspertyz spotyka się kondensację pary wodnej i rozwój pleśni na powierzchniach elementów budynków, których temperatura spełnia powyższe kryterium. Wynika to z efektu kondensacji kapilarnej, która ma miejsce już przy wilgotności względnej powietrza równej 80%. Z tego względu w pracach normalizacyjnych CEN zmienia się kryterium kondensacji pary wodnej. Proponowane zmiany mają uzasadnienie fizyczne i są zgodne z doświadczeniem.

Słowa kluczowe: materiał kapilarno-porowaty, kondensacja kapilarna, unikanie rozwoju pleśni

1. WSTĘP

W polskich przepisach (Polskich Normach i warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki) od wielu lat istnieje wymaganie, aby temperatura wewnętrznej powierzchni przegród była wyższa o 1 K od punktu rosy powietrza w pomieszczeniu w tzw. warunkach obliczeniowych, to jest przy obliczeniowej temperaturze powietrza zewnętrznego i obliczeniowej wilgotności względnej powietrza wewnętrznego.

Kondensacja pary wodnej na powierzchni przegród i rozwój grzybów pleśniowych są powszechne we współczesnym budownictwie polskim. Składają się na to dwie przyczyny:

- wadliwe projektowanie detali budowlanych,
- stosowanie szczelnej stolarki okiennej bez urządzeń nawiewnych powietrza zewnętrznego.

Podczas ekspertyz stanu technicznego budynków wykonuje się niekiedy obliczenia pola temperatury w niewrażliwych przekrojach przegród i zwykle występują trudności z wykazaniem przekroczenia kryterium kondensacji powierzchniowej w miejscach, w których faktycznie występuje rozwój pleśni.

Istnieją więc przesłanki do rozpatrzenia propozycji zmian w kryterium kondensacji.

2. FORMY WYSTĘPOWANIA WILGOCI W MATERIAŁACH BUDOWLANYCH

Znaczna część materiałów budowlanych, stosowanych w zewnętrznych przegrodach budynków (cegła ceramiczna, cegła wapienno-piaskowa, ceramika poryzowana, betony kruszywowe i komórkowe, gipsy, zaprawy) ma budowę porowatą, przy czym pory mogą być połączone między sobą systemem kanalików (kapilar) lub częściowo oddzielone ściankami. Takie materiały określamy mianem ciał kapilarno-porowatych; odmienną budowę mają np. wyroby z wełny mineralnej (budowa włóknista) lub styropian (budowa komórkowa).

Wilgoć w materiałach kapilarno-porowatych może występować jako woda:

- związana chemicznie,
- związana fizykochemicznie,
- związana fizykomechanicznie.

Woda związana chemicznie (inaczej woda konstytutywna) znajduje się w strukturze niektórych materiałów w ścisłych stosunkach ilościowych, np. w związkach typu hydratów w gipsach, zaprawach oraz betonach zwykłych i komórkowych. Jest ona silnie związana z ciałem stałym i oddzielić ją można tylko przez prażenie w odpowiednio wysokiej temperaturze, zależnej od składu chemicznego materiału, lub na drodze reakcji chemicznych.

Woda związana fizykochemicznie (inaczej wilgoć sorpcyjna lub błonkowa) w materiałach budowlanych występuje na rozwiniętej powierzchni porów i kapilar materiału. Zjawisko to związane jest z istnieniem tzw. sił van der Waalsa oddziaływujących na cząstki gazu w pobliżu powierzchni ciała stałego.

Kształt porów w rzeczywistości może być różny, jednak dla uproszczenia przyjmujemy kształt kulisty. W zależności od umownej średnicy porów Φ przyjmuje się ich podział na:

- mikropory - $\Phi < 20 \text{ \AA}$ (2 nm),
- mezopory - $20 \text{ \AA} < \Phi < 500 \sim 1000 \text{ \AA}$,
- makropory - $\Phi > 500 \sim 1000 \text{ \AA}$.

Sorpcja wilgoci, tj. proces pochłaniania pary wodnej z powietrza otaczającego przez wysuszony materiał o właściwościach hydrofilowych (mający tendencje do przyłączania wody), ma istotne znaczenie w przypadku materiałów o silnie rozwiniętej powierzchni wewnętrznej. Na powierzchni międzyfazowej: ciało stałe – gaz, zawsze w pewnym stopniu występuje adsorpcja gazu, spowodowana dostawaniem się poszczególnych, beładnie poruszających się cząsteczek gazu w zasięg działania sił van der Waalsa. W przypadku braku tych sił, cząsteczka uderzająca o powierzchnię uległaby odbiciu sprężystemu, a czas jej pozostawania w pobliżu powierzchni byłby rzędu 10^{-13} s. Skoro jednak istnieją siły przyciągania, to czas pobytu cząsteczki przy powierzchni ciała stałego przedłuża się o kilka rzędów wielkości.

Fakt „przyklepania się” pojedynczych cząsteczek do powierzchni ciała stałego odpowiada w ujęciu makroskopowym powstawaniu na tej powierzchni błonki zaadsorbowanej wilgoci; nie jest to ciecz, lecz warstwa znajdujących się w ciągłym ruchu i zmieniających się cząstek pary wodnej. Ilość wilgoci zaadsorbowanej na powierzchni ciała zależy od prężności cząstkowej pary wodnej w powietrzu otaczającym.

Na podstawie wyników badań przyrostu wilgotności próbek materiałów przy różnych wartościach wilgotności względnej powietrza sporządzić można tzw. izotermę sorpcji (nazwa bierze się stąd, że badania prowadzi się w jednej temperaturze, najczęściej

23°C). W izotermach sorpcji można często wyróżnić trzy odcinki, odpowiadające różnym przedziałom wilgotności względnej powietrza, którym towarzyszy różny charakter fizyczny zjawiska sorpcji.

Początkowy odcinek izotermy sorpcji (w zakresie wilgotności względnej otaczającego powietrza do około 20%) charakteryzuje się wypukłością krzywej ku górze; z rozważań teoretycznych fizykochemii powierzchni wynika, że odcinek ten odpowiada wodzie związanej w postaci błonki monomolekularnej (na grubość jednej molekuly wody, tj. ok. 3 Å).

Środkowy odcinek (w zakresie wilgotności względnej otaczającego powietrza od około 20% do około 70%) odpowiada wodzie związanej w postaci błonki polimolekularnej (na grubość więcej niż 1 molekuly); wydaje się przy tym, że liczba warstw molekuł wody w błonce polimolekularnej w materiałach budowlanych dochodzi do 3-4.

Przy wysokiej wilgotności względnej powietrza otaczającego w porach występuje zjawisko tzw. kondensacji kapilarnej, spowodowanej obecnością menisków wklęsłych. W pobliżu zakrzywionych powierzchni wklęsłych występuje obniżenie ciśnienia pary wodnej nasyconej, opisane równaniem Younga i Laplace'a, które – gdy promień krzywizny leży wewnątrz fazy gazowej – dla powierzchni sferycznej o promieniu r przyjmuje postać:

$$RT \ln \frac{p_n}{p_\infty} = -\frac{2\rho V}{r} \quad (1)$$

gdzie:

- R - stała gazowa uniwersalna,
- T - temperatura bezwzględna,
- p_n, p_∞ - odpowiednio ciśnienie pary wodnej nasyconej w pobliżu powierzchni lub z dala od niej,
- ρ - gęstość cieczy,
- V - objętość molowa cieczy.

Praktycznie wpływ zakrzywienia powierzchni na zmiany ciśnienia pary wodnej nasyconej zaznacza się przy wartości promienia $r < 10^{-7}$ m (to jest poniżej 1000 Å) i stąd kondensacja kapilarna występuje w mikro- i mezoporach, a nie w makroporach.

Przy pełnym nasyceniu parą wodną otaczającego powietrza, w materiale kapilarnoporowatym następuje więc wypełnienie wodą tylko mikro- i mezoporów, podczas gdy w makroporach występuje tylko błonka wilgoci związanej siłami van der Waalsa i nie ulegają one całkowitemu zapełnieniu.

Specjalistyczne badania wykazują, że właściwości fizyczne błonki wilgoci sorpcyjnej (związanej siłami van der Waalsa) i wody kapilarnej różnią się znacznie między sobą, przy czym największe odchylenia od właściwości wody swobodnej wykazuje pierwsza (monomolekularna) warstwa.

Wilgoć sorpcyjna nie rozpuszcza związków łatwo rozpuszczalnych w wodzie. Zamarza ona przy temperaturze niższej od 0°C, przy czym jej część – w warstwie monomolekularnej – nie zamarza nawet przy temperaturze -78°C. Stała dielektryczna dla wilgoci sorpcyjnej równa jest 2,2 (dla wody 81,6), gęstość jest większa niż gęstość wody, a ciepło właściwe – mniejsze. W badaniach procesów suszenia wilgotnych materiałów stwierdza się, że energia wiązania wody kapilarnej ze szkieletem ciała stałego jest taka sama jak dla swobodnego zwiędła cieczy, natomiast wysuszenie materiału

z wilgoci sorpcyjnej wymaga większej energii. Również niewielkie zawilgocenie sorpcyjne materiałów (odpowiadające warstwie monomolekularnej) nie wpływa na ich przewodność cieplną, a zawilgocenie odpowiadające warstwie polimolekularnej wpływa na przewodność cieplną nieznacznie.

Najważniejszą cechą wilgoci sorpcyjnej jest jednak – z uwagi na tematykę tego artykułu to, że wilgoć sorpcyjna (błonkowa) nie umożliwia rozwoju mikroorganizmów. Rozwój ten staje się natomiast możliwy po wystąpieniu w materiale kondensacji kapilarnej, a więc przy wilgotności względnej otaczającego powietrza około 80%.

3. KRYTERIUM KONDENSACJI POWIERZCHNIOWEJ WEDŁUG prEN ISO 13788

Zgodnie z prEN [1], ryzyko wystąpienia i rozwoju pleśni występuje w przypadku utrzymywania się przez kilka dni wilgotności względnej powyżej 0,8 w pobliżu materiałów wrażliwych na wilgoć; nie dotyczy to np. okien i płytek łazienkowych.

Oprócz parametrów klimatu (temperatura i wilgotność powietrza) kondensacja powierzchniowa i rozwój pleśni zależą od trzech czynników:

- jakości cieplnej każdego elementu obudowy budynku, wyrażonej przez opór cieplny, mostki cieplne, geometrię i współczynnik przejmowania ciepła na wewnętrznej powierzchni;
- wilgotności powietrza wewnętrznego;
- temperatury powietrza wewnętrznego i systemu ogrzewania.

Jakość cieplna elementu obudowy budynku może być scharakteryzowana bezwymiarną temperaturą wewnętrzną powierzchni:

$$f_{R_{si}} = \frac{\Theta_{si} - \Theta_e}{\Theta_i - \Theta_e} \quad (2)$$

gdzie:

- Θ_{si} - temperatura wewnętrznej powierzchni,
- Θ_i - temperatura wewnętrznego powietrza,
- Θ_e - temperatura zewnętrznego powietrza.

Przy obliczaniu temperatury wewnętrznej powierzchni przegrody zewnętrznej przyjmuje się wartości oporów przejmowania ciepła jak w tabeli 1.

Tabela 1. Opory przejmowania ciepła

Table 1. Surface thermal resistances

Na powierzchni	Opór, m ² ·K/W
zewewnętrznej, R _{se}	0,04
wewnętrznej, R _{si} :	
– na oszkleniu i ramach	0,13
– wszystkie inne powierzchnie	0,25

Wilgotność powietrza wewnętrznego określa się z wyrażen:

$$p_i = p_e + \Delta p \quad (3)$$

lub

$$v_i = v_e + \Delta v \quad (4)$$

gdzie:

- p_i - ciśnienie cząstkowe pary wodnej w powietrzu wewnętrznym,
- p_e - ciśnienie cząstkowe pary wodnej w powietrzu zewnętrznym,
- Δp - zakładana różnica ciśnienia cząstkowego pary wodnej w powietrzu wewnętrznym i zewnętrznym,
- v_i - zawartość pary wodnej w powietrzu wewnętrznym,
- v_e - zawartość pary wodnej w powietrzu zewnętrznym,
- Δv - zakładana różnica zawartości pary wodnej w powietrzu wewnętrznym i zewnętrznym, określana ze wzoru:

$$\Delta v = v_i - v_e = G / (n \cdot V) \quad (5)$$

w którym:

- G - strumień wewnętrznych zysków wilgoci,
- n - krotność wymian powietrza,
- V - kubatura budynku (mieszkania);

albo przyjmuje stałą wilgotność względną φ_i (gdy wilgotność względna jest utrzymywana na stałym poziomie, np. przez klimatyzację).

W prEN [1] zwraca się uwagę, że bardziej krytyczna jest niższa temperatura powietrza w pomieszczeniach, co szczególnie dotyczy pomieszczeń z ogrzewaniem zredukowanym, ogrzewaniem z przerwami lub brakiem ogrzewania, gdy para wodna może przedostawać się z przyległych pomieszczeń.

Obliczenia – według [1] – wykonuje się dla każdego miesiąca w roku (osobiście ograniczyłbym to dla miesięcy sezonu ogrzewczego), w następujących krokach:

- a) zdefiniuj średnią miesięczną temperaturę powietrza zewnętrznego,
- b) zdefiniuj wilgotność powietrza zewnętrznego,
- c) zdefiniuj temperaturę powietrza wewnętrznego,
- d) zdefiniuj wilgotność powietrza wewnętrznego ze wzorów (3), (4) i (5) lub przyjmując stałą wilgotność względną (z wprowadzeniem 10% zapasu bezpieczeństwa),
- e) przy maksymalnej akceptowalnej wilgotności względnej przy powierzchni, $\varphi_{si} = 0,8$, oblicz maksymalną dopuszczalną wilgotność powietrza w stanie nasycenia, v_{sat} , lub ciśnienie pary nasyconej, p_{sat} :

$$v_{sat}(\Theta_{si}) = \frac{v_i}{0,8} \quad (6)$$

lub

$$p_{sat}(\Theta_{si}) = \frac{p_i}{0,8} \quad (7)$$

- f) określ minimalną dopuszczalną temperaturę powierzchni, $\Theta_{si,min}$, z maksymalnej dopuszczalnej wilgotności w stanie nasycenia,
- g) z minimalnej dopuszczalnej temperatury powierzchni, $\Theta_{si,min}$, przyjętej temperatury powietrza wewnętrznego, Θ_i i zewnętrznego, Θ_e , oblicza się minimalną wartość bezwymiarowej temperatury, $f_{Rsi,min}$, zgodnie z równaniem (2).

W przypadku przegród lekkich, które odpowiadają na zmiany temperatury w przedziałach czasu krótszych niż jedna doba, przyjmuje się jako temperaturę powietrza zewnętrznego średnie minimum roczne, a wilgotność względną powietrza zewnętrznego – 95%.

4. UWAGI KOŃCOWE

Kryterium kondensacji proponowane w [1] ma dobrą podbudowę fizyczną, jeśli chodzi o zjawiska sorpcji i kondensacji kapilarnej w materiałach kapilarno-porowatych. Wynika z niego wyższa minimalna temperatura powierzchni przegród niż według punktu rosy powietrza wewnętrznego. Przyjęcie do obliczeń średniej miesięcznej temperatury powietrza zewnętrznego jest pewnym złagodzeniem, podczas gdy przyjęcie wyższej wartości oporu przejmowania ciepła na wewnętrznej powierzchni jest pewnym zaostrzeniem w stosunku do dotychczasowej polskiej metodyki oceny. W sumie kryterium to będzie ostrzejsze i bardziej zgodne z rzeczywistością. Aby umożliwić stosowanie nowego kryterium, trzeba stabilizować w Polsce dane dotyczące produkcji wilgoci w pomieszczeniach.

LITERATURA

- [1] prEN ISO 13788. Hygrothermal performance of building components and building elements. Internal surface temperature to avoid critical surface humidity and interstitial condensation. Calculation methods.

CRITERION OF WATER VAPOUR CONDENSATION INTERNAL SURFACES AFTER prEN ISO 13788

Summary

In accordance with a long-term tradition dating since Hencky (1919), the criterion of water vapor condensation on internal surfaces is expressed by the condition that surface temperature is higher than dew point for air in a room. In fact, performing expertise, water vapor condensation and growth of moulds is often noticed on surfaces of building elements, even if temperature of those items fulfills the above criterion. It is an effect of capillary condensation, which takes place at RH equal to 80%. Therefore, within the tasks of CEN, the criterion of water vapor condensation is being changed. The proposed changes are physically justified and are in agreement with experiments.

Keywords: capillary-porous media, capillary condensation, mould growth

WADY CIEPLNE BUDYNKÓW MIESZKALNYCH NA PRZYKŁADZIE JEDNEJ Z EKSPERTYZ

Jerzy A. Pogorzelski, Jarosław Awksientjuk

Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

W okresie minionych 10 lat zdecydowanie poprawił się wygląd zewnętrzny budynków mieszkalnych i ich otoczenia. Wewnątrz mieszkań podczas ekspertyz spotyka się kondensację pary wodnej i rozwój pleśni na powierzchniach elementów budynków, szczególnie na nadprożach oraz w ościeżach otworów okiennych i drzwi balkonowych. Wynika to z powszechności błędów detali konstrukcyjno-budowlanych i powstawania mostków cieplnych, jak również stosowania szczelnych okien bez urządzeń nawiewnych. Sytuacje takie są typowe i spotykane w skali osiedli, jak Polska długa i szeroka. W artykule przedstawiono przykład z jednej z ekspertyz.

Słowa kluczowe: budynki mieszkalne, błędy projektowe, szczelne okna, rozwój pleśni

1. WSTĘP

Najczęstsze usterki w budynkach mieszkalnych wynikają z:

- wadliwego projektowania detali budowlanych,
- stosowania szczelnej stolarki okiennej bez urządzeń nawiewnych powietrza zewnętrznego.

Składa się to na pewien syndrom, objawiający się kondensacją pary wodnej na powierzchni przegród i rozwojem grzybów pleśniowych.

Autorzy często wizytują nowe osiedla mieszkalne, stanowiące na pewno powód do dumy ich inwestorów i projektantów pod względem wyglądu zewnętrznego i zadbania. Przyczyną tych wizyt są jednak zwykle usterki i braki projektowe, uwidaczniające się często podczas pierwszego roku eksploatacji budynku (zimą). Są one z dwóch względów denerwujące:

- dotyczą obiektów skądinąd bardzo ciekawych pod względem architektonicznym i użytkowym, niedawno oddanych do użytku,
- koszt likwidacji skutków czyjegóż zaniedbania jest bardzo wysoki i ponosi go z reguły inwestor.

Przegrody zewnętrzne w budynkach mieszkalnych, w których stosuje się materiały izolacji cieplnej o niskiej przewodności cieplnej łącznie z materiałami relatywnie „zimnymi” (beton, cegła), są wrażliwe na rozwiązania detali budowlanych.

Szczególnie często – nawet w przegrodach z grubymi warstwami izolacji – występują wady detalu wpływające na powstawanie mostków cieplnych.

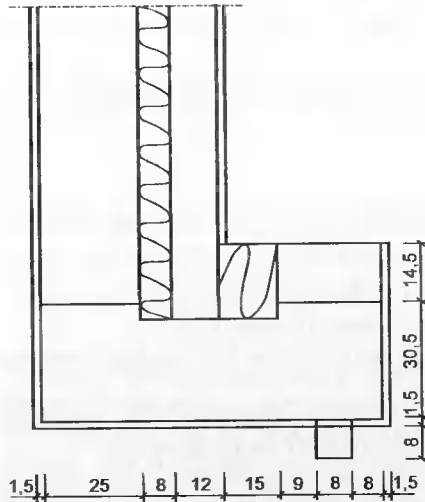
Wraz z przegrodami o dobrej izolacji cieplnej powszechnie stosuje się szczelne okna, uniemożliwiające dopływ właściwego strumienia powietrza wentylacyjnego. Zbyt niski strumień powietrza wentylacyjnego, nawet przy przeciętnej eksploatacji mieszkań, prowadzi do wzrostu wilgotności powietrza wewnętrznego. Trzeba też mieć na uwadze wysychanie przegród z wilgoci budowlanej w pierwszych dwóch - trzech latach eksploatacji nowych budynków, co przyczynia się do wzrostu wilgotności powietrza.

W wyniku wysokiej wilgotności powietrza w pomieszczeniach mostki cieplne w przegrodach objawiają się lokalnym wykraplaniem pary wodnej i rozwojem pleśni.

2. OPIS PRZEDMIOTOWYCH BUDYNKÓW

Analizowane budynki mieszkalne mają pięć kondygnacji. Układ konstrukcyjny jednego z nich jest podłużny, o ścianach nośnych podłużnych ze słupami żelbetowymi w węzłach konstrukcyjnych oraz poprzecznych ścianach usztywniających murowanych. Drugi budynek ma ściany nośne poprzeczne, murowane.

W jednym budynku klatki schodowe są wysunięte w stosunku do ściany frontowej, z nadprożem nad klatką schodową jak na rysunku 1.



Rys. 1. Przekrój nadproża nad klatką schodową
Fig. 1. Cross-section through lintel above staircase

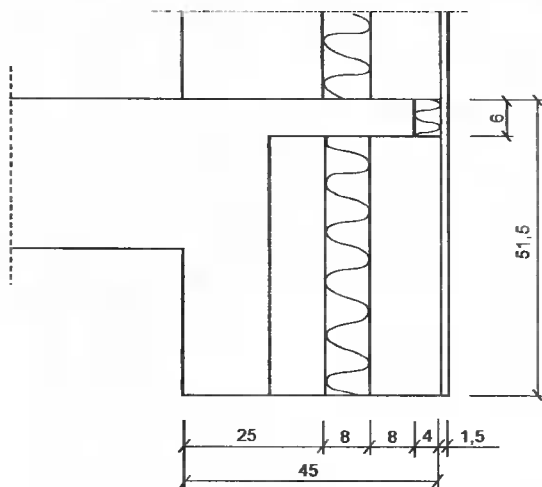
W drugim budynku klatki schodowe zaprojektowano w narożach wysuniętych skrzydeł.

Ściany zewnętrzne w obu budynkach zaprojektowano jako mury szczelinowe:

- warstwa konstrukcyjna grubości 25 cm z cegły ceramicznej,
- warstwa izolacji cieplnej grubości 8 cm z płyt styropianu,
- warstwa elewacyjna grubości 12 cm z cegły ceramicznej, tynkowana.

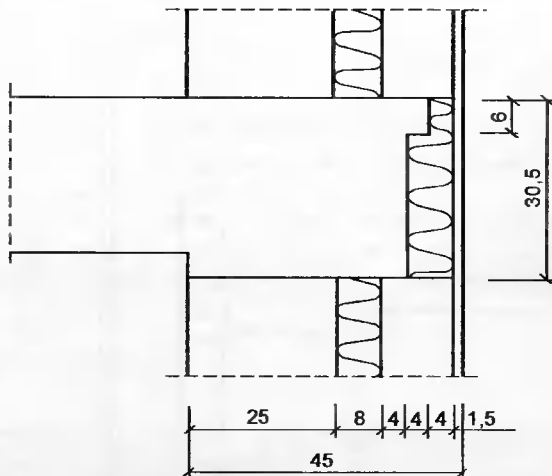
Stropy gęstożebrowe Teriwa, oparte na ścianach za pośrednictwem wieńców.

- W ścianach zewnętrznych jednego budynku występują dwa przekroje wieńców:
- przekrój przedstawiony na rysunku 2 występuje w miejscach nadproży okiennych,



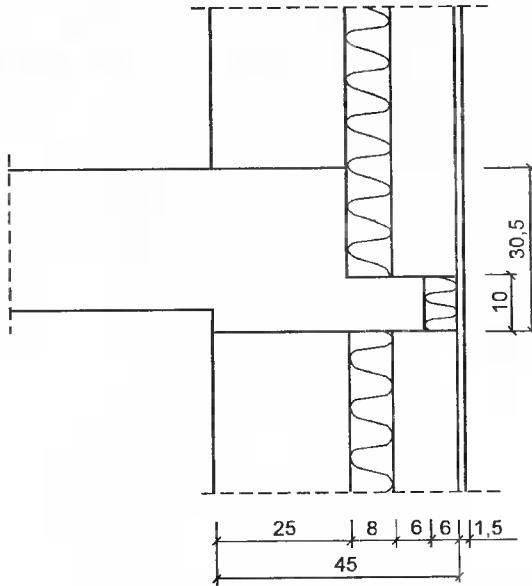
Rys. 2. Przekrój wieńca i nadproża
 Fig. 2. Cross-section through lintel and tie beam

- przekrój przedstawiony na rysunku 3 występuje w ścianach nośnych zewnętrznych oraz ścianie szczytowej budynku.



Rys. 3. Przekrój wieńca
 Fig. 3. Cross-section of tie beam

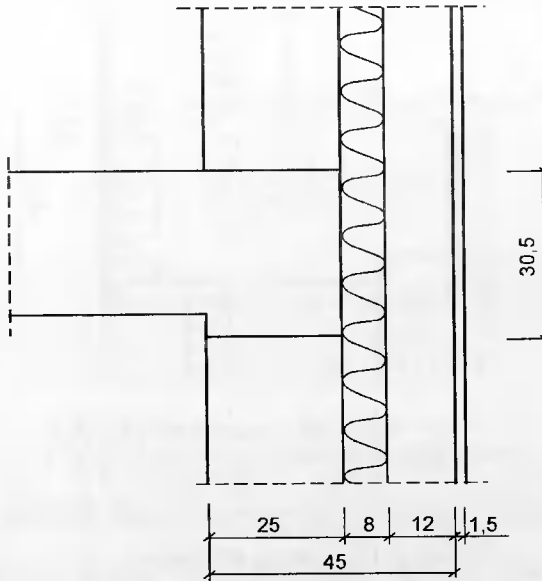
- W ścianach zewnętrznych drugiego budynku występują dwa rodzaje wieńców:
- o przekroju przedstawionym na rysunku 4,



Rys. 4. Przekrój wieńca

Fig. 4. Cross-section of tie beam

– o przekroju przedstawionym na rysunku 5, na ostatniej kondygnacji.



Rys. 5. Przekrój wieńca na murze ostatniej kondygnacji

Fig. 5. Cross section of tie beam on the last floor

Balkony i loggie:

- płyty balkonowe wspornikowe grubości 15 cm, wypuszczone z wieńca; balkony zaprojektowano w dwóch rzędach ściany tylnej elewacji budynku;
- płyty loggii grubości 15 cm oparto z jednej strony na warstwie elewacyjnej ściany zewnętrznej, z drugiej na belce wypuszczonej ze stropu oraz podpartej słupem; krawędzie loggii ograniczono żelbetową balustradą wysokości 112,5 cm; loggie zaprojektowano w narożach tylnej elewacji budynku.

W nadprożach okiennych wykorzystano belki nadprożowe L 19.

Do izolacji cieplnej zastosowano następujące materiały:

- ściany zewnętrzne kondygnacji nadziemnych – styropian grubości 8 cm,
- strop nad ostatnią kondygnacją – płyty z wełny mineralnej grubości 20 cm układane warstwami, bez sprecyzowania liczby warstw,
- stropy loggii nad pomieszczeniami ogrzewanymi – styropian grubości 10 cm.

Okna i drzwi balkonowe są drewniane typowe, zespolone z uszczelkami ciągłymi; projekt nie zawiera informacji o urządzeniach do zapewnienia napływu powietrza wentylacyjnego.

3. PROBLEMY WYSTĘPUJĄCE W EKSPLOATACJI BUDYNKÓW

Spółdzielnia mieszkaniowa zwróciła się ze zleceniem ekspertyzy ze względu na kondensację pary wodnej i rozwój pleśni.

Przeprowadzono wizje lokalne przed rozpoczęciem sezonu ogrzewczego, w okresie, w którym zjawisko kondensacji pary wodnej na powierzchni przegrody zwykle nie występuje, oraz w trakcie sezonu.

W zależności od okresu dokonywania wizji lokalnej stwierdzano ślady wykraplania pary wodnej lub aktualne wykraplanie i – w obu przypadkach – pleśń na powierzchni przegród zewnętrznych.

Rozwój pleśni w poszczególnych mieszkaniach występował w różnych miejscach: nad podłogą w miejscu połączenia stropu ze ścianą zewnętrzną, w narożach ścian zewnętrznych, na nadprożach w mieszkaniach, w ościeżach.

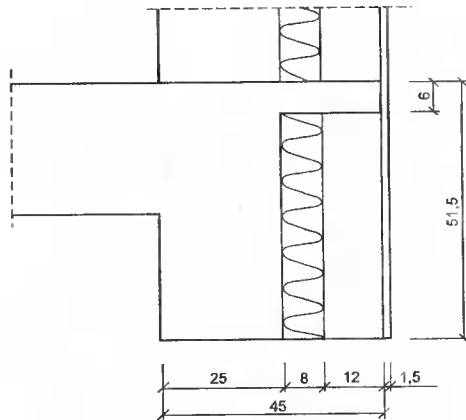
W pierwszym budynku występowanie pleśni stwierdzono także w otworze okiennym i połączeniu stropu ostatniej kondygnacji ze ścianą zewnętrzną klatki schodowej.

W mieszkaniach ze względu na szczelne okna brak było wentylacji.

4. ODKRYWKI W ŚCIANACH

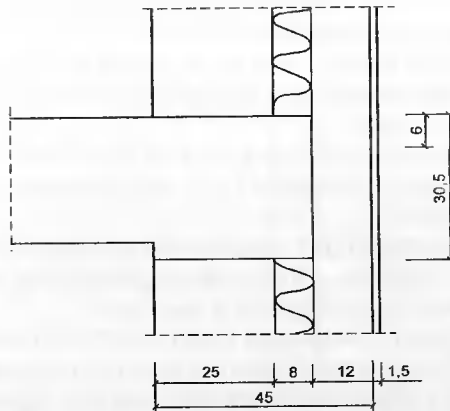
W celu sprawdzenia rzeczywistego wykonania izolacji cieplnej wykonano odkrywki w kilku miejscach w jednym budynku.

Odkrycie muru na szerokość 1 cegły w miejscu występowania wieńca i nadproża okiennego (według rys. 2) ujawniło wykonanie wspornika wieńca na całej grubości warstwy elewacyjnej, bez paska styropianu (rys. 6).



Rys. 6. Przekrój wieńca i nadproża wg stanu faktycznego
 Fig. 6. Cross section of lintel and tie beam according to as built state

Również odkrywka w warstwie elewacyjnej ściany szczytowej (do czoła wieńca) nie ujawniła warstwy izolacji cieplnej, przewidzianej w projekcie (rys. 7).



Rys. 7. Przekrój wieńca ściany szczytowej
 Fig. 7. Cross section of tie beam

Ponadto otwór szerokości ok. 12×12 cm powyżej miejsca oparcia wieńca na ścianie szczytowej ujawnił przerwę wysokości ok. 6 cm na połączeniu płyt styropianowych, stanowiących izolację cieplną muru szczelinowego.

5. OCENA ROZWIĄZAŃ TECHNICZNYCH BUDYNKÓW

Stwierdzone objawy, to jest wykraplanie pary wodnej i rozwój pleśni na nadprożach okiennych i w ościeżach otworów okiennych, uznano za typowe w budynkach wznoszonych w ostatnich latach i spowodowane dwoma rodzajami wad:

- mostkami cieplnymi w przegrodach oraz
- zbyt szczelnymi oknami, przy braku urządzeń nawiewnych.

Rozwiązania ścian zewnętrznych budynków Spółdzielni „Nasz Dom” – pod względem ochrony cieplnej budynków – są wadliwe tak w projekcie, jak i w wykonaniu.

Ściany zaprojektowano jako mury szczelinowe; przy takim rozwiązaniu konieczna jest ciągła warstwa izolacji na całej wysokości, a współpracę dwóch warstw muru powinny zapewniać kotwie w liczbie ok. 4 sztuk na m^2 . Poza tym, pomiędzy obiema warstwami nie może być żadnych połączeń; wieńce powinny być oparte tylko na wewnętrznej warstwie muru, należy także stosować dwugąłęziowe nadproża.

Aby uniknąć zbyt dużych naprężeń w kotwiach w wyniku odkształceń termicznych zewnętrznej warstwy muru, w Instrukcji ITB 341/96 „Projektowanie i wykonywanie murowanych ścian szczelinowych” zaleca się ograniczenie wysokości murów szczelinowych do 12 m. W budynkach wyższych stosuje się oparcie zewnętrznej warstwy muru co kondygnację na wspornikach wypuszczonych z wieńców, co jednak nie jest poprawne z uwagi na ochronę ciepłą budynków.

Przebiecie izolacji cieplnej ściany i połączenie dwóch warstw muru wspornikiem wysuniętym z wieńca (jak na rys. 2) lub całym przekrojem wieńca (jak na rys. 3) nie jest poprawne. Na krawędziach zastosowanej od czoła izolacji ciepło płynie bezpośrednio od betonu do cegły, omijając styropian.

W danym przypadku nastąpiło dodatkowe pogorszenie detali spowodowane wadami wykonawczymi oraz brakiem izolacji cieplnej już w projekcie (patrz rys. 6 i 7).

W gruncie rzeczy zaprojektowanie w tych budynkach ścian w postaci muru szczelinowego miało sens dość ograniczony; przy tym samym wyglądzie zewnętrznym, a z korzyścią dla ochrony cieplnej budynków, można było zaprojektować ściany jako dwuwarstwowe, z murem ocieplonym od zewnątrz metodą „lekką mokrą”; rozwiązanie to byłoby przy tym łatwiejsze do kontroli wykonania.

W budynkach zastosowano okna z wbudowanymi uszczelkami, o współczynniku infiltracji powietrza około $0,1 \text{ m}^3/(\text{m}\cdot\text{h}\cdot\text{daPa}^{2/3})$, a więc – zgodnie z Rozporządzeniem w sprawie warunków technicznych (§ 148 p. 2) – powinny być zastosowane odpowiednie urządzenia nawiewne.

Ta sprawa powinna być rozwiązana w projekcie i projektant powinien, uwzględniając szczelność przewidywanych okien, zaproponować rodzaj urządzeń nawiewnych.

6. PRZYJĘTE ZALECENIA

Uznano, że w pierwszym należy rzędzie poprawić wentylację, aby w przyszłości zapobiec występowaniu kondensacji pary wodnej i rozwojowi pleśni na powierzchniach ścian zewnętrznych budynków.

Zalecono zastosowanie w oknach urządzeń do nawiewu powietrza (nawiewników) typu „Ventair-2” (firma Brevis z Krakowa), które nadają się do wbudowania w okna istniejące.

THERMAL FAULTS OF RESIDENTIAL BUILDINGS – AN EXAMPLE FROM AN EXPERTISE

Summary

During previous 10 years the exterior of new residential buildings and their surroundings have improved much. During expertise of the interior of flats water vapor condensation and mould growth on surfaces of building elements is met, especially on lintels and on the sides of window openings. It is an effect of widespread faults of details and occurrence of thermal bridges as well as use of airtight windows without ventilation inlets. Such situations are typical and met in case of new settlements in Poland. The paper deals with an example from an expertise.

Keywords: residential buildings, design faults, airtight windows, mould growth

WIARYGODNOŚĆ OBLICZENIOWYCH DANYCH CIEPLNYCH

Jerzy A. Pogorzelski, Katarzyna Firkowicz-Pogorzelska

Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

Zgodnie z ustawą Prawo Budowlane, wyroby stosowane w budownictwie powinny mieć właściwości ujęte PN lub aprobatą techniczną, a potwierdzone deklaracją zgodności, certyfikatem zgodności z PN albo aprobatą. Odpowiednio, PN na określony wyrób powinna zawierać deklarowaną przewodność cieplną (lub opór cieplny), charakteryzujące jakość wyrobu, natomiast wartości obliczeniowe przewodności cieplnej są podane w PN-EN ISO 6946:1999. Aprobaty na określony wyrób zawierają wartości deklarowane przewodności cieplnej (lub oporu cieplnego). Z tych źródeł powinien czerpać informację projektant i/lub nabywca wyrobu. Zdarzają się nierzetelne lub niesprawdzalne informacje producentów lub dostawców wyrobów. W artykule przedstawiono kilka przykładów.

Słowa kluczowe: wyrób budowlany, wartość deklarowana, wartość obliczeniowa

1. WSTĘP

Przewodność cieplną lub opór cieplny wyrobów budowlanych określa się przez badania próbek w specjalnych urządzeniach badawczych, zgodnych ze stosownymi normami [1, 2, 3].

Pojedynczy pomiar przewodności cieplnej lub oporu cieplnego próbki wyrobu budowlanego może mieć tylko znaczenie orientacyjne, ponieważ charakterystyka cieplna materiału o znanym składzie chemicznym i morfologicznym jest funkcją wielu zmiennych, głównie:

- gęstości,
- zawartości wilgoci,
- temperatury (dotyczy to praktycznie tylko materiałów izolacji cieplnej),
- czasu od wyprodukowania (dotyczy niektórych spienionych tworzyw sztucznych).

Ponadto, nawet w przypadku próbek tego samego wyrobu, identycznie sezonowanych i badanych, występują rozbieżności w wynikach badań, spowodowane różnicami technologicznymi i struktury materiału. Z tego względu o jakości wyrobu i jego przydatności w warunkach zastosowania można wypowiadać się dopiero na podstawie odpowiednio długiej serii badań i po odpowiednim opracowaniu statystycznym wyników badań. W ten sposób określa się tzw. deklarowane i obliczeniowe wartości cieplne [4].

Wartość deklarowana współczynnika przewodzenia ciepła (lub oporu cieplnego) jest stosowana przy ocenie jakości wyrobów. Producent deklaruje przewodność cieplną

(lub opór cieplny) swojego wyrobu na takiej wysokości, że 90% produkcji danego wyrobu ma być lepsze od wartości deklarowanej na poziomie ufności 90%.

Wartość deklarowaną oblicza się z odpowiednich wzorów statystycznych (jako tzw. granicę wartości estymowanej) na podstawie serii badań, najczęściej suchych próbek danego wyrobu, w aparacie zgodnym z odpowiednią PN-ISO, przy średniej temperaturze próbki 10°C lub 23°C. Procedura obliczeń zależy od tego, czy rozpatruje się przypadek zmiennej losowej niezależnej (próbki wyrobu w przybliżeniu o jednakowej gęstości), czy też uwzględnia się zależność λ od gęstości (może to mieć miejsce w serii badań obejmującej różne odmiany betonu komórkowego).

Znając wartość deklarowaną współczynnika przewodzenia ciepła (lub oporu cieplnego) wyrobu i jego zależność od temperatury, wilgotności i wieku, możemy określić wartość obliczeniową przez wykonanie konwersji górnej granicy przedziału ufności estymowanej wartości cieplnej na warunki eksploatacji izolacji w budynkach. Zwykle przyjmuje się temperaturę 10°C i wilgotność równowagową z powietrzem o temperaturze 23°C i wilgotności 80%.

Tak ustalone wartości deklarowane i obliczeniowe powinny być podawane w Aprobatkach Technicznych i w PN oraz w informacjach firmowych producentów.

Zdarzają się pewne odstępstwa, których przykłady podajemy niżej.

2. SPECYFIKA BETONU KOMÓRKOWEGO

Do badań aprobacyjnych i certyfikacyjnych charakterystyk cieplnych wyrobów budowlanych stosować można tylko znormalizowane metody badań. Obecnie mamy już w Polsce w tym zakresie normy, zgodne z normami międzynarodowymi.

W przeszłości metody pomiaru przewodności cieplnej materiałów nie były w Polsce ujęte odrębnymi PN, a jedynie w PN lub BN na określone wyroby w punkcie „metody badań” było najczęściej odwołanie do instrukcji popularnego wówczas przyrządu (import z NRD) – aparatu Bocka.

Specyficzna sytuacja istniała w odniesieniu do betonu komórkowego: w PN-B-06258 [5] od 1965 r. podawano dwie metody pomiaru współczynnika przewodzenia ciepła autoklawizowanego betonu komórkowego:

- aparatem Bocka,
- tzw. aparatem termistorowym (a-kalorymetrem Kondrateva), wykorzystującym nie-stacjonarny przepływ ciepła.

„Aparat termistorowy” pozwala na dokonanie pomiaru λ w znacznie krótszym czasie niż aparat płytowy, jednak egzemplarz przyrządu wykonany w CEBET zaniża wartości przewodności cieplnej, zwłaszcza lekkich odmian, nawet o 25% w przypadku betonów najlżejszych.

Obecnie wprowadzana jest poprawka do PN-B-02025 korygująca ten stan, tym niemniej występują „zaszłości”.

Jedna z firm, produkujących beton komórkowy, podaje wartość λ swego betonu:

- odmiana 300: $\lambda = 0,056 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$,
- odmiana 400: $\lambda = 0,073 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$,
- odmiana 500: $\lambda = 0,105 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$,
- odmiana 600: $\lambda = 0,126 \text{ W/(m}\cdot\text{K)}$,

chwaląc się w prospekcie reklamowym, że jej beton komórkowy odmiany 300 jest prawie tak ciepły jak styropian.

Producent otrzymał te wartości λ w wydanym kilka lat temu certyfikacie zgodności z PN-B-06258, na podstawie badań CEBET aparatem termistorowym na suchych próbkach.

Na podstawie tych badań producent oblicza w prospekcie wartości współczynnika przenikania ciepła ścian o dwóch grubościach, sugerując w ten sposób, że jest to wartość obliczeniowa przewodności cieplnej.

W rzeczywistości podawane wartości obliczeniowe obarczone są błędami:

- w metodach badań (sięgającymi 25% w przypadku odmiany 300),
- nieuwzględnienia wilgotności (wynoszącym ok. 20%),
- nieuwzględnienia rozrzutu statystycznego wyników (kolejne kilka %).

Sumaryczny błąd przekracza 50%, podawanie takich wartości jako obliczeniowych jest więc znacznym nadużyciem.

3. „CUDOWNE” FARBY

Pomysłowość handlowców jest większa niż inżynierów i od kilku lat pojawia się na rynku polskim pod różnymi nazwami „cudowna” farba (jakoby wynik prac NASA – Narodowej Agencji Przestrzeni Kosmicznej USA), z której powłoka o grubości 0,25 mm ma być równoważna 10 cm płyt z wełny mineralnej lub 6-8 cm styropianu (dane z różnych prospektów).

Obliczmy, zgodnie z Załącznikiem A do PN-EN ISO 6946:1999, o ile wzrośnie opór cieplny ściany, jeśli powierzchnię zewnętrzną pomalujemy farbą wytwarzającą powłokę niskoemisyjną; emisyjność farby przyjmijmy $\varepsilon = 0,20$.

Podaną w normie wartość oporu przejmowania ciepła na zewnętrznej powierzchni $R_{se} = 0,04 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ obliczono przy $\varepsilon = 0,9$, h_{ro} oszacowanym przy 0°C i przy prędkości wiatru $v = 4 \text{ m/s}$.

Opór przejmowania ciepła w PN-EN ISO 6946:1999 wyrażony jest wzorem:

$$R_{se} = \frac{1}{h_{ce} + h_r} \quad (1)$$

w którym:

h_{ce} - współczynnik przejmowania ciepła przez konwekcję,

h_r - współczynnik przejmowania ciepła przez promieniowanie,

i wzorami:

$$h_r = \varepsilon h_{ro} \quad (2)$$

gdzie:

ε - emisyjność powierzchni,

h_{ro} - współczynnik przejmowania ciepła przez promieniowanie ciała doskonale czarnego (patrz tablica A.1 normy),

oraz:

$$h_{ce} = 4 + 4v \quad (3)$$

gdzie:

v - prędkość wiatru w pobliżu powierzchni, m/s.

Przyjmując emisyjność $\epsilon = 0,20$, otrzymamy $h_r = 0,20 \times 4,6 = 0,92 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Przyjmując prędkość wiatru 4 m/s, otrzymamy $h_{ce} = 16 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$.

Stąd ze wzoru (1):

$$R_{se} = \frac{1}{16,0 + 0,92} = 0,059 \text{ m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$$

a więc przyrost całkowitego oporu cieplnego ściany z powłoką malarską niskoemisyjną wynosi $0,02 \text{ m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$, co jest zupełnie pomijalne.

Jedna z tych farb uzyskała Aprobata Techniczną ITB, ale jako zwykła farba do malowania elewacji; aprobata nie obejmuje rzekomych właściwości izolacyjnych, co nie przeszkadza głośnić o nich w prospektach.

4. SZYBY ZESPOLONE

Wartości współczynnika U szyb zespolonych jednokomorowych w środkowej części szyby, $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, podano według [7] w tabeli 1.

Tabela 1. Współczynnik przenikania ciepła szyb zespolonych

Table 1. Thermal transmittance of compound windows

Oszklenie			Gaz wypełniający (stężenie $\geq 90\%$)		
szkło	emisyjność	wymiary	powietrze	argon	krypton
zwykłe	0.89	4-12-4	2,9	2,7	2,6
		4-15-4	2,7	2,6	2,6
		4-20-4	2,7	2,6	2,6
jedna tafła z powłoką niskoemisyjną	$\leq 0,4$	4-12-4	2,4	2,1	2,0
		4-15-4	2,2	2,0	2,0
		4-20-4	2,3	2,0	2,0
	$\leq 0,2$	4-12-4	1,9	1,7	1,5
		4-15-4	1,8	1,6	1,6
		4-20-4	1,8	1,7	1,6
	$\leq 0,1$	4-12-4	1,8	1,5	1,3
		4-15-4	1,6	1,4	1,3
		4-20-4	1,6	1,4	1,3
	$\leq 0,05$	4-12-4	1,7	1,3	1,1
		4-15-4	1,5	1,2	1,1
		4-20-4	1,5	1,2	1,2

Jak widać z przytoczonych danych, współczynnik przenikania ciepła szyby zespolonej o najbardziej popularnych wymiarach 4-12-4 i z powłoką niskoemisyjną – w zależności od rodzaju powłoki – może przybierać wartości od 1,1 do 2,4 $\text{W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, pod warunkiem uzyskania właściwego stężenia gazu wypełniającego.

Odbiorca szyb przy zakupie nie jest w stanie skontrolować ich jakości cieplnej. PN na szyby zespolone [8] nie wymienia oporu cieplnego szyb (lub współczynnika przenikania ciepła) ani emisyjności powłoki wśród cech podlegających badaniom aprobowanym i certyfikacyjnym; certyfikaty na znak B na szyby zespolone obejmują więc wszystkie inne cechy, z wyjątkiem tej, którą chwali się dostawca, tj. współczynnika przenikania ciepła!

Jednocześnie Zakład Fizyki Ciepłej przy ekspertyzach spotyka się z rozbieżnościami rzeczywistej izolacyjności szyb z danymi w materiałach reklamowych producentów.

Trzeba mieć świadomość, że różnica $1 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ w wartości współczynnika przenikania ciepła szyby zespolonej to w eksploatacji budynku różnica kilkunastu złotych rocznie na sezon ogrzewczy i m^2 szyby. Zdaniem autorów, odbiorcy szyb powinni żądać od dostawców świadectwa jakości cieplnej na podstawie badań niezależnego laboratorium.

5. PODSUMOWANIE

Jakość wyrobów w zakresie izolacyjności cieplnej nie zawsze jest podawana prawidłowo w materiałach reklamowych dostawców, a nawet certyfikatach na znak B.

Nie należy więc przy zakupie opierać się na takich materiałach, lecz żądać oficjalnych dokumentów: normy lub aprobaty technicznej i certyfikatu zgodności.

Jeżeli dokumenty te nie obejmują właściwości cieplnych, to należy żądać wyniku badania.

LITERATURA

- [1] PN-ISO 8302:1999. Izolacja cieplna. Określanie oporu cieplnego i właściwości z nim związanych w stanie ustalonym. Aparat płytowy z osłoniętą płytą grzejną.
- [2] PN-ISO 8301:1998. Izolacja cieplna. Określanie oporu cieplnego i właściwości z nim związanych w stanie ustalonym. Aparat płytowy z czujnikami gęstości strumienia cieplnego.
- [3] PN-EN ISO 8990:1998. Izolacja cieplna. Określanie właściwości cieplnych związanych z przenoszeniem ciepła w stanie ustalonym. Kalibrowana i osłonięta skrzynka grzejna.
- [4] PN-ISO 10456:1999. Izolacja cieplna. Materiały i wyroby budowlane. Określanie deklarowanych i obliczeniowych wartości cieplnych.
- [5] PN-89/B-06258. Autoklawizowany beton komórkowy.
- [6] PN-EN ISO 6946:1999. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [7] PN-97/B-13079. Szkło budowlane. Szyby zespolone.
- [8] prEN ISO 10077-1. Thermal performance of windows, doors and shutters. Calculation of thermal transmittance – Part 1: Simplified method.

RELIABILITY OF DESIGN THERMAL VALUES

Summary

In accordance with the Polish Building Act, the properties of building products should meet the requirements of Polish Standard or Technical Approval and should be confirmed by declaration of conformity or certificate of conformity with Polish Standard or Technical Approval. Respectively, Polish Standard for a given product should comprise declared thermal conductivity (or thermal resistance), characterising the product quality. Design values of thermal conductivity are given in PN-EN ISO 6946:1999. Technical Approvals for a product comprise declared values of thermal conductivity (or thermal resistance). These documents should be the source of information for a designer and/or buyer of a given product. However, in some cases unreliable or impossible to be checked information of producers or product suppliers may be noticed. Some examples of these are presented in the paper.

Keywords: building product, declared value, design value

OBLICZANIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ KONSTRUKCJI Z DREWNA KLEJONEGO

Antoni Stachowicz, Marek Kamieniarz

Zakład Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

W pracy przedstawiono bardzo krótką charakterystykę procesu spalania drewna w metodach obliczeń ogniowej odporności konstrukcji drewnianych [10]. Zasygnalizowano zmiany, jakie wystąpiły w obecnej nowelizacji „Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie” z sierpnia 2000 roku w porównaniu do ujęcia obecnego. Przedstawiono propozycje obliczania odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych z drewna klejonego w oparciu o wymagania Pr PN-99/B-03150.

Słowa kluczowe: konstrukcje drewniane, zabezpieczenie przeciwpożarowe

1. WPROWADZENIE

Projekt nowelizacji „Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie” z sierpnia 2000 roku [8] wprowadza zaostrzenie wymagań w zakresie ochrony przeciwpożarowej budynków, a w konsekwencji powoduje podniesienie klasy odporności ogniowej konstrukcji i elementów budynku. Z drugiej strony zastosowanie norm projektowych do Eurocodu, powoduje konieczność zmiany sposobu obliczania odporności ogniowej konstrukcji. W odniesieniu do konstrukcji drewnianych problem dostosowania metod obliczeń do aktualnych warunków (zarówno normowych, jak i prawnych) wydaje się szczególnie pilny. Wiąże się to z jednej strony z palnością drewna i licznymi wątpliwościami inwestorów, a z drugiej – z rzeczywistym dużym zagrożeniem pożarowym konstrukcji w przypadku błędnych rozwiązań.

Zapewnienie bezpieczeństwa pożarowego elementów budynku i konstrukcji wykonanych z drewna wymaga:

- ograniczenia palności drewna (elementy wbudowane, a zwłaszcza elementy konstrukcyjne powinny być wykonane z drewna trudno palnego), co uzyskuje się przez odpowiednie ich zabezpieczenia;
- w przypadku elementów o niskiej odporności ogniowej (małe lub cienkie przekroje) zapewnienia ochrony przed bezpośrednim oddziaływaniem ognia;

- zmniejszenia zagrożenia ze strony „słabych punktów konstrukcji drewnianych”, jakimi w temperaturach pożarowych są łączniki metalowe poprzez odpowiednie rozwiązania węzłów oraz wykonanie zabezpieczeń łączników;
- zapewnienia wymaganej klasy odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych oraz całego układu konstrukcyjnego.

Zagadnienia zabezpieczeń są przedmiotem kolejnego artykułu [4]. W pracy tej natomiast zostały zasygnalizowane zmiany proponowane we wspomnianym rozporządzeniu oraz przedstawione propozycje dotyczące obliczania odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych z drewna w oparciu o warunki stanów granicznych według Pr PN-99/B-03150 [7].

2. ZMIANY W WYMAGANIACH W ZAKRESIE OCHRONY PRZECIWPOŻAROWEJ

Dość istotnie zmieniło się sformułowanie wymagań w zakresie odporności ogniowej, choć same zmiany – przynajmniej w zakresie wymaganej ogniodporności – konstrukcyjnie nie są duże i nie ograniczają obszaru zastosowań konstrukcji drewnianych. Dotychczasowe wymagania dotyczące konstrukcji budynków można przedstawić tak, jak to podano w tabeli 1.

Tabela 1. Kategorie zagrożenia pożarowego ludzi i wymagania dotyczące ogniodporności (ujęcie obecne)

Table 1. Categories of fire hazard for people and requirements concerning fire resistance (present requirements)

Lp.	Kategoria	Obiekty	Ilość kondygnacji lub wysokość H	Odporność pożarowa	Odporność ogniowa t_f [min]		
					konstrukcja nośna	stropy	konstrukcja dachu **
1	ZLI ZLV	budynki użyteczności publicznej (z wyjątkiem wymienionych dalej), archiwa, muzea, biblioteki	1	E	– *	–	–
			2	C	60	30	15
			>2	B	120	60	30
2	ZLII	budynki używane przez niepełnosprawnych	1	D	30	30	–
			2	C	60	60	15
			>2	B	120	60	30
3	ZLIII	szkoły, budynki biurowe, domy studenckie, hotele, lokale usługowe	1 i 2	D	30	30	–
			> 2 i $h \leq 25$ m	C	60	60	15
			$h > 25$ m	B	120	60	30
4	ZLIV	budynki mieszkalne	1 i 2	E	–	–	–
			3	D	30	30	–
			> 3 i $h \leq 50$ m	C	60	60	15
			$h > 50$ m	B	120	60	30

* oznacza, że nie ma wymagań
 ** dla konstrukcji ścianek działowych wymagania analogiczne jak dla konstrukcji dachu

Natomiast wymagania według projektu nowelizacji „Rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie” z sierpnia 2000 roku podano w tabeli 2.

Tabela 2. Kategorie zagrożenia ludzi i wymagania dotyczące ognioodporności według projektu nowelizacji

Table 2. Categories of fire hazard for people and requirements concerning fire resistance according to standard alternation draft

Lp	Kategoria	Obiekty	Wysokość liczba kondygnacji	Klasa odporności ogniowej	Elementy nośne z wyłą- czeniem kol. 7 i 8	Stropy, stropo- dachy, tarasy	Elementy konstrukcji dachu
1	2	3	4	5	6	7	8
1	ZLI	budynki użyteczności publicznej, w których czasowo przebywać może ≥ 50 osób	niskie 1 2 >2	D lub E*	R30 lub (-) R60 R120	R30 lub (-) R60 R60	(-) R15 R30
	ZLV	może ≥ 50 osób	średnio wysokie wysokie wysokościowe	B B A	R120 R120 R240	R60 R60 R120	R30 R30 R30
2	ZLII	użyteczności publicznej, przeznaczone głównie dla osób o ograniczonej możliwości poruszania się (szpitale, domy opieki społecznej, żłobki, przedszkola)	niskie 1 2 >2	D*	R30 R60 R120	R30 R60 R60	(-) R15 R30
			średnio wysokie wysokie wysokościowe	B B A	R120 R120 R240	R60 R60 R120	R30 R30 R30
3	ZLIII	użyteczności publicznej pozostałe	niskie 1 2 >2	E*	(-) R30 R60	(-) R30 R60	(-) (-) R15
			średnio wysokie wysokie wysokościowe	B B A	R120 R120 R240	R60 R60 R120	R30 R30 R30
4	ZLIV	budynki mieszkalne	niskie średnio wysokie wysokie wysokościowe	D C B B	R30 R60 R120 R120	R30 R60 R60 R60	(-) R15 R30 R30
			zamieszkania zbiorowego nie należące do ZLI, ZLII, hotele, domy studenckie	niskie średnio wysokie wysokie wysokościowe	C B B A	R60 R120 R120 R240	R60 R60 R60 R120
6	(-)	mieszkalne jednorodzinne do 3 kondygnacji zagrodowe i rekreacyjne, wolno stojące do 2 kondygnacji (ograniczenie kubatury)	(niskie)	(-)	(-)	(-)	(-)

-, * oznacza, że nie ma wymagań

Wymagania w dalszym ciągu dotyczą ograniczonej klasy obiektów o konstrukcji drewnianej, stosowanej w budynkach niskich.

W stosunku do niskich obiektów budownictwa mieszkaniowego jednorodzinnego, a także do budynków wolno stojących do dwóch kondygnacji i kubaturze do 1500 m³, przeznaczonych do celów turystyki i wypoczynku i kubaturze do 1000 m³, przeznaczonych do wykonywania pracy zawodowej lub działalności usługowo-handlowej nie sformułowano wymagań.

Przykłady obiektów, wobec których obowiązują powyższe wymagania podano w tabeli 3.

Tabela 3. Wymagania dla konstrukcji drewnianych
Table 3. Requirements for wooden constructions

Rodzaj obiektu	Kategoria zagrożenia	Klasa odporności ogniowej	Elementy nośne	Stropy, stropodachy, tarasy	Elementy konstrukcji dachu
Budownictwo szkolne: – budynki lekcyjne – sale gimnastyczne – baseny szkolne	ZLI	parterowe D 1-piętrowe C D D	R30 R60 R30 R30	R30 R60 (–) (–)	(–) R15 (–) (–)
Przedszkola, żłobki, przychodnie lekarskie	ZL II	parterowe D 1-piętrowe C	R30 R60	R30 R60	(–) R15
Pawilony sklepowe usługowe, parterowe o kubaturze $\geq 1000 \text{ m}^3$	ZL I	D	R30	R30	(–)
Hotele, motele, schroniska o kubaturze $\geq 1500 \text{ m}^3$	ZL IV	parterowe D 1-piętrowe C	R30 R60	R30 R60	(–) R15
Hale sportowo-widowiskowe, baseny kąpielowe	ZL I	B (C)	R120 (R60)	R60	R30
Kościóły	ZL I	B (C)	R120 (R60)	R60	R30
Obiekty produkcyjne i magazynowe	PM	w zależności od obciążenia pożarowego	w zależności od klasy odporności ogniowej		

– oznacza, że nie ma wymagań

3. OBLICZENIE ODPORNOŚCI OGNIOWEJ ELEMENTÓW KONSTRUKCYJNYCH Z DREWNA KLEJONEGO

3.1. ZAŁOŻENIA

Zgodnie z definicją obliczenie odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych polega na wyznaczeniu czasu t_f , w którym – w wyniku pożaru – nośność elementu zo-

stanie zredukowana do wartości równej obciążeniu przekroju w tymże czasie. Warunek graniczny dla konstrukcji z drewna może być przedstawiony w formie:

$$M(\Phi) = M_{.n}[J(t), f_m(t, T)] \quad (1)$$

gdzie:

- $M(\Phi)$ - moment zginający od obciążeń awaryjnych (obciążenia wyjątkowe w trakcie pożaru),
- $M_{.n}$ - moment niszczący, którego wartość jest funkcją czasu,
- $J(t)$ - moment bezwładności przekroju zmieniający się wraz z czasem trwania obciążenia pożarowego,
- $f_m(t, T)$ - skorygowana wytrzymałość drewna przy zginaniu wewnątrz jądra przekroju; w ogólnym przypadku jest to funkcja czasu i temperatury.

Obliczony z warunku czas $t = t_f$ powinien być nie mniejszy od określonego wymaganą klasą odporności ogniowej [11].

Założenie 1:

Pożar powoduje, iż zmieniają się wartości cech mechanicznych drewna. Proces tych zmian stosunkowo szybko stabilizuje się w temperaturze około 100°C. Można przyjąć, że aż do zniszczenia wartości te nie ulegają większym zmianom. Są to wartości charakterystyczne zredukowane, tzn. z uwzględnieniem współczynnika podanego w tabeli 4.

Tabela 4. Współczynniki korekcyjne do cech mechanicznych drewna przy obciążeniach pożarowych

Table 4. Correction coefficients for mechanic characteristics of wood under fire load

Cecha	Współczynnik redukcyjny
Wytrzymałość przy ściskaniu	0,750
Wytrzymałość przy rozciąganiu	0,800
Wytrzymałość przy zginaniu	0,800
Moduł sprężystości	0,800

Warunek (1) może być przedstawiony w postaci:

$$M(\Phi) = M_{.n}[J(t), f_m'] \quad (2)$$

gdzie:

- f_m' - zredukowana, w wyniku oddziaływań temperatury pożarowej, wytrzymałość drewna (porównaj tabela 4).

Założenie 2:

Zmiana parametrów geometrycznych przekroju elementów ma charakter liniowy. Możemy zapisać funkcję zmiany przekroju w formie:

$$b(t) = b - 2\beta t$$

$$h(t) = h - 2\beta t \quad (3)$$

Wprowadzamy oznaczenie:

$$\eta = h/b \quad (4)$$

druga zależność przyjmie formę:

$$h(t) = \eta b - \beta t \quad \text{- jeśli ogień działa z trzech stron} \quad (5)$$

$$h(t) = \eta b - 2\beta t \quad \text{- jeśli ogień działa z czterech stron} \quad (6)$$

Wobec tego wskaźniki charakteryzujące przekrój zapisać można następująco:

- jeśli ogień działa z trzech stron:

$$\begin{aligned} A(t) &= b \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - \beta t/b) \\ W(t) &= b/6 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - \beta t/b)^2 \\ J(t) &= b/12 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - \beta t/b)^3 \end{aligned} \quad (7)$$

- jeśli ogień działa z czterech stron:

$$\begin{aligned} A(t) &= b \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - 2\beta t/b) \\ W(t) &= b/6 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - 2\beta t/b)^2 \\ J(t) &= b/12 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - 2\beta t/b)^3 \end{aligned} \quad (8)$$

gdzie:

η - wprowadzone podstawienie (4),

A, W, J - odpowiednio pole powierzchni, wskaźnik wytrzymałości i moment bezwładności przekroju nieuszkodzonego.

Założenie 3:

Przyjmuje się, że kombinacja wyjątkowa obciążeń pożarowych odpowiada kombinacji standardowej, z uwzględnieniem charakterystycznych wartości obciążeń.

3.2. RÓWNANIA DLA WARUNKU GRANICZNEGO

Obliczając moment dla wyjątkowej kombinacji obciążeń pożarowych $M(\Phi)$ oraz moment niszczący przekroju smukłego w pożarze, otrzymujemy:

- oddziaływanie ognia z trzech stron:

$$M(\Phi) = M_{.n} = f_m' W(t) = f_m' b/6 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - \beta t/b)^2 \quad (9)$$

- oddziaływanie ognia z czterech stron:

$$M(\Phi) = M_{.n} = f_m' W(t) = f_m' b/6 \cdot (1 - 2\beta t/b) \cdot (\eta - 2\beta t/b)^2 \quad (10)$$

Po odpowiednich przekształceniach otrzymujemy:

- oddziaływanie ognia z trzech stron:

$$t^3_f (\beta^3/3b^2) - t^2_f (\beta^2/6b + 2\eta\beta^2/3b) + t_f (\eta\beta/3 + \eta^2\beta/3) - \eta^2 b/6 + M(\Phi)/f_m' = 0 \quad (11)$$

- oddziaływanie ognia z czterech stron:

$$t^3_f (4\beta^3/3b^2) - t^2_f (2\beta^2/3b + 4\eta\beta^2/3b) + t_f (2\eta\beta/3 + \eta^2\beta/3) - \eta^2 b/6 + M(\Phi)/f_m' = 0 \quad (12)$$

3.3. PRZYKŁAD

Obliczenie odporności ogniowej belki z drewna klejonego z warunku stanu granicznego nośności.

Dane do przykładu:

$b = 20$ cm, $h = \eta b$, $\eta \in \{5, 10\}$, $\beta = 0,06$ cm/min, drewno klejone klasy GL35, $f_{mk} = 35$ MPa.

Wprowadzając oznaczenia:

$$M_n = f_{mk} b h^2 / 6, \quad M(\Phi) = 0,6 M_n \quad (13)$$

podstawiając wymiary do równania (11) i odpowiednio – równania (12), rozwiązując je, otrzymujemy graniczną wartość czasu $t = t_f$ (tab. 5, kol. 5). Znając wartość t_f z warunku stanu granicznego nośności i odpowiednio podstawiając do warunków (7) i (8) obliczono wartość $b(t)$ dla czasu $t = t_f$ (tab. 5, kol. 6).

Tabela 5. Obliczenie ognioodporności belki z drewna klejonego

Table 5. Calculation of fire resistance of glued wood beam

Oddziaływanie ognia	Wartość wprowadzona $\eta = h/b$	Wartość h [cm]	Wartość założona b [cm]	Odporność ogniowa t_f [min]	Wartość wyliczona b_f [cm]
1	2	3	4	5	6
Oddziaływanie ognia z trzech stron	5	100	20	153	1,64
	8	160		155	1,40
	10	200		157	1,16
Oddziaływanie ognia z czterech stron	5	100	20	151	1,78
	8	160		153	1,64
	10	200		155	1,40

3.4. OCENA ODPORNOŚCI OGNIOWEJ ELEMENTÓW Z DREWNA KLEJONEGO

W wielu rozwiązaniach konstrukcyjnych stosowane są oczywiście także elementy o przekroju krępy. Wówczas ich ogniową odporność można oceniać zgodnie z wzorami podawanymi w literaturze [2, 4, 11]. Jednak w elementach dużej rozpiętości (dźwigary dachowe, ramy, łuki) stosowane są przekroje smukłe o stosunku:

$$\eta = h/b \in \{7, 10\} \quad (14)$$

a w rozwiązaniach zachodnich nawet o stosunku:

$$\eta = h/b \in \{7, 14\} \quad (15)$$

Przy takich przekrojach podstawowe znaczenie dla nośności elementu ma odpowiednie usztywnienie strefy ściskanej, zabezpieczające element przed utratą stateczności przy zginaniu. Problem wpływu zmiany warunków pracy elementu na jego odporność ogniową przedstawiony jest w pracy [10]. Tu pragniemy zwrócić uwagę, że nawet bez zmiany warunków pracy elementu (zakładając, że nie nastąpi destrukcja pożarowa stężeń) niezbędna jest dokładniejsza analiza odporności ogniowej elementów o przekroju smukłym.

Analizując szerokość przekroju elementu w stanie granicznym nośności w pożarze (tab. 5, kol. 6) widać wyraźnie, że w sposób zasadniczy wzrasta smukłość elementu.

Przy takiej smukłości elementu przekrój oczywiście nie może pracować. Efekty ilustrują dane przedstawione w tabeli 6.

Tabela 6. Wpływ zmiany szerokości przekroju na wartość współczynnika $\lambda_{real,m}$
Table 6. Influence of changes in section width on the value of $\lambda_{real,m}$ coefficient

Smukłość początkowa	$\eta = 5$	$\eta = 8$	$\eta = 10$
Wysokość graniczna – ogień z trzech stron	90,82	150,70	190,02
Smukłość graniczna – ogień z trzech stron	55	711	163
Wysokość graniczna – ogień z czterech stron	81,54	141,54	180,04
Smukłość graniczna – ogień z czterech stron	50	100	155
Zmiana sztywności względnej $\lambda_{real,m}$	~12 x	~14 x	~17 x

Widać wyraźnie, że element ulegnie zniszczeniu na skutek utraty stateczności przy zginaniu znacznie wcześniej, aniżeli wynikałoby to z czasu obliczonego tylko z warunku dla przekroju elementu.

Przy ocenie odporności ogniowej projektowanych elementów zginanych o przekroju smukłym, należy zawsze wprowadzać do warunku (1) współczynnik wyboeczeniowy przy zginaniu, zależny od zmiennych w czasie pożaru parametrów geometrycznych przekroju.

Wzór na $\lambda_{real,m}$ jako funkcję czasu trwania pożaru, przedstawić można następująco:

$$\lambda_{real,m} = \frac{l}{b \left(1 - \frac{2t\beta}{b}\right)} \sqrt{\frac{I_d h \left(1 - \frac{2t\beta}{h}\right) f_{m,k}}{\pi E_{0,05}}} \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}} \quad (16)$$

gdzie:

$\lambda_{real,m}$ - smukłość sprowadzona (względna),

$E_{0,mean}$ - wartość średnia modułu sprężystości skorygowana współczynnikami według tabeli 4.

Na podstawie wartości $\lambda_{real,m}$ określana jest wartość współczynnika wyboeczeniowego k_{crit} z rozdzielných zbiorów, określonych warunkami:

$$\begin{aligned} \lambda_{real,m} \leq 0,75 &\Rightarrow k_{crit} = 1 \\ 0,75 < \lambda_{real,m} \leq 1,4 &\Rightarrow k_{crit} = 1,56 - 0,75 \lambda_{real,m} \\ 1,4 < \lambda_{real,m} &\Rightarrow k_{crit} = 1/\lambda_{real,m}^2 \end{aligned} \quad (17)$$

gdzie:

k_{crit} - współczynnik wyboeczeniowy.

Nieciągłość funkcji definiujących wartość współczynnika wyboeczeniowego przesądza o konieczności wyznaczania odporności ogniowej metodą iteracyjną. W pierw-

szym kroku obliczamy współczynnik k_{crit} dla czasu t_{f1} , odpowiadającego wymaganej klasie odporności ogniowej. Tak obliczoną wartość podstawimy do (1) i obliczymy graniczną wartość czasu.

Dla działania ognia z czterech stron, przy wyznaczeniu czasu odporności ogniowej, prowadzi to do równania:

$$t_{f1}^3 - t_{f1}^2(b+h)/2\beta + t_{f1}(2b+h)/4\beta^2 - 3(W_p - M(\Phi))/0,800 k_{crit(15,30,60)} f_{m,k}/4 \beta^3 = 0 \quad (18)$$

Jeżeli obliczona na tej podstawie wartość t_f spełnia warunek:

$$t_f > t_{f1} \quad (19)$$

to element ma wyższą odporność ogniową od określonej wymaganej klasy. Jeżeli nie, to oczywiście należy powiększyć przekrój elementu, a sprawdzenie powtórzyć.

3.5. PRZYKŁAD

Obliczenie długości obliczeniowej belki l_d z drewna klejonego z warunku stanu granicznego nośności.

Dane do przykładu:

$b = 20$ cm, $h = \eta b$, $\eta \in \{5, 10\}$, $\beta = 0,06$ cm/min,

drewno klejone klasy GL35: $f_{mk} = 35$ MPa = 3,5 kN/cm²,

$E_{0,mean} = 13$ kN/mm² = 1300 kN/cm²,

$G_{mean} = 0,81$ kN/mm² = 81 kN/cm²,

$E_{0,05} = 8,7$ kN/mm² = 870 kN/cm²

wytrzymałość obliczeniowa na zginanie: $f_{md} = 35 \cdot 1,1/1,0 = 3,85$ kN/cm².

Ze wzoru na smukłość przy zginaniu:

$$\lambda_{real,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}}$$

po przekształceniu otrzymujemy wzór na naprężenia krytyczne przy zginaniu:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{f_{m,k}}{(\lambda_{real,m})^2}$$

Podstawiając dane, otrzymujemy w wypadku przekrojów prostokątnych naprężenie krytyczne określone wzorem:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,8\pi b^2 E_{0,05}}{l_d h \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}}}$$

po przekształceniu otrzymujemy wzór na długość obliczeniową belki:

$$l_d = \frac{0,8\pi b^2 E_{0,05}}{\sigma_{m,crit} h \sqrt{\frac{E_{0,mean}}{G_{mean}}}}$$

podstawiając założone dane otrzymujemy:

Oddziaływanie ognia	Wartość wprowadzona $\eta = h/b$	Wartość $h[\text{cm}]$	Wartość założona $b [\text{cm}]$	Wartość wyliczona $l_d [\text{cm}]$
1	2	3	4	5
Oddziaływanie ognia z trzech stron	5	100	20	319,19
	8	160		199,49
	10	200		159,60

3.6. PRZYKŁAD

Obliczamy $\lambda_{real,m}$ jako funkcję czasu trwania pożaru dla $t = 0, t = 30, t = 60, t = 90$ min.

Dane:

$t = 30$ min, $b = 20$ cm, $\beta = 0,06$ cm/min, $h = 100$ cm, $l_d = 319,19$ cm

Podstawiając dane do wzoru (16) dla poszczególnych czasów otrzymujemy:

Nośność [kN cm]	Wartość $t = 0$ min	Wartość $t = 30$ min	Wartość $t = 60$ min	Wartość $t = 90$ min
* Nośność przekroju	116666,67	97792,93	70731,93	46970,69
** Nośność elementu z uwagi na wybočenje	116666,67	74948,50	45438,20	25401,75
$\lambda_{real,m}$	0,671	0,803	1,01	1,18
k_{crit}	1	0,958	0,803	0,676

* $M. = f_{mk} \cdot W(t)$

** $M. = k_{crit} \cdot \alpha \cdot f_{mk} \cdot W(t)$

gdzie:

- f_{mk} - wytrzymałość charakterystyczna drewna klejonego na zginanie,
- $\alpha = 0,8$ - współczynnik redukcji wytrzymałości w warunkach ogniowych,
- k_{crit} - współczynnik wybočeniowy

4. WNIOSKI

- Przytoczone propozycje zmian wymagań w zakresie ochrony przeciwpożarowej (punkt 2), jakkolwiek wprowadzają pewne podwyższenie dotychczasowych wymagań, jednak nie ograniczają zakresu stosowania konstrukcji drewnianych.
- Mimo pewnych uprzedzeń inwestorów jest sprawą oczywistą, że projektując konstrukcje drewniane, w tym konstrukcje z drewna klejonego, można zawsze spełnić wymagania dotyczące ich klasy odporności ogniowej. Na ogół są to zresztą, jak wynika z przytoczonych w punkcie 2. danych, wymagania niezbyt wysokie.

3. Nie oznacza to oczywiście, że problem ogniowej odporności może być pomijany czy niedoceniany w projektowaniu konstrukcji z drewna, z czym niestety często można się spotkać. Nabiera on szczególnego znaczenia w przypadku konstrukcji z drewna klejonego dużych rozpiętości. Podawane w literaturze, także zagranicznej, wzory do obliczania odporności ogniowej oraz tablice i wykresy pomocnicze, służące ocenie przy projektowaniu tej odporności, w zasadzie dotyczą jedynie przekrojów „krępych”, natomiast elementy dużej rozpiętości, z drewna klejonego, projektowane są prawie zawsze z zastosowaniem bardzo „smukłych” przekrojów. A jakie ma to konsekwencje dla oceny ich odporności ogniowej, pokazano powyżej.

LITERATURA

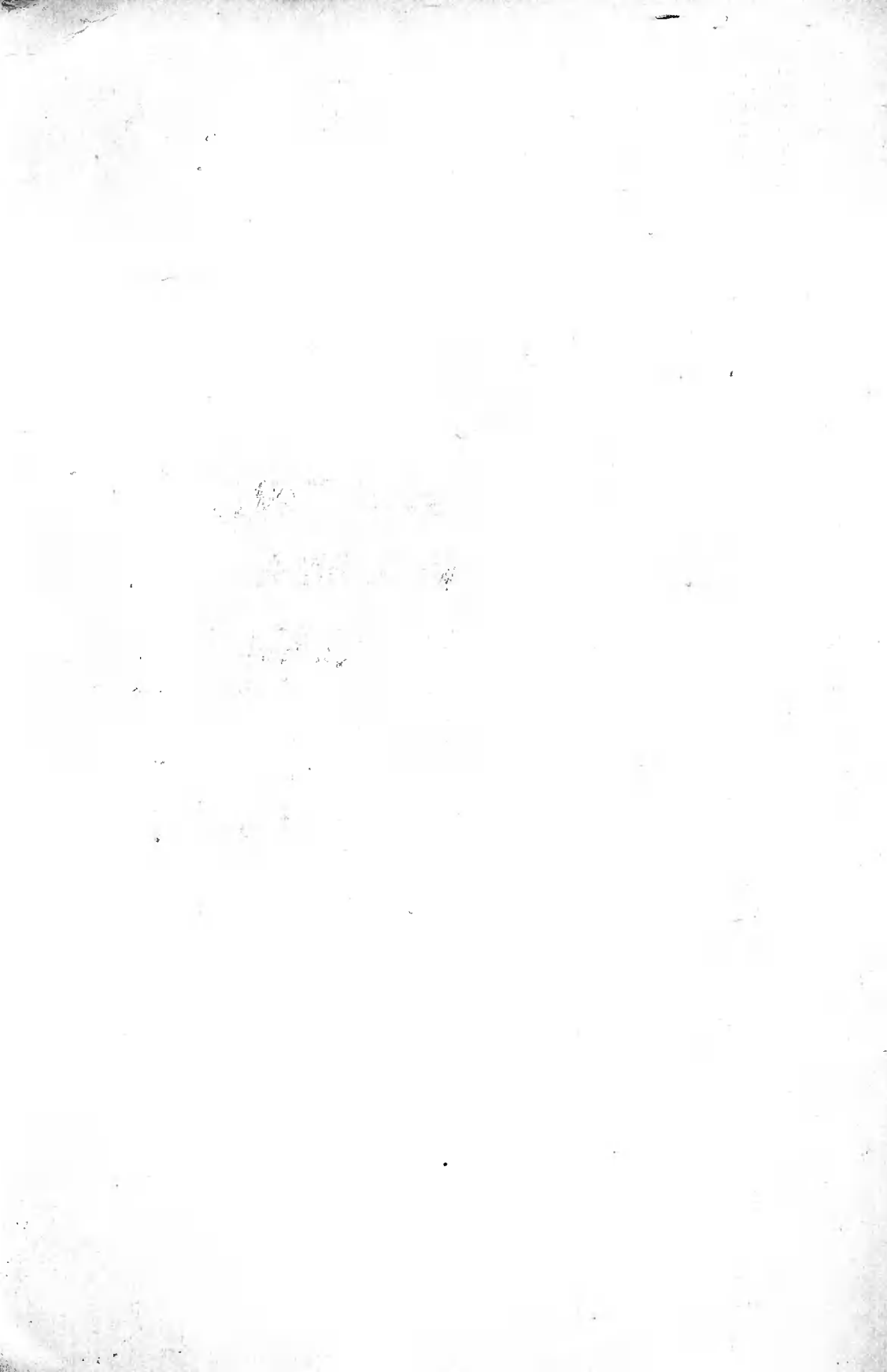
- [1] EUROCODE 5, 1995. Projektowanie konstrukcji drewnianych. Część 1.1. Zasady ogólne i zasady dla budynków. Wersja polska. ITB Warszawa.
- [2] Götz K.H., Hoor D., Möhler K., Natterer J., 1995. Construire en bois. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes Lausane.
- [3] Kosiorek M., Pogorzelski J.A., Laskowski Z., Polich K., 1988. Odporność ogniowa konstrukcji budowlanych. Arkady Warszawa.
- [4] Kram D., 2001. Zabezpieczenie konstrukcji drewnianych przed działaniem ognia. II Konf. Nauk.-Techn., Bydgoszcz-Wenecja.
- [5] Ochrona przeciwpożarowa, 1999. Poradnik. EKO-POŻ Katowice – MERCOR Gdańsk.
- [6] Pogorzelski J.A., Odporność ogniowa drewnianych konstrukcji klejonych. Inżynieria i Budownictwo 6/1980 - 5/2000.
- [7] Pr PN-99/B-03150. Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowe.
- [8] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie. Dz.U. nr 15 z 1999 r., poz. 140 (tekst jednolity).
- [9] Stachowicz A., Kram D., 2000. Obliczanie odporności ogniowej elementów konstrukcyjnych z drewna w kontekście Pr PN-B-3150 oraz Eurokodu 5. Inżynieria i Budownictwo 4-5.
- [10] Stachowicz A., 2001. Konstrukcje drewniane. PCB & Difin Warszawa.

CALCULATION OF FIRE RESISTANCE OF GLUED WOODEN CONSTRUCTIONS

Summary

The dissertation presents a very brief characteristic of wood combustion process in the methods for calculation of fire resistance of wooden constructions. It also indicates the changes which were introduced in the present amendment of „The decree on technical conditions to be applied to buildings and their location” from August 2000 in comparison with the present status. Furthermore, the paper presents proposals concerning calculation of fire resistance of structural elements made of glued wood according to the standard PrPN-B-03150.

Keywords: wooden construction, fire protection



PROBLEMY REKONSTRUKCJI I WZMACNIANIA STROPÓW DREWNIANYCH

Antoni Stachowicz, Piotr Kwaśniewski

Zakład Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

W pracy przedstawiono współczesne metody rekonstrukcji i wzmocnienia stropów na belkach drewnianych. Omówiono sposoby naprawy uszkodzeń lokalnych oraz metody wzmocnienia belek na całych ich długościach. Szerzej opracowano metody rzadko stosowane w praktyce konserwatorsko-budowlanej (wzmocnienia: ciągniami zewnętrznymi, kompozytem żywicznym, taśmami z włókna węglowego i stalą). Wyniki obliczeń zestawiono w tabelach, porównując efektywność wzmocnienia pomiędzy poszczególnymi metodami. Dla belek wzmocnianych ciągniami zewnętrznymi oraz stalą podano wzory i schematy obliczeniowe.

Słowa kluczowe: stropy drewniane, rekonstrukcje, wzmocnianie

1. WPROWADZENIE

Problemy rekonstrukcji stropów drewnianych pojawiają się najczęściej przy rewitalizacji obiektów zabytkowych, a spowodowane są brakiem zgody konserwatora na zasadniczą zmianę układu konstrukcyjnego stropów. Przy remontach i modernizacji budynków z drugiej połowy XIX i pierwszej XX wieku, w których najczęściej stropy, przynajmniej wyższych kondygnacji, są drewniane, na ogół rezygnuje się z nich i wymieniana jest cała konstrukcja. Jednym z argumentów za takim postępowaniem jest zapewnienie ogniowej odporności stropów. Przepisy ochrony przeciwpożarowej nie eliminują jednak stropów na belkach drewnianych [9, 10, 12].

Nie mówiąc już o tym, że w przypadku stropów na belkach stalowych – rozwiązanie często stosowanego – zapewnienie odpowiedniej klasy odporności ogniowej bywa trudniejsze (i bardziej kosztowne) aniżeli w przypadku stropu na belkach drewnianych.

Wydaje się, że w wielu sytuacjach rezygnacja ze stropów na belkach drewnianych nie jest ani technicznie, ani ekonomicznie uzasadniona. Tym bardziej, że współcześnie dysponujemy materiałami i technologiami pozwalającymi na bardzo efektywną rekonstrukcję (nawet mocno zniszczonych fragmentów) i praktycznie dowolne wzmocnienie oraz zapewnienie wymagań eksploatacyjnych.

W pracy omówiono współczesne metody rekonstrukcji i wzmocnienia stropów na belkach drewnianych oraz przedstawiono schemat obliczenia przy wzmocnieniu przez doklejanie prętów lub płaskowników stalowych.

2. SPOSOBY REKONSTRUKCJI BELEK DREWNIANYCH

2.1. UWAGI OGÓLNE

Przed przystąpieniem do rekonstrukcji uszkodzonych lub zniszczonych odcinków belek, należy oczywiście usunąć przyczynę niszczenia drewna. Dotyczy to zarówno warunków pracy belki (zawilgocenie, przemarzanie ścian zewnętrznych w miejscu oparcia belek itd.), jak i form korozji biologicznej. Usuwa się zniszczone w wyniku korozji biologicznej fragmenty belek, natomiast pozostawione drewno impregnuje się wraz z nowymi fragmentami lub elementami. Dobór technologii impregnacji drewna budowlanego zależy od stopnia zagrożenia i klasy grzybochronności (związanej z warunkami pracy elementu), a także od miejsca przewidzianego do impregnacji i usytuowania stropu [4], (tab. 1).

Tabela 1. Dobór technologii impregnacji
Table 1. Selection of wood preservation technologies

Element	Stopień zagrożenia zagrzybieniem	Wymagana klasa grzybochronności	Zalecana technologia impregnacji
Stropy przyziemia i podziemia			
Belki w całości, legary, ślepa podłoga	II stopień (średnie)	A2	smarowanie minimum 2-krotne i środki: roztwory soli 10%, stę- żone roztwory soli 15-30%, pre- paraty rozpuszczalnikowe, izola- cja w miejscach styku z murem
Stropy międzypiętrowe i nad najwyższą kondygnacją			
Końce belek w murze, belki przyściennie	III stopień (silne)	A3	smarowanie minimum 2-krotne i środki: roztwory soli 10%, stę- żone roztwory soli 15-30% + izo- lacja i środki rozpuszczalnikowe
Belki stropowe nie stykające się z murem, ślepy pułap, podsufitka	II stopień (średnie)	A2	smarowanie minimum 2-krotne i środki: roztwory soli 10% i środ- ki rozpuszczalnikowe

2.2. NAPRAWA USZKODZEŃ LOKALNYCH

W celu uzupełnienia gabarytów belki, w miejscach lokalnych uszkodzeń, w których wycięto zniszczone włókna drewna aż do warstw włókna zdrowego, stosuje się zwykle dwie metody: metodę tzw. „flekowania” (uzupełnienie drewna drewnem) i metodę plombowania (metoda mas trocinowo-klejowych) [4].

Metoda „flekowania” to proces polegający na uzupełnieniu ubytków przez wklejenie nowych części drewna w miejsca uprzednio mechanicznie oczyszczone. Do uzupełnień należy użyć drewna tego samego gatunku, najlepiej o podobnym przebiegu sło i wilgotności względnej nie większej od 15-20%. Zaleca się stosować drewno stare (uzyskane z rozbiórki innego obiektu) lub drewno o co najmniej 5-letnim okresie sezonowania.

Metoda plombowania polega na uzupełnianiu ubytków drewna masą trocinowo-żywiczną. Metoda jest nieco bardziej kłopotliwa w wykonaniu, ale pozwala minimalizować wielkość usuwanych fragmentów elementów. Każda plomba składa się z dwóch

podstawowych składników:

- ze spoiwa, którym jest klej lub żywica z utwardzaczem,
- z wypełniaczy mineralnych lub pochodzenia organicznego.

Istnieje bardzo wiele receptur „mieszanek plombowych”. Większość z nich wykorzystuje żywicę Epidian 5, z utwardzaczem Z-1 i różnymi wypełniaczami – zarówno organicznymi, jak i mineralnymi. Dostępne są też na rynku gotowe mieszanki lub pasty (na ogół produkcji zachodniej).

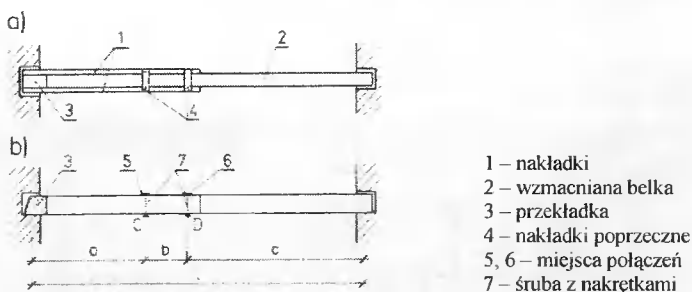
2.3. WYMIANA CZĘŚCI BELEK

Zniszczone fragmenty belek stropowych zastępowane są nowymi elementami. Stosowane są różne rozwiązania, najczęściej opracowane w PKZ-tach. Poniżej podano cztery przykłady takich rozwiązań.

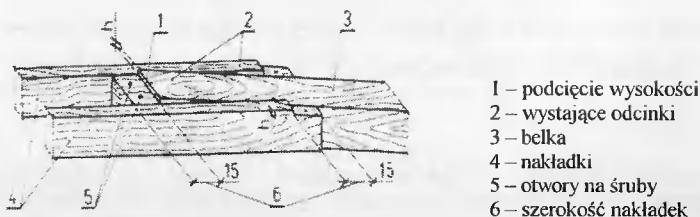
2.3.1. ZASTĄPIENIE ODCINKA BELKI NAKŁADKAMI DREWNIANYMI

Uszkodzoną część belki zastępuje się dwiema drewnianymi nakładkami (rys. 1), o wysokości równej wysokości belki. Nakładki z belką łączy się za pomocą poprzecznych usytuowanych kształtowników stalowych lub elementów drewnianych.

Połączenie należy tak wykonać, by nadać mu odwrotną strzałkę ugięcia. W tym celu wykonuje się podcięcia w belce i nakładkach (rys. 2).



Rys. 1. Wzmocnienie belki nakładkami drewnianymi: a) widok z góry, b) widok z boku
Fig. 1. Strengthening wooden beam and butt joint timber: a) view from above, b) side view

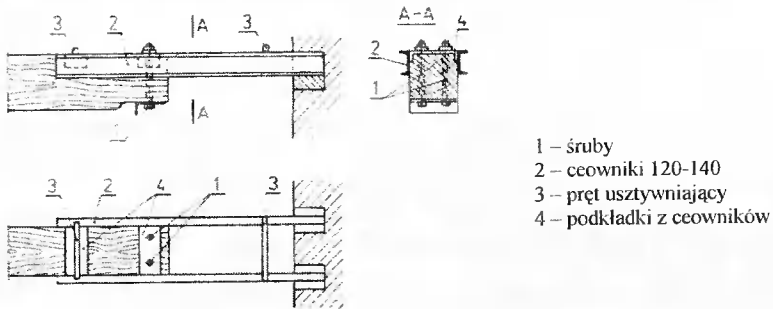


Rys. 2. Szczegół połączenia belki wzmocnianej z nakładkami drewnianymi – miejsca podcięć
Fig. 2. Connection detail of beam strengthened with wood overlays – undercut locations

Wzmocnienie belki jest uzasadnione, gdy uszkodzenie jej końca nie sięga dalej niż $1/3$, a całkowita jej długość nie jest mniejsza od 5 m. Ten sposób wzmocnienia można stosować nie tylko przy podporach, ale także do połączenia dwóch odcinków belki po wycięciu zniszczonego miejsca w przęśle.

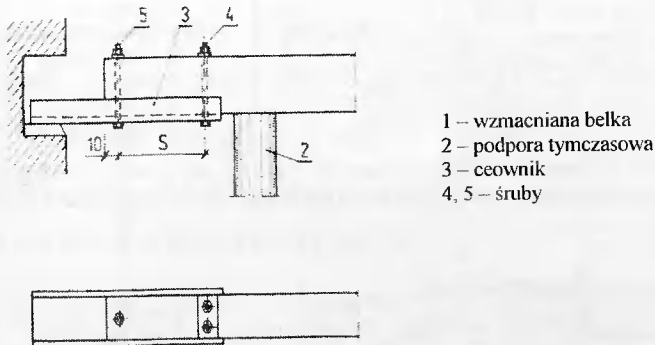
2.3.2. ZASTĄPIENIE ODCINKA BELKI KSZTAŁTOWNIKAMI STALOWYMI

Uszkodzoną część belki zastępuje się ceownikami podłużnymi połączonymi ze sobą poprzecznymi kształtownikami stalowymi (rys. 3). Przyjmuje się rozstaw elementów poprzecznych co około 60 cm. W odległości około 15 cm od czoła uciętej belki wykonuje się połączenie elementu stalowego z drewnianym; zwykle dwiema śrubami, przechodzącymi przez uprzednio wywiercone w belce otwory. W miejscu połączenia, belki lekko nacina się od dołu, tak by podkładki i nakrętki nie zwiększały wysokości przekroju. Długość kształtowników stalowych może dochodzić nawet do 2,8 m. Elementy stalowe mogą być umieszczone w górnej lub dolnej strefie przekroju wzmacnianej belki (rys. 3 i 4).



Rys. 3. Wzmacnianie końcówki belki kształtownikami stalowymi – kształtowniki w górnej strefie belki

Fig. 3. Strengthening wooden beam with steel profiles in the beam upper part



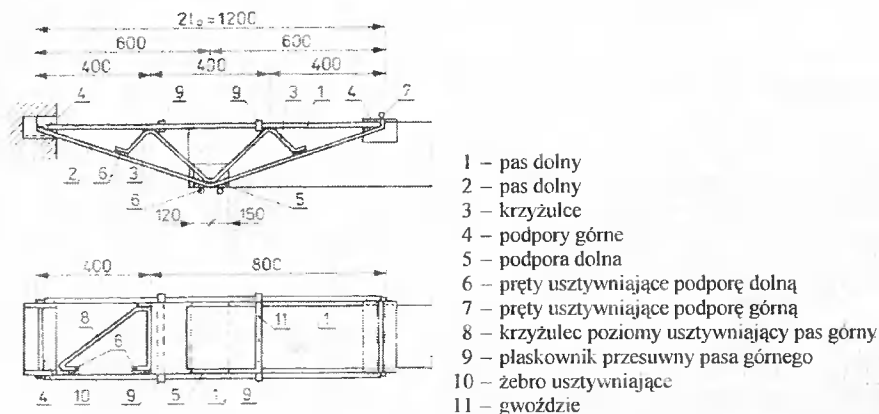
Rys. 4. Wzmacnianie końcówki belki kształtownikami stalowymi – kształtowniki w dolnej strefie belki

Fig. 4. Strengthening wooden beam end with steel profiles in the beam lower part

2.3.3. ZASTĄPIENIE ODCINKA BELKI „KRATOWNICZKAMI” STALOWYMI

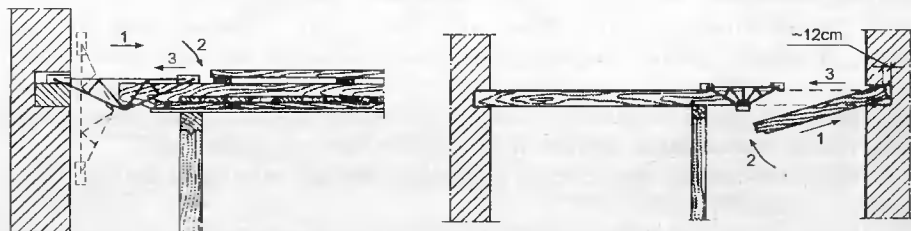
Uszkodzoną część belki zastępuje się specjalnymi „kratowniczkami” stalowymi z prętów okrągłych. Stosuje się kratowniczkę długości 1,2 m i wysokości 25÷30 cm. Górne i dolne węzły podporowe wykonuje się z ceowników, elementy kratowniczki łączą się ze sobą za pomocą spawania. W zależności od usytuowania stosuje się dwa ro-

dzaje kratowniczek: końcowe KK (stosowane przy końcach belek) i przeszłowe KP (w rozpiętości belki) (rys. 5). Kratowniczki przeszłowe stosuje się, gdy usuwany koniec belki ma długość $2,0 \div 2,5$ m, wymagają one większych przekrojów pasów i silniejszych węzłów podporowych. Strop w miejscu zniszczonych końców belek należy rozebrać od dołu na szerokość około 1,0 m. Kolejność montażu przedstawia rysunek 6.



Rys. 5. Kratowniczka końcowa KK

Fig. 5. End steel truss KK



Rys. 6. Kolejność montażu kratowniczek: końcowych KK i przeszłowych KP

Fig. 6. Sequence assembly of steel truss: end KK and span KP

Wydaje się jednak, że obecnie zalecać można raczej rozwiązanie znacznie prostsze i nie zmieniające układu konstrukcyjnego, a polegające na zastąpieniu usuniętego fragmentu belki drewnianej elementem także drewnianym.

2.3.4. ZASTĄPIENIE USZKODZONEGO ODCINKA DREWNIEM

Uszkodzoną część belki zastępuje się nowym fragmentem drewnianym. Połączenie wykonać należy przy pomocy łącznika stalowego. Z różnych, często bardzo skomplikowanych propozycji oferowanych przez producentów łączników, najwłaściwszym wydaje się zastosowanie po prostu „blachy węzłowej”, analogicznej do stosowanych w dużych kratownicach drewnianych. Zastosowanie łącznika wewnętrznego i „korków” drewnianych na łącznikach trzpieniowych, podobnych do stosowanych ze względu na odporność ogniową, pozwolić może na „ukrycie” całego złącza. W przypadku niewielkich rozpiętości stropów warto też sprawdzić, czy nie wystarczy połączenie „starego i nowego”

drewna za pomocą płytek kolczastych. Oczywiście wtedy efekt „maskowania” nie wchodzi w grę.

3. WZMACNIANIE BELEK STROPOWYCH

3.1. UWAGI WSTĘPNE

Metod wzmocnienia konstrukcji stropów jest wiele. Poczynając od tradycyjnych, polegających na powiększeniu przekroju elementu przez zastosowanie nakładek drewnianych z zastosowaniem połączenia gwoździowanego (z konsekwencją ograniczenia efektywności wzmocnienia przez dużą podatność połączenia), przez wzmocnienie belek cięgnami zewnętrznymi (jeżeli wzmocnienie to ma być zaprojektowane w przestrzeni dotychczasowego stropu, to nie zawsze prowadzi do rozwiązań racjonalnych – ocenie tego typu wzmocnienia poświęcono dalej nieco uwagi – p. 3.2), po wykonanie stropu zespolonego drewniano-żelbetowego.

To ostatnie rozwiązanie posiada wiele zalet, choćby takich jak: zwiększenie sztywności nie tylko stropu, ale i całego obiektu, czy też poprawa izolacyjności akustycznej stropu. Niemniej jest to zasadnicza ingerencja w substancje budynku, zwiększająca także ciężar stropów, i dlatego możliwa tylko przy odpowiedniej nośności belek i dobrym ich stanie technicznym (także ścian i fundamentów) [2].

Jeszcze większą ingerencję w strukturę budynku, porównywalną co najmniej ze stropami drewniano-żelbetowymi powoduje zastosowanie nowej niezależnej konstrukcji stropu. Konstrukcji najczęściej opartej na belkach stalowych (choć mogą być stosowane i prefabrykowane belki z betonu, także sprężonego). Istniejący strop drewniany zostaje wówczas w pełni odciążony od przenoszenia innych obciążeń, poza ciężarem własnym, a w przypadku zaawansowanej destrukcji belek – bywa podwieszany do nowej konstrukcji. Nie jest to już wzmocnienie istniejącej konstrukcji, lecz zastąpienie jej nową, tyle że bez usuwania wszystkich fragmentów konstrukcji istniejącej.

Zasadnicze metody wzmocnienia konstrukcji stropów na belkach drewnianych zestawiono w tabeli 2.

Jedną z bardziej efektywnych metod wzmocnienia konstrukcji stropu, niezbyt często u nas wykorzystywaną, jest niewątpliwie zmiana elementu drewnianego na element dwufazowy, składający się z istniejącej belki (faza drewniana) i nowej fazy materiałowej – wzmacniającej. Tym wzmocnieniem może być stal, włókno szklane czy też taśmy z włókien węglowych, a także kompozyt żywiczny. Ta metoda, jakkolwiek bardzo istotna przy wzmocnianiu konstrukcji obiektów zabytkowych z uwagi na stosunkowo niewielką ingerencję w substancje budynku (która może być niewidoczna), z powodzeniem bywa wykorzystywana przy wzmocnianiu innych, i to nie tylko belkowych elementów konstrukcyjnych z drewna. Ten sposób wzmocnienia belek jest u nas stosunkowo rzadko wykorzystywany poza obiektami zabytkowymi. I to pomimo wielu, także krajowych prac badawczych zarówno teoretycznych, jak i doświadczalnych. Dlatego też wydaje się celowym nieco szersze przedstawienie tej właśnie metody.

W opracowaniu nieco szerzej omówiono wzmocnienie z zastosowaniem fazy stalowej jako rozwiązania technologicznie najłatwiejszego i zweryfikowanego w stosunkowo licznych badaniach krajowych [3, 5, 8, 9].

Tabela 2. Przykłady wzmocnienia belek drewnianych (opis w tekście)

Table 2. Examples of wooden floor strengthening (description in the text)

	<p>Wzmocnienie przekroju belki nakładkami drewnianymi – połączenia na gwoździe lub sworznie</p>
	<p>Wzmocnienie kształtownikami stalowymi mocowanymi do belki drewnianej na całej jej długości lub tylko na jej fragmencie</p>
	<p>Przykład stropu drewniano-żelbetowego; połączenie płyty betonowej z belką drewnianą: a) za pomocą wrębów i gwoździ. b) za pomocą samych gwoździ</p>
	<p>Wzmocnienie cięgnami zewnętrznymi; belka podwieszona – węzeł podporowy z dwoma ściągami, symetrycznie wzdłuż boków belki</p>
	<p>Przykłady wzmocnienia przekroju belki żywicami epoksydowymi z różnymi wypełniaczami</p>
	<p>Przykłady wzmocnienia belki drewnianej prętami stalowymi</p>

3.2. WZMOCNIENIE CIĘGNAMI ZEWNĘTRZNYMI

Układy stalowo-drewniane, ze stalowymi cięgnami zewnętrznymi, należą – jak wiadomo – do rozwiązań zapewniających bardzo efektywne wykorzystanie cech mechanicznych obu materiałów [7, 11].

Przy zastosowaniu drewna klejonego i stali o podwyższonej wytrzymałości pozwalają na projektowanie bardzo ekonomicznych dźwigarów dachowych, o rozpiętościach przekraczających 60,0 m. Z tym, że wysokość tego typu ustrojów nie powinna być mniejsza od $(1/18 \div 1/15) l$.

Analogiczną koncepcję układu konstrukcyjnego wykorzystać też można przy wzmacnianiu belek stropowych. W przypadku wzmacniania stropów (pomijając przypadki obiektów, w których nie występują ograniczenia w zakresie wysokości konstrukcji stropu po jego wzmocnieniu, np. magazyny) należy – z konieczności – dostosować wysokości układu cięgien zewnętrznych do wysokości wzmacnianego stropu. Oczywiście efektywność rozwiązania będzie tutaj ograniczona, jeżeli przyjąć założenie, że elementy stalowe nie mogą wykraczać poza gabaryty stropu. Przy takim założeniu otrzymujemy układ, którego schemat przedstawiono w tabeli 2.

Rozpatrywane ustroje są oczywiście ustrojami statycznie niewyznaczalnymi. W obliczeniach projektowych dopuszcza się wyznaczenie sił metodą uproszczoną, o ile jedynymi obciążeniami są obciążenia ciągłe.

W metodzie tej, wobec zasadniczych różnic wartości modułów sprężystości stali i drewna oraz sztywności elementów drewnianych i stalowych, przyjmuje się, że podparcie belki drewnianej w miejscu oparcia na słupkach wewnętrznych traktowane być może jako podpora nieodkształcalna (niesprężysta) i w konsekwencji belkę drewnianą obliczamy jako belkę wieloprzęsłową. Natomiast układ słupków i cięgien (także nieodkształcalny) obciążony jest reakcjami podporowymi (na podporach pośrednich) belki ciągłej. Oczywiście ten ostatni układ będzie wewnętrznie zrównoważony tylko w przypadku przekazania siły poziomej nad podporami zewnętrznymi na belkę drewnianą.

Przy tych założeniach, dla obciążenia równomiernego otrzymuje się następujące wzory na siły wewnętrzne w elementach układu [5]:

gdy $l_1 = l_2 = l/3$:

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{q \cdot l^2}{90} & M_b &= \frac{q \cdot l^2}{112,5} & V_c &= V_D = -\frac{11q \cdot l}{30} \\ S &= \frac{11q \cdot l}{30 \operatorname{ctg} \alpha} & S_1 &= \frac{q \cdot l}{30 \sin \alpha} & N_B &= \frac{11q \cdot l \cdot \operatorname{ctg} \alpha}{30} \end{aligned} \quad (1)$$

jeżeli $l_1 \neq l_2$:

$$\begin{aligned} M_p &= \frac{q(l_1^2 + l_2^2)}{4(3l_2 + 2l_1)} & V_c &= V_D = q \frac{(l_1 + l_2)}{2} - M_p \\ S &= V_c \cdot \operatorname{ctg} \alpha & S_1 &= \frac{V_c}{\sin \alpha} & N_B &= -V_c \cdot \operatorname{ctg} \alpha \end{aligned} \quad (2)$$

gdzie:

M_p, M_B - ekstremalne wartości, odpowiednio momentów podporowych i przęsłowych,

V_n - siły na podporach pośrednich,

S, S_1 - siły w cięgnach, odpowiednio na odcinku poziomym i nachylonym,

N_B - siła osiowa (ściskanie) w belce.

Wzory (1) i (2) – przy stałej wysokości belki drewnianej – dają wystarczająco dokładne oszacowanie wielkości sił i to oszacowanie „od góry”. Ściśle biorąc dla mo-

mentów przeszłowych oszacowanie jest oszacowaniem „od dołu”, ale przy stałej wysokości belki o jej wymiarach decydują: siła osiowa i maksymalny moment podporowy (jeżeli poprawnie zabezpieczymy belkę przed utratą stateczności przy zginaniu).

Wprowadzając wstępne napięcie układu (zawsze niezbędne dla wyeliminowania „luzów” układu cięgien), można przeprowadzić regulację ugięcia belki, a także nadać jej ewentualnie ugięcie ujemne.

Jeżeli wstępne napięcie ma na celu istotną zmianę geometrii układu (wprowadzenie strzałki odwrotnej), to przy sprawdzaniu warunku stanu granicznego nośności dla belki (przekrój nad podporą wewnętrzną) należy do wielkości sił obliczonych ze wzorów (1 ∨ 2) dodać wielkości sił przekrojowych, będących efektem sprężenia:

$$N_{E0} = S_0; \quad M_{p0} = S_0 \cdot \frac{h}{2} \quad (3)$$

Przy bardzo małej wysokości efektywnej układu cięgien prowadzić to może jednak do istotnego zwiększenia sił przekrojowych.


3.3. WZMOCNIENIE KOMPOZYTEM ŻYWICZNYM

Oferowane przez producentów kompozyty samoutwardzające (najczęściej na bazie żywic epoksydowych) stwarzają możliwości zasadniczego zwiększenia nośności belek [12]. Efektywność tego typu wzmocnień może być bardzo duża (co prawda i cena także), co ilustrują poniższe przykłady. Problemem ograniczającym ich zastosowanie, przynajmniej u nas, jest wymagany wysoki poziom technologiczny wykonawcy, trudny do osiągnięcia przez firmy nie specjalizujące się w tego typu pracach.

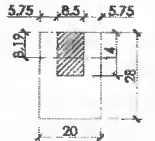
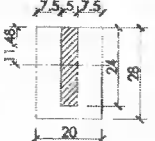
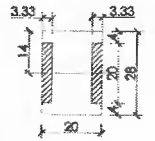
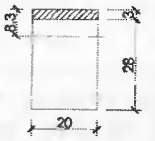
Natomiast z teoretycznego punktu widzenia, problemem jest nie do końca rozpoznana stabilizacja w czasie cech mechanicznych tych kompozytów oraz to, w jakim stopniu można się opierać na danych w tym zakresie, podawanych przez producentów. W tym ostatnim kontekście metodę tę można stosować na pewno, bezpiecznie jest jednak zakładać niski poziom naprężeń przy obciążeniach eksploatacyjnych (nie więcej jak 30% deklarowanej wytrzymałości). Zresztą, przy wzmocnieniach mamy najczęściej do czynienia z takim przypadkiem. Możliwą do uzyskania przy tym sposobie efektywność wzmocnienia ilustrują wyniki podane w tabeli 3.

Tabela 3. Wzmocnienie belek utwardzonym kompozytem żywiczno-włóknistym

Table 3. Strengthening wooden beams with resin and fibre composite

Lp.	Przekrój		Moment bezwładności [cm ⁴]	Wskaźnik wytrzymałości [cm ³]		Zwiększenie sztywności [%]	Zwiększenie nośności [%]
1	2	3	4	5	6	7	
1	Belka drewniana przed wzmocnieniem		36 586	2613		-	-
2	Belka wzmocniona nakładkowo (przekrój bez zmian)		81 349	W ^G 12 458	W ^D 3788	122	45

cd. tabeli 3

1	2	3	4	5		6	7
3	Belka 3 wzmocniona w otworze frezowanym		74 880	W^G 9 142	W^D 3 779	105	45
4	Belka 4 wzmocniona w otworze frezowanym		84 693	W^G 7 377	W^D 6 679	131	155
5	Belka wzmocniona we frezowanych otworach bocznych		76 546	W^G 5 447	W^D 5 447	109	108
<p>Belka wzmocniona w wyniku wymiany 21,4% przekroju elementu (bardzo duża ingerencja); mieszanina do rekonstrukcji z żywicy epoksydowej, wypełniaczy mineralnych, fazy włóknistej i utwardzacza: $f_m > 600$ MPa; $E_M > 120$ GPa; drewno klasy C30: $E_{0,mean} = 12,0$ GPa $\Rightarrow n = E_M / E_{0,mean} = 10$. Poniżej podano przykład dla wzmocnienia nakładką dodatkową (nad elementem) o przekroju wzmocnienia stanowiącym 50% przyjmowanego powyżej.</p>							
6	Belka wzmocniona nakładkowo nad istniejącym przekrojem		88 269	W^G 10 634	W^D 3 958	141	51

3.4. WZMACNIANIE TAŚMĄ Z WŁÓKNEM WĘGLOWYM

Być może jest to najbardziej perspektywiczny sposób wzmocniania konstrukcji drewnianych. Charakteryzuje się bowiem bardzo dużymi możliwościami w zakresie powiększenia nośności elementu, jak i stosunkową prostą technologią wykonania.

Parametry taśmy z włókien węglowych, zatopionych w matrycy z żywicy epoksydowej, oferowanych przez jednego z producentów, są następujące:

- wytrzymałość na rozciąganie: 2200 MPa;
- moduł sprężystości: 150 GPa;
- odkształcenie przy zniszczeniu: 14;
- zawartość włókien węglowych: 60 ;
- gęstość: $1,6 \text{ g/cm}^3$;
- odporność temperaturowa : 500°;
- szerokości: 50, 60, 70, 80, 90, 100 mm;
- grubość: 1 mm.

Dla ilustracji możliwości wzmocnienia za pomocą tych taśm podano wyniki dla belki rozpatrywanej w poprzednim przykładzie (tab. 4).

Tabela 4. Efektywność wzmocnienia taśmami z włóknami węglowymi
Table 4. Effectiveness of strengthening with carbon fibre bands

Moment bezwładności Je [cm ⁴]	Wskaźnik wytrzymałości W ^G [cm ³]	Wskaźnik wytrzymałości W ^D [cm ³]	Zwiększenie sztywności [%]	Zwiększenie nośności [%]	Uwagi
71 989	3 855	7 715	97	47	w porównaniu z belką nr 1

W kontekście powyższych przykładów można ponadto stwierdzić, że zastosowanie taśm z włókien węglowych może być bardzo efektywne w materiale dwufazowym: drewno klejone – taśmy z włóknem węglowym, zwłaszcza jeżeli okaże się możliwe kształtowanie przekroju o cechach symetrycznych względem poziomej osi przekroju elementu. Badania takich elementów są aktualnie prowadzone w Zakładzie Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego Wydziału Inżynierii Łądowej Politechniki Krakowskiej.

4. WZMACNIANIE BELEK STROPOWYCH STAŁĄ

4.1. OCENA EFEKTYWNOŚCI WZMOCNIENIA

Dla porównawczej oceny tego typu wzmocnienia w stosunku do wzmocnienia kompozytem żywicznym i taśmami węglowymi, podano parametry dla analogicznej belki wzmocnianej stałą (tab. 5).

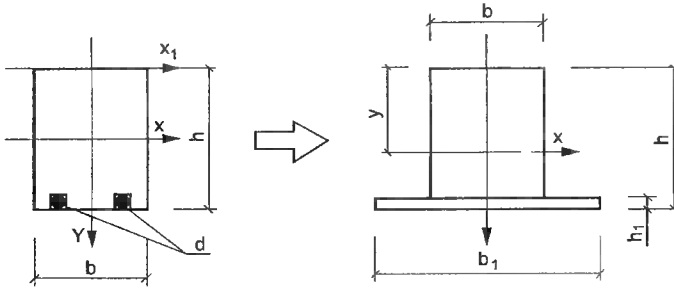
Tabela 5. Wzmocnienie belek prętami stalowymi
Table 5. Strengthening wooden beams with steel bars

Lp.	Przekrój	Procent zbrojenia μ (%)	Moment bezwładności [cm ⁴]	Wskaźnik wytrzymałości [cm ³]		Zwiększenie sztywności [%]	Zwiększenie nośności [%]
1	Belka drewniana 20/28 cm przed wzmocnieniem	–	36 586	2 613		–	–
2	Belka wzmocniona symetrycznie prętami stalowymi dołem i górą (po 2Ø12)	0,8	50 651,5	W ^G 3 618	W ^D 3 618	38	38
3	Belka wzmocniona symetrycznie prętami stalowymi dołem (2 Ø14), górą (2Ø12)	0,95	53 010	W ^G 3 840	W ^D 3 734	45	43
4	Belka wzmocniona symetrycznie prętami stalowymi dołem i górą (po 2Ø14)	1,1	55 464,5	W ^G 3 962	W ^D 3 962	52	52
5	Belka wzmocniona symetrycznie prętami stalowymi dołem (2 Ø22), górą (2Ø20)	2,5	76 916	W ^G 5 391	W ^D 5 600	110	106
6	Belka pojedynczo zbrojona (2Ø20)	1,1	50 736	W ^G 3 229	W ^D 4 130	38	24
7	Belka pojedynczo zbrojona (2Ø25)	1,75	56 402	W ^G 3 425	W ^D 4 891	54	31

Schemat obliczeniowy

1. Przyjęcie średnicy wzmacnianych prętów i obliczenie stopnia zbrojenia – zaleca się by nie przekraczać 1,5% stopnia zbrojenia dla belki pojedynczo zbrojonej i 3% stopnia zbrojenia dla belki podwójnie zbrojonej.
2. Po obliczeniu momentów bezwładności prętów stalowych względem własnych osi głównych, wprowadzeniu przekroju zastępczego, obliczamy środek ciężkości przekroju zastępczego.

Belka pojedynczo zbrojona



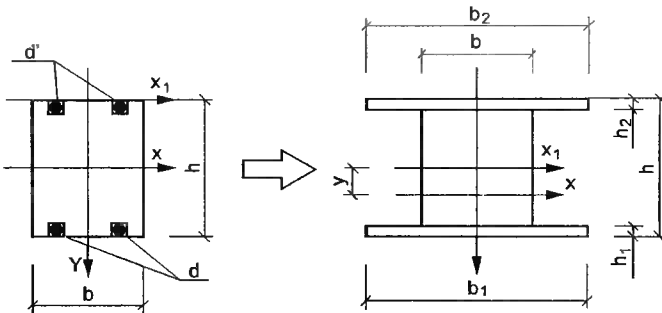
$$S_{x1} = b \times h \times \frac{h}{2} + b_1 \times h_1 \times \left(h - \frac{h_1}{2} \right) - a \times (d + 0,5)^2 \times \left(h - \frac{h_1}{2} \right)$$

$$F = b \times h + b_1 \times h_1 - a \times (d + 0,5)^2$$

gdzie:

- b - szerokość wzmacnianej belki drewnianej,
- h - wysokość wzmacnianej belki drewnianej,
- b₁ - szerokość zastępczego przekroju drewnianego,
- h₁ - wysokość zastępczego przekroju drewnianego,
- a - liczba prętów użytych do wzmocnienia,
- (d + 0,5)² - pole powierzchni przekroju rowka, w którym umieszczony jest pręt stalowy; przyjęto, że pręty umieszczane są w rowkach o 0,5 cm szerzyszy (w obu kierunkach) od średnicy prętów wzmocnieniowych.

Belka podwójnie zbrojona



$$S_x = b_1 \times h_1 \left(\frac{h}{2} - \frac{h_1}{2} \right) + b_2 \times h_2 \times \left(- \left(\frac{h}{2} - \frac{h_2}{2} \right) \right) +$$

$$- \left\{ a \times (d + 0,5)^2 \times \left(\frac{h}{2} - \frac{h_2}{2} \right) + a' \times (d' + 0,5)^2 \times \left(- \left(\frac{h}{2} - \frac{h_2}{2} \right) \right) \right\}$$

$$F = b \times h + b_1 \times h_1 + b_2 \times h_2 - a \times (d + 0,5)^2 - a' \times (d' + 0,5)^2$$

gdzie:

- b_1 - szerokość zastępczego przekroju drewnianego,
 - h_1 - wysokość zastępczego przekroju drewnianego,
 - a - liczba prętów użytych do wzmocnienia w dolnej strefie belki,
 - a' - liczba prętów użytych do wzmocnienia w górnej strefie belki,
 - d - średnica pręta użytego do wzmocnienia w dolnej strefie belki,
 - d' - średnica pręta użytego do wzmocnienia w górnej strefie belki.
- (przyjęto, że pręty umieszczone są w rowkach szerszych o 0,5 cm (w każdym kierunku) od średnicy prętów użytych do wzmocnienia):

$$y = \frac{S_x}{F} \quad (4)$$

gdzie:

- S_x - moment statyczny przekroju zastępczego względem osi X_1 ,
- F - pole powierzchni przekroju zastępczego.

3. Obliczenie momentu bezwładności prętów stalowych względem głównej osi bezwładności przekroju wzmacnianego:

$$I_{af} = \sum_{i=1}^a (I_a + F_a \times y_i^2) \quad (5)$$

gdzie:

- I_a - moment bezwładności prętów stalowych względem własnych osi głównych,
- F_a - pole przekroju pręta,
- y_i - odległość między osią bezwładności pręta a główną osią bezwładności przekroju.

4. Obliczenie sprowadzonego momentu bezwładności:

$$I_{spr} = I_d + \alpha \times n \times I_{af} \quad (6)$$

gdzie:

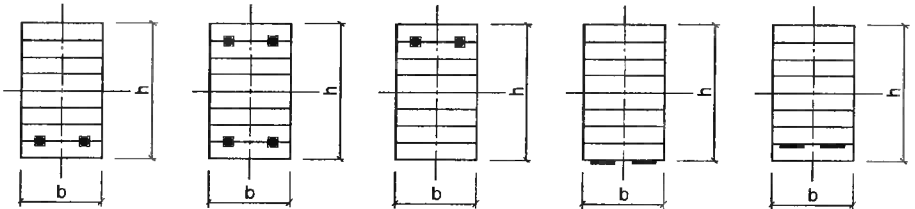
- I_d - moment bezwładności przekroju drewnianego belki względem głównej osi bezwładności,
- α - współczynnik współpracy stali z drewnem (przyjęto zapewnienie pełnej współpracy stali z drewnem $\alpha = 1,0$),

$n = \frac{E_a}{E_d}$ - stosunek modułu sprężystości stali do modułu sprężystości drewna,

I_{af} - moduł bezwładności prętów stalowych względem głównej osi bezwładności przekroju wzmacnianego.

5. WNIOSKI

1. Z przedstawionego przeglądu oceny sposobów rekonstrukcji i wzmacniania stropów drewnianych wynika jednoznacznie, że współcześnie dysponujemy metodami rekonstrukcji starych elementów konstrukcyjnych stropów drewnianych oraz ich wzmacniania – w praktycznie dowolnym zakresie.
2. W tym kontekście ich zastosowanie nie powinno dotyczyć wyłącznie obiektów zabytkowych, a sposób rewitalizacji budynku o stropach drewnianych, wybór – wymiana czy rekonstrukcja – powinien być zawsze przy remoncie co najmniej przedmiotem analizy uzasadniającej ostateczną decyzję.
3. Przedstawiona koncepcja wzmacniania elementów z wykorzystaniem stali czy włókien węglowych (stosowane są też włókna szklane) ma oczywiście także zastosowanie w nowo projektowanych elementach z drewna klejonego (rys. 7). Stwarza to bardzo interesujące możliwości w zakresie kształtowania nośności elementu, jego odkształcalności, a także sterowania odkształceniami opóźnionymi takiego elementu dwufazowego. Zwłaszcza możliwość istotnego zwiększenia sztywności elementu (co wynika wyraźnie z tabel 3, 4 i 5), wpływająca czynnie na wielkość odkształceń reologicznych, wydaje się być bardzo istotna.



Rys. 7. Przykłady belek z drewna klejonego zbrojonych prętami stalowymi i taśmami z włókien węglowych

Fig. 7. Glued-beams reinforced with steel bars and carbon fiber bands – examples

LITERATURA

- [1] Ganowicz R., Kwiatkowski K., Latusek D., Plenzler R., 1980. Badania belek z drewna warstwowo klejonego zbrojonego stalą. Inżynieria i Budownictwo 6.
- [2] Godycki-Ćwirko T., 1997. Renowacja starych stropów drewnianych. Przegląd Budowlany 2.
- [3] Jasięńko J., 2000. Naprawa i wzmacnianie belek drewnianych. Materiały Budowlane 5.
- [4] Kozarski P., 1997. Konserwacja domu. PSMB Wrocław.
- [5] Masłowski E., Spizewska D., 2000. Wzmacnianie konstrukcji budowlanych. Arkady Warszawa.

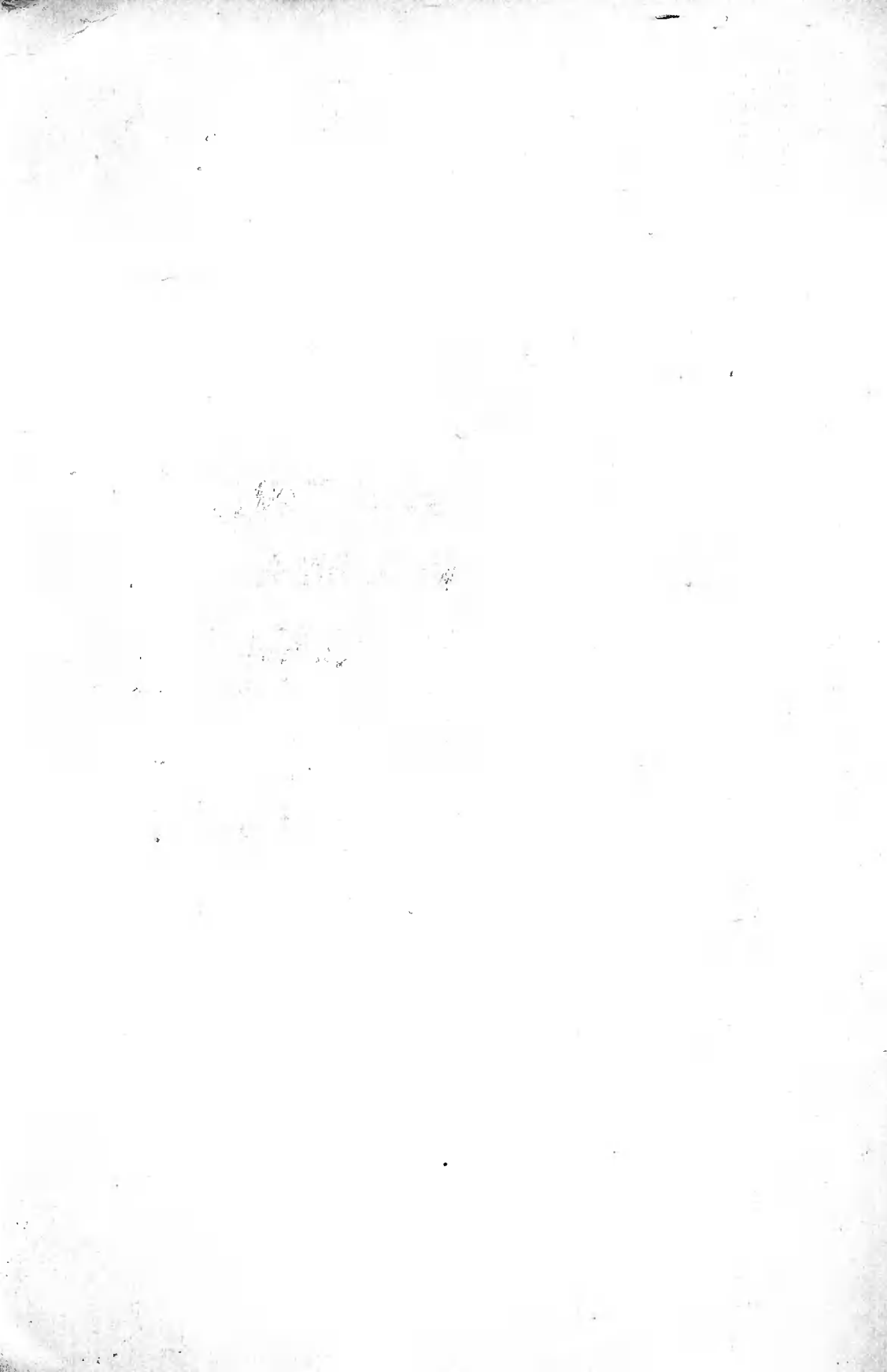
- [6] Materiały reklamowe producentów żywic epoksydowych i taśm z włókien węglowych.
- [7] Mielczarek Z., 1994. Budownictwo drewniane. Arkady Warszawa.
- [8] Misztal St., Daraszkiwicz M., 1996. Stan naprężenia w elementach drewnianych wzmocnionych przyklejonymi prętami metalowymi. IV Konf. Nauk. Konstrukcje zespolone, Zielona Góra.
- [9] Niczyj J., Wojtaszewski R., 1979. Obliczanie belek drewnianych zbrojonych kompozytem szklano-epoksydowym. Inżynieria i Budownictwo 5.
- [10] PN-81/B-03150. Konstrukcje z drewna i materiałów drewnopochodnych.
- [11] PrPN-D-03150. Konstrukcje drewniane. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [12] Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki. Projekt nowelizacji, 10 sierpnia 2000.
- [13] Stachowicz A., Kram D., 2000. Obliczenia odporności ogniowej konstrukcji drewnianych w kontekście PrPN-B-03150 oraz Eurokodu 5. Inżynieria i Budownictwo 5.
- [14] Stachowicz A., Kamieniarz M., 2001. Pewne problemy obliczenia odporności ogniowej konstrukcji drewnianych. II Konf. Nauk. Budownictwo Ogólne. Zesz. Nauk. ATR w Bydgoszczy, Budownictwo i Inżynieria Środowiska 32, 207-217.
- [15] Stachowicz A., 2001. Konstrukcje drewniane. PCB&DIFiN Warszawa.
- [16] Żaboklicki A., 1989. Wzmacnianie drewnianych stropów zabytkowych metodą inkluzji żywicznych. Inżynieria i Budownictwo 2.

PROBLEMS OF RECONSTRUCTING AND STRENGTHENING WOODEN FLOORS

Summary

The paper focuses on modern methods of reconstructing and strengthening wooden beams. The Authors discuss methods of repairing local damages and methods of strengthening beams at entire length. Methods that are rarely used in the civil engineering working practice (reinforcement with outer metal rods, resin composite, carbon fibre bands, or steel) are presented in greater detail. The results of calculations are gathered in tables, thus enabling comparison of effectiveness between given reinforcement methods. For beams strengthened with outer rods or steel, respective formulas and calculation schemes are presented.

Keywords: wooden beams, reconstructing, strengthening



WSPÓŁCZESNE ROZWIĄZANIA BUDYNKÓW DREWNIANYCH O KONSTRUKCJI MASYWNEJ

Antoni Stachowicz, Marcin Szyndler

Zakład Budownictwa Ogólnego i Przemysłowego
Instytut Materiałów i Konstrukcji Budowlanych
Wydział Inżynierii Lądowej Politechniki Krakowskiej
ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków

W opracowaniu przedstawiono ocenę aktualnie stosowanych rozwiązań budynków drewnianych o konstrukcji masywnej, głównie w aspekcie zapewnienia odpowiedniej izolacyjności ścian drewnianych (obliczenia współczynnika U) i technologii wznoszenia domów z drewna. Przedstawiono dwie alternatywy rozwiązania problemu niewystarczającej izolacji termicznej obiektów drewnianych. Obydwie propozycje, o odmiennym charakterze – jedna czysto techniczna, druga techniczno-administracyjna – zmierzają do tego samego celu, tj. zachowania wszystkich walorów tego budownictwa na tle tradycji architektury regionalnej, m.in. Podhala.

Słowa kluczowe: budynki drewniane masywne, współczesne rozwiązania

1. WPROWADZENIE

Budownictwo drewniane, stanowiące jedną z najstarszych form zabudowy na naszych ziemiach, dominującą przez wieki, jeszcze nie tak dawno skazywane było na skanseny lub likwidację. Od pewnego czasu jednak budownictwo to ponownie budzi zainteresowanie. Już od początku lat 90. szeroko promowane są budynki mieszkalne o lekkiej konstrukcji drewnianej (błędnie z konstrukcyjnego punktu widzenia nazywane budynkami szkieletowymi), wzorowane na rozwiązaniach północnoamerykańskich lub skandynawskich, a ostatnio coraz większym zainteresowaniem cieszą się także budynki o konstrukcji masywnej, nawiązującej do projektów tradycyjnych.

Proponowane są rozwiązania, charakterystyczne dla dawnego budownictwa drewnianego, a więc budynki o konstrukcji blokowej (ze ścianami wieńcowymi z bali), dyłowej (zwanej u nas w budownictwie tradycyjnym systemem sumikowo-łatkowym, z bali i słupów), budynki o konstrukcji ścian ze szkieletu drewnianego i wypełnienia (zwanej też murem pruskim).

Budynki mieszkalne, oparte na tych technologiach, realizowane są głównie z uwagi na chęć nawiązania do krajobrazu i tradycji regionalnej oraz na ich walory estetyczne i użytkowe (mikroklimat pomieszczeń). Nie są to bowiem budynki tanie.

W pracy przedstawiono wybrane problemy, dotyczące współczesnego budownictwa drewnianego o konstrukcji masywnej.

2. OCHRONA CIEPLNA BUDYNKÓW

2.1. UWAGI OGÓLNE

Zainteresowanie tradycyjnymi budynkami drewnianymi zaczęło się u nas już w latach 70., kiedy to w pewnych środowiskach należało do dobrego tonu mieć drewniany dom letniskowy (zwany wówczas i u nas daczą). Rozbierane na wsi domy (zastępowane domami z pustaków, często żużlobetonowych) wędrowały przez całą Polskę (np. z Podkarpacia na Mazury). Budowano też domy nowe. Do dzisiaj duża część budowanych z drewna domów o konstrukcji tradycyjnej, masywnej, to obiekty przeznaczone do okresowego użytkowania.

W tego typu budynkach problem ochrony cieplnej nie jest problemem specjalnie eksponowanym, ponieważ z jednej strony nie dotyczą ich wymagania, określone przepisami, a z drugiej – domy z drewna, zwłaszcza o konstrukcji ścian zewnętrznych z bali, nie są domami „zimnymi”.

Wychodząc z równania na współczynnik przenikania ciepła:

$$U = 1 / (R_i + d/\lambda + R_e) \quad (1)$$

i wstawiając odpowiednie wartości oporów przejmowania ciepła:

$$R_i = 0,12 \text{ m}^2 \cdot \text{W}, R_e = 0,04 \text{ m}^2 \cdot \text{W} \quad (2)$$

oraz współczynnik przewodności cieplnej drewna w poprzek włókien:

$$\lambda = 0,16 \text{ W/m} \cdot \text{K} \quad (3)$$

obliczając dla grubości ściany $d = 0,14 \text{ cm}$ współczynnik U , otrzymujemy:

$$U = 0,921 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K} \quad (4)$$

a więc lepszą izolacyjność ściany, niż posiadają budynki zrealizowane przed 1964 rokiem, w których nadal mieszka prawie 50% ludności Polski. Przy grubości ściany $d = 22 \text{ cm}$ otrzymujemy:

$$U = 0,631 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K} \quad (5)$$

czyli ściana spełnia z zapasem wymagania normowe, obowiązujące do 1991 roku, i jest nie gorsza aniżeli poprawnie wykonane (a z tym bywało różnie) ściany w budownictwie wielkopłytowym.

W zależności od lokalizacji, przez 5 do 6 miesięcy w roku, budynki takie mogą być użytkowane bez instalacji grzewczej. Wykonanie kominka o podwyższonej efektywności energetycznej pozwala przedłużyć ten okres o dalsze trzy miesiące. W naszym klimacie istnieje także możliwość krótkoterminowego (np. w czasie ferii zimowych) użytkowania ich w zimie, ewentualnie ze wspomaganie kominka przez inny rodzaj ogrzewania (np. ogrzewanie elektryczne). Oczywiście przy poprawnym wykonaniu ścian, zapewniającym ich szczelność, o czym dalej będzie jeszcze mowa.

Projektując obecnie budynek, przeznaczony do całorocznej eksploatacji (budynek mieszkalny), należy oczywiście spełnić wymagania bieżących uregulowań prawnych [1]. W aktualnych ofertach producentów uzyskuje się to przez zastosowanie dodatkowej izolacji termicznej ścian. Wydaje się jednak, że – z technicznych i ekonomicznych względów – tak postawiony problem nie jest w pełni poprawnie sformułowany. Wynika to prawdopodobnie z faktu, że interpretacje przepisów są niepoprawne i mogą budzić zasadnicze wątpliwości. Opierając się na „Projekcie nowelizacji rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie” z sierpnia 2000 roku, możemy określić następujące wymagania w zakresie ochrony cieplnej budynków:

- § 329 p.2 „Dla budynków mieszkalnych w zabudowie jednorodzinnej wymagania określone w § 328 uznaje się za spełnione, jeżeli:
 - 1) wartość wskaźnika E , jest mniejsza od wartości granicznej E_0 , lub
 - 2) przegrody zewnętrzne odpowiadają wymaganiom izolacyjności cieplnej oraz innym wymaganiom związanym z oszczędnością energii, określonym w załączniku do rozporządzenia”.

Natomiast w Załączniku 1. podano wymagania dla ścian zewnętrznych ($t > 16^{\circ}\text{C}$): ściany o budowie warstwowej – $U \leq 0,30 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$, a pozostałe – $U \leq 0,50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$. To ostatnie kryterium dotyczy także ścian masywnych z drewna i może być spełnione pod warunkiem eliminacji mostków w narożach i stykach, przy grubości ściany około 30 cm. Jest to oczywiście rozwiązanie nieracjonalne z uwagi na zużycie materiału i koszty. Tradycyjnie stosowane (na Podhalu) grubości ścian to 18 lub 22 cm.

Najczęściej spotykany błąd interpretacji przepisów to pominięcie alternatywnego sformułowania wymagań w § 329 i przyjmowanie warunku z załącznika [$U \leq 0,50 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$] jako wymagań obligatoryjnych.

Przyjmując, zgodnie z literą rozporządzenia [1], jako obligatoryjny warunek:

$$E \leq E_0 \quad (6)$$

oraz grubości ścian 14, 16, 20 cm, ściany bez mostków w narożach i stykach (dla których współczynnik przenikania ciepła podano w tabeli 1), na pewno można zaprojektować budynek, spełniający warunek (6), wykorzystując możliwość sterowania zapotrzebowaniem na energię poprzez:

- odpowiednie usytuowanie budynku w terenie w stosunku do stron świata (tu także usytuowanie okien i funkcji, strefowanie funkcji),
- wysoką izolacyjność okien, stropodachu i stropu nad piwnicami,
- bierne wykorzystanie energii słonecznej.

I ta droga w przypadku projektowania budynków mieszkalnych o masywnej konstrukcji drewnianej wydaje się najwłaściwsza. Wszystkie proponowane modyfikacje ścian, związane z ich dociepleniem, eliminują w różnym stopniu podstawową zaletę tego budownictwa, jaką jest mikroklimat pomieszczeń, powszechnie uważany za sprzyjający człowiekowi.

Taka ocena oparta jest przede wszystkim na subiektywnych odczuciach mieszkańców, które w odniesieniu do bali są jednoznacznie pozytywne. Składa się na to kilka czynników: po pierwsze – specyficzny zapach ścian drewnianych, po drugie – wyczuwalne w dotyku wrażenie ciepła tych ścian w porównaniu z „zimnymi” murami z cegieł, pustaków czy nawet drewnianych ścian tynkowanych. Jest to związane z mniejszą – niż w przypadku wyżej wymienionych materiałów – zdolnością do pobierania ciepła

przez drewno. Trzecią zaletą jest stała wilgotność, utrzymująca się w pomieszczeniach drewnianych, co w dużym stopniu zapobiega nadmiernemu wysuszaniu powietrza przez centralne ogrzewanie.

Tabela 1. Wartość współczynnika U dla różnych typów i grubości ścian
Table 1. Value of U-coefficient for different type and thickness of massive walls

Rodzaj ściany	Współczynnik U [W/m ² ·K]
Płazy 16 cm	0,862
Płazy 18 cm	0,778
Bale prostokątne 22 cm	0,631
Płazy 26 cm	≈ 0,530
Kłody okrągłe o średnicy ok. 25 cm	≈ 0,679
Kłody okrągłe o średnicy ok. 40 cm	≈ 0,438
Bał z rdzeniem z pianki poliuretanowej 16 cm	≈ 0,259
Bale prostokątne 12 cm, wełna 10 cm, boazeria drewniana 0,8 cm	0,299
Bale prostokątne 7,2 cm, wełna 10 cm, płyta gipsowo-kartonowa 12 mm	0,329
Bale prostokątne 9,2 cm, wełna 10 cm, płyta gipsowo-kartonowa 12 mm	0,316
Wytłuszczone zostały wartości U, spełniające aktualne zalecenia	

Wymienione właściwości drewna, i, w konsekwencji, wynikające z nich właściwości klimatyzujące budynków drewnianych sprawiają, że nawet przy niższej temperaturze w pomieszczeniu (poniżej 20°C) odczuwalny jest wystarczający komfort cieplny. Ogólnie uważa się, że tego typu budowle są zdrowe. Wobec tego, decydując się na stosunkowo wysokie koszty takiego budownictwa, zyskujemy w zamian jego podstawowe zalety.

2.2. MOSTKI TERMICZNE

Przy konstrukcji ścian drewnianych i ocenie ich wartości izolacyjnej należy brać pod uwagę występowanie mostków termicznych liniowych w narożach ścian oraz w miejscach połączenia ścian prostopadłych. Mostki te w ścianach z bali mają pewną specyfikę [2]: mianowicie drewno ma inny współczynnik λ wzdłuż, a inny – prostopadle do włókien; np. dla świerku wartości λ wynoszą 0,16 W/m·K w poprzek włókien i 0,30 W/m·K prostopadle do włókien, a więc niemal dwukrotnie więcej.

W narożu budynku mamy do czynienia na przemian z ucieczką ciepła w jednym kierunku wzdłuż włókien, a w kierunku prostopadłym klasycznie – w poprzek włókien. Jak wynika z obliczeń, dla ściany z płazów o grubości 18 cm (przy założeniu stałej geometrii naroża) strata ciepła, wynikająca z opisanej asymetrii, wynosi w tego typu mostku ok. 2,5% więcej, niż gdybyśmy mieli do czynienia ze zwykłym mostkiem o stałym λ w obu kierunkach. Temperatura na powierzchni wewnętrznej narożnika wynosi 9,6°C (dla temperatury zewnętrznej 24°C).

3. ROZWIĄZANIA

3.1. OBECNIE STOSOWANE TECHNOLOGIE WZNOSZENIA BUDYNKÓW O ŚCIANACH MASYWNYCH

Budowę domów drewnianych oferują zarówno oficjalnie działające firmy, jak i nieformalne grupy cieśli. Różnorodne są zarówno technologie, jak i projekty domów. Firmy budują według projektów gotowych, opracowanych i zestawionych w katalogach lub współpracują z pracowniami architektonicznymi, którym można zlecić wprowadzenie zmian w projekcie gotowym lub wykonanie projektu na zamówienie. Grupy cieśli pracują według projektów zgodnych z zasadami budownictwa tradycyjnego. Warto dodać, że niektóre firmy do budowy tego typu domów zatrudniają jako pracowników lub podwykonawców grupy cieśli.

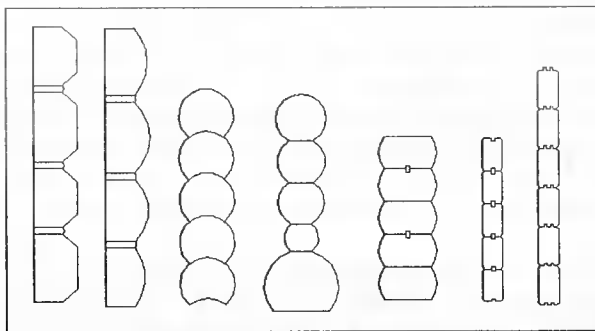
Zakres wykonywanych przez firmy robót jest szeroki i może obejmować:

- podstawowe elementy konstrukcyjne (zaimpregnowane lub nie),
- montaż konstrukcji na gotowym już fundamencie, montaż okien i drzwi oraz położenie tymczasowego pokrycia dachu,
- montaż elementów i zamknięcie bryły budynku, wykonanie części lub wszystkich prac wykończeniowych,
- wykonanie wszystkich prac związanych z budową domu.

3.2. TECHNOLOGIE WZNOSZENIA DOMÓW Z DREWNA

3.2.1. DOMEY Z BALI

Początkowo stosowano wstępnie obrobione pnie drzew (okrągłaki), a połączenia uszczelniano mchem lub warkoczami plecionymi ze słomy. Z czasem zaczęto stosować bale o przekroju kwadratowym, prostokątnym oraz ze specjalnymi wyżłobieniami, umożliwiającymi szczelne połączenie poszczególnych elementów (rys. 1). Takie domy, często jeszcze z czasów przedwojennych, można spotkać w całej Polsce.



Rys. 1. Najczęściej występujące przekroje drewnianych ścian masywnych [2]

Fig. 1. The most popular cross sections of massive timber wall [2]

Obecnie domy z bali wykonywane są najczęściej z elementów prostokątnych o grubości 6-9 cm lub z okrągłaków. Elementy ścian układa się na belkach podwalinowych

ułożonych na fundamencie i odizolowanych od niego dwiema warstwami papy. Dawnej belki podwalinowe wykonywano z twardego drewna drzewa liściastego (np. dębu).

Aktualnie firmy stosują drewno drzew iglastych – impregnowane ciśnieniowo lub przy użyciu preparatów do impregnacji wgłębnej. Na polskim rynku firmy wykonują domy z bali w kilku systemach:

- blokowym (wieńcowym),
- dyłowym (sumikowo-łątkowym),
- systemie bali z rdzeniem o dużej izolacyjności termicznej.

System blokowy – elementy konstrukcyjne (bale poziome) układa się jeden na drugim. Łączy się je przez odpowiednie wyprofilowanie, obce pióro, pojedynczy lub podwójny wpust i wypust (rys. 1), albo zostawia się pomiędzy nimi wolną przestrzeń, wypełnioną sznurem słomianym, a obecnie – wełną mineralną. Skomplikowany, ale bardzo estetyczny jest sposób łączenia bali w narożach budynku – najczęściej na tzw. jaskółczy ogon. Zaleca się uszczelnienie połączeń między elementami ze względu na ich długość. Połączenia te są kluczowym elementem ścian, najtrudniejszym do wykonania i sprawiającym najwięcej kłopotów pod względem uszczelnienia [2].

System dyłowy (sumikowo-łątkowy) – w tej konstrukcji stosuje się krótkie poziome bale (sumiki) oraz pionowe słupy (łątki), zapewniające dużą sztywność ściany. Łątki umieszcza się przy otworach okiennych i drzwiowych oraz co około 2 m w ścianach, poziome bale – obcięte na gładko lub wyprofilowane – wsuwa się we wcięcia dwuteowych słupów. U góry konstrukcję zwieńczy się ocepem. Często, ze względów estetycznych, także w systemie dyłowym firmy stosują charakterystyczne dla systemu wieńcowego połączenia bali w narożach budynku.

We współczesnych domach mieszkalnych budowanych z masywu drewnianego ściany zewnętrzne wykonane z elementów o grubości 6-9 cm ociepla się wełną mineralną. Z reguły warstwa wełny ma grubość 10-15 cm, układana jest od strony wewnętrznej i zabezpieczona przed zawilgoceniem warstwą folii; wykończenie wewnętrzne stanowią najczęściej płyty gipsowo-kartonowe lub okładzina drewniana. Wykończenie listwami poziomymi imitującymi bale drewniane sprawia, iż ma się wrażenie, że ściana jest jednowarstwowa (wykonana tylko z bali). Możliwe jest również ocieplenie ścian z bali od zewnątrz; jest to jednak bardziej skomplikowane, gdyż w tak ocieplonym domu trzeba wykonać elewację zewnętrzną (np. obmurówkę, która wymaga wykonania szerszego fundamentu). Taki dom zatracza jednak wygląd domu z drewnianych bali. Domy z bali wykonuje się najczęściej z drewna sosny, świerka, jodły lub modrzewia. Nowością na rynku są oryginalne, charakteryzujące się niepowtarzalnym urokiem domy z okrągłych bali średnicy 17,5-30 cm, których elementy importowane są ze Stanów Zjednoczonych. Bale są wykonane z impregnowanego solami boru drewna sosny (dwie odmiany) lub z drewna cedru. Połączenia między balami uszczelnia się masą akrylowo-lateksową.

System bali z rdzeniem o dużej izolacyjności termicznej – stosowany jest w Polsce od niedawna. Podstawowymi elementami tej technologii są bale o przekroju 16×16 cm i długości 250-300 cm. Bal składa się z rdzenia o grubości 8 cm i dwóch okładzin zewnętrznych o grubości 4 cm każda. Okładziny są z impregnowanego drewna sosnowego, a rdzeń – z bezfreonowej i niepalnej pianki poliuretanowej gęstości $40-50 \text{ kg/m}^3$. W porównaniu z balem z litego drewna, rdzeń taki ma pięciokrotnie lepszy współczynnik przenikania ciepła U i jest dziesięciokrotnie lżejszy.

Dobierając odpowiednio grubość okładzin oraz rdzenia, otrzymuje się elementy o różnej wytrzymałości i o różnych właściwościach izolacyjnych. Okładziny łączy się trwale pianką poliuretanową pod ciśnieniem, w zamkniętych formach. Wykonane w ten sposób elementy nie wymagają dodatkowej obróbki na budowie. Oprócz elementów podstawowych, opisywanych w systemach, stosuje się elementy dachowe (stropodachowe), elementy narożne załamane pod kątem 90° lub innym, teowniki ścienne umożliwiające łączenia ścian pod kątem prostym, elementy otworowe, w które montowane są okna i drzwi, nadproża oraz wypełniacze i zmienniki. Domy projektuje się, zestawiając odpowiednie elementy systemowe: dla gotowej specyfikacji zamawia się elementy w wytwórni, gotowe przewozi się na budowę i montuje na wcześniej wykonanych fundamentach. Montaż można wykonać ręcznie – najcięższy element waży około 20 kg. W górnej i dolnej części bala wyprofilowane są prowadnice do ustawienia go na podwalinie i ułożenia belki oczepowej. Połączenie bali z podwaliną i belką oczepową wykonuje się przy użyciu gwoździ. Każde sześć bali ustawionych na podwalinie ściska się rozstawionymi w poziomie co 1 m gwintowanymi prętami, wkręcanymi w wykonane wcześniej w narożnikach gniazda; w ten sposób zostają uszczelniane styki elementów. Elementy poziome – stropu przyziemia, stropu pomiędzy kondygnacjami oraz dachu – wykonuje się podobnie jak bale ścienne. Mniejsza jest jednak grubość okładzin zewnętrznych – 2 cm (jedna warstwa desek z każdej strony), za to większa grubość rdzenia z pianki poliuretanowej – 12 cm. Elementy takie mają kilkakrotnie większą wytrzymałość na zginanie niż deski czy sklejka. Pozwala to zwiększyć rozstaw belek konstrukcyjnych – nawet do 2,4 m. Po ułożeniu elementów, dolna okładzina tworzy sufit, a górna – gotową podłogę. Bale stropowe nie są – jak elementy ścian – ściągane i dlatego przestrzeń między nimi uszczelniana jest jednoskładnikową pianką poliuretanową.

3.2.2. DOMY W SYSTEMIE SZKIELETOWO-RYGLOWYM

Mają one konstrukcję złożoną ze sztywno połączonych rygli, słupów i zastrzałów, między którymi układa się materiał wypełniający. Elementy nośne są oparte na podwalinie, a u góry zwieńczone oczepek. Połączenia elementów konstrukcji wykonuje się metodą ciesielską – na czopy i gniazda, które wymagają dużych przekrojów elementów. Konstrukcje te uważa się za nieoszczędne, bowiem duże przekroje elementów stosuje się nie ze względów wytrzymałościowych, lecz wykonawczych. Materiały wypełniające mogą być różne. Ze względów estetycznych najpopularniejsza jest konstrukcja zwana murem pruskim, czyli szkielet drewniany wypełniony murem z cegły. Miejsca styku szkieletu drewnianego z murem uszczelnia się trwale masą plastyczną. Od wewnątrz ściany ociepla się wełną mineralną i zabezpiecza – od strony pomieszczenia – warstwą paroizolacji. W dolnej części ściany pozostawia się w murze szczeliny umożliwiające wentylację ściany; podobne otwory zostawia się również w okapie.

W odmiennej konstrukcji – choć z pozoru wyglądającej tak samo – ściany zewnętrzne są częściowo przygotowane w zakładzie produkcyjnym. Element prefabrykowany ma długość całej ściany, a wysokość jednej kondygnacji. Składa się z:

- elementów konstrukcyjnych – słupów i rygli,
- wypełnienia z potrójnej warstwy desek,
- warstwy styropianu, wykończonej płytkami elewacyjnymi.

Prefabrykowane panele ścienne montuje się na placu budowy dźwigiem. Pozostałe elementy konstrukcji domu, tj. strop, więźbę dachową oraz ocieplenie i wykończenie ścian, wykonuje się już na budowie.

3.3. OCENA AKTUALNIE STOSOWANYCH ROZWIĄZAŃ W BUDYNKACH MASYWNYCH

Nowe budynki, wznoszone według technologii tradycyjnej, mają podobne jak dawniej grubości ścian. Coraz częściej spotyka się rozwiązania (oferowane głównie przez firmy), w których grubość ścian z bali prostokątnych (łączonych na własne lub obce pióro) wynosi nawet 22 cm albo stosuje się bale okrągłe, o średnicy przekraczającej nawet 40 cm. Firmy oferują także ściany warstwowe w postaci bali prostokątnych 7-14 cm, ocieplanych od środka wełną mineralną (najczęściej grubości 10 cm). Jako wykończenia używa się albo suchych tynków, albo boazerii drewnianych.

Błędem tego rozwiązania jest docieplenie od strony wewnętrznej – w ten sposób ściana traci zdolność akumulacji ciepła. Umieszczenie na wewnętrznej stronie ściany ocieplenia nie daje żadnej korzyści, a nawet odwrotnie – powstaje możliwość kondensacji wilgoci w środku ściany, w następstwie czego może nastąpić korozja drewna i zagrzybienie ścian. Ponadto mankamentem tego rozwiązania jest częściowa (ściany warstwowe), a w wielu przypadkach nawet całkowita (docieplenie od środka) utrata jednego z podstawowych walorów budownictwa drewnianego, tj. sprzyjającego człowiekowi mikroklimatu pomieszczeń. W tym kontekście zupełnie niezrozumiałe jest proponowanie płyt gipsowych jako pokrycia ścian wewnętrznych – dom traci całkowicie swój niepowtarzalny charakter.

Pewną alternatywą są wyżej opisane systemy bali z rdzeniem ocieplającym, wiąże się to niestety z zastosowaniem dużej ilości tworzyw sztucznych. Tworzywa te, a przede wszystkim piankę poliuretanową, stosuje się do ocieplenia ścian, a przecież idea budownictwa drewnianego jest m.in. stosowanie materiałów pochodzenia naturalnego. Systemy te posiadają jednak pewne niezaprzeczalne zalety: po pierwsze – dużą szczelność ścian, po drugie – walory estetyczne; ściany z obu stron (wewnętrznej i zewnętrznej) wyglądają jak zbudowane z litego drewna. Po trzecie wreszcie – ściany w tych systemach zapewniają prawidłową, bardzo dobrą izolację termiczną.

Rozwiązaniem, skutecznie eliminującym wyżej przedstawione problemy, jest – jak wspomniano wyżej – oferowana przez producentów budowa domów z okrągłych kłód o średnicy ponad 30-40 cm. Ściany z takich kłód spełniają normy izolacyjności – współczynnik U poniżej $0,5 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$ – ale są niezwykle drogie i nieekologiczne z jednej głównej przyczyny: uzyskanie takiego budulca wymaga wycinania starodrzewu. Aby uzyskać kłody o średnicy ponad 30 cm, konieczne jest wycinanie drzew ponad stuletnich.

Do ofert producentów budynków z drewna należy podchodzić z dużą ostrożnością z bardzo istotnego powodu, a mianowicie – błędnie podawany jest współczynnik U. I tak, na przykład, według jednej z firm dla ściany z bali 22 cm współczynnik U wynosi $0,45 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$, gdy w rzeczywistości jest dużo większy – $0,631 \text{ W/m}^2 \cdot \text{K}$, czyli nie spełnia wymagań normy.

Rozwiązania producentów mają też swoje niezaprzeczalne zalety:

- jeżeli elementy ścienne mają powtarzalną wielkość, łatwiej jest dopasować inne elementy (drzwi, okna), łatwiej obliczyć też koszty takiego budynku;
- elementy od producentów, według ich zapewnień, są zabezpieczone przed wilgocią, grzybami, owadami i ogniem w lepszy sposób, bo przez zanurzanie elementów, a nie przez malowanie powierzchni;
- standardowo producenci zapewniają łączenie elementów (bali) 'na pióro' i 'na wpust', co zapewnia dobrą szczelność ścian.

4. PODSUMOWANIE

Nie ocieplona ściana z bali nie spełnia wymogów izolacji cieplnej, co sprawia, że eksploatacja budynku jest droga ze względu na konieczność znacznych nakładów na ogrzewanie obiektu. Można wskazać dwie drogi rozwiązania tego problemu:

- zastosowanie ściany warstwowej, ocieplonej z zewnątrz wełną mineralną, pokrytą deskami (rodzaj boazerii, szalunku). Uzyskuje się w ten sposób ściany o estetycznej architekturze (wewnątrz bale z drewna, z zewnątrz boazeria drewniana) i, co ważne, bardzo ciepłe, z możliwością dalszego, bezproblemowego zwiększania ich izolacyjności cieplnej, łatwego uszczelniania i częściowej eliminacji wpływu mostków termicznych;
- dostosowanie przepisów do miejscowych warunków (regionalizacja). Można, na przykład, przyjąć jako wartość dopuszczalną na wydzielonych terenach $U = 0,631 \text{ W/m}^2\text{-K}$, a następnie, w celu obniżenia kosztów eksploatacji, zastosować sposób postępowania przedstawiony w p. 2.1 tego opracowania. Chodzi tu głównie o zwiększenie izolacyjności stropów, okien, ukształtowanie bryły budynku oraz usytuowanie względem stron świata. W ten sposób zachowany zostanie w pełni regionalny charakter budynków z drewna, jednakże przy niemałych nakładach finansowych.

Obydwa przedstawione rozwiązania, o odmiennym charakterze – jedno czysto techniczne, drugie częściowo administracyjne – zmierzają do tego samego celu, tj. zachowania oryginalnego krajobrazu architektury regionalnej, szczególnie w takich regionach kraju, jak np. Podhale.

LITERATURA

- [1] Materiały z internetu.
- [2] Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 roku w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie – Dz.U. nr 15 z 1999 r., poz. 140 (tekst jednolity) oraz Projekt zmian rozporządzenia w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie w terenie z sierpnia 2000 roku.
- [3] Szynkler M., 2000. Ocena energetyczna ścian masywnych budynków drewnianych. V Konf. Nauk.-Tech. ENERGODOM 2000.

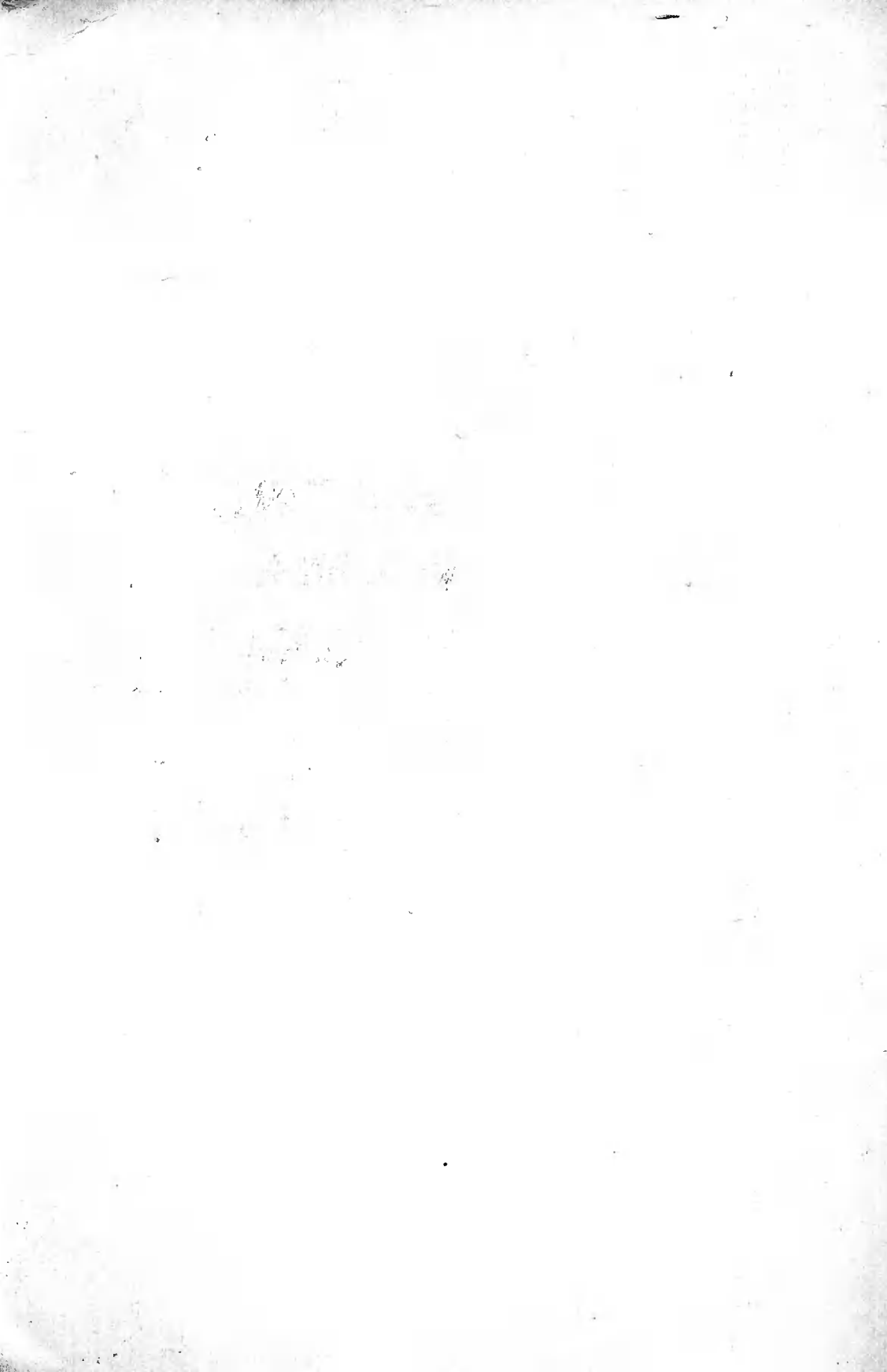
ESTIMATION OF CONTEMPORARY SOLUTIONS FOR BUILDINGS CONSTRUCTED OF TIMBER CONCRETE

Summary

The paper deals with contemporary constructions of timber concrete. Technologies and solutions are analysed. Since U-coefficient for timbered walls does not fulfil requirements of standards and frequently used internal insulation alters advantageous microclimate of the building the authors propose:

- external insulation with wooden jacket,
- change of the requirements of standards for regional constructions.

Keywords: timber concrete buildings, modern methods



ZAGADNIENIA MONTAŻOWE ŚRUB SPRĘŻAJĄCYCH W ŚWIETLE NORMATYWÓW I BADAŃ WŁASNYCH

Józef Stoch

Katedra Konstrukcji Budowlanych
Instytut Budownictwa i Inżynierii Sanitarnej
Wydział Nauk Technicznych Uniwersytetu Warmińsko-Mazurskiego
ul. Prawocheńskiego 19, 10-720 Olsztyn

W pracy przedstawiono metody montażu śrub wysokiej wytrzymałości (sprężających). Podano znane i nowe metody badań wartości sił w śrubach podczas montażu. Do znanych metod wprowadzono pewne korekty, dokonane w oparciu o wyniki badań własnych. Dokładniej przedstawiono dwie metody kontroli sił w śrubach: przy pomocy momentu skręcającego (M_{si}) oraz przy pomocy kątów skrętów nakrętki w stosunku do trzpienia śruby (α_{si}). Jako nowe podejście do zagadnienia zaproponowano kontrolę sił w śrubach przy pomocy jednocześnie dwóch parametrów: momentów skręcających i kątów skrętów. Związek ten ustalono przy założeniu sprężystej pracy śrub, korzystając z podstaw teorii sprężystości.

Słowa kluczowe: montaż śrub wysokiej wytrzymałości, połączenia cierne i doczołowe

1. WSTĘP

Przedstawiony materiał jest integralną częścią zagadnień szerszego problemu dotyczącego aspektów konstrukcyjnych, technologicznych i obliczeniowych połączeń zmontowanych przy pomocy śrub wysokiej wytrzymałości (W.W. kl. 8.8, 10.9 i 12.9), zwanych popularnie sprężającymi. Powyższy temat jest tym bardziej ciekawy, że przedstawione zagadnienia są przedmiotem licznych kontrowersji; zarówno w sferze teoretycznej, jak i praktycznej. W artykule omówiono kilka wybranych zagadnień z przedmiotowego tematu.

2. ZAGADNIENIA MONTAŻOWE

Połączenia zmontowane przy pomocy śrub sprężających, a szczególnie wykorzystujące prawo fizyczne tarcia, czyli tzw. połączenia cierne, wymagają szczególnego przygotowania powierzchni stykowych oraz fachowego nadzoru technicznego podczas montażu. W praktyce, na nośność i bezpieczeństwo konstrukcji – już na etapie montażu – zasadniczo wpływają następujące czynniki:

- metoda przygotowania powierzchni stykowych,
- metody pomiaru sił realizowanych w śrubach podczas montażu,
- sposób obciążeń połączeń,
- stopień dopasowania trzpieni śrub do otworów elementów łączonych.

2.1. METODA PRZYGOTOWANIA POWIERZCHNI STYKOWYCH

Związana jest bezpośrednio z wartością współczynnika tarcia (μ), który wynosi od 0,20 do około 0,55 [4, 11]. Ale wyznaczenie tej wartości w praktyce nie jest takie oczywiste, bowiem metodyka obliczenia jej w trakcie badań nie jest jednoznacznie określona. Wyznaczenie jej w podczas badań na elementach luźnych (nie zmontowanych) z prostej zależności fizycznej w formie:

$$\mu = \frac{H}{P} \quad (1)$$

gdzie:

H - wartość siły w momencie ruszania elementu z miejsca,

P - wartość siły dociskającej powierzchnie,

nie transformuje się bezpośrednio na te same elementy już po zmontowaniu. Bowiem po zmontowaniu elementów, zachodzą tu dwa zjawiska fizyczne, które zmieniają zasadniczo wartość współczynnika μ . Z jednej strony, na skutek miejscowego docisku, który wynosi około:

$$\sigma_b = 0,25 f_d \quad (2)$$

gdzie:

σ_b - wartość naprężeń dociskających elementy po zmontowaniu,

f_d - naprężenie obliczeniowe dla stali, z której wykonane są elementy,

w zależności od klasy śruby, następuje zmiana struktury powierzchni. Powierzchnie stykowe „wygładzają” się na skutek powierzchniowych odkształceń plastycznych, stąd wystąpi obniżenie wartości współczynnika. Z drugiej strony – na skutek właśnie docisku σ_b występuje odkształcenie poprzeczne elementów w stosunku do obciążenia zewnętrznego (eksploatacyjnego), którego wartość w przybliżeniu można określić według Hooke’a:

$$\Delta t = \frac{0,25 f_d \cdot l_p}{E} \quad (3)$$

gdzie:

l_p - łączna grubość łączonych elementów (pakietu),

E - współczynnik sprężystości podłużnej dla stali.

Jak widać z powyższych rozważań, wpływu tych dwóch czynników na wartość współczynnika μ nie da się wyznaczyć oddzielnie. Wyznaczanie wartości μ możliwe jest tylko przy pomocy badań elementów już zmontowanych, czyli połączeń dla typowych indywidualnych parametrów fizyczno-mechanicznych elementów montażowych. Według wyników badań autora, wartość μ , którą można określić jako uogólniony współczynnik tarcia w połączeniach, wynosi o kilka procent więcej w stosunku do tych samych elementów, ale nie zmontowanych

2.2. METODY POMIARU SIŁ REALIZOWANYCH W ŚRUBACH PODCZAS MONTAŻU

Spośród czterech znanych metod pomiaru sił w śrubach, dwie z nich wymagają specjalnie ukształtowanych śrub, w postaci przewężeń końcówek trzpieni lub występów w formie „brodawek”, zlokalizowanych na wewnętrznych powierzchniach łbów śrub. Ponieważ nie są rozpowszechnione w kraju, pominięto je w szczegółowych opisach. Następną dwie metody stosowane są często przy montażu konstrukcji i w związku z tym stało się to przedmiotem wielu rozważań i badań własnych. Trzecia metoda uzależnia momenty skręcające nakrętki (M_s) od realizowanych sił w śrubach (S_o) oraz średnic śrub (d). Zależności te ujęto według [2, 4] w formę:

$$M_s = 0,19 S_o \cdot d \quad (4)$$

Powyższa forma związku, pomiędzy realizowaną siłą S_o a pozostałymi parametrami technicznymi sprężania, dotyczy stanu w końcowej fazie montażu śrub. Natomiast w czasie montażu relacje te nie są liniowe, co wynika z przeprowadzonych badań. Zależność (4) wyrażono więc w zmienionej formie:

$$\eta_{1i} = \frac{M_{si}}{S_{oi} \cdot d} \quad (4)'$$

Wartość η_{1i} trudno jest ująć w jakąkolwiek regulowaną postać ze względu na duże rozbieżności liczbowe, zależne od poziomu sprężenia śruby. Wobec tego powyższy związek można uogólnić tylko dla wybranych poziomów sprężenia, co w praktyce zupełnie wystarcza. Następnie (4)' wyrażono w formie:

$$S_{oi} = \frac{M_{si}}{\eta_{1i} \cdot d} \quad (4)''$$

Czwarta metoda polega na wykorzystaniu relacji pomiędzy kątami skreślenia nakrętek w stosunku do trzpieni śrub (α_{si}), średnicą śrub (d) oraz długością „czynną” trzpienia śruby (l_p), którą przyjęto jako równą grubości łączonych elementów (t_b) i dwóch grubości podkładek (t_p).

Zasada powyższa, podana w pracy [4], nie jest do wykorzystania praktycznego, ponieważ nie precyzuje jednoznacznie zależności wartości sił w śrubach od pozostałych parametrów technicznych montażu. Wyniki przeprowadzonych badań powyższego związku ujęto w formę:

$$\eta_{2i} = \frac{\alpha_{si}}{S_{oi} \cdot d \cdot l_p} \quad (5)$$

W celu praktycznego korzystania podczas montażu z podanych zasad, sporządzono wygodne do zastosowania nomogramy, wiążące powyższe zależności w formie procentowych udziałów poszczególnych wartości, czyli

$$\left(\frac{S_{oi}}{S_o} \% \right) \text{ i } \left(\frac{M_{si}}{M_s} \% \right) \text{ oraz } \left(\frac{S_{oi}}{S_o} \% \right)$$

$$\text{ i } \left(\frac{\alpha_{si}}{\alpha_s} \% \right).$$

W wyniku rozważań teoretycznych i przeprowadzonych badań określono nowy sposób podejścia do zagadnienia. Połączono jednocześnie wartości sił realizowanych w śrubach (S_{oi}) z dwoma głównymi parametrami, tzn. z momentami zakręcającymi (M_{si}) oraz kątami skrętów (α_{si}).

W oparciu o podstawy teorii sprężystości i zasady równowagi prac wyprowadzono powyższą zależność w formie:

$$S_{oi} = \frac{E_r \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{\pi \alpha_{si} \mu_s A}{360} \right)^2 + \frac{\pi \alpha_{si} Fr_z B}{45E_r}} - \frac{\pi \alpha_{si} \mu_s A}{360} \right]}{2B}$$

gdzie:

- E_r - współczynnik sprężystości dla stosowanych śrub,
- α_{si} - kąty skrętów nakrętek w stosunku do trzpieni śrub,
- $Fr_z = M_{si}$ - momenty zakręcające,
- A, B - parametry geometryczne śrub,
- μ_s - uogólniona wartość współczynnika tarcia pomiędzy elementami wchodzącymi z sobą w kontakt podczas montażu śrub.

Ta forma kontroli sił w śrubach wymaga jednak większej ilości obserwowanych podczas montażu parametrów. Niemniej pozwoli to na precyzyjniejsze określenie występujących w metodzie zależności. Niezależnie od formy algebraicznej związku, możliwe jest również wprowadzenie nomogramów służących do określenia wartości parametrów podczas montażu. Rozwiązując równanie, ze względu na nieznaną wartość współczynnika tarcia μ_s elementów wchodzących ze sobą w kontakt podczas montażu, otrzymujemy następującą formułę:

$$\mu_s = \frac{2M_{si} \cdot E_r \cdot \pi \cdot \alpha_{si} - 360 B \cdot S_{oi}^2}{A \cdot E_r \cdot S_{oi} \cdot \pi \cdot \alpha_{si}} \quad (6)'$$

Budowa wszystkich średnic śrub jest typowa (znormalizowana); stan powierzchni gwintów oraz pozostałych elementów biorących udział w tarcu przy zakręcaniu śrub jest zbliżony, stąd raz wyznaczoną wartość współczynnika tarcia μ_s można uogólnić na wszystkie średnice śrub stosowanych w połączeniach sprężonych.

2.3. SPADKI SIŁ W ŚRUBACH POŁĄCZEŃ ZMONTOWANYCH

Ostatnim istotnym elementem wynikającym z technologii montażu są niezamierzone spadki sił w śrubach połączeń już zmontowanych. Jest to zjawisko wynikające z wpływu kilku czynników, które niewątpliwie należy uwzględnić zarówno podczas montażu, jak i eksploatacji elementów konstrukcyjnych.

Czynnik pierwszy [5, 10] ujawnia się tuż po zmontowaniu połączeń i praktycznie kończy się po około kilkunastu minutach. Jego wartość w procesie badań określono na około 5-10% końcowej wartości siły zrealizowanej w śrubie. Znając wartość konkretną tego zjawiska, można je wyeliminować lub ograniczyć do nieistotnych wartości, stosując chwilowe przeciążenie śruby podczas montażu.

Czynnik drugi występuje podczas eksploatacji połączeń i zależy od sposobu (kierunku) obciążenia w stosunku do osi podłużnej łączników. W połączeniach zakład-

kowych na przykład – spadki te spowodowane są odkształceniami poprzecznymi, a wynikają z uogólnionego prawa Hooke'a. Wartości te można określić przy pomocy prostych związków fizyczno-mechanicznych [9] i ewentualnie uwzględnić przy montażu, korygując wartości wstępnego sprężenia.

Natomiast w połączeniach czołowych (doczołowych), obciążenie zewnętrzne węzła w postaci siły osiowej rozciągającej i momentu zginającego, powoduje wzrost sił w śrubach [10], który należy uwzględnić już podczas montażu, by nie dopuścić do przeciążenia śrub.

LITERATURA

- [1] Augustyn J., Łapuna J., Śliwka W., 1981. Ocena nośności granicznej śrub w doczołowych połączeniach sprężonych. II Konf. Nauk. WBL ART w Olsztynie.
- [2] Bogucki W., 1976. Budownictwo stalowe. Arkady Warszawa.
- [3] Boruszak A. i inni, 1984. Wytrzymałość materiałów. Doświadczalne metody badań. PWN Warszawa-Poznań.
- [4] Łaguna J., Łypaczewska K., 1986. Połączenia śrubowe i nitowe. Arkady Warszawa.
- [5] Pancewicz Z., Stoch J., 1996. Spadki sił sprężających w śrubach połączenia ciernego. Ukrainian-Polish Seminar. Prydniprovsk State Academy of Civil Eng. and Architecture. Warsaw University of Technology.
- [6] Pancewicz Z., Stoch J., 1986. Niektóre aspekty dynamicznego obciążenia połączeń na śruby wysokiej wytrzymałości. Konf. Nauk. SKM KILiW PAN, KKM PZITB, PKS, UP Mostostal, WBiMR Politechniki Warszawskiej w Płocku.
- [7] PN-90/B-03200. Konstrukcje stalowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [8] Rymsha J., 1995. Nośność połączeń spawanych i sprężonych. Praca doktorska. Wydz. Inż. Łąd. Politechniki Poznańskiej.
- [9] Stoch J., Klempka K., 1996. Zmiana wartości siły sprężającej w śrubach połączenia ciernego na podstawie analizy obliczeniowej i przeprowadzonych badań. Acta Academiae Agriculturae ac Technicae Olstenensis. Aedificatio et Mechanica 27, Olsztyn.
- [10] Stoch J., 1999. Obciążenie śrub sprężających (ww) w połączeniach nakładkowych i doczołowych. III Konf. Nauk.-Tech. Aktualne problemy naukowo-badawcze budownictwa. WBL ART w Olsztynie.
- [11] Stoch J., Pancewicz Z., Drabowicz Z., Sośnierz-Ogrodzieńska A., 1999. Wybrane zagadnienia technologiczno-obliczeniowe w połączeniach. III Konf. Nauk.-Tech. Aktualne problemy naukowo-badawcze budownictwa. WBL ART w Olsztynie.
- [12] Walczak J., 1973. Wytrzymałość materiałów oraz podstawy teorii sprężystości i plastyczności. PWN Warszawa-Kraków.

CONSTRUCTION MOUNTING WITH THE USE
OF HIGH STRENGTH SCREWS ACCORDING
TO CURRENT STANDARDS AND OWN STUDIES

Summary

The paper presents methods of mounting with the use of high strength screws (tensile screws) as well as the known and the new methods of force value controlling in such screws. Some corrections based on the results of own studies were introduced into presently known methods. Two methods of force value controlling in screws were presented in more detail: the first one – using twist moment ($M_{s,i}$), and the second – using twist angle of a nut in relation to the screw core ($\alpha_{s,i}$). As a new approach, the authors suggested the use of two parameters at the same time – twist moment and twist angle – both simultaneously. To establish the connection between the two parameters the principle of screw elastic work was employed.

Keywords: mounting of high strength screws, friction and face-to-face joint

NOWE MOŻLIWOŚCI PROJEKTOWANIA POMIESZCZEŃ SANITARNYCH W MIESZKALNICTWIE

Ziemowit Suligowski

Katedra Inżynierii Sanitarnej

Wydział Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

Pomieszczenia sanitarne w lokalach mieszkalnych (w tym zamieszkania zbiorowego) można rozpatrywać w kilku aspektach. Zasadniczą rolę odgrywają możliwości techniczne rozwiązywania poszczególnych problemów. Modernizacja starszych obiektów musi być traktowana jako co najmniej równorzędne działanie z tworzeniem od podstaw nowych obiektów, a w odniesieniu np. do bazy noclegowej i innych obiektów zaplecza turystyki musi być traktowana jako działanie priorytetowe. Nowe rozwiązania w zakresie prowadzenia przewodów stwarzają tu nowe, dotąd nieznanne możliwości. Jednak zagadnienia te nie są nadal dostatecznie poznane.

Słowa kluczowe: instalacje sanitarne, adaptacje, rozwiązania alternatywne

1. WSTĘP

W dotychczasowej polskiej tradycji nie poświęcano zbyt wiele uwagi pomieszczeniom sanitarnym. Starano się je projektować przy zachowaniu minimalnych wymiarów, co w praktyce prowadziło do obniżenia walorów użytkowych, a ustępy podporządkowało charakterystycznym, mało efektywnym i stosowanym głównie w Polsce rozwiązaniom materiałowym. Ponadto istniała tendencja do ograniczania montowanego wyposażenia, a co za tym idzie – dalszego ograniczania wymiarów i walorów użytkowych. To wszystko doprowadziło do sytuacji, w której bardzo trudno jest nie tylko poprawiać komfort sanitariatów, ale również wymieniać zużyte, obecnie nie wytwarzane, elementy na nowe konstrukcje.

Równocześnie przyjmowane są formalne regulacje w celu zrównoważenia wieloletniego tolerowania odstępstw od zasad prawidłowego wykonawstwa. Dotyczy to np. podejść kanalizacyjnych do przyborów, gdzie dość powszechnie stosowano poziome prowadzenie poziomów – konsekwencją są istotne zakłócenia odpływu ścieków. Szczególne problemy wiążą się z wannami, które z konieczności są na ogół najdalej położone od pionów (długie podejście); np. w Niemczech – odwrotnie niż w Polsce – są dla użytkownika spadku bardzo często podłączane niżej niż miski ustępowe (krótkie podejście).

Rozwiązania pomieszczeń sanitarnych można rozpatrywać w dwóch aspektach – tworzenia od nowa oraz modernizacji nowych obiektów. To ostatnie zagadnienie jest

bardziej skomplikowane, dotyczy zarówno budynków mieszkalnych, jak też użyteczności publicznej, produkcyjnych itp. Bardzo interesujący rynek otwiera się przy bardzo potrzebnych i coraz powszechniejszych modernizacjach obiektów hotelowych.

Obecna oferta wyposażenia stwarza znaczną swobodę kształtowania pomieszczeń sanitarnych. Istnieją tu dwa podstawowe ograniczenia – cena oraz warunki techniczne montażu. Aspekt cenowy jest szczególnie – cena np. luksusowej wanny może być porównywalna z ceną niedużego basenu domowego, a luksusowej pojedynczej baterii wannowej – z ceną standardowego wyposażenia pomieszczeń sanitarnych dla całego mieszkania. W zasadzie nie ma większych problemów z doбором wyposażenia zgodnego z wymaganiami i możliwościami konkretnego inwestora. Mogą natomiast wystąpić trudności montażowe z powodu występowania niezgodności wymiarów poszczególnych elementów wyposażenia, czy też konfliktów pomiędzy rozwiązaniami systemowymi.

Coraz poważniejsze problemy mogą natomiast wynikać z konieczności przestrzegania wymaganych wymiarów pomieszczeń oraz odległości przyborów od pionów. Jednym z najważniejszych jest zachowanie odległości miski ustępowej od pionu, nie przekraczającej 1 m, co wielu sytuacjach będzie nieosiągalne. Można oczywiście stosować różne rozwiązania zastępcze, ale wiele z nich prowadzi do obniżenia walorów estetycznych pomieszczeń sanitarnych. Zbyt długo nie przywiązywano dostatecznej uwagi do tego czynnika, aby można było nadal tak postępować. Stąd duże znaczenie mają nowe rozwiązania, pozwalające zarówno poprawić walory estetyczne, jak też użytkowe pomieszczeń sanitarnych.

2. MINIMALNE WYPOSAŻENIE MIESZKANIA

Podstawowe wyposażenie w urządzenia sanitarne jest określone przez regulacje normatywne oraz rozporządzenia ministra gospodarki przestrzennej i budownictwa z dnia 14 grudnia 1994 r. i ministra pracy i polityki socjalnej z dnia 26 września 1997 r. Do kategorii pomieszczeń sanitarnych kwalifikują się różnorodne obiekty, w tym również pralnie, pomieszczenia odkażania, ogrzewania czy też palarnie i jadalnie. Z tego względu, ograniczono się do węzłów sanitarnych odpowiadających potrzebom mieszkalnictwa i obiektów użyteczności publicznej.

Jako minimalne wyposażenie dla mieszkalnictwa przyjmuje się zlewozmywak w pomieszczeniu kuchennym oraz wannę, umywalkę i miskę ustępową w łazience. Ponadto w łazience musi być przewidziane miejsce dla ustawienia pralki automatycznej, a w kuchni – zmywarki. Pomieszczenie ustępu może być wyodrębnione i należy je wyposażać również w umywalkę.

Dość często praktykowane jest w większych mieszkaniach stosowanie podwójnych pomieszczeń sanitarnych. Projektanci podchodzą wówczas różnie do ich wyposażenia, jednak praktyka wielu krajów wskazuje, że w każdym przypadku wanna powinna być dostosowana do korzystania z natrysku, a drugi węzeł sanitarny powinien być przede wszystkim wyposażony w prysznic. Natrysk preferowany jest np. w Niemczech niezależnie od zamożności, a przy równoczesnym posiadaniu wanny i natrysku, przeciętna liczba użyć wanny jest wielokrotnie niższa. Ostatecznie kwestia decyzji o zainstalowaniu wanny powinna być pozostawiona użytkownikowi mieszkania.

Trzeba pamiętać również o tym, że w grupie „wanny” mieszczą się bardzo różne, często nieporównywalne ze sobą, urządzenia. Różnice dotyczą zarówno gabarytów, wa-

runków montażowych, jak też cen i w tej sytuacji decydować muszą indywidualne preferencje. Nie jest więc sensowne przyjmowanie z góry przez samego projektanta określonych opcji. To samo odnosi się do bidetów, jako na pewno interesującego, ale równocześnie kosztownego i dość kłopotliwego elementu wyposażenia. Warto zwrócić uwagę na brak właściwego wykorzystania i równocześnie bardzo szybką dewastację kabin bidetowych w pomieszczeniach sanitarnych zbiorowego użytkowania, co świadczy o niecelowości ich stosowania.

3. BUDYNKI ZAMIESZKANIA ZBIOROWEGO

W budynkach hotelowych pomieszczenia sanitarne powinny być instalowane przy każdym pokoju (lub apartamencie). Wyposażenie łazienki powinno obejmować co najmniej miskę ustępową, umywalkę i natrysk (wannę). Jako standardowy przyjmuje się hotel z dwuosobowymi (lub jednoosobowymi) pokojami, z których każdy dysponuje indywidualną łazienką wyposażoną w natrysk, umywalkę i miskę ustępową. Wanna (czy też bidet) z reguły pojawia się dopiero w apartamentach oraz hotelach o wyższym standardzie.

Jeżeli ustęp znajduje się w wydzielonym pomieszczeniu, należy w nim zainstalować dodatkową umywalkę. Konsekwencją braku indywidualnych węzłów sanitarnych jest utrata statutu hotelu i przekwalifikowanie go na schronisko. Równocześnie obiekty o niższym standardzie, stanowiące dominującą część bazy noclegowej w atrakcyjnych rejonach, mają większe trudności z pozyskaniem klientów. Wobec powyższego, dużego znaczenia nabiera modernizacja już istniejących obiektów o niższym standardzie.

Zbiorowe pomieszczenia sanitarne w obiektach o niższym standardzie (schroniska) projektuje się przyjmując jako podstawę liczbę użytkowników oraz:

- 1 umywalkę na każde 5 osób,
- 1 natrysk na każde 15 osób,
- 1 miskę ustępową na każde 20 osób,
- dodatkowo - 1 pisuar na każdych 20 mężczyzn.

Zbiorowe pomieszczenia sanitarne powinny spełniać dodatkowe wymagania takie, jak dostępność z korytarzy i innych dróg komunikacyjnych, lokalizację na każdej kondygnacji z rozdziałem na pomieszczenia dla kobiet i mężczyzn. Ustępy użytku zbiorowego powinny być przy tym oddzielone od korytarzy przez przedsionki z umywalkami.

Praktyka wykazała, że nie jest celowy montaż bidetów w obiektach o niższym standardzie czy innych zbiorowych pomieszczeniach sanitarnych. Bidet jest natomiast dość często spotykanym elementem łazienki w hotelach wyższej kategorii. Możliwe jest tam np. zainstalowanie bidetu zablokowanego z wanną.

4. WYMAGANIA W STOSUNKU DO POMIESZCZEŃ

Wszelkie pomieszczenia sanitarne (zarówno w budynkach mieszkalnych – jednorodzinnych i wielorodzinnych, jak też zamieszkania zbiorowego) muszą spełniać odpowiednie wymagania budowlane. Najmniejsza wysokość w świetle (od poziomu wykończonej podłogi do wykończonego sufitu) powinna wynosić co najmniej 2,50 m. Można ją zmniejszyć do 2,20 m w pomieszczeniach w podziemiu budynku lub na poddaszu (wówczas jednak jest to wysokość średnia, najniższa przyjmowana do obliczeń wynosi

1,90 m). W przypadku adaptacji, nierzadko trzeba korzystać z dopuszczalnego obniżenia wysokości.

Najmniejsze wymiary kabiny ustępowej wynoszą: dla kabiny bez umywalki $0,90 \times 1,15$ m, z umywalką – $1,00 \times 1,35$ m. Warto pamiętać, że są to wymiary naprawdę minimalne i ze względów praktycznych korzystniejsze jest przyjmowanie wymiaru kabiny $1,00 \times 1,50$ m. Wówczas bez większych problemów można wymieniać wyposażenie, również w przypadku wprowadzania nowych rozwiązań. Najmniejsza kubatura łazienki powinna wynosić $6,5 \text{ m}^3$, w przypadku braku urządzenia gazowego (oraz ograniczenia się do wentylacji grawitacyjnej), a w przypadku jego istnienia – $8,0 \text{ m}^3$. Ta ostatnia wartość jest kontrowersyjna w świetle innych zaleceń dla gazu. Możliwe jest wykonawstwo łazienek o kubaturze mniejszej niż $6,5 \text{ m}^3$, ale konieczne jest wówczas zamontowanie wentylacji mechanicznej.

Trzeba podkreślić, że instalowanie wentylacji mechanicznej nie jest działaniem dowolnym. W sytuacji, gdy w pomieszczeniu znajduje się przybór gazowy (kuchenka, terma itp.) można instalować wentylatory wyłącznie w wykonaniu specjalnym, przeciwwybuchowym. Wbrew dość powszechnym poglądom nie spełnia tego warunku większość z obecnych na rynku wentylatorów, a regionalnie wprowadzane są dalsze zaostżenia, praktycznie wykluczające możliwość wentylacji mechanicznej pomieszczeń z przybarami gazowymi.

Ponadto w budynkach zbiorowego zamieszkania wymagane jest, aby na kondygnacjach dostępnych dla osób niepełnosprawnych znajdowały się przeznaczone dla nich pomieszczenia sanitarne. Musi być w nich zapewniona minimalna przestrzeń dla manewrowania wózkami ($1,50 \times 1,50$ m). Minimalne wymiary kabiny natryskowej dla osób niepełnosprawnych to powierzchnia $2,50 \text{ m}^2$ przy szerokości $1,50$ m oraz wyposażeniu w wentylację mechaniczną. Kabina ustępowa dla osób niepełnosprawnych w obiektach zamieszkania zbiorowego nie wymaga przedsionka izolacyjnego.

5. PROWADZENIE PRZEWODÓW W ŚCIANACH

Pomieszczenia sanitarne, zarówno w mieszkaniach, jak też w obiektach czasowego zamieszkania, powinny spełniać określone wymagania estetyczne. Nie jest przypadkiem szybki rozwój oferty handlowej w tym zakresie, równocześnie występują tu wyjątkowo duże zaniedbania. W związku z tym, przy modernizacji starszych obiektów pojawia się zarówno problem wprowadzenia nowego wyposażenia, jak też sposobów jego rozwiązania.

Ukrycie przewodów instalacyjnych ma duże znaczenie estetyczne i dlatego należy starać się, aby nie były one widoczne. Tradycyjnym sposobem było ich krycie w wykonanych w ścianie bruzdach, które później zasłaniano w sposób trwały lub prowizoryczny. Jednak pomieszczenia sanitarne należą do kategorii „pomieszczeń głośnych”, już tylko wykucie bruzdy powoduje pocienienie ściany.

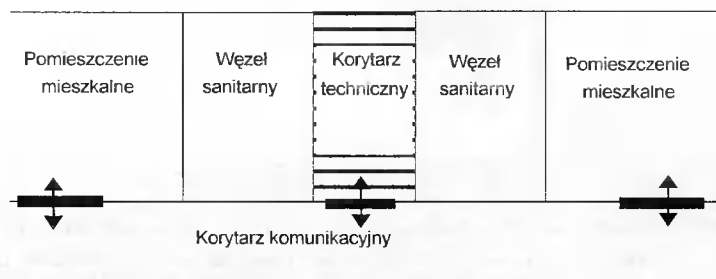
Aczkolwiek w ostatnich latach wiele się zmieniło w zakresie energooszczędności, nadal przegrody budowlane projektowane są przy zachowaniu minimalnej izolacyjności akustycznej. Dlatego też, rozwiązania przegród budowlanych oddzielających obce mieszkania z reguły nie pozwalają na ich pocienienie. Problem akustyczności jest niezwykle delikatny, ponieważ każdy człowiek inaczej reaguje na dźwięki i nawet ciche szumy przy przepływie wody w rurach wodociągowych mogą być uciążliwe dla niektórych osób. Równocześnie w przypadku instalacji wodociągowo-kanalizacyjnych wystę-

pują bardziej dokuczliwe hałasy, w niektórych przypadkach (np. przy zużyciu uszczeltek gumowych grzybków zaworów czerpalnych) są wręcz wyjątkowo drażniące.

Oczywiście są ludzie nadwrażliwi, którzy w ogóle nie nadają się do mieszkania w budynkach wielorodzinnych, ale nie można tym tłumaczyć lekceważenia istniejących problemów i ograniczeń. W tych warunkach wymagania normatywne w zakresie izolacyjności akustycznej muszą być traktowane jako niepodważalne minimum, a odstępstwo od nich jest niedopuszczalne. Współczesne rozwiązania materiałowe w instalacjach sanitarnych pozwalają wprawdzie ograniczyć powstawanie hałasów, jednak ich użycie może wiązać się z odpowiednio wysokimi kosztami i w ogólnym przypadku podstawowym rozwiązaniem pozostaje profilaktyka.

Klasyyczna bruzda może więc być wykonana tylko przy zachowaniu minimalnej izolacyjności akustycznej ścian oddzielających obce mieszkania. Jest to szczególnie ważne, gdy mamy do czynienia z sąsiedztwem przez tę ścianę pomieszczeń „głośnych” (kuchnia, łazienka, ustęp) z pomieszczeniami „cichymi” (pokoje). W tej sytuacji można zaakceptować jedynie pogrubienie od wewnątrz ściany (np. ceglana „szóstka”) i ukrycie w niej rur. To z kolei nie jest jednak możliwe, gdy pomieszczenia są projektowane nadmiernie oszczędnie.

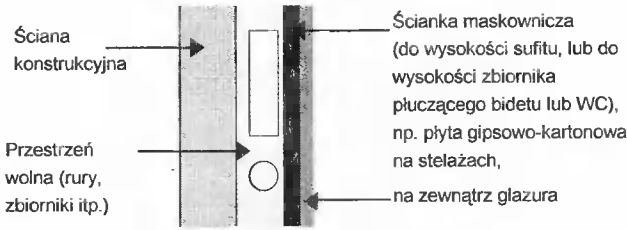
Powyższa sytuacja powoduje szczególne zainteresowanie zastosowaniem – zamiast bruzd – różnych systemów maskujących, w tym na przykład korytarzy technicznych, dość znanych w hotelach o wyższej kategorii (rys. 1). Jednak korytarz techniczny wymaga dość dużo miejsca i nadaje się przede wszystkim do zastosowania w obiektach nowo budowanych.



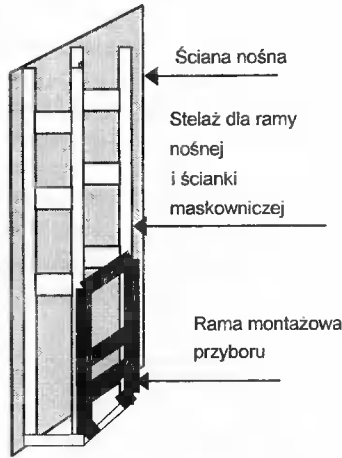
Rys. 1. Koncepcja korytarza technicznego

Fig. 1. Technical corridor

W warunkach adaptacji bardzo przydatne może być maskowanie – ślepe sufity, ścianki itp. Przestrzeń pomiędzy ścianą konstrukcyjną a ścianą pomocniczą (rys. 2) umożliwi montaż różnego wyposażenia, przy czym bardzo interesujące możliwości stwarza system stelaży (rys. 3).



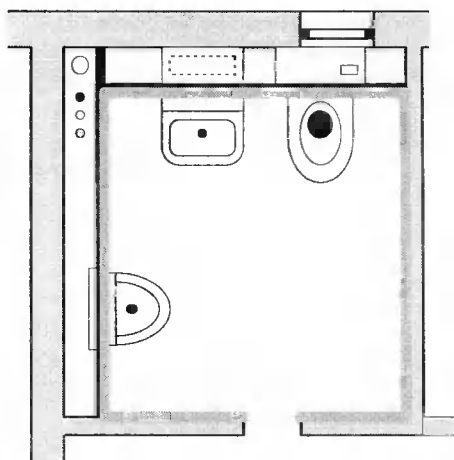
Rys. 2. Podwójna ściana
Fig. 2. Double wall



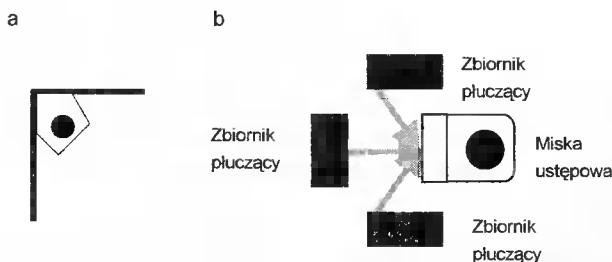
Rys. 3. Konstrukcja stelażu
Fig. 3. Rack construction of plumbing fixtures

Właściwe wykorzystanie ścianek pomocniczych i stelaży umożliwia – niewidoczny z zewnątrz – montaż całego węzła sanitarnego. Dysponując odpowiednio dużym pomieszczeniem, można ukryć w przestrzeni między ścianami wszystkie zbędne elementy (rys. 4), jednak nadal pozostaje aktualny problem, co zrobić w sytuacji, gdy pomieszczenie, którym dysponujemy jest zbyt małe, żeby w nim zamontować np. miskę ustępową. Jest to sytuacja dość charakterystyczna przy różnego rodzaju adaptacjach.

Jakimś rozwiązaniem może być alternatywne planowanie WC – miska ustępowa do montażu skośnego (rys. 5a) czy też miska do montażu wspornikowego. Interesującą alternatywą jest możliwość bocznej umieszczenia zbiornika z wodą płuczącą (rys. 5b).



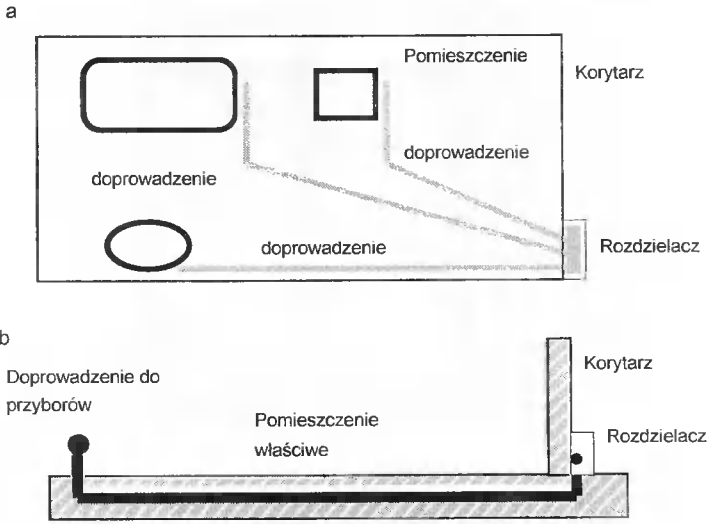
Rys. 4. Konstrukcja węzła sanitarnego z użyciem podwójnych ścian
 Fig. 4. Double wall sanitation construction



Rys. 5. Alternatywne rozwiązania ustępu: a – narożna, b – z niezależnym zbiornikiem
 Fig. 5. Alternatives WC solutions: a – corner toilet, b – independent reservoir location

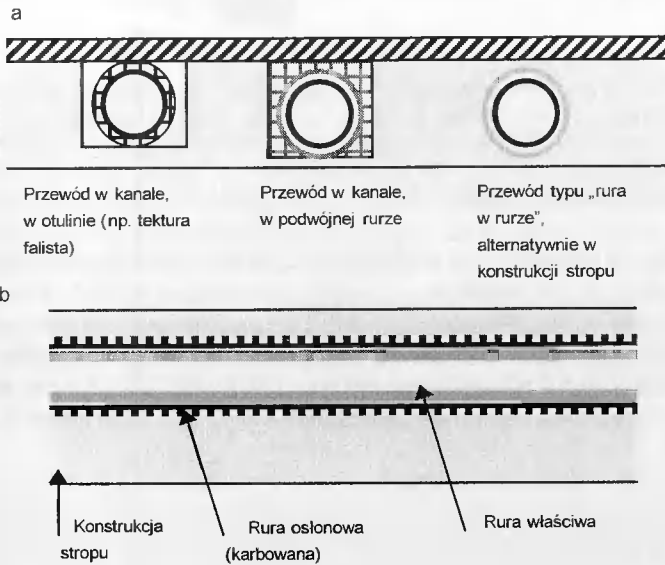
6. PROWADZENIE PRZEWODÓW W PODŁODZE

Prowadzenie przewodów w podłodze może być alternatywą pozwalającą na dość swobodne kształtowanie wnętrza pomieszczeń sanitarnych (rys. 6a). Pewne problemy mogą się tu wiązać z odprowadzaniem ścieków przy zachowaniu odpływu grawitacyjnego, jednak i tu istnieją inne możliwości – np. ślepy sufit lub rozwiązanie metodą ciśnieniową. To ostatnie zostanie przedstawione w dalszej części artykułu. Możliwa jest wówczas (dla metody „rura w rurze”) obsługa przewodów z zewnątrz, z korytarza przez skrzynki rozdzielaczy.



Rys. 6. Alternatywa – rury ukryte w podłodze
 Fig. 6. Alternative: pipes hidden in floor

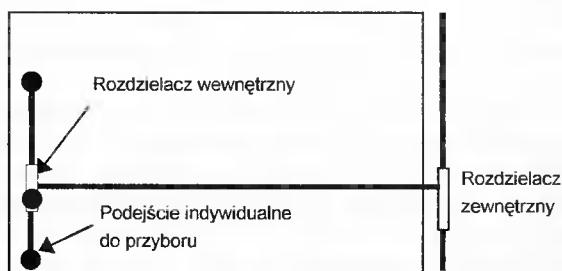
Istnieją różne warianty wykonawstwa przewodów w podłodze (rys. 7a). Do starszych należy układanie rury (w dodatkowej otulinie, np. z tektury falistej) w otwartym kanale, następnie krytym z góry np. płytkami podłogowymi.



Rys. 7. Konstrukcja ukrycia rur w podłodze
 Fig. 7. Construction of in-floor pipe hiding

Alternatywą jest metoda „rura w rurze”, która znana jest w dwóch wersjach (rys. 7a) – gdy rury układane są we wcześniej wykonanym kanale (który może być później w różny sposób wypełniony) lub gdy rura osłonowa jest związana w sposób trwały. W ostatnim przypadku może być ona elementem konstrukcji stropu wykonanego na mokro. Rurę osłonową układa się wraz ze zbrojeniem stropu, a następnie zalewa betonem.

Do rury osłonowej, o karbowanej powierzchni zewnętrznej (rys. 7b), wprowadza się elastyczną rurę właściwą z rozdzielacza na korytarzu (rys. 6 b). W sytuacji, gdy rura ta jest zabetonowana w konstrukcji stropu (rys. 7b), instalacja wykonywana jest z poliolefin (np. w rozwiązaniu szwajcarskiej firmy Georg Fischer z polibutyleny – PB), na trasie nie ma rozgałęzień, a każda trasa jest wykonana oddzielnie (rys. 6a). Rura jest wówczas monolityczna, rozpoczyna się na rozdzielaczu (a więc poza właściwym pomieszczeniem), a kończy na podejściu do przyboru lub dodatkowym rozdzielaczu we właściwym pomieszczeniu, z którego rozchodzą się podejścia do poszczególnych przyborów (rys. 8). Analogiczne rozwiązanie jest wskazane dla wszystkich wariantów „rury w rurze” (rys. 7a).



Rys. 8. Rozdział wody dla metody rura w rurze

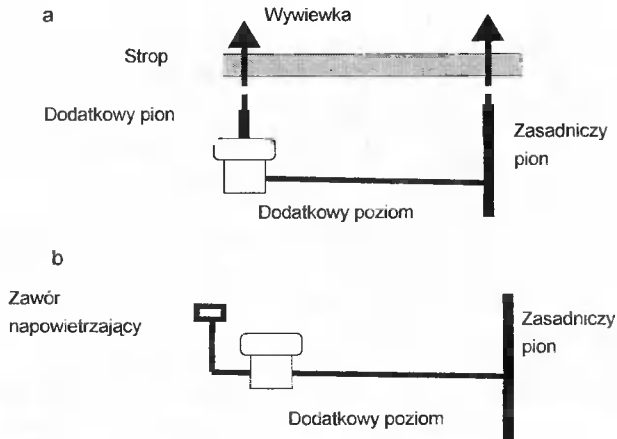
Fig. 8. Separation of water for pipe – in pipe solution

Alternatywą dla prowadzenia rurociągów w podłodze może być ich ukrycie pod listwą podłogową.

7. ELASTYCZNE ROZWIĄZANIE PODEJŚCIA DO PIONU

Można różnie podchodzić do wielu formalnych regulacji w wewnętrznych instalacjach wodociągowo-kanalizacyjnych, jednak przestrzeganie szeregu z nich jest podstawowym warunkiem zapewnienia właściwej pracy tradycyjnej kanalizacji. Do ważniejszych z nich należy maksymalna odległość przyboru od pionu. Nawet w okresie, gdy przepisy dla misek ustępowych były dość liberalne (2,5 m zamiast obecnego 1 m), trudno było spełniać wymagania i również dla tradycyjnych systemów pojawiały się rozwiązania pozwalające pogodzić warunki techniczne i odpowiednie wymagania.

Do w miarę łatwych i mało zawodnych rozwiązań należy wykonanie dodatkowego wentylowanego pionu z własnym dodatkowym poziomem (rys. 9a). W praktyce występują tu dwa ograniczenia – cena dość często często minimalnie wykorzystywanego pionu, oraz brak miejsca dla niego. W tej sytuacji obecnie stosuje się nową możliwość, zastępując długi pion pionem krótkim, zakończonym ponad przyborem specjalnym zaworem napowietrzającym (rys. 9b).



Rys. 9. Alternatywa pionu: a – rozwiązanie z wywiewką, b – rozwiązanie z zaworem
 Fig. 9. Alternative solutions of riser sewer: a – with air exhaust pipe, b – with valve

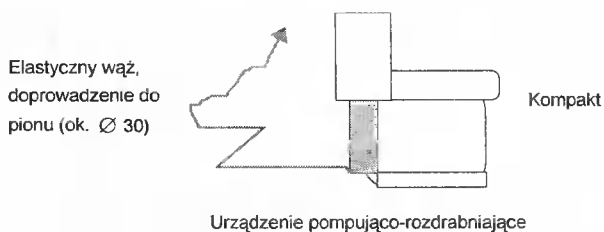
Rozwiązanie to ma jednak nie tylko entuzjastów – pracy zaworu towarzyszą charakterystyczne odgłosy „kłapania”, stąd w określonych sytuacjach zawór jako taki może być uciążliwy. Niektórzy użytkownicy skarżą się też na okresowe odory z przewodów. To jednak nie jest prostym zagadnieniem, ponieważ nieprawidłowo wykonane spadki (np. poziome poziomy) powodują przedostawanie się do pomieszczeń znacznie intensywniejszych smrodów. Równocześnie trzeba pamiętać, że zawór nie może być jedynym urządzeniem napowietrzającym. Piony najdalej położone oraz co najmniej co piąty pion muszą kończyć się tradycyjnymi wywiewkami (rys. 9b). Bardzo często zapomina się, że zadaniem wentylacji jest nie tylko napowietrzenie instalacji, ale również usunięcie z niej gazów (fermentacyjnych) kanałowych i że instalacje wewnętrzne służą również w jakimś stopniu do wentylowania sieci ulicznych.

8. KANALIZACJA CIŚNIENIOWA

Trudności zachowania warunków grawitacyjnego odpływu ścieków doprowadziły do tego, że od samego początku funkcjonowania nowoczesnej kanalizacji dużo uwagi przykładano do stosowania różnego rodzaju wymuszeń. Podobne problemy towarzyszą instalacjom wewnętrznym, gdzie np. dość często grawitacyjne rozwiązania alternatywne (rys. 9) nie mogą być z różnych przyczyn zaakceptowane. Równocześnie tradycyjna przepompownia ścieków nie nadaje się do użycia wewnątrz budynku.

Rozwiązaniem alternatywnym jest charakterystyczna odmiana „kompaktowej” miski ustępowej (rys. 10).

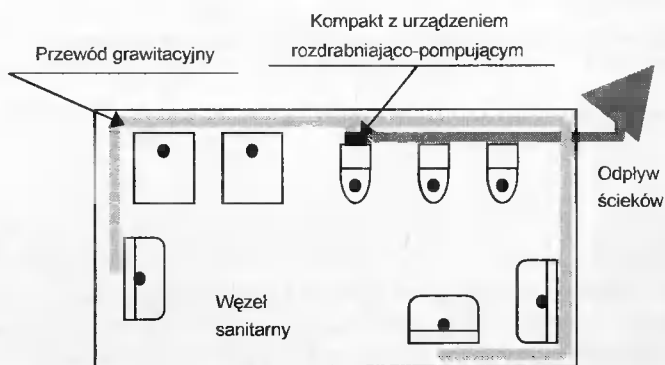
Pod zbiornikiem umieszczone jest urządzenie rozdrabniająco-przetłaczające. Jako przewód ciśnieniowy wykorzystuje się elastyczny wąż o średnicy ok. 30 mm, a więc obiekt łatwy do prowadzenia i ukrycia. Obecnie są dostępne różne rozwiązania techniczne urządzenia zblokowanego, przy czym mogą się one różnić zarówno ceną, jak też parametrami technicznymi.



Rys. 10. Toaleta kompaktowa z urządzeniem pompującym
 Fig. 10. Compact toilette including of crumbling-lift pump

Jako minimalne parametry występują: wysokość podnoszenia 3 m oraz odległość pozioma 50 m. Istnieją również rozwiązania o dużo wyższych parametrach. Wbrew pozorom element ceny nie stanowi tu czynnika zaporowego. Dodatkowy koszt tworzenia „klasycznego” układu kanalizacji w trudnych warunkach może być nawet dość istotnie wyższy.

Użycie takiego rozwiązania jest szczególnie korzystne przy pracach adaptacyjno-modernizacyjnych. Obok wersji rozwiązania przeznaczonej dla obsługi pojedynczych urządzeń (małych węzłów sanitarnych), w ofertach handlowych występują również zespolone kompakty, pozwalające na obsługę większych kompleksów (rys. 11). Przykładem może być modernizacja urządzeń sanitarnych jednego ze śląskich obiektów sportowych, gdzie jedno urządzenie rozdrabniająco-pompujące obsługuje cały węzeł sanitarny.



Rys. 11. Węzeł sanitarny oparty na kompakcie
 Fig. 11. Large sanitation based on pump-compact toilette

9. PODSUMOWANIE

Podsumowując trzeba podkreślić, że wprawdzie obecnie istniejące możliwości techniczne stwarzają nieporównywalne z wcześniejszymi możliwości, jednak zasadnicze znaczenie posiada umiejętność ich wykorzystania. Dość poważnym obciążeniem wydaje się tu być tradycja projektowania pomieszczeń sanitarnych na granicy minimalnych wymagań, stąd pojawia się problem szczególnych trudności przy różnych pracach modernizacyjnych i adaptacyjnych. Na szczególną uwagę zasługują tu – obok starszej zabu-

dowy mieszkaniowej – różnego rodzaju obiekty zaplecza ruchu turystycznego. Do najpilniejszych zadań należy na pewno modernizacja obiektów hotelowych, pod rygorem obniżania ich kategorii.

Równocześnie trzeba podkreślić różnorodność oferty, również przy zachowaniu porównywalnych standardów jakościowych. W tej sytuacji potrzebne jest kierowanie się potrzebami i możliwościami konkretnego inwestora. Czy zawsze uczestnicy procesu inwestycyjnego zdają sobie sprawę z obecności rynku inwestora i konsekwencji tego faktu? Obserwując różne sytuacje, można mieć co do tego dość poważne wątpliwości. Na pewno obecnej sytuacji nie poprawia ogólne zestarzenie się większości polskiej literatury technicznej w zakresie techniki sanitarnej, w tym instalacji wewnętrznych wodociągowo-kanalizacyjnych.

NEW POSSIBILITIES FOR DESIGNING HOUSEHOLD SANITARY SYSTEMS

Summary

Designing and realization of household sanitary systems is a very important current question. There are two main questions – creation of new building and modernization of existing ones. The latter seems to be more important because of existing deficiencies. It is necessary to take account of general poor condition of existing Polish tourism base, too. Alternative solutions are very useful here.

Keywords: household sanitary systems, renovation, alternative solutions

ROZWÓJ TECHNIKI POŁĄCZEŃ RUR W DOMOWYCH INSTALACJACH WODOCIĄGOWYCH

Ziemowit Suligowski¹, Andrzej Świerszcz²

¹ Katedra Inżynierii Sanitarnej
Wydział Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

² Katedra Hydrauliki i Hydrologii
Wydział Budownictwa Wodnego i Inżynierii Środowiska Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

Zmieniająca się oferta materiałowa rur dla potrzeb wewnętrznych instalacji wody pitnej (zimnej, ciepłej) wiąże się ze zmianami stosowanych systemów połączeń. Niezależnie od szczegółów technicznych poszczególnych rozwiązań, można zaobserwować ogólną tendencję, polegającą na eliminacji technologii sprawiających dotychczas poważniejsze komplikacje. Stąd przede wszystkim rezygnacja z rozwiązań o podwyższonej awaryjności. Obecnie wyraźnie zdobywają przewagę technologicznie połączenia pozwalających na jakies formy kontroli jakości już w trakcie montażu.

Słowa kluczowe: instalacja wody pitnej, rozwiązania materiałowe, technologie połączeń

1. WSTĘP

Instalacje wody pitnej (zimnej i ciepłej) wymagają stosowania szczególnych rozwiązań materiałowych. Zasadniczą rolę odgrywają tu dwa czynniki – z jednej strony konieczność zapewnienia wystarczającej szczelności z uwagi na ciśnienie, z drugiej – na bezpieczeństwo sanitarne. Dlatego wszystkie użyte materiały muszą spełnić wymagania stawiane wyrobom kontaktującym się z produktami spożywczymi (aprobata w kompetencjach Państwowego Zakładu Higieny) oraz wymagania techniczne (aprobata w kompetencjach COBRTI „INSTAL”).

Wzrastająca w miarę upływu czasu znajomość występujących procesów oraz wynikających z nich zagrożeń poprzez zwiększone wymagania jakościowe wymuszają stosowanie coraz nowszych rozwiązań materiałowych i odpowiadających im rozwiązań złączy. W związku z tym, poszczególne rozwiązania szybko przechodzą do historii. W przypadku wewnętrznych instalacji wodociągowych (wody zimnej i ciepłej) jest to dość szybkie odejście od dotychczas dominującej stali „białej” na rzecz takich materiałów alternatywnych, jak miedź i tworzywa. Oczywiście, nadal jeszcze dość często spotyka się stal węglową (białą, w tym powłokowaną na gorąco, tzw. TWT2), jednak śledząc np.

tendencje niemieckie, można liczyć się tu nawet z formalnymi regulacjami prawnymi. W każdym razie pewną zasadą staje się wymaganie – jeżeli stal to stopowa szlachetna (na ogół chromowo-niklowa), jeżeli żeliwo to sferoidalne, dodatkowo powłokowane.

Jednak również w przypadku materiałów alternatywnych mamy do czynienia z określonymi problemami. Obok konieczności dostosowania szczegółów rozwiązań technicznych do wymagań charakterystycznych dla danego materiału można zaobserwować ogólnejsze tendencje.

W zakresie materiałowym ma miejsce istotna ekspansja tworzyw sztucznych. Nadal wprawdzie popularne są – i raczej jeszcze dość długo takie pozostaną (choćby tylko w instalacjach gazowych) – rury miedziane, ale w pełni konkurencyjne w stosunku do nich są rury z tworzyw sztucznych. Jednak w grupie tworzyw zostało niemal całkowicie wyeliminowane tradycyjne PVC, które zastąpił chlorowany polichlorek winylu (CPVC). Bardzo rozpowszechniły się natomiast tworzywa „tłuste” (poliolefiny), w tym PE (polietylen) o różnej gęstości, PB (polibutylen) i PP (polipropylen). Szczególną cechą tworzyw tłustych jest to, że – jako zmodyfikowana postać oleju opałowego – nie stwarzają one problemów z zagospodarowaniem odpadów. Wyjątkiem są tu rury z polietylenu sieciowanego (PE-X), w których procesy fizykochemiczne występujące w trakcie produkcji uniemożliwiają powtórne przetworzenie tworzywa. Równocześnie można dość łatwo modyfikować właściwości tych tworzyw, a więc dostosować je do określonych potrzeb.

Szczególnie interesujące zmiany zachodzą wewnątrz poszczególnych grup wyrobów. W ostatnim czasie mamy na przykład do czynienia z bardzo szybką ekspansją PP, który wydaje się być najbardziej perspektywnym tworzywem, o trudnych do określenia granicach zastosowania. Znaczną popularność zdobywa również PE w wersji sieciowanej, który jest bardzo interesującym rozwiązaniem w aspekcie wykonawstwa połączeń – pozwala on na łatwe i szybkie wykonywanie bezpiecznych złączy oraz jest mało kłopotliwy przy ewentualnych modernizacjach.

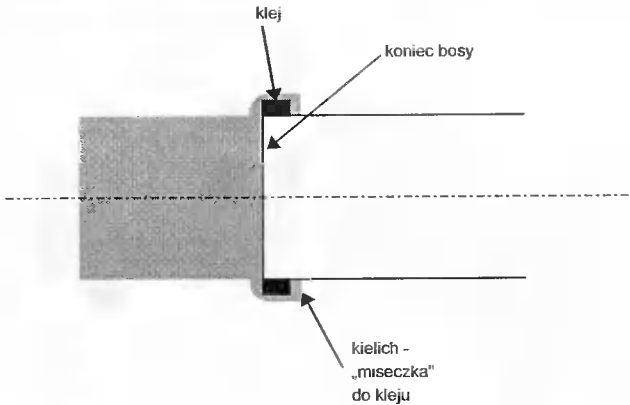
W dalszym ciągu zostaną przedstawione poszczególne rodzaje połączeń spośród obecnie stosowanych w instalacjach wodociągowych (wody zimnej i ciepłej). Trzeba podkreślić to, że obecny rynek rur wodociągowych zdominowały rozwiązania uniwersalne, nadające się – przy uwzględnieniu ewentualnych szczególnych wymagań – do stosowania zarówno dla wody zimnej i ciepłej (o temperaturze w praktyce na poziomie 50-60°C).

2. POŁĄCZENIA KLEJONE

Klejenie było najstarszą wersją łączenia rur z tworzyw sztucznych w instalacjach wewnętrznych. Użycie klejów agresywnych pozwalało łączyć ze sobą wyroby z polichlorku winylu (PCW, PVC). Tego rodzaju połączenie miało jednak dość poważne wady – z jednej strony trudno było mówić o poważniejszej kontroli jakości połączeń, z drugiej – konieczność użycia kleju agresywnego wiązała się z powstaniem określonych zagrożeń dla samych wykonawców ze względu na toksyczność oraz z powodu występowania istotnego zagrożenia pożarem.

Wykorzystanie PVC, szczególnie w instalacjach wodociągowych, jest dość kontrowersyjne. W wersji podstawowej wyroby nadawały się do stosowania tylko w instalacjach wody zimnej. Sam proces produkcji stwarza niebezpieczeństwo powstania wyrobu o wyraźnie obniżonej jakości, stąd decyzja o użyciu PVC wymaga korzystania z wyrobów markowych, a sama instalacja jest dość trudna dla dalszej rozbudowy.

Obecnie polichlorek winylu występuje w instalacjach wodociągowych w swojej zmodyfikowanej postaci (CPVC), przy czym w praktyce wyeliminowano klasyczne połączenie klejone. Zostało ono zastąpione przez rozwiązanie, w którym klej jest wprowadzany do specjalnej miseczki zapewniającej uzyskanie odpowiedniej jakości połączenia (rys. 1).



Rys. 1. Współczesne złącze klejone
Fig. 1. Modern solution of glued joint

Alternatywą mogą być połączenia na gwint z nakładanym lub wciskanym do wnętrza rury złączem obcym. Możliwe jest też korzystanie z uniwersalnego złącza nasuwkowego. Zagadnieniem otwartym pozostaje, czy rzeczywiście takie rozwiązanie jest perspektywiczne. Obecnie głównym argumentem przemawiającym za użyciem CPVC w wersji klejonej jest cena.

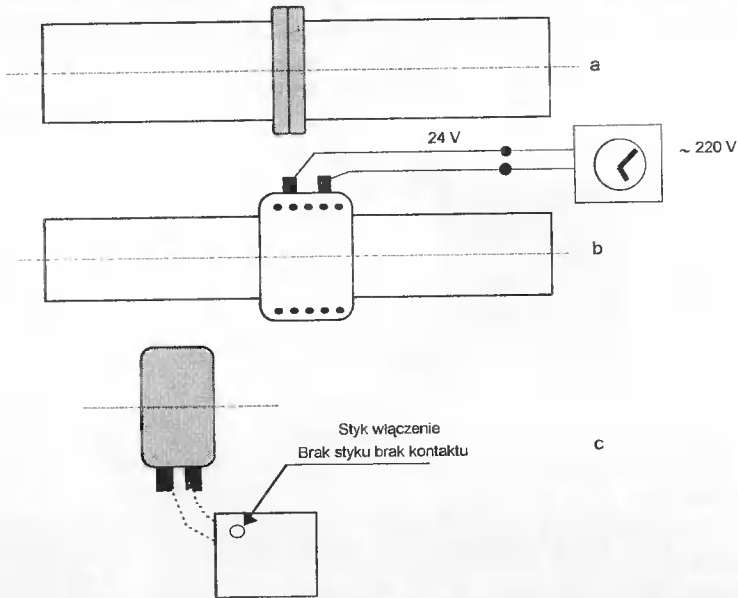
3. ZŁĄCZA TERMICZNE

Połączenia termiczne dotyczą przede wszystkim tworzyw sztucznych z grupy poliolefin (rys. 2). Mamy tu do czynienia z dwoma podstawowymi rozwiązaniami – zgrzewaniem doczołowym (rys. 2a) i elektrooporowym (rys. 2b i 2c). Zgrzewanie doczołowe jest najstarszym rozwiązaniem, początkowo stosowanym tylko dla polietylenu. W okresie późniejszym rozpowszechniło się na inne tworzywa w grupie, z kolei PE w nowej postaci (sieciowany – PE-X) nie może w ogóle być łączony termicznie.

Jedynym sposobem umożliwiającym połączenie rur typu PE-X są złącza mechaniczne zaprasowywane lub skręcane oraz wykorzystujące efekt pamięci kształtu. W tym ostatnim przypadku niebagatelną rolę odgrywa temperatura otoczenia w trakcie wykonywania połączenia. Temperatury na poziomie niższym niż 4°C mogą ujemnie wpływać na jakość połączeń dla wszystkich wyrobów z tworzyw sztucznych.

Zgrzewanie doczołowe jest wprawdzie rozwiązaniem stosunkowo tanim, jednak może być dość kłopotliwe. W instalacjach wewnętrznych wymaga pewnej wprawy, ale doświadczenia wykazały, że nie jest aż tak skomplikowane, jakby się w pierwszej chwili wydawało. Pozostają natomiast problemy związane z występowaniem charakterystycznych form wałeczkowych, również we wnętrzu rury – a więc pewnych strat, a zachowanie jakości zależy od doświadczeń osoby wykonującej zgrzewanie. W instalacjach zewnętrz-

nych (zwłaszcza dla większych przewodów) ważne są warunki atmosferyczne – mogą one być przyczyną bardzo poważnych kłopotów.



Rys. 2. Połączenie termiczne rur z tworzyw sztucznych: a – zgrzewanie doczołowe, b – zgrzewanie elektrooporowe, c – zgrzewanie elektrooporowe z elektroniczną kontrolą jakości (styku materiałowego)

Fig. 2. Welded joints of plastics: a – face-to-face welding, b – electric resistance welding, c – electric resistance welding including quality electronic supervision (of material joint)

Wyższym standardem jest na pewno zgrzewanie elektrooporowe (rys. 2b), ale wymaga ono użycia specjalnych kształtek z wmontowanym drutem – grzałką. Użycie specjalnej elektronicznej zgrzewarki (rys. 2c) zapewnia kontrolę jakości (styku) połączenia jeszcze przed zgrzewaniem, a więc gwarantuje jakość.

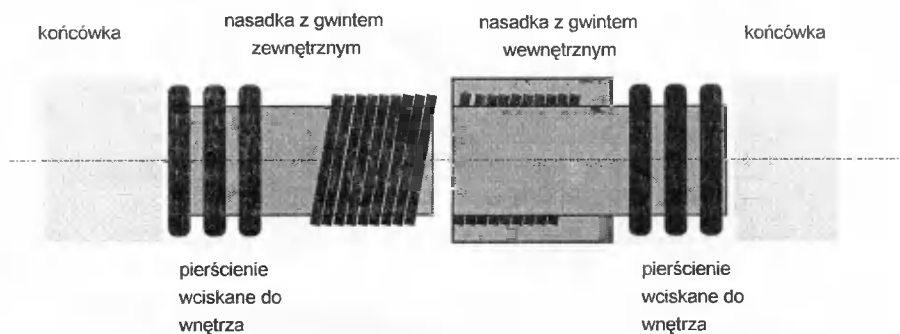
Do kategorii połączeń zgrzewanych (mieszczących się pomiędzy lutowaniem i spawaniem) należą złącza termiczne przewodów miedzianych. Rozwiązanie to jednak posiada szereg wad i dla rur wodociągowych istnieje tu alternatywa – uniwersalne złącza nasuwkowe, czy też skręcane nakładane na rurę.

W przypadku zgrzewania polifuzyjnego kształtek i rur z polipropylenu (PP), decydujący wpływ na jakość połączenia wywiera, obok temperatury zewnętrznej, czystość końcówek rur oraz zewnętrznych powierzchni kształtek. Jest to warunek dość trudny do wyegzekwowania na tradycyjnej budowie. Trzeba jednak podkreślić, że coraz częściej w technice sanitarnej to właśnie czystość decyduje o jakości. Szczególne problemy towarzyszą nawet wykonawstwu współczesnych wyrobów betonowych.

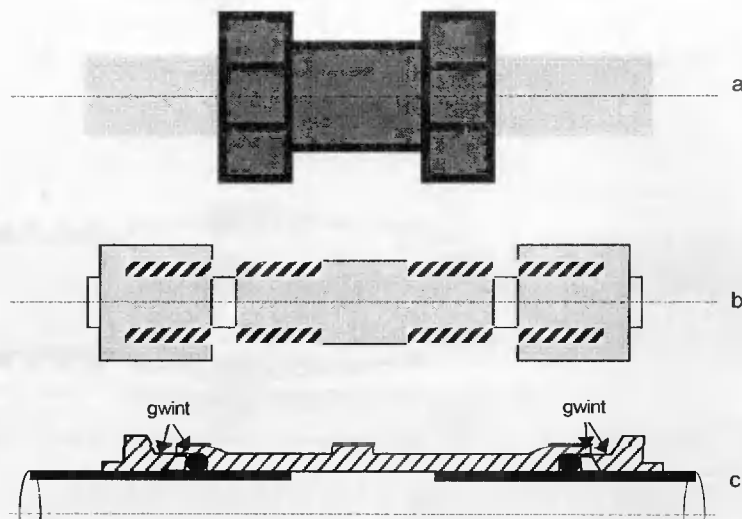
3. POŁĄCZENIA GWINTOWANE

Połączenia gwintowane dla ciśnieniowych rur z tworzyw sztucznych wymagają użycia złącza obcego (jedynym wyjątkiem są specjalne rury studniarskie z PVC firmy Preus-

sag). Dla rur stosowanych w instalacjach wewnętrznych mamy dwie możliwości – złącze z charakterystycznymi pierścieniami wciskanymi do wnętrza przewodu (rys. 3, rura jest naciągana specjalnymi szczypcami) bądź skręcana złączka nasadzana na zewnątrz rury (rys. 4). Wówczas mamy do czynienia ze złączem dławicowym – skręcanie końcówek powoduje ścisnięcie uszczelki. Występują tu zarówno złącza uniwersalne (rys. 4b), jak też przeznaczone dla określonej grupy materiałowej (np. dla tworzyw – rys. 4c).



Rys. 3. Połączenia gwintowane. gwint obcy (gwint wewnętrzny)
Fig. 3. Screwed joint (extraneous, inner)



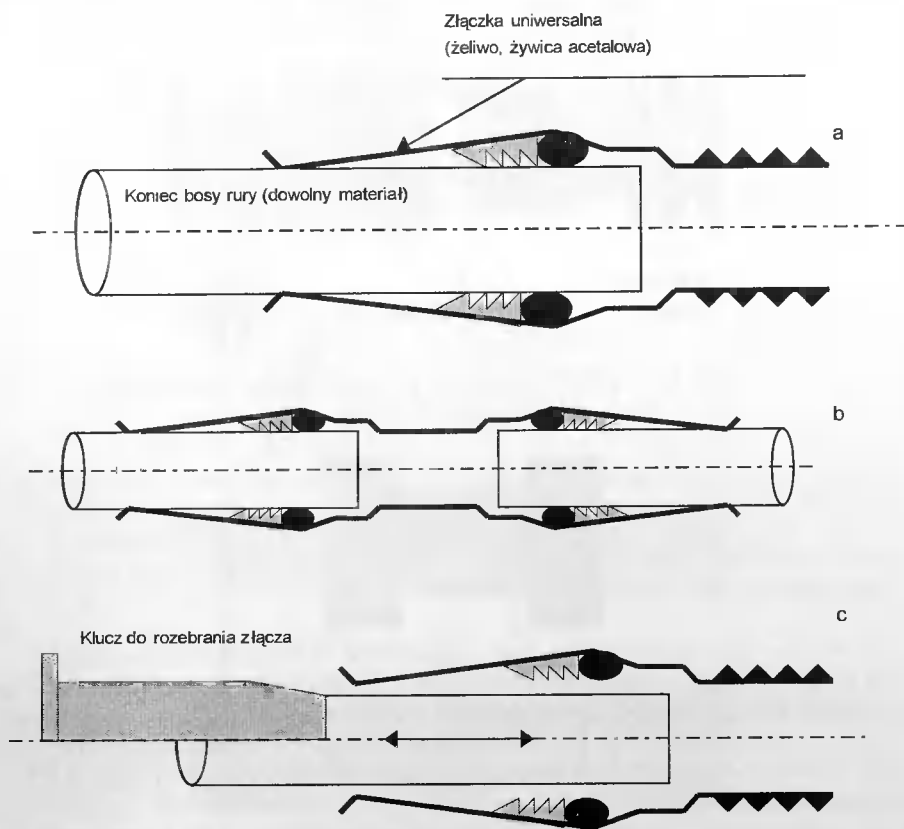
Rys. 4. Trzyczęściowe złącze skręcane: a - widok ogólny, b - złączka uniwersalna, c - złączka dla tworzyw

Fig. 4. Three-parts joint: a - general view, b - universal solution, c - joint for plastics

Złącze uniwersalne (określane również jako złączka NATO) zostało opracowane dla potrzeb wojska i pokazało się na polskim rynku już na początku lat dziewięćdziesiątych, jednak barierą zaporową okazała się tu być ówczesna cena. Obecnie na rynku dostępne są inne rozwiązania, w tym specjalne dla rur z tworzyw.

5. POŁĄCZENIA NASUWKOWE

Połączenie nasuwkowe należy do najstarszych konstrukcji połączeń rurowych, jednak przez długi czas ograniczano ich użycie przede wszystkim do sieci zewnętrznych. W ostatnich latach zaczęto z powodzeniem wprowadzać złączki nasuwkowe również do wewnętrznych instalacji wodociągowych. W grupie tej mieszczą się rozwiązania o różnym stopniu uniwersalności (rys. 5).



Rys. 5. Złącze nasuwkowe: a – rozwiązanie uniwersalne, b – złącze dla tworzyw, c – złącze rozbiernalne

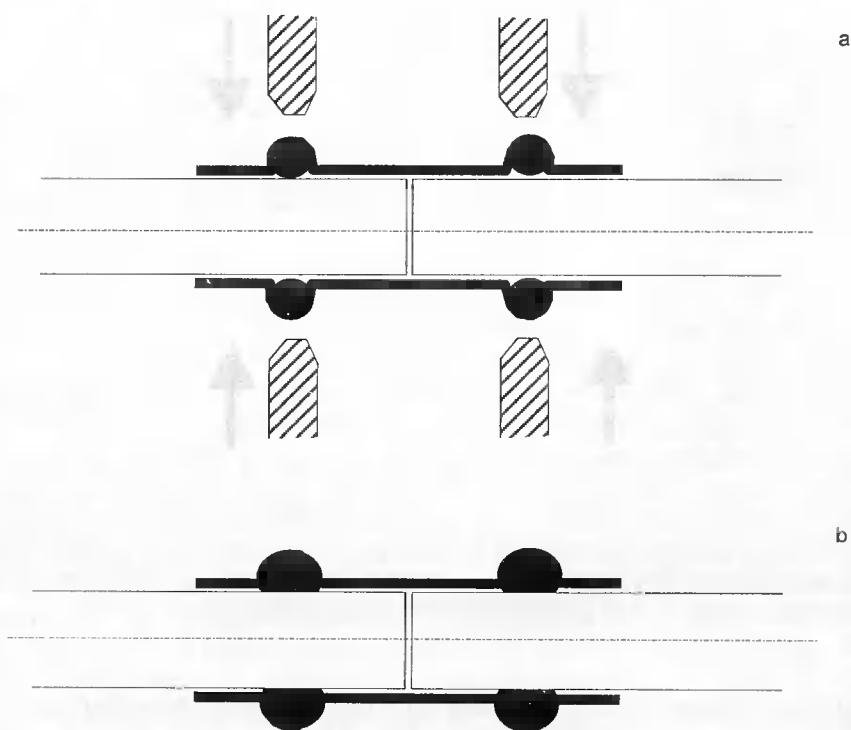
Fig. 5. Tube sleeve joint: a – universal solution, b – joint for plastics, c – dismantlable connection

Zasadniczy element złączki stanowi wielowargowa uszczelka typu grzebieniowego – zbliżona do stosowanej w austriackim złączu REKA. Uszczelka ma ustabilizowane położenie, a samo złącze jest wykonywane w różnych wersjach, np. jako kształtka przejściowa (rys. 5a) lub standardowe połączenie dla rur o końcach bosych (rys. 5b). Połączenie nasuwkowe występuje w dwóch wariantach – jako złącze trwałe i rozbiernalne (rys. 5c). W tym ostatnim przypadku na powierzchnię zewnętrzną nakładany jest specjalny klucz, który po wsunięciu do wnętrza rozsuwa grzebienie uszczelnienia. Wówczas można wysunąć rurę.

Połączenia nasuwkowe wykonywane są w różnych wersjach, do bardzo interesujących należy tu złącze ISO. O wysokiej jakości połączenia świadczy to, że złącze znalazło zastosowanie również dla rur miedzianych. Występuje tu w obu wersjach – jako nierozbieralne i rozbieralne, będąc konkurencją dla kłopotliwego łączenia termicznego.

6. ZŁĄCZE ŚCISKANE (ZAPRASOWYWANE)

Złącze ściskane stanowi jedną z alternatyw dla łączenia termicznego rur miedzianych, wyrobów ze stali szlachetnych (stopowych) oraz wielowarstwowych przewodów wytwarzanych z udziałem tworzyw (np. PE-X/AL/PE-X).



Rys. 6. Złącze ściskane (dla miedzi): a – stan początkowy, b – stan końcowy
Fig. 6. Compressed joint (for copper): a – primary state, b – final position

Do konstrukcji złączki włączone są uszczelki (rys. 6a), przy czym w pierwotnej postaci złączka porusza się po powierzchni rury lub, jak w przypadku rur wielowarstwowych z tworzywa sztucznego, w jej wnętrzu oraz na powierzchni zewnętrznej (tulejka ze stali szlachetnej). Po właściwym wprowadzeniu, złącze w rejonie uszczelki jest poddawane prasowaniu. Ściśnięte uszczelki (rys. 6b) są rozprasowane i przyciśnięte do zewnętrznej powierzchni łączonych rur, dzięki czemu powstaje szczelne połączenie rur.

7. PODSUMOWANIE

Z przedstawionych materiałów widać, że ma miejsce stała ewolucja rozwiązań połączeń rurowych stosowanych w wewnętrznych instalacjach wodociagowych wody zimnej i ciepłej. Niezależnie od występujących tu różnic, trzeba podkreślić wspólne cechy, do których należy zaliczyć:

- dążenie do uzyskania rozwiązań uniwersalnych,
- stopniowe eliminowanie rozwiązań stwarzających najwięcej kłopotów w wykonawstwie i późniejszej eksploatacji,
- poszukiwanie rozwiązań o wysokiej niezawodności i trwałości, jak również ułatwiających przyszłą rozbudowę sieci,
- tendencję do tworzenia połączeń rozbieralnych,
- dążenie do uzyskania połączeń w danym systemie o identycznych, powtarzalnych parametrach szczelności – niezależnie od dyspozycji i kwalifikacji instalatora, czy też czynników zewnętrznych.

Oczywiście są to pewne ogólne tendencje, przy czym – już choćby tylko ze względu na dużą liczbę rozwiązań szczególnych – w pracy można było przedstawić tylko pewne typowe rozwiązania. Z tego samego względu pominięto też szczegóły rozwiązań materiałowych, jako charakterystyczne przede wszystkim dla poszczególnych producentów.

Chcąc choćby najkrócej skomentować ogólną politykę w zakresie rozwoju systemów połączeń, trzeba przede wszystkim podkreślić dominantę czynnika jakości. Kolejne rozwiązania są podporządkowane przede wszystkim ułatwieniu wykonawstwa i eliminacji potencjalnych zagrożeń, stąd można powiedzieć, że lepsze wypiera już dobre. Równocześnie w jakimś stopniu pozwala to na kompromis potrzeb i możliwości.

Jednocześnie trzeba podkreślić bardzo szybki rozwój wyrobów w kategorii tworzyw sztucznych oraz ich zastosowań. Konsekwencją tego jest analogiczna sytuacja w zakresie systemów połączeń i trudno jest tu oczekiwać na dłuższą stabilizację, jednak przedstawione tu pewne ogólne tendencje są raczej stabilne. Dlatego na przykład trudno jest oczekiwać nawrotu łączy klejonych, czy też rezygnację z użycia poliolefin. Warto przy tym pamiętać o widocznej w ostatnich latach ekspansji polipropylenu. To do niedawna drugorzędne tworzywo (służące głównie do wyrobu instalacyjnej „galanterii”, w tym np. mydelniczek) wydaje się być jednym z najbardziej perspektywicznych.

DEVELOPMENT OF THE TECHNOLOGIES OF HOUSE DRINKING WATER PIPE JOINTS

Summary

The paper presents questions concerning development of drinking (cold and hot) water pipe joints. General prevention policy seems to be the most important here. Older and more embarrassing technologies are eliminated. Screwed joints (foreign body) as well as electric resistance welding are the most unfailing solutions for plastics. At present only one glued connection (CPVC pipes) exists. Tube joint sleeve seems to be very interesting alternative for plastics and cooper, too.

Keywords: drinking water pipes, material solutions, solutions of joints

ZASTOSOWANIE MES DO OBLICZANIA ŻELBETOWYCH STROPÓW PŁYTOWO-SŁUPOWYCH

Michał Wójcik, Jerzy Bobiński, Jacek Tejchman

Katedra Podstaw Budownictwa i Inżynierii Materiałowej
Wydział Inżynierii Łądowej Politechniki Gdańskiej
ul. Narutowicza 11/12, 80-952 Gdańsk

W artykule przedstawiono wyniki obliczeń stropowych płyt żelbetowych opartych na słupach. Obliczenia wykonano metodą elementów skończonych przy założeniu sprężystej pracy konstrukcji. Wyniki ugięć porównano z ugięciami pomierzonymi w nowo wybudowanym budynku mieszkalnym, w którym zaobserwowano nadmierne zarysowania ścian działowych. Zwrócono szczególną uwagę na wpływ obciążeń od ścian działowych, sztywności stropu oraz pełzania betonu na ugięcia.

Słowa kluczowe: metoda elementów skończonych, strop płytowo-słupowy, sztywność, ugięcia

1. WSTĘP

Jednym z najczęściej stosowanych systemów konstrukcyjnych we współczesnym budownictwie mieszkaniowym jest schemat płytowo-słupowy. Do obliczania tego systemu stosuje się obecnie metodę elementów skończonych, przyjmując jego sprężystą pracę. Metoda elementów skończonych umożliwia bowiem uwzględnienie dowolnego obciążenia i warunków brzegowych. Możliwe jest więc wyznaczenie sił wewnętrznych, jak i ugięć, w każdym miejscu stropu. W obliczeniu MES pomija się jednak często obciążenie rzeczywiste stropu od ścianek działowych, nie oblicza się ugięć stropu dla elementu zarysowanego, nie sprawdza się wpływu siatki elementów skończonych na wyniki sił wewnętrznych i pomija się sztywność elementów krawędziowych. Prowadzi to do błędnego wymiarowania konstrukcji i – tym samym – do powstania nadmiernych zarysowań w ścianach działowych i ugięć w stropie.

Celem artykułu jest przedstawienie wyników numerycznych obliczenia żelbetowego stropu płytowego opartego na słupach, na przykładzie nowo wybudowanego budynku mieszkalnego w Sopocie, w którym stwierdzono nadmierne ugięcia i rysy. Zwrócono szczególną uwagę na obliczenie ugięć, z uwzględnieniem zarysowania i pełzania, oraz obciążenia stropu ściankami działowymi. Sprawdzono także wpływ siatki elementów skończonych i sztywności elementów krawędziowych na ugięcia płyt. Przedstawiono ponadto metodę wzmocnienia stropu.

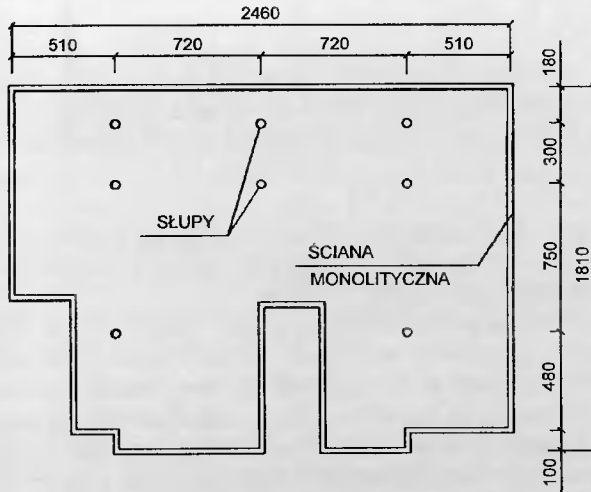
2. SYTUACJA

Rozpatrywany płaski strop, pracujący w schemacie płyta – słup, znajduje się nad częścią piwniczno-garażową budynku mieszkalnego w Sopotie. Budynek ma trzy kondygnacje nadziemne, piwnice i poddasze mieszkalne. Część nadziemna budynku jest wykonana w konstrukcji ramowej. Żelbetowy strop nad piwnicą, oparty na słupach okrągłych, jest monolityczny – o grubości 22 cm, pozostałe stropy są prefabrykowane w technologii „Filigran” – o grubości 20 cm. Ściany podziemia wewnętrzne i zewnętrzne, ściany boczne klatek schodowych oraz słupy i podciąg są także monolityczne. Ściany osłonowe i działowe wykonano z cegieł dziurawek i pustaków ceramicznych Porotherm. Maksymalne odległości między słupami w piwnicy wynoszą 7,2 m i 7,5 m.

W trakcie 4-letniej eksploatacji budynku wystąpiły wyraźne rysy w ściankach działowych i ścianach rozdzielających na stropie nad piwnicą, o szerokości sięgającej kilku milimetrów, czyli szerokości znacznie większej niż szerokość dopuszczalna rys, wynosząca 0,3 mm [2]. Przyczyną tak znacznego zarysowania się ścianek działowych i rozdzielających było nadmierne ugięcie się płyty stropowej nad piwnicą. Pomierzone ugięcia dolnej powierzchni stropu wynosiły około 5,5 cm. Znacznie więc przekroczyły dopuszczalne ugięcia normowe, wynoszące 30 mm [2]. Maksymalne ugięcia górnej powierzchni posadzki parteru były równe 2,7 cm. Jak wynikało z dokumentacji budowlanej, projekt uwzględnił w obliczeniach stropu tylko obciążenie zastępcze od ścianek działowych [2] i pominął całkowicie sprawdzenie ugięć.

3. OBLICZENIA MES

Obliczenia wykonano tylko dla tej części stropu nad piwnicą, w której wystąpiły największe ugięcia (rys. 1).



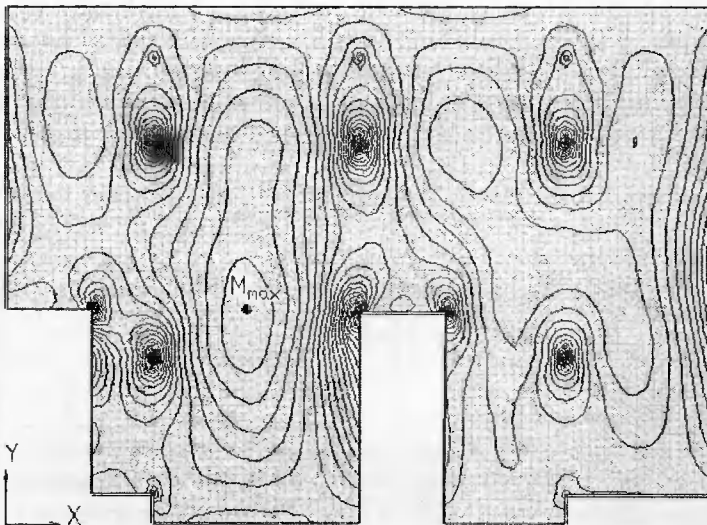
Rys. 1. Płyta przyjęta do obliczeń MES

Fig. 1. Slab assumed for FEM-calculations

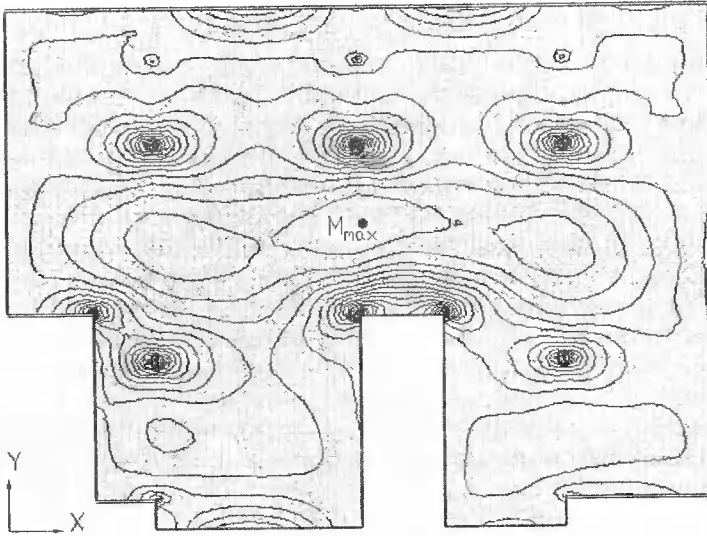
Wymiary płyty w rzucie były równe $18\text{ m} \times 25\text{ m}$. Grubość płyty wykonanej z betonu B20 była równa 22 cm. Słupy w piwnicy – z betonu B20, o wysokości 24 m – miały średnicę 30 cm i 35 cm. Przyjęto sztywne połączenie płyty ze słupami piwnicy. Założono ponadto pełne utwierdzenie płyty na krawędziach z uwagi na obecność ścian monolitycznych w piwnicy. Nie uwzględniono w obliczeniach części nadziemnej budynku. Obliczenia płyty wykonano dla siatki złożonej z 10000 elementów trójkątnych powłokowych z 6 stopniami swobody w każdym węźle. Słupy modelowano stosując elementy prętowe. Obliczenia sił wewnętrznych i ugięć płyty żelbetowej wykonano z uwzględnieniem sprężystej pracy betonu. Dla sprawdzenia wpływu siatki na wyniki wykonano dodatkowo obliczenia sprawdzające dla siatki złożonej z 22000 elementów trójkątnych. Rozważono dwa przypadki obciążenia płyty. W pierwszym przypadku przyjęto obciążenie ściankami działowymi w postaci obciążenia zastępczego [3]. W przypadku drugim przyjęto rzeczywiste obciążenie ściankami działowymi. Z uwagi na małą wielkość obciążenia zmiennego w stosunku do obciążenia całkowitego (w stosunku 1:5) przyjęto schemat obciążenia w postaci obciążenia zmiennego, równomiernie rozłożonego na całej płycie (przy obciążeniu szachownicowym występują większe momenty przęsłowe).

3.1. SIŁY WEWNĘTRZNE

Obliczenia wykonano przyjmując sztywność elementu niezarysowanego. Dla betonu B20 przyjęto moduł sprężystości $E = 27500\text{ MPa}$ i liczbę Poissona $\nu = 0,16$ [1]. Wartości sił wewnętrznych obliczone metodą elementów skończonych pokazały, że przy obciążeniu rzeczywistym od ścianek działowych momenty zginające przęsłowe były wyższe w niektórych miejscach stropu o 10-25% (rys. 2 i 3) w porównaniu z wynikami z obciążeniem zastępczym. Maksymalne momenty zginające dla przypadku obciążenia rzeczywistego były równe: $M_{xx} = 40,3\text{ kNm}$ i $M_{yy} = 33,7\text{ kNm}$, podczas gdy dla obciążenia zastępczego – $M_{xx} = 33\text{ kNm}$ i $M_{yy} = 29\text{ kNm}$.



Rys. 2. Momenty zginające M_{xx} w płycie (obciążenie rzeczywiste ścianek)
Fig. 2. Bending moments M_{xx} in the slab (real wall load)

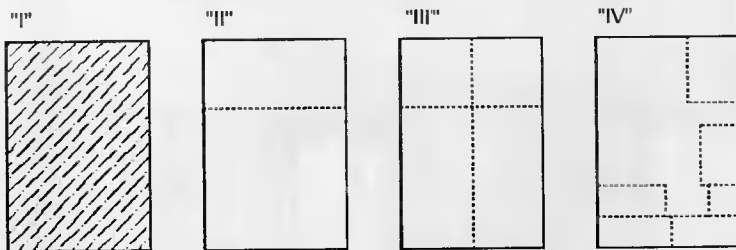


Rys. 3. Momenty zginające M_{yy} w płycie (obciążenie rzeczywiste ścianek)
 Fig. 3. Bending moments M_{yy} in the slab (real wall load)

Dla sprawdzenia wpływu siatki MES na wyniki przeszłowych momentów zginających wykonano dodatkowo obliczenia z zagęszczoną siatką elementów. W tym przypadku użyto 22000 elementów trójkątnych. Dla siatki zagęszczonej otrzymano momenty przeszłowe mniejsze o około 1-3,5% w porównaniu z siatką złożoną z 10000 elementów.

Obliczenia pokazały ponadto, że sztywność płyty nie wpływa na wielkość momentów zginających.

W celu sprawdzenia wpływu ilości i rozmieszczenia ścianek działowych na wielkości momentów zginających wykonano obliczenia pomocnicze dla jednopolewej płyty żelbetowej w pełni utwardzonej na obwodzie (wymiary 7,2 m × 10,5 m, grubość 22 cm, $E = 27500$ MPa, $\nu = 0,16$). Przyjęto cztery różne przypadki obciążenia tej płyty ściankami działowymi, wykonanymi z cegły dziurawki (rys. 4):



Rys. 4. Sposoby obciążenia płyty ściankami działowymi
 Fig. 4. Methods of slab loading by partition walls

- I. Obciążenie stałe $g = 7,35$ kN/m², obciążenie zmienne $p = 2,1$ kN/m², obciążenie zastępcze od ścianek działowych $q = 1,54$ kN/m² [3].

- II. Obciążenie stałe $g = 7,35 \text{ kN/m}^2$, obciążenie zmienne $p = 2,1 \text{ kN/m}^2$, obciążenie liniowe od jednej ścianki działowej $q = 4,65 \text{ kN/m}$.
- III. Obciążenie stałe $g = 7,35 \text{ kN/m}^2$, obciążenie zmienne $p=2,1 \text{ kN/m}^2$, obciążenie liniowe od dwóch ścianek działowych $q = 4,65 \text{ kN/m}$.
- IV. Obciążenie stałe $g = 7,35 \text{ kN/m}^2$, obciążenie zmienne $p = 2,1 \text{ kN/m}^2$, obciążenie liniowe od wielu ścianek działowych $q = 4,65 \text{ kN/m}$.

Układ ścianek dla przypadku IV przyjęto na podstawie układu w budynku mieszkalnym.

W tabeli 1 przedstawiono wyniki maksymalnych momentów zginających przeszłych dla czterech różnych przypadków obciążenia.

Tabela 1. Maksymalne obliczone momenty zginające w płycie

Table 1. Maximum calculated bending moments in the slab

Obciążenie płyty (rys. 4)	M_{XX} [kNm]		M_{YY} [kNm]	
	max	min	max	min
obliczenie analityczne	42,5	19,6	32,7	8,6
I obciążenie zastępcze	43,0	19,8	33,1	9,9
II obciążenie jedną ścianką działową	38,7	18,0	31,3	10,6
III obciążenie dwiema ściankami działowymi	42,3	21,7	36,3	12,0
IV obciążenie wieloma ściankami działowymi	46,3	20,6	42,1	12,7

3.2. UGIĘCIE STROPU

Obliczenia ugięcia płyty żelbetowej wykonano z uwzględnieniem sztywności zginanego elementu niezarysowanego i zarysowanego [2]. Sztywność zginanej żelbetowej płyty niezarysowanej jest równa:

$$B_0 = E_{cm} \times I_1 \quad (1)$$

gdzie:

E_{cm} - moduł sprężystości betonu,

I_1 - moment bezwładności przekroju prostokątnego o wysokości 22 cm i szerokości 1 m w fazie niezarysowanej [5].

Sztywność zginanej żelbetowej płyty zarysowanej, bez uwzględnienia pełzania, przyjęto według [2]:

$$B_\infty = \frac{E_{cm} \times I_2}{1 - \beta_1 \times \beta_2 \times \left(\frac{M_{cr}}{M_{Sdd}} \right)^2 \times \left(1 - \frac{I_2}{I_1} \right)} \quad (2)$$

gdzie:

I_2 - moment bezwładności przekroju prostokątnego w fazie zarysowanej [5],

β - współczynnik zależny od rodzaju prętów,

β_2 - współczynnik zależny od czasu działania i powtarzalności obciążenia,

M_{Sdd} - moment zginający w środku płyty od obciążeń długotrwałych,

M_{cr} - moment rysujący w betonie dla przekroju prostokątnego [2]:

$$M_{cr} = f_{ctm} \times \frac{b \times h^2}{6} \quad (3)$$

gdzie:

f_{ctm} - wytrzymałość średnia betonu na rozciąganie.

Przy obliczaniu sztywności zginanej żelbetowej płyty zarysowanej, z uwzględnieniem pełzania, przyjęto moduł sprężystości $E_{c,eff}$ [2]:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \phi} \quad (4)$$

gdzie:

ϕ - końcowy współczynnik pełzania [2].

Całkowite ugięcie płyty stropowej jest równe [2]:

$$a = a_{0,k+d} - a_{0,d} + a_{\infty,d} \quad (5)$$

gdzie:

$a_{0,k+d}$ - ugięcie od obciążenia całkowitego (element niezarysowany).

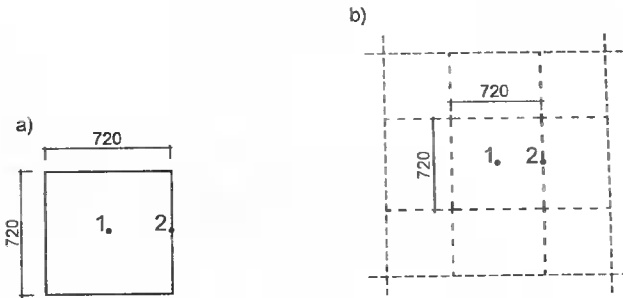
$a_{0,d}$ - ugięcie od obciążenia długotrwałego (element niezarysowany).

$a_{\infty,d}$ - ugięcie od obciążenia długotrwałego (element zarysowany).

Dla przypadku obciążenia zastępczego od ścianek działowych otrzymano w obliczeniach numerycznych następujące wyniki ugięć: $a = 3,78$ cm (bez uwzględnienia pełzania) i $a = 8,2$ cm (z uwzględnieniem pełzania dla $\phi = 1,0$). Dla przypadku obciążenia rzeczywistego od ścianek działowych uzyskano: $a = 4,27$ cm (bez uwzględnienia pełzania) i $a = 9,3$ cm (z uwzględnieniem pełzania dla $\phi = 1,0$). Wyniki ugięć stropu – bez uwzględnienia pełzania i z uwzględnieniem pełzania – dla obu przypadków obciążenia ściankami działowymi są większe od ugięcia dopuszczalnego, równego 3,0 cm. Obliczone ugięcia, bez uwzględnienia pełzania, są w przybliżeniu równe pomierzonym maksymalnym ugięciom stropu.

3.3. WPŁYW SZTYWNOŚCI ELEMENTÓW KRAWĘDZIOWYCH

W projektowaniu często korzysta się z warunków zwalniających ze sprawdzania ugięć [2]. Warunki te odnoszą się jedynie do stropów krzyżowo-zbrojonych opartych na całym obwodzie lub opartych na minimum trzech krawędziach. W celu określenia wpływu sztywności elementów krawędziowych na ugięcia płyt wykonano obliczenia porównawcze dla płyty jednoprzęsłowej podpartej słupami w czterech narożach oraz płyty podpartej dodatkowo belkami na obwodzie. Płyta miała kształt kwadratu o boku 7,2 m, a jej grubość wynosiła 22 cm. Belka krawędziowa miała wymiary 50 cm × 25 cm lub 70 cm × 40 cm. Przyjęto do obliczeń beton B20 ($E = 27500$ MPa, $\nu = 0,16$). Jako obciążenie płyty przyjęto obciążenie równomiernie rozłożone równe 5 kN/m². Porównane zostały ugięcia w dwóch miejscach płyty (rys. 5): w środku przęsła (punkt 1) oraz w środku krawędzi (punkt 2), tabela 2.



Rys. 5. Położenie punktów obliczeniowych: a) płyta jednoprzęsłowa, b) płyta wieloprzęsłowa
 Fig. 5. Location of calculating points: a) one-span slab, b) multi-span slab

Tabela 2. Ugięcia płyty jednoprzęsłowej
 Table 2. Deflections of one-span slab

Schemat	Ugięcia [m]	
	punkt 1	punkt 2
Płyta na słupach	0,01414	0,00931
Płyta na słupach i podciągach 50 cm × 25 cm	0,00724	0,00386
Płyta na słupach i podciągach 70 cm × 40 cm	0,00356	0,00143

Wartość ugięcia płyty bez podciągów jest dwukrotnie większa od ugięcia płyty z podciągami 50 cm × 25 cm. Analogiczne obliczenia wykonano także dla płyt wieloprzęsłowych (rys. 5b). Płyta 36 m × 36 m oparta została także według dwóch schematów statycznych: punktowo w siatce 7,2 m × 7,2 m oraz dodatkowo na belkach krawędziowych. Podobnie jak dla płyty jednoprzęsłowej, ugięcia płyty na słupach i podciągach są dwukrotnie mniejsze niż ugięcia płyty opartej tylko na słupach (tab. 3).

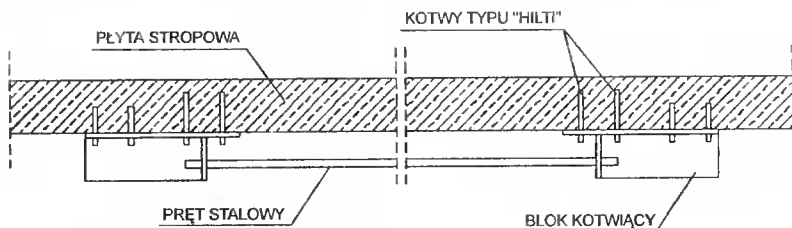
Tabela 3. Ugięcia płyty wieloprzęsłowej
 Table 3. Deflections of multi-span slab

Schemat	Ugięcia [m]	
	punkt 1	punkt 2
Płyta na słupach	0,00364	0,00262
Płyta na słupach i podciągach 50 cm × 25 cm	0,00193	0,00107
Płyta na słupach i podciągach 70 cm × 40 cm	0,00109	0,00034

4. WZMOCNIENIE STROPU

Z uwagi na nadmierne zarysowania ścian działowych i ugięcia stropu nad piwnicą w budynku mieszkalnym wykonano jego wzmocnienie [1]. Wzmocnienie stropu polegało na wprowadzeniu do układu dodatkowych sił podłużnych, zmniejszających istniejące momenty zginające. W tym celu, stalowe pręty ϕ 24 o długości 4,0 m umieszczono w blokach kotwiących, które przymocowano do stropu kotwami typu „Hilti”, następnie pręty sprężono (rys. 6) W skład jednego zestawu wzmacniającego wchodziły dwa bloki wsporcze i dwa pręty stalowe. Układy wzmacniające umieszczono w rozstawie co 0,6 m

w obszarach występowania maksymalnych przęsłowych momentów zginających. W celu uzyskania wymaganej siły sprężającej, pręty stalowe (oddalone od lica płyty 15 cm) rozciągnięto o około 5 mm. Wartość obliczonej siły spowodowanej wydłużeniem wynosiła około 120 kN. Uwzględniono następnie spadek siły wywołany zmianą temperatury (spadek o 17 kN) oraz obrotem bloku wsporczego (spadek o 24 kN). Powstała siła – działająca na mimośrodku 26 cm względem osi płyty – wywołała skupiony moment zginający o wartości około 20-30 kNm. Analiza numeryczna stanu płyty po wzmocnieniu wykazała zmniejszenie się wartości maksymalnych momentów zginających o około 30% dla momentów M_{xx} i o około 10% dla momentów M_{yy} [1].



Rys. 6. Wzmocnienie płyty [1]

Fig. 6. Slab strengthening [1]

5. WNIOSKI

Obliczenia opartych na słupach płyt żelbetonowych metodą elementów skończonych pokazały, że w celu uniknięcia nadmiernych zarysowań i ugięć konieczne jest uwzględnienie obciążenia rzeczywistego od ścianek działowych oraz przyjęcie sztywności dla zginanej płyty, zarysowanej przy obliczaniu ugięć. W przypadku niekorzystnego obciążenia płyty stropowej ściankami działowymi, momenty zginające od obciążenia rzeczywistego są o 10-25% większe niż od obciążenia zastępczego. Zastosowanie belkowych elementów krawędziowych znacznie zmniejsza ugięcia stropu. Uwzględniając w obliczeniach współczynnik pełzania, otrzymuje się zbyt duże wielkości ugięć w porównaniu do wartości pomierzonych.

LITERATURA

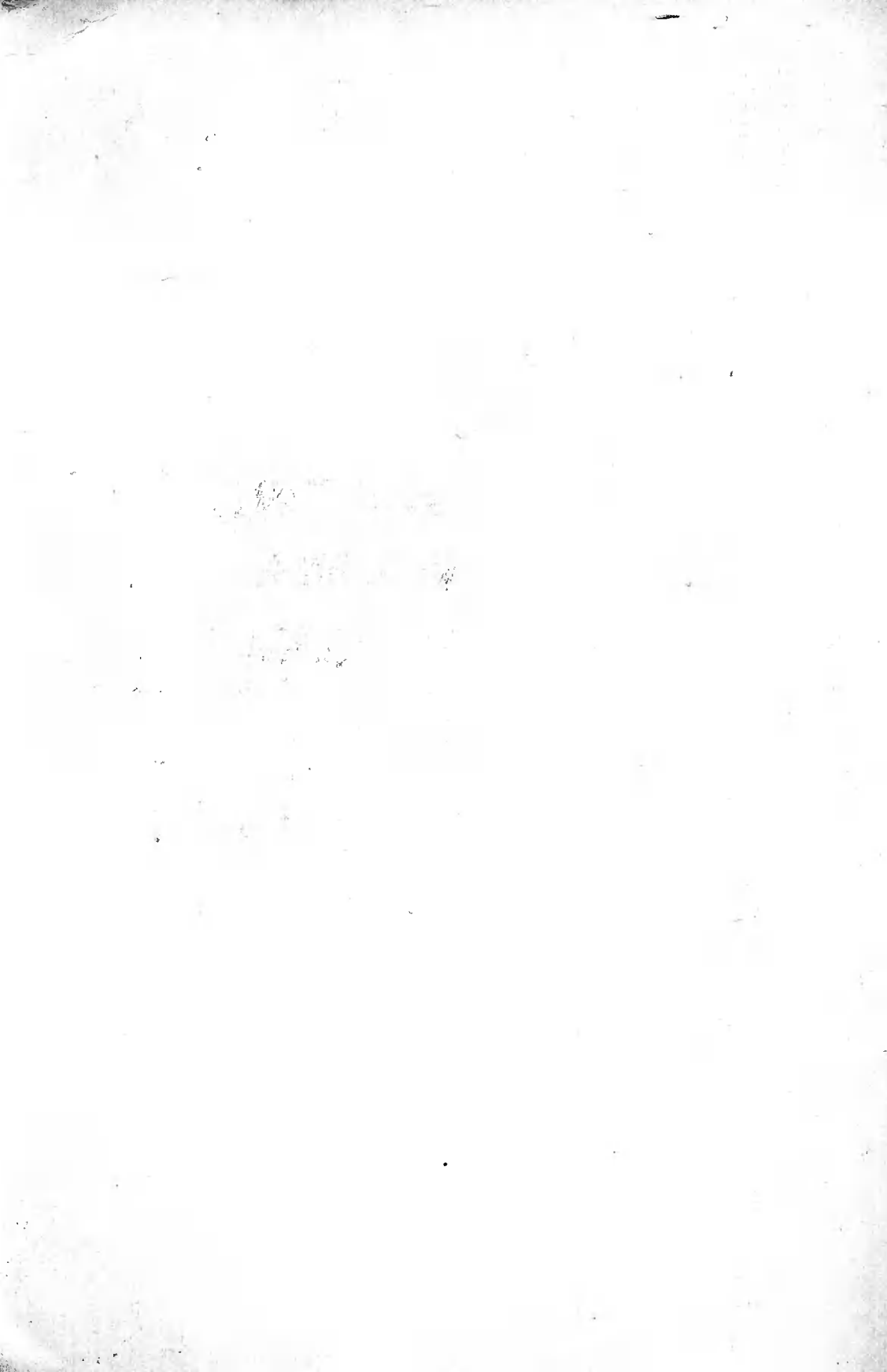
- [1] Kaczmarek J., 2000. Analiza statyczno-wytrzymałościowa stropów w budynku mieszkalnym. Firma STALKO Gdańsk.
- [2] PN-99/B-03264. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.
- [3] PN-82/B-02003. Podstawowe obciążenia technologiczne i montażowe.
- [4] Starosolski W., 1985. Konstrukcje żelbetowe. PWN Warszawa.
- [5] Szulczyński T., 1976. Konstrukcje z betonu. Część I. Skrypt Politechniki Gdańskiej.

APPLICATION OF FEM FOR CALCULATIONS OF REINFORCED CONCRETE SLAB-COLUMN FLOORS

Summary

The paper presents calculation results for reinforced concrete floor slabs supported by columns. The calculations were carried out with a finite element method assuming an elastic behavior of the structure. The deflection results were compared with deflections measured in a newly built house of flats where an extensive cracking of partition walls was observed. Attention was paid on the effect of wall loads, slab stiffness and concrete creep on deflections.

Keywords: finite element method, slab-column floor, stiffness, deflection



O UWZGLĘDNIANIU WYMAGAŃ IZOLACYJNOŚCI CIEPLNEJ NA ETAPIE KONSTRUOWANIA ŚCIAN KURTYNOWYCH

Andrzej Marek Zacharski, Andrzej Zygmunt Zacharski

Zakład Fizyki Ciepłej, Instytut Techniki Budowlanej
ul. Ksawerów 21, 02-656 Warszawa

Poprawne zaprojektowanie ściany osłonowej ze szkieletem metalowym, z uwagi na spełnianie wymagań ochrony cieplnej, nie jest zadaniem łatwym. Często zachodzi potrzeba dokonywania korekt w pierwotnym rozwiązaniu projektowym ściany. W artykule przedstawiono kilka podstawowych zaleceń dla konstruktora, których przestrzeganie umożliwi spełnienie przez ścianę kurtynową wymagań w zakresie izolacyjności cieplnej i nie narusza spełniania wymagań: estetycznych, wytrzymałościowych, odporności ogniowej i trwałości.

Słowa kluczowe: ściana kurtynowa, fasada, przekładka termiczna

1. WSTĘP

W polskich warunkach technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki, wymagania izolacyjności cieplnej w odniesieniu do ścian kurtynowych stawiane są modułom: przezroczystym (jak dla okna) i nieprzezroczystym (jak dla muru). Do spełnienia wyżej wymienionych wymagań przez moduł przezroczysty wystarcza zastosowanie szyby o odpowiednio niskim współczynniku przenikania ciepła. Spełnienie wymagań stawianych modułowi nieprzezroczystemu wymaga stosowania elementów konstrukcyjnych o dużym oporze cieplnym. Uzyskanie dobrej izolacyjności cieplnej modułu nieprzezroczystego ściany kurtynowej jest możliwe, gdy konstruktor zaczyna myśleć o fasadzie jako całości już na etapie projektowania profili.

Izolacyjność cieplna modułu nieprzezroczystego wynika z:

- izolacyjności cieplnej zastosowanych profili,
- izolacyjności cieplnej wypełnienia modułu nieprzezroczystego,
- rozwiązania konstrukcyjnego połączenia modułów przezroczystego z nieprzezroczystym.

Inaczej mówiąc, izolacyjność cieplna wynika z zastosowanych rozwiązań: geometrycznych i topologicznych oraz jakości zastosowanych materiałów podstawowych i łączących (wartości współczynników przewodzenia ciepła).

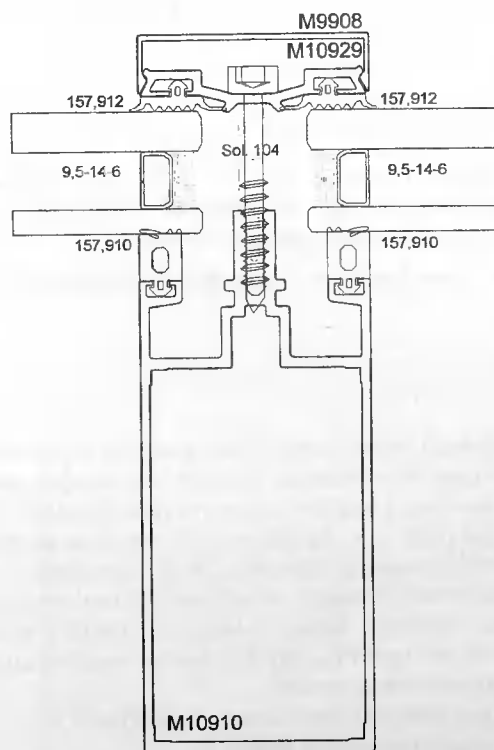
2. PODSTAWOWE CECHY FASADY SŁUPOWO-RYGLOWEJ DECYDUJĄCE O JEJ IZOLACYJNOŚCI CIEPLNEJ

Najprostszym sposobem poprawienia izolacyjności cieplnej przekroju profili fasady słupowo-ryglowej (rys. 1) jest zwiększenie wysokości przekładki termicznej, wymuszającej odległość części metalowych (po stronie cieplej i zimnej). Zwiększenie wysokości przekładki powyżej:

– 21 ÷ 23 mm dla ABS i HPVC,

– 23 ÷ 25 mm dla PA zbrojonego włóknem szklanym,

grozi jednak, według polskich warunków technicznych, przekroczeniem dopuszczalnych ugięć.



Rys. 1. Przekrój słupka fasady słupowo-ryglowej

Fig. 1. Cross-section of a post of column and spandrel-beam façade

Kryterium doboru wysokości przekładki powinno wynikać z maksymalizacji jej oporu cieplnego w funkcji:

- współczynnika przewodzenia ciepła λ ,
- cech geometrycznych (głównie wysokości).

Innymi, mniej popularnymi sposobami poprawy izolacyjności cieplnej są:

- odpowiednie ukształtowanie profilu, a w szczególności komór powietrznych przy przekładkach i szybach,

- dobór materiału i kształtu uszczelek przyszybowych,
 - dobór oszkleń (grubości) i odpowiednie zagłębienie oszkleń w profilu,
 - właściwa obróbka powierzchni wewnętrznej profilu (wykluczająca malowanie).
- Moduł nieprzezroczysty o dobrej izolacyjności cieplnej powinien składać się z:
- panelu elewacyjnego, w którym ze względów estetycznych i wytrzymałościowych po stronie zimnej występuje cienka płyta o możliwie niskim współczynniku przewodzenia ciepła λ , a bezpośrednio za nią gruba płyta z jak najlepszego izolatora, przy czym oba elementy muszą gwarantować bezpieczeństwo w czasie pożaru;
 - płyty dopełniającej, niepalnej i nie wypadającej w trakcie pożaru, z jak najlepszego izolatora (np. wełny mineralnej);
 - płyty wewnętrznej na ogół wielowarstwowej, która zapewnia inne wymagania, np.: estetykę pomieszczeń, wysoką ognioodporność, wytrzymałość i odporność na uszkodzenia, paroizolacyjność itd.

Ponadto moduł nieprzezroczysty musi zapewniać wymagany opór akustyczny.

O izolacyjności cieplnej rozwiązania konstrukcyjnego połączenia modułów nieprzezroczystego z przezroczystym decydują:

- zamocowanie panelu po stronie zimnej oraz wymiary geometryczne i współczynnik przewodzenia ciepła λ zastosowanych materiałów,
- grubość i współczynnik przewodzenia ciepła λ materiałów płyty pośredniej,
- geometria styku pomiędzy modułami płyty wewnętrznej.

Nadmierna grubość modułu nieprzezroczystego tylko pozornie polepsza izolacyjność cieplną. W rzeczywistości powoduje obniżenie temperatury na wewnętrznych powierzchniach elementów metalowych tworząc obszary kondensacji pary wodnej.

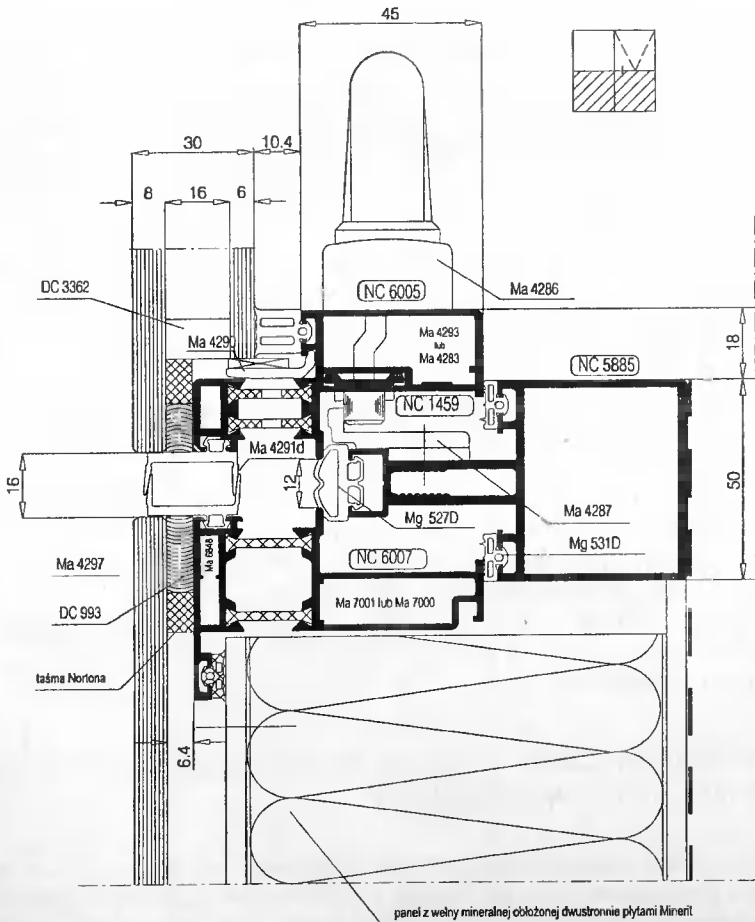
3. PODSTAWOWE CECHY FASADY STRUKTURALNEJ DECYDUJĄCE O JEJ IZOLACYJNOŚCI CIEPLNEJ

Profile fasady strukturalnej (z klasycznym układem uszczelek – rys. 2) o ramce lub skrzydełku mocowanym do szyby zimnej, z punktu widzenia ochrony cieplnej, wymagają zagniatanych poliamidowych przekładek termicznych, które wymuszają odległość pomiędzy częściami metalowymi około 18 mm. Wymaganie to jest sprzeczne z wymaganiami sztywności, które odległość tę ogranicza do maksimum 12 mm. Spełnienie wymagań izolacyjności cieplnej, przy 12 mm odległości między częściami metalowymi, wymaga przede wszystkim minimalizacji obciążeń cieplnych poprzez ograniczenie powierzchni odpowiedzialnych za wymianę ciepła z otoczeniem. Jednak ich wielkość zależy również od:

- wymagań estetycznych,
- trwałości elementów ograniczających powierzchnie zewnętrzne.

Dodatkowym elementem poprawiającym izolacyjność cieplną profili jest stosowanie ulepszonych materiałów: przekładek termicznych i uszczelek (o mniejszych współczynnikach przewodzenia ciepła λ). W przypadku właściwego rozmieszczenia uszczelek, procentowa poprawa ramowego współczynnika przenikania ciepła profili fasady strukturalnej na skutek stosowania ulepszonych materiałów jest znacznie większa niż w przypadku fasad słupowo-ryglowych.

Rozwiązania modułu nieprzezroczystego, jak i jego połączenia z modulem przezroczystym podlegają takim samym uwarunkowaniom jak w fasadzie słupowo-ryglowej.



Rys. 2. Przekrój fasady strukturalnej
 Fig. 2. Cross-section of structural façade

4. ELEMENTY DECYDUJĄCE O JAKOŚCI FASAD

W rozdziałach 2. i 3. artykułu omówiono warunki konieczne (choć nie zawsze dostateczne), jakim muszą odpowiadać elementy ściany osłonowej, aby ściana spełniała wymagania ochrony cieplnej budynków i nie naruszała wymogów narzucanych przez inne dyscypliny.

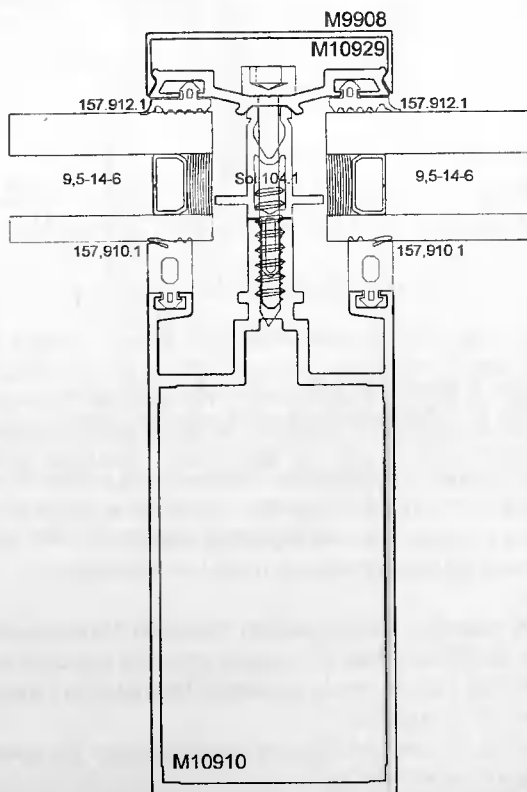
Konkurencja na polskim rynku powoduje, że coraz więcej firm reklamuje swoje wyroby jako spełniające kryteria izolacyjności cieplnej. Bardzo popularne jest porównywanie wartości liczbowych ramowych współczynników przenikania ciepła profili. Jest to moda importowana z Niemiec, gdzie dopiero od niedawna, w ramach przechodzenia z norm DIN na EN, zaczęto dostrzegać także mostki liniowe. Oczywiście na bazie dobrego profilu łatwiej jest skonstruować nowoczesną, zgodną z wymaganiami technicznymi fasadę.

Poprawianie jakości cieplnej ściany kurtynowej bez pogorszenia innych cech, np.: estetycznych, sztywnościowo-wytrzymałościowych, odporności ogniowej, trwałości i oporu akustycznego, wymaga stosowania do analizy podobszarów (analiza zagadnień lokalnych) zaawansowanych technik optymalizacyjnych. Stosowanie wyżej wymienionych technik musi ograniczać się tylko do poprawy izolacyjności cieplnej. Powyższe zmiany muszą być akceptowane przez konstruktora i inwestora, ponieważ zmniejszaniu wartości liczbowych współczynników przenikania ciepła towarzyszy zawsze wzrost ceny wykonania metra kwadratowego fasady.

Zależność współczynnika przenikania ciepła od cech materiałowych, cech geometrycznych i topologicznych jest na ogół silnie nieliniowa. Wyjątek stanowi liniowa zależność współczynnika przenikania ciepła ramy od współczynnika przewodzenia ciepła materiału przekładki termicznej. O nieliniowości decydują sprzężenia, które w trakcie zmiany poszczególnych cech mogą mieć różny charakter.

Najprostszymi metodami poprawy jakości cieplnej profili jest:

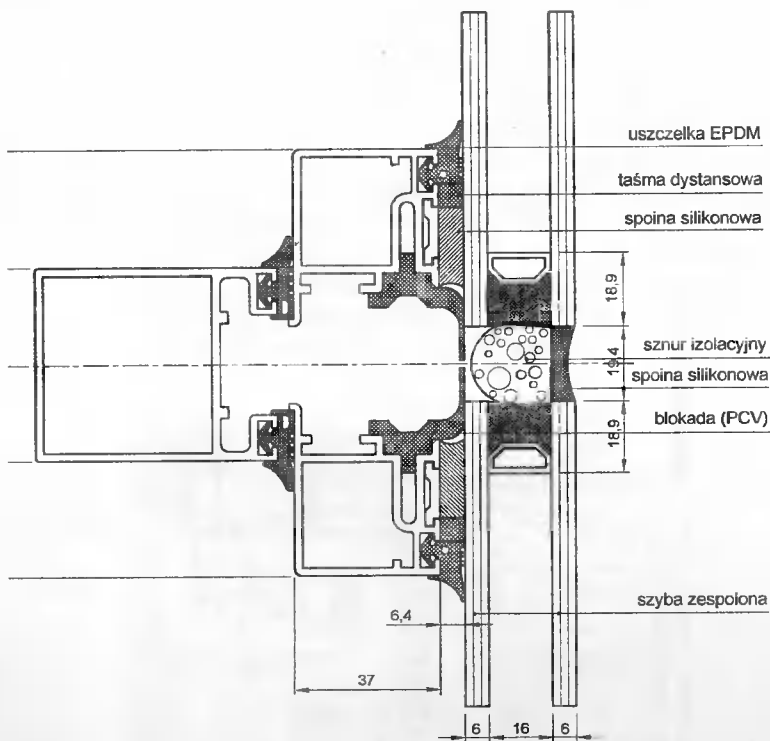
- w przypadku fasady słupowo-ryglowej podział komory powietrznej przegrodą zwaną „wąsami” (rys. 3),



Rys. 3. Przekrój fasady słupowo-ryglowej z podziałem komory powietrznej

Fig. 3. Cross-section of column and spandrel-beam façade with air chamber division

- w przypadku fasady strukturalnej mocowanie ramek i skrzydełek do szyby ciepłej (rys. 4).



Rys. 4. Przekrój przyklejanej fasady strukturalnej
Fig. 4. Cross-section of bonded structural façade

W pierwszym przypadku zmniejszenie współczynnika przenikania ciepła ramy w zależności od miejsca usytuowania przegrody zmienia się w granicach od 0% do 25%. Optymalne usytuowanie przegrody można zapewnić stosując:

- metodę przeszukiwania aproksymowanych minimów lokalnych,
- analizę wrażliwości,
- wielokrotną analizę (liczba przypadków analizy zależy od doświadczenia i szczęścia).

W drugim przypadku efekt zależy od: doboru grubości i jakości warstwy łączącej, właściwego doboru kształtu i usytuowania uszczelki. Poprawne wykonanie powyższych czynności można wspomóc metodami:

- optymalizacji topologii, np. remodelowania adaptacyjnego (w oparciu o równanie konstytuujące proces remodelowania),
- wieloparametrycznej analizy wrażliwości (zagadnienie silnie nieliniowe),
- metodą mieszaną (remodelowanie wspomagane analizą wrażliwości),
- wielokrotnej analizy.

Wymienione powyżej metody powinny się stosować w celu poprawy izolacyjności cieplnej modułu nieprzezroczystego oraz jego połączenia z modułem przezroczystym.

Dlatego projektowanie coraz lepszych pod względem izolacyjności cieplnej fasad wymaga stosowania interdyscyplinarnych systemów MES.

5. WNIOSKI

Do uzyskania cech lepszych, niż wymagane w polskich warunkach technicznych, nie wystarczy tylko doświadczenie, koniecznym staje się wspomaganie komputerowe na etapie projektowania. Wyniki wspomaganie są tym lepsze, im wcześniejsze etapy procesu projektowania ściany są nim objęte. Przykładowo, uzyskanie przez profile wartości współczynnika przenikania ciepła poniżej $1,5 \text{ W}/(\text{m}^2 \cdot \text{K})$ jest możliwe tylko wtedy, gdy o spełnieniu wymagań ochrony cieplnej zaczyna się myśleć już na etapie projektowania profili.

LITERATURA

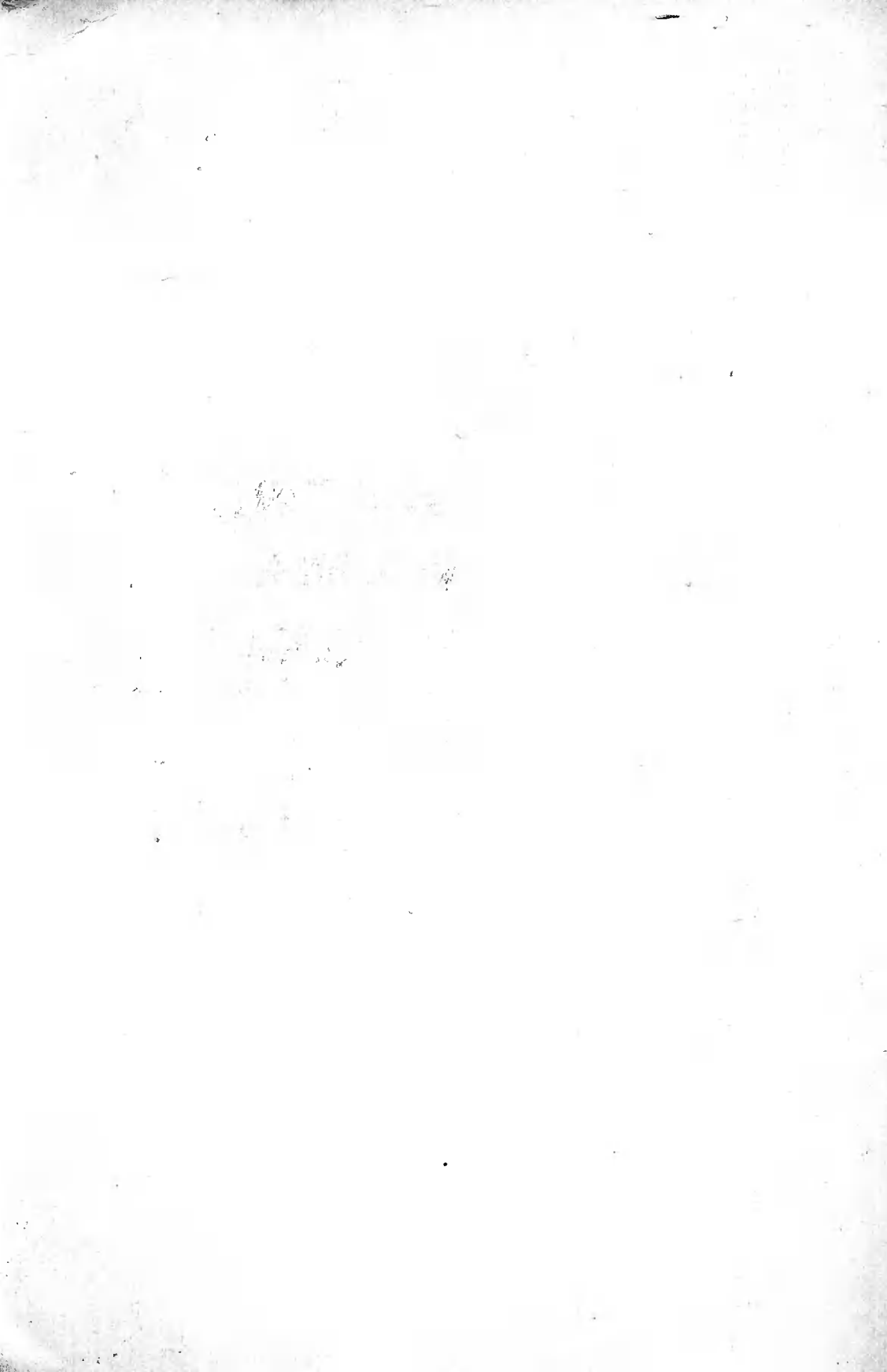
- [1] ANSYS/Professional Packet, the Program of Advanced Analysis Techniques. ANSYS. Inc. Canonsburg, USA.
- [2] Zacharski A.M., Zacharski A.Z., 2001. Wspomaganie komputerowe w projektowaniu ścian osłonowych z uwagi na wymagania ochrony cieplnej. Prace ITB.

CONSIDERATION ABOUT THERMAL INSULATION REQUIREMENTS DURING CURTAIN WALLING DESIGNING

Summary

Proper design of curtain walling with aluminium skeleton from the thermal insulation point of view is not easy. Up to date façades, very often, need some improvements in their original structure. The paper gives several fundamental remarks for a designer how to deal with curtain walling to be in harmony with thermal insulation requirements without conflicting: aesthetics, mechanical and fire resistance, durability and other restrictions.

Keywords: curtain walling, façade, thermal break



ANALIZA MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA METODY BADAŃ „PULL OFF” DO OCENY WYTRZYMAŁOŚCI BETONU NA ŚCISKANIE

Barbara Zajac¹, Julita Rojek², Maciej Dutkiewicz¹

¹Zakład Budownictwa Przemysłowego

²Zakład Konstrukcji Betonowych i Prefabrykacji
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska ATR
ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

W artykule przedstawiono wyniki badań wytrzymałości betonów klas B15-B50 na ściskanie, rozciąganie i odrywanie. Wykazano, że istnieje silny związek korelacyjny między wytrzymałością betonu na ściskanie i rozciąganie, badaną metodą półniszczącą („pull off”).

Słowa kluczowe: beton, „pull off”, nieniszcząca metoda badań, wytrzymałość na ściskanie, na rozciąganie i wytrzymałość na odrywanie

1. WPROWADZENIE

Metoda „pull off” jest to metoda badawcza, częściowo destrukcyjna, wykonywana „in situ”. Na przyklejony do podłoża metalowy krążek, za pośrednictwem siłownika hydraulicznego, jest automatycznie, ze stałą prędkością przekazywane obciążenie. Użytkowana wartość siły odrywającej stanowi miarę wytrzymałości na odrywanie badanego materiału [6, 10] lub też wytrzymałości na odrywanie danej warstwy podłoża [3, 7]. Metoda ta jest miarodajnym sposobem szybkiego określania charakterystyki wytrzymałościowej betonu w istniejących konstrukcjach [9], ze szczególnym uwzględnieniem warstw przypowierzchniowych, które często decydują o rzeczywistej trwałości obiektu.

Metoda „pull off” znalazła zastosowanie do:

- oceny wytrzymałości na rozciąganie warstw przypowierzchniowych konstrukcji betonowych,
- oceny wytrzymałości na rozciąganie podłoża betonowego (przed naprawą i po niej),
- kontroli przyczepności warstw naprawczych do remontowanych powierzchni betonowych,
- kontroli przyczepności warstw nawierzchniowych (zapraw, powłok ochronnych, impregnatów, warstw malarskich).

Szczególnie przydatne wydaje się wykorzystanie metody „pull off” do diagnozowania konstrukcji betonowych pod kątem wytrzymałościowym. Stosowany powszechnie sposób polega na wycinaniu betonowych próbek – odwiertów [2], przeznaczonych do badania wytrzymałości na ściskanie. Zastąpienie tego sposobu próbą odrywania

znacznie zmniejszy zakres lokalnej destrukcji betonu i przyspieszy jego ocenę jakości. W związku z tym analizowano możliwość wykorzystania wyników badania wytrzymałości betonu na rozciąganie „pull off” do oceny wytrzymałości na ściskanie poprzez zastosowanie odpowiedniej krzywej regresji [8].

W artykule przedstawiono wyniki badań siedmiu serii betonów, dotyczące wytrzymałości betonów na ściskanie (badanej na kostkach) oraz wytrzymałości na rozciąganie „pull off” i wytrzymałości betonu na rozciąganie (badanej metodą brazylijską). Ustalono zależności między tymi wielkościami i wykazano dość ścisłą korelację między nimi.

2. CHARAKTERYSTYKA BETONÓW I METODYKA BADAŃ

Badano [1, 4, 11] cztery serie betonów na kruszywie naturalnym i trzy serie na kruszywie mieszanym: naturalnym i łamanym (granitowym i bazaltowym), (tab. 1).

Tabela 1. Charakterystyka składu mieszanek betonowych
Table 1. Characteristics of concrete mixture composition

Lp.	Klasa betonu	Kruszywo				Cement		W/C
		punkt piaskowy [%]	rodzaj kruszywa	zawartość kruszywa [kg/m ³]		klasa cementu	zawartość [kg/m ³] rodzaj domieszki	
				naturalne	łamane			
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	B50	21	naturalne i bazaltowe	0÷8 mm 60% 1163	8÷16 mm 40% 775	42,5	450 Addiment	0,35
2	B45	27	naturalne i granitowe	0÷16 mm 52% 967	4÷16 mm 48,14% 897	42,5	395 ----	0,43
3	B37	29	naturalne i bazaltowe	0÷4 mm 58% 1210	4÷16 mm 42% 876	32,5	354 ----	0,45
4	B30	39	naturalne	1992	----	42,5	257 ----	0,58
5	B25	45	naturalne	1852	----	32,5	400 Lubet	0,43
6	B20	45	naturalne	1882	----	32,5	347 ----	0,51
7	B15	45	naturalne	2016	----	32,5	251 ----	0,63

Stosowane kruszywo różniło się punktem piaskowym. Wykonano betony odpowiadające klasie B15-B50. Cement portlandzki CEM I 42,5 stosowano do betonu B50, B45, B30, a do pozostałych betonów – CEM 32,5. Cementy pochodziły odpowiednio z cementowni „Lafarge” Kujawy i z cementowni „Nowiny”. Do betonu B50 stosowano domieszkę upłynniającą FM6 firmy ADDIMENT, a do betonu B25 – Lubet H-43a firmy LUBANTA. Konsystencja mieszanek betonowych była plastyczna, a jamistość wynosiła 1,84-1,4 %.

Wykonano badania następujących cech betonu:

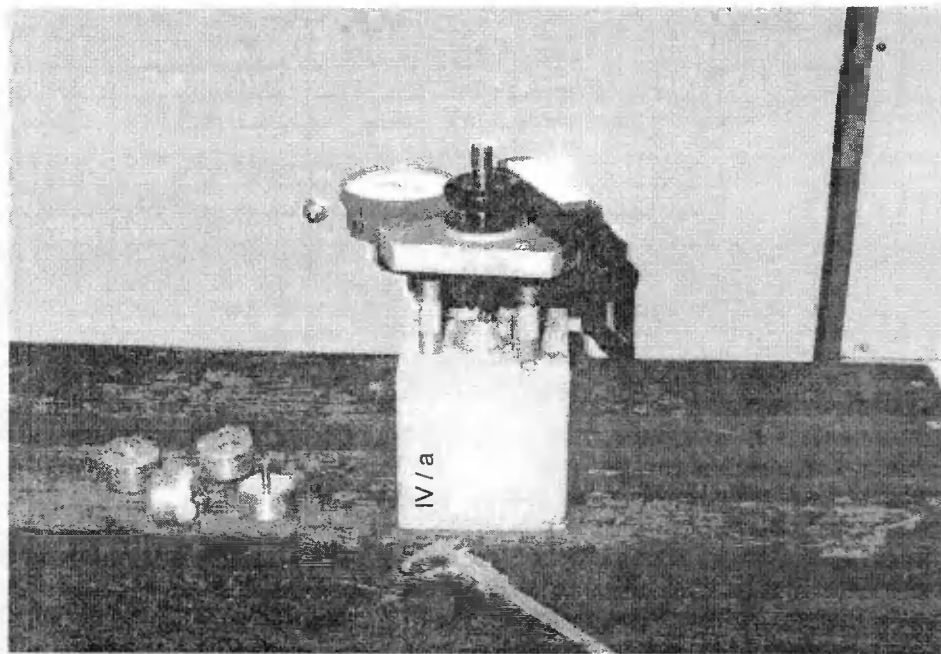
- wytrzymałości na ściskanie - f_c , cube, na kostkach $15 \times 15 \times 15$ cm,

- wytrzymałości na rozciąganie „pull off” - ftp, dla różnych głębokości podcięcia badanej powierzchni zewnętrznej, tj. 0, 1, 2, 3 cm,
- wytrzymałości na rozciąganie „pull off” - ftp, wewnątrz rozciętych próbek (dla głębokości podcięcia 2 cm),
- wytrzymałości na rozciąganie, badanej metodą brazylijską [5] - ft.

Badania wytrzymałości na rozciąganie wykonano na tych samych ciałach próbnych. Wytrzymałość „pull off” badano na kostkach $15 \times 15 \times 15$ cm, a wytrzymałość metodą brazylijską na kostkach $10 \times 10 \times 10$ cm, wyciętych z odpowiednich próbek po badaniu „pull off”.

Badanie wytrzymałości betonu na odrywanie wykonywano urządzeniem DYNA 15 firmy PROCEQ (rys. 1) poprzez odrywanie od badanej powierzchni stempli metalowych o średnicy 50 mm. Stemple przyklejano uprzednio do próbek betonowych za pomocą kleju z żywicy epoksydowej. Kostki betonowe, w miejscu przyklejania krążków, nacinano (na różną głębokość) wiertarką z koronką o średnicy wewnętrznej 50 mm, w celu przerwania ciągłości warstwy wierzchniej.

Miarą wytrzymałości betonu na odrywanie była siła i wytrzymałość na rozciąganie, odczytane na wskaźniku urządzenia w momencie oderwania stempla.



Rys. 1. Obraz wyrwanych próbek z betonu urządzeniem firmy PROCEQ

Fig. 1. Picture of samples pulled off concrete by means of PROCEQ device

3. WYNIKI BADAŃ I ICH ANALIZA

Wyniki badań zestawiono w tabeli 2 i zilustrowano graficznie na rysunkach 2-5.

Tabela 2. Zestawienie wyników badań
Table 2. Specification of test results

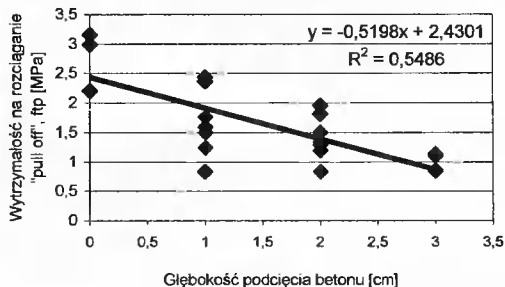
Lp.	Klasa betonu	$f_{c,cube}$ [MPa]	Wytrzymałość na rozciąganie [MPa]			f_{tp} [MPa] wewnątrz próbki	f_{tp}^{**} $f_{c,cube}$	f_{tm}^* $f_{c,cube}$	f_{tp}^{**} f_{tm}^*
			głębokość podcięcia [cm]	f_{tp}	f_t				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	B50	67,46	0	3,15	4,13	----	0,036	0,063	0,58
			1,0	2,46	4,33	----			
			2,0	1,81	4,26	2,72			
2	B45	56,80	0	2,99	3,45	----	0,042	0,060	0,69
			1,0	2,36	3,35	----			
			2,0	1,95	3,42	2,57			
3	B37	50,79	1,0	1,59	3,40	----	0,031	0,069	0,45
			2,0	1,50	3,60	2,26			
			3,0	1,13	----	----			
4	B30	36,02	0	2,20	2,16	----	0,049	0,064	0,76
			1,0	1,76	2,25	----			
			2,0	1,29	2,55	1,89			
5	B25	31,28	1,0	1,24	2,20	----	0,040	0,067	0,59
			2,0	1,19	2,00	1,85			
			3,0	0,84	----	----			
6	B20	27,55	1,0	1,50	2,1	----	0,055	0,073	0,75
			2,0	1,34	1,9	2,00			
			3,0	1,10	----	----			
7	B15	20,55	1,0	0,83	1,4	----	0,040	0,073	0,55
			2,0	0,83	1,6	1,63			
			3,0	0,85	----	----			
8	Wartości średnie dla głębokości podcięcia 1 cm						0,042	0,067	0,62

* f_{tm} – średnia wartość wytrzymałości na rozciąganie dla danej klasy betonu, badana metodą brazylijską.

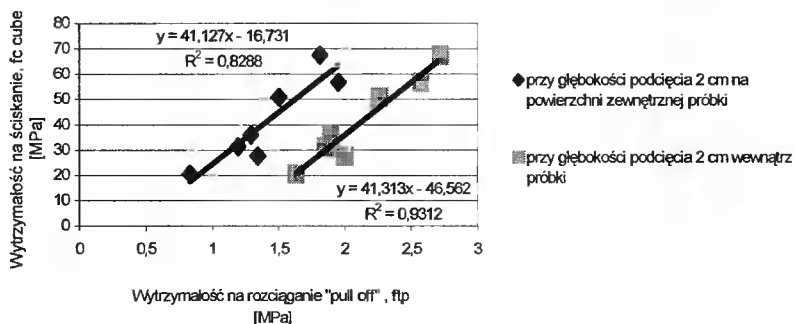
** wyniki dla wartości f_{tp} , odpowiadającej głębokości bliskiej granicy efektu ściany, tj. połowie średnicy maksymalnego ziarna kruszywa.

Wytrzymałość betonu na odrywanie maleje wraz z głębokością częściowego podcięcia badanego betonu (rys. 2). Najwyższą wytrzymałość stwierdzono w przypadku braku podcięcia powierzchni próbki betonowej. Największy spadek wytrzymałości wystąpił w zakresie głębokości podcięcia 0 do 1 cm. Spadek wytrzymałości na odrywanie, wraz z głębokością podcięcia powierzchni, jest prawdopodobnie spowodowany samym procesem podcinania, podczas którego w miarę wzrostu głębokości podcięcia powstają mikropeknięcia betonu, obniżające wytrzymałość betonu na rozciąganie „pull off”.

Porównanie wyników badań wytrzymałości betonu na odrywanie na powierzchni zewnętrznej i na powierzchni środkowej rozciętej próbki (tab. 2, kol. 5 i 7) wskazuje, że wytrzymałość wewnątrz betonu jest około 50% większa niż na zewnątrz próbki betonowej (rys. 3). Wewnątrz próbki proces hydratacji jest intensywniejszy i struktura betonu jest bardziej jednorodna niż na powierzchni zewnętrznej, na której występuje efekt ściany, powodujący porowatość betonu na skutek nierównomiernego otulenia ziaren kruszywa, znajdujących się w sąsiedztwie ściany formy.

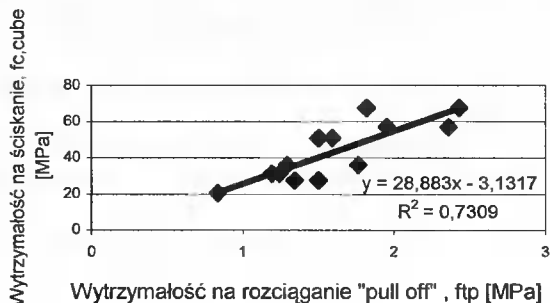


Rys. 2. Zależność między wytrzymałością na rozciąganie „pull off” i głębokością podcięcia betonu
 Fig. 2. Dependency between “pull off” tensile strength and concrete undercut depth



Rys. 3. Zależność między wytrzymałością na ściskanie i wytrzymałością na rozciąganie „pull off”, badaną na zewnątrz i wewnątrz próbek betonowych
 Fig. 3. Dependency between compression strength and “pull off” tensile strength, tested inside and outside concrete samples

Na rysunku 4 przedstawiono zależność między wytrzymałością na ściskanie i rozciąganie „pull off” dla głębokości podcięcia 1 i 2 cm.

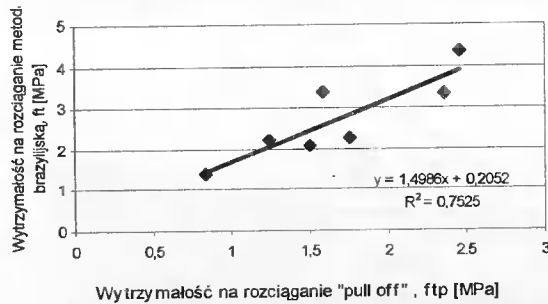


Rys. 4. Zależność między wytrzymałością kostkową na ściskanie i wytrzymałością na rozciąganie „pull off” dla głębokości podcięcia 1 i 2 cm
 Fig. 4. Dependency between cube strength and “pull off” tensile strength for undercut of 1 and 2 cm

Odrzucono skrajne wyniki odpowiadające warstwie przypowierzchniowej i najbardziej oddalonej, aby wyeliminować wpływ efektu ściany i destrukcji betonu, spowodowanej podcięciem. Istnieje dość ścisła korelacja między wytrzymałością betonu na rozciąganie „pull off” i wytrzymałością betonu na ściskanie. Zależność korelacyjna między wynikami badań ma charakter liniowy.

Wytrzymałość betonu na odrywanie (dla głębokości podcięcia 1 cm) stanowi 3-5,5% (średnio 4,2%) wytrzymałości betonu na ściskanie. W badaniach [8] dla betonów o $W/C = 0,35 \div 0,55$ wartość ta była nieco wyższa i wynosiła 5,4-6,6%.

Wytrzymałość betonu na rozciąganie, badana metodą brazylijską, stanowi 6-7,3% wytrzymałości betonu na ściskanie i jest o około 60% wyższa od wytrzymałości betonu na rozciąganie „pull off” (tab. 2, kol. 9 i 10). Zależność między wytrzymałością na rozciąganie badaną metodą „pull off” i metodą brazylijską ma charakter liniowy (rys. 5).



Rys. 5. Zależność między wytrzymałością na rozciąganie „pull off” i wytrzymałością badaną metodą brazylijską

Fig. 5. Dependency between “pull off” tensile strength and strength tested with Brazilian method

4. WNIOSKI

- Na podstawie otrzymanych wyników badań i ich analizy stwierdza się, że:
- istnieje silny związek korelacyjny między wytrzymałością betonu na rozciąganie „pull off” i wytrzymałością kostkową betonu na ściskanie,
 - w celu określenia krzywej skalowania, pozwalającej na ustalanie wytrzymałości betonu na ściskanie na podstawie pomiaru wytrzymałości na rozciąganie „pull off”, badania należy rozszerzyć o betony w różnym wieku oraz w różnym stanie wilgotności dla większej liczby klas betonów,
 - miarodajna krzywa regresji umożliwiłaby wykorzystanie półniszczącej metody „pull off” do określania wytrzymałości betonu na ściskanie w konstrukcji, bez konieczności wycinania próbek;
 - badania metodą „pull off” są proste, lecz wymagają wielu powtórzeń ze względu na znaczny rozrzut wyników badań.

LITERATURA

- [1] Biernacka E., 1999. Betony średniej wytrzymałości - badanie wpływu głębokości podcięcia betonu na wytrzymałość na odrywanie oraz zależności między tą wytrzymałością i wytrzymałością betonu na ściskanie. Praca magisterska, ATR w Bydgoszczy.

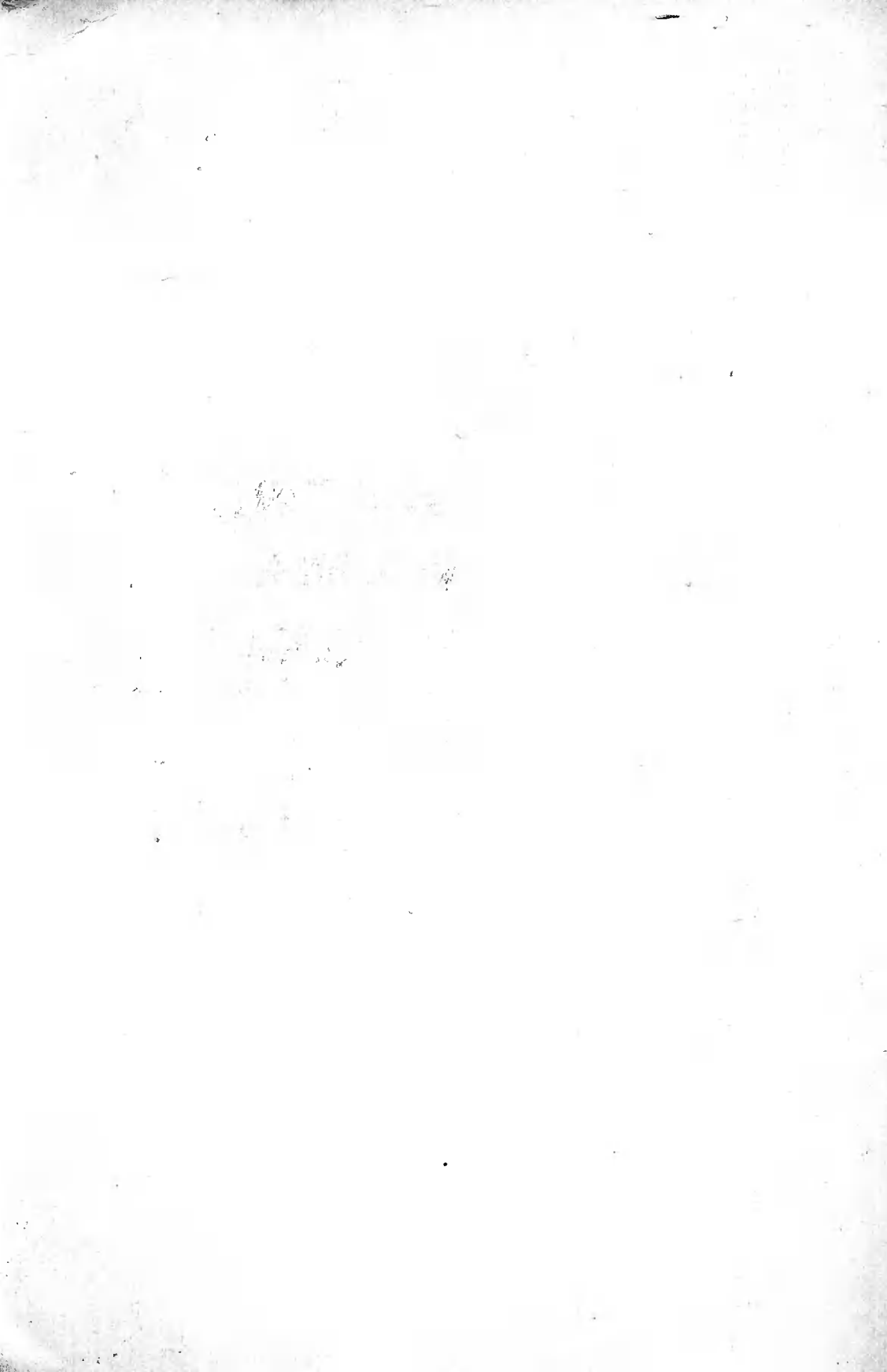
- [2] Brunarski L., 1999. Ocena wytrzymałości betonu w konstrukcji. Prace ITB 2-3.
- [3] Cleland D.J., Long E.A., 1997. The "pull off" test for concrete patch repairs. Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings v. 122, n. 4 Nov., 451-460.
- [4] Fidos W., 1999. Betony niskiej wytrzymałości - badanie wpływu głębokości podcięcia betonu na wytrzymałość na odrywanie oraz zależności między tą wytrzymałością i wytrzymałością betonu na ściskanie. Praca magisterska, ATR w Bydgoszczy.
- [5] Instrukcja nr 194, 1998. Badanie cech mechanicznych betonu na próbkach wykonywanych w formach. ITB Warszawa.
- [6] Jasiczak J., Bromber T., 1998. Badania przyczepności powłok "Polymert" do podłoży betonowych w obiektach oczyszczania ścieków. II Symp. Nauk.-Tech. „Współczesne technologie betonu w budowie oczyszczalni ścieków”. Poznań.
- [7] Kodleck V., Modry S., 1991. Methods of the assessment of the quality of layers of concrete. Acta Polytechnika.
- [8] Long A.E., Murray A.C., 1984. The "pull off" partially destructive test for concrete. American Concrete Institute - ACI Detroit/Mich. Symposium on In Situ Nondestructive Testing of Concrete, Canada, Ottawa, 327-350.
- [9] Maczko A., Wysokowski A., 1996. Współczesne metody oceny jakości betonu w budownictwie komunikacyjnym. Inżynieria i Budownictwo 9.
- [10] Mc Leish A., 1993. Standard tests for repair materials and coatings for concrete. Pull off tests. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA).
- [11] Mielcarek J., 2000. Badanie zależności między wytrzymałością betonu na ściskanie, rozciąganie i odrywanie. Praca magisterska, ATR w Bydgoszczy.

ANALYSIS OF THE POSSIBILITY OF USE OF “PULL OFF” METHOD FOR ESTIMATION OF CONCRETE COMPRESSION STRENGTH

Summary

This paper presents the results of compression, tensile and peel strength testing of concrete of grade B15 through B50. A strong correlation between compression and tensile strength of concrete tested with “pull off” method was proved.

Keywords: concrete, “pull off”, nondestructive testing method, compressive strength, tensile and peel strength



PRZEŁOM W TECHNOLOGII WYTWARZANIA
I STOSOWANIA AUTOKLAWIZOWANEGO
BETONU KOMÓRKOWEGO W POLSCE
NA PRZYKŁADZIE SOLBETU¹

Genowefa Zapotoczna-Sytek

Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Przemysłu Betonów „CEBET“
ul. Marywilska 42b, 03-042 Warszawa

W artykule przedstawiono inspiracje i skutki przełomu w technologii wytwarzania i stosowania autoklawizowanego betonu komórkowego w Polsce. Omówiono produkowane wyroby o najwyższym poziomie technicznym. Przedstawiono wyniki badań wyrobów nowej generacji.

Słowa kluczowe: beton komórkowy, krojenie, izolacyjność cieplna, wymiary, badania

1. WPROWADZENIE

Autoklawizowany beton komórkowy – symbol międzynarodowy AAC (od Autoclaved Aerated Concrete) – stosowany jest w polskim budownictwie już 50 lat. Na świecie ponad 70 lat.

Właściwości tego materiału, a głównie:

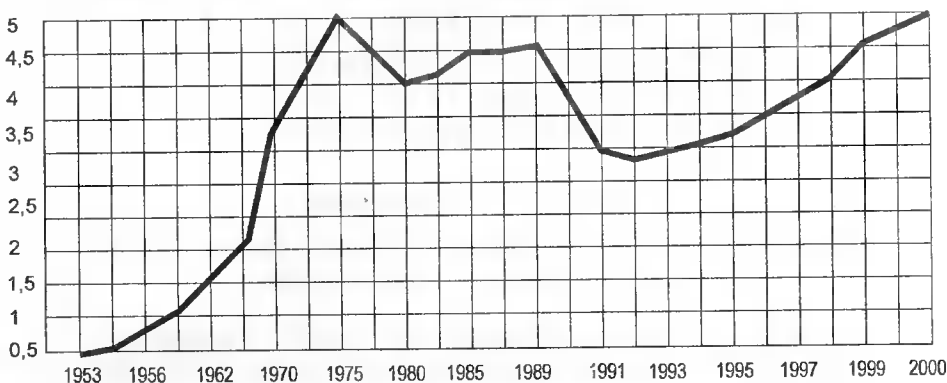
- lekkość,
- wysoka izolacyjność cieplna,
- korzystna wytrzymałość,
- ognioodporność,
- zdrowotność,

spowodowały, że od uruchomienia pierwszych wytwórni na świecie i w Polsce rozpoczął się dynamiczny rozwój przemysłu betonu komórkowego (rys. 1).

W Polsce był on oparty na początku o rozwiązania zagraniczne, a później własne, wynikające z prowadzonych na dużą skalę prac badawczych. Staliśmy się również eksporterem fabryk betonu komórkowego – sprzedaliśmy 36 kompletnych fabryk do różnych krajów świata [21]. Pierwsze wytwórnie wytwarzały głównie elementy drobnowymiarowe. W kolejnych wykonywano coraz szerszy asortyment – od elementów drobnowymiarowych, poprzez elementy zbrojone średniowymiarowe (dyle ścienne i płyty

¹ Firma SOLBET Spółka z o.o. – rok założenia 1954, z siedzibą w Solcu Kujawskim przy ul. To-
ruńskiej 71. Legitymuje się Certyfikatem Jakości ISO 9001.

dachowe o długości do 3 m), aż do wielkowymiarowych do 6 m długości, tj. dyli ściennych i stropodachowych oraz scalonych z dyli płyt ściennych zewnętrznych, kompletnie wykończonych, z konfekcjonowaną stolarką. Elementy zbrojone nie stanowiły jednak w Polsce znaczącej produkcji. Brak było zainteresowania budownictwa tym asortymentem - w wyniku czego produkcja ta została zminimalizowana.



Rys. 1. Rozwój produkcji betonu komórkowego w Polsce (w mln metrów sześciennych)
Fig. 1. Development of AAC production in Poland (in millions cu m)

Do grupy pierwszych wytwórni betonu komórkowego w Polsce należała wytwórnia w Solcu Kujawskim – rok założenia 1954 (obecnie SOLBET), o zdolności produkcyjnej około 200 tys. m³ rocznie. Wytwórnia w Solcu produkowała na początku elementy drobnowymiarowe, a później – w wyniku modernizacji – podjęła również produkcję elementów zbrojonych. Produkcji tej zaprzestała z uwagi na brak zainteresowania rynku.

Maksymalną wielkość produkcji – 5 mln m³ – przemysł betonów komórkowych osiągnął w roku 1975.

W następnych latach rozpoczął się pewien spadek w produkcji betonu komórkowego, spowodowany wyraźnymi tendencjami spadkowymi we wszystkich rodzajach budownictwa. Należy jednak odnotować fakt, że w produkcji betonu komórkowego, przeznaczonego z reguły dla budownictwa indywidualnego i generalnie tradycyjnych metod wykonawstwa, spadek ten był niższy niż w produkcji innych materiałów i wyrobów dla budownictwa.

Mimo spadkowej tendencji w budownictwie i przemyśle materiałów budowlanych zaplecze badawczo-projektowe nie przerwało badań i prac rozwojowych zarówno w zakresie asortymentu, technologii, jak i wyposażenia w maszyny [21]. Część z tych rozwiązań została wprowadzona podczas modernizacji zakładów.

W efekcie uzyskano dość wyraźną poprawę jakości wyrobów (lekkie odmiany, ciepłe zaprawy do łączenia elementów i poprawa tolerancji wymiarowych), co przy umiarkowanych cenach pozwoliło na zachowanie konkurencyjności betonu komórkowego na przeksztalającym się rynku materiałów ściennych.

Spadek produkcji betonu komórkowego został zahamowany w latach 1993-1994. Warto podkreślić, że w roku 1993 w Polsce wyprodukowano łącznie 5,6 mln m³ betonu, w tym 3,3 mln m³ to beton komórkowy. Od roku 1994 rozpoczął się znaczący wzrost produkcji betonu komórkowego. W roku 2000 produkcja osiągnęła poziom około 4,8 mln m³ i Polska pod względem wielkości produkcji wysunęła się na pierwsze miejsce w Europie przed Niemcami i Anglią.

2. WYZWANIE DLA PRODUCENTÓW BETONU KOMÓRKOWEGO

Wyzwaniem dla polskich producentów do dalszego unowocześnienia produkcji wyrobów z betonu komórkowego były:

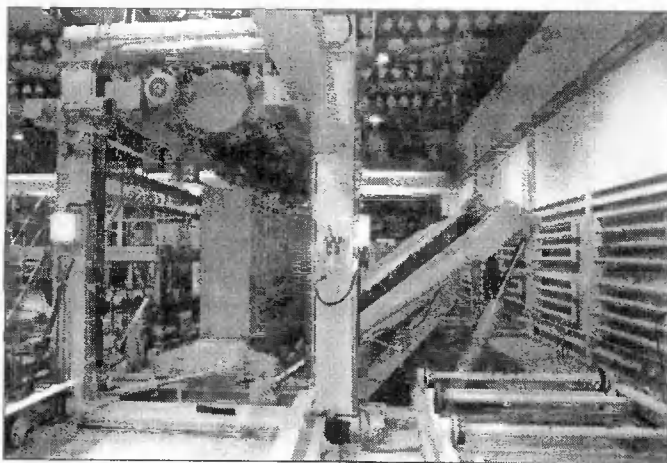
- zmiana - zaostrezenie w ostatnich latach wymogów ochrony cieplnej budynków i nowe podejście do obliczeń cieplnych,
- wprowadzanie nowych technik łączenia murów zaprawami klejowymi na cienkie spoiny (o grubości 1-3 mm),
- zwiększenie konkurencyjności w kraju na rynku materiałów budowlanych.

2.1. UNOWOCZEŚNIENIE PRODUKCJI

Wprowadzając nową generację elementów z betonu komórkowego producenci mogli sprostać wymogom stawianym przez postęp cywilizacyjny i zapotrzebowanie rynku. Było to możliwe dzięki [8, 20]:

- przeprowadzonej w ostatnim okresie modernizacji, obejmującej głównie węzeł krojenia masy – mający decydujący wpływ na dokładność wymiarów oraz cechy zewnętrzne wyrobów – a także automatyzacji i komputeryzacji procesów przygotowania i dozowania składników (młynownia i dozownia),
- modernizacji węzła rozładunku wyrobów i wprowadzaniu paletyzacji i pakietyzacji wyrobów, co poprawia kulturę techniczną, niezbędną przy magazynowaniu i transporcie wyrobów z betonu komórkowego.

Zmiana profilu produkcji polskich wytwórni betonów komórkowych przedstawiona jest na przykładzie SOLBETU. Wytwórni zawsze otwartej na postęp techniczny, wyróżniającej się wdrażaniem nowych rozwiązań zarówno własnych, jak również opracowywanych przez zaplecze badawcze przemysłu, i poszerzaniem asortymentu produkowanych wyrobów. Ostatnie osiągnięcie SOLBETU to nowa linia wytwarzania betonu komórkowego z nowoczesnym węzłem krojenia masy betonowej (rys. 2), opracowanym i wykonanym przez własnych specjalistów, który stanowi przełom w technologii wytwarzania betonu komórkowego.

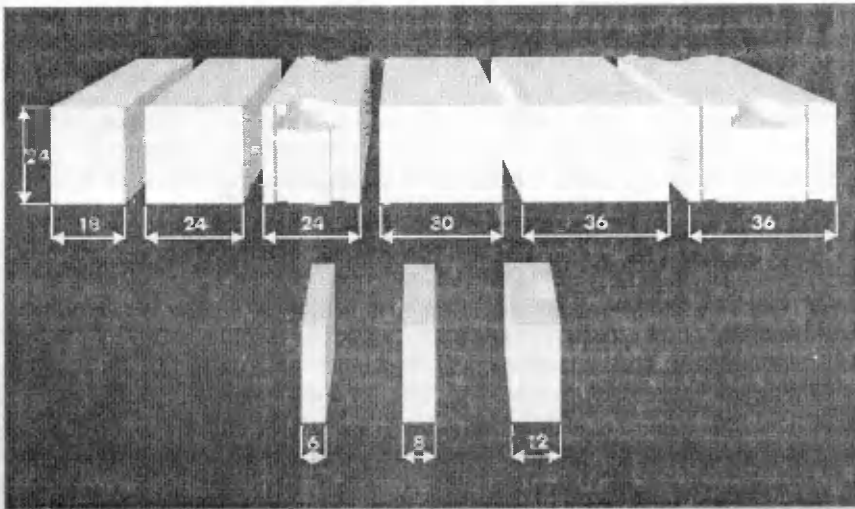


Rys. 2. Nowoczesny węzeł krojenia masy betonowej w wytwórni SOLBET
Fig. 2. Modern installation for cutting green AAC in SOLBET plant

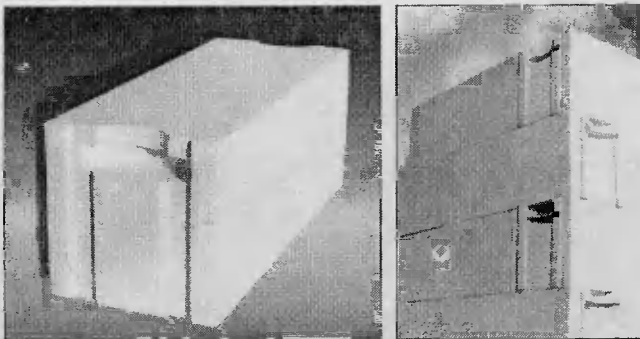
Precyzja krojenia w tym węźle daje bardzo małe odchyłki wymiarowe w wyrobach (od 0 do $\pm 1,5$ mm).

2.2. ASORTYMENT WYROBÓW

Dzięki nowemu węźlowi krojenia masy SOLBET produkuje szeroki asortyment wyrobów (rys. 3), z których wśród rodziny elementów drobnowymiarowych [10] – bloczki profilowane na pióro i wpust z uchwytem montażowym stanowią wyrób o najwyższym poziomie technicznym, najlepiej spełniającym oczekiwania i potrzeby inwestorów realizujących obiekty budowlane. SOLBET jest pierwszym wśród krajowych producentów, który podjął produkcję tych bloczków i wprowadził je na rynek (rys. 4).



Rys. 3. Przykładowy asortyment elementów ściennych produkowanych przez SOLBET
Fig. 3. Chosen assortment of AAC wall elements produced in SOLBET plant



Rys. 4. Bloczek na pióro i wpust z uchwytem montażowym oraz fragment ściany wykonanej z tych bloczków

Fig. 4. AAC block with tongue and groove connection and assembly handgrip as well as wall made of such blocks

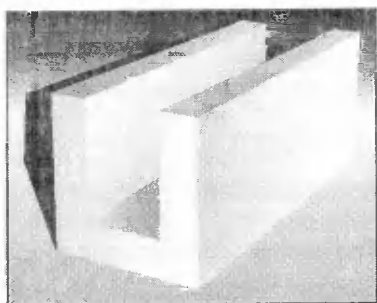
Dzięki profilowanej powierzchni czołowej na pióro i wpust, spoiny pionowej nie trzeba wypełniać zaprawą. Wyfrezowane w bloczkach uchwyty montażowe znacznie ułatwiają przenoszenie i układanie elementów w murze. Uchwyt montażowy jest ukształtowany ergonomicznie, zapobiega przygniataaniu palców podczas układania bloczków.

Stosownie do zapotrzebowania rynku wykonuje się również elementy na pióro i wpust bez uchwyty montażowych, jak również elementy gładkie.

Duża dokładność wymiarowa elementów (od 0 do $\pm 1,5$ mm^{*}) uzyskiwana w nowym węźle krojenia pozwala na łączenie elementów w murze za pomocą zapraw klejowych [23] i stosowanie cienkich spoin (grubości 1-3 mm). Ściana wówczas jest jednorodna termicznie, co zostało potwierdzone badaniami termowizyjnymi.

Stosując bloczki SOLBET nowej generacji skraca się czas wznoszenia murów oraz zmniejsza zużycie materiałów do łączenia elementów (szczególnie w przypadku bloczków na pióro i wpust) i wykańczania ścian. W pracach tynkarskich bowiem duża gładkość powierzchni bloczków pozwala na stosowanie pocienionych tynków.

Oprócz rodziny elementów drobnowymiarowych według typów podawanych w normie PN-97/B-19301 [10], SOLBET produkuje inne na życzenie klienta na podstawie dokumentacji technicznej. Ponadto produkowane są różne elementy uzupełniające, stosownie do potrzeb rynku. Są to głównie elementy korytkowe w kształcie litery U (rys. 5) do wykonywania na budowie nadproży okiennych i drzwiowych w ścianach zewnętrznych i wewnętrznych oraz wieńców i słupów żelbetowych.



Rys. 5. Element obudowy nadproży
Fig. 5. AAC lintel unit

Wymiary elementów
(cm)

24 × 24 × 59 (49)

30 × 24 × 59 (49)

36 × 24 × 59 (49)

42 × 24 × 59 (49)

W przypadku wykonywania nadproży w ścianach zewnętrznych, kształtki U należy dodatkowo ocieplić od strony zewnętrznej budynku warstwą styropianu lub wełny mineralnej, włożyć zbrojenie i zalać betonem. Zbrojenie i beton należy wykonać według dokumentacji konstrukcyjnej budynku.

SOLBET produkuje beton komórkowy w czterech odmianach 400; 500; 600; 700. Właściwości betonu komórkowego spełniają wymagania normy PN-89/B-06258 [9]. Podstawowe właściwości betonu komórkowego według powyższej normy podano w tabeli 1.

* jest więc korzystniejsza aniżeli sprecyzowana w normie PN-97/B-19301 dla rodzaju D [10]. Wprowadzenie zmiany Az1 do normy PN-97/B-19301 jest w trakcie postępowania normalizacyjnego. Zmiana polegać będzie na zaostrzeniu dopuszczalnej odchyłki wymiarów na wysokości w wyrobach z rodzaju D z ± 2 mm na $\pm 1,5$ mm.

Tabela 1. Podstawowe właściwości betonu komórkowego
Table 1. Basic parameters of AAC

1	Odmiana – symbol liczbowy określający klasyfikację gęstości objętościowej	400	500	600	700
	Gęstość objętościowa w stanie suchym (kg/m^3)	351-450	451-550	551-650	651-750
2	Marka – symbol liczbowy określający klasyfikację wytrzymałości na ściskanie	1,5; 2,0; 3,0	2,0; 3,0; 4,0	3,0; 4,0; 5,0; 6,0	5,0; 6,0; 7,0
	Średnia wytrzymałość na ściskanie w stanie suchym (MPa)	1,5; 2,0; 3,0	2,0; 3,0; 4,0	3,0; 4,0; 5,0; 6,0	5,0; 6,0; 7,0
3	Wartość deklarowana współczynnika przewodzenia ciepła λ_{D23} ** (W/m·K) wg projektu zmiany Az1 do normy PN-89/B-06258	dla $\rho_s^* = 400$ – 0,120	dla $\rho_s^* = 500$ – 0,140	dla $\rho_s^* = 600$ – 0,160	dla $\rho_s^* = 700$ – 0,185
		dla $\rho_s^* = 450$ – 0,130	dla $\rho_s^* = 550$ – 0,150	dla $\rho_s^* = 650$ – 0,170	dla $\rho_s^* = 750$ – 0,200

* średnia gęstość w stanie suchym

** deklarowana wartość współczynnika przewodzenia ciepła λ_{D23} , uzyskiwana z pomiaru według metody podanej w PN-ISO 8302:1999 [14] lub PN-ISO 8301:1998 [11], w stanie suchym przy średniej temperaturze próbki 23°C, jest wartością, na podstawie której określa się obliczeniową wartość współczynnika przewodzenia ciepła wykorzystywaną do projektowania i uwzględniającą warunki eksploatacji betonu komórkowego (na ogół przyjmuje się średnią temperaturę równą 10°C i wilgotność odpowiadającą równowadze termodynamicznej z powietrzem o temperaturze 23°C i wilgotności względnej 80%).

Obliczeniową wartość współczynnika przewodzenia ciepła uzyskuje się, poddając wartość λ_{D23} , zgodnie z normą PN-ISO 10456:1999 [13], konwersji ze względu na temperaturę (z 23°C do 10°C), a następnie konwersji ze względu na wilgotność (od stanu suchego do wilgotności odpowiadającej równowadze termodynamicznej z powietrzem o temperaturze 23°C i wilgotności względnej 80%).

Dzięki bardzo korzystnym właściwościom cieplnym, z bloczków SOLBET wykonuje się bez ocieplenia jednowarstwowe (jednorodne) ściany zewnętrzne (grubość muru = grubości 1 bloczka SOLBET), odpowiadające wymaganiom ochrony cieplnej budynków. W zależności od odmiany i marki betonu bloczków SOLBET są to ściany konstrukcyjne (nośne i samonośne) oraz osłonowe (wypełniające w konstrukcjach szkieletowych).

Współczynnik przenikania ciepła U ścian zewnętrznych jest zdecydowanie niższy od wartości wymaganej dla ścian jednorodnych, tj. 0,50 W/m²·K (jego wielkość zależy od stosowanej odmiany betonu i grubości ściany). Na przykład – dla ściany jednorodnej o grubości 36 cm z odmiany 400 i deklarowanej (potwierdzonej w badaniach certyfikacyjnych) wartości $\lambda = 0,11$ W/m·K, współczynnik przenikania ciepła U wynosi poniżej 0,3 W/m²·K. Ściany jednorodne, w których elementy połączone są zaprawą klejową na cienkie spoiny (1-3 mm) lub zaprawą ciepłochronną np. Termor, nie mają mostków zimna.

Dodać należy, że ściany jednowarstwowe (jednorodne) mają przewagę nad ścianami warstwowymi, gdyż są prostsze, łatwe i szybkie w wykonaniu, a przy ich wznoszeniu nie popełnia się błędów, które występują przy wykonywaniu ścian warstwowych [23].

2.3. NAPRZECIW ŻYCZENIOM KLIENTA

Niezależnie od oferowanego asortymentu wyrobów z betonu komórkowego SOLBET przyjął zasadę zabezpieczenia klientom maksymalnie dużej gamy materiałów i wyrobów potrzebnych do realizacji obiektów budowlanych. W ofercie znajdują się:

- materiały do łączenia elementów takie jak:
 - własna zaprawa murarska do cienkich spoin w postaci suchej mieszanki składników; służy ona do łączenia elementów betonu komórkowego, silikatów, wyrobów ceramicznych [1],
 - ciepłochronna zaprawa murarska Termor, również w postaci suchej mieszanki, służąca do murowania ścian z elementów z autoklawizowanego betonu komórkowego oraz innych materiałów o zbliżonej przewodności cieplnej [5], wskazane jest stosowanie Termoru do łączenia elementów o mniejszej dokładności wymiarowej;
- zestaw narzędzi do budowy domów z betonu komórkowego;
- materiały do klejenia płytek ceramicznych [2], ponadto – zaprawa klejowa do glazury o zwiększonej elastyczności oraz do klejenia płytek ceramicznych i terakoty w systemie ogrzewania podłogowego [12]; zaprawę tę można stosować również wewnątrz i na zewnątrz budynku, na ścianach, podłogach, tarasach, balkonach;
- materiały do prac wykończeniowych – mineralne kolorowe masy tynkarskie;
- całkowite wyposażenie łazienek;
- stropy gęstożebrowe Teriva I, II, III, I BIS (beleczyki – mogą być wykonane według indywidualnych zamówień, pustaki).

Propozycje skierowane są również do osób remontujących lub rozbudowujących dom, np.:

- zaprawa klejowa do ociepleń [4],
- zestaw wyrobów do wykonywania ociepleń budynków systemem SOLBET (ze styropianem) AT-15-4682/00 [3].

Ponadto specjaliści z SOLBETU służą doradztwem technicznym dotyczącym doboru materiału, projektowania obiektów i sposobu budowy domów. Klienci otrzymują publikacje techniczne i reklamowe.

Możliwe jest również – na życzenie klienta – zabezpieczenie brygady do wykonania obiektu.

3. BADANIA NOWEJ GENERACJI WYROBÓW

Zespół badawczy wspólnie z wytwórniami betonów komórkowych, w tym i SOLBETU, przy współpracy z Instytutem Techniki Budowlanej podjął działania, w efekcie których można mówić o nowych możliwościach stosowania elementów z betonu komórkowego. Ich efektem było również przeprowadzenie badań, dzięki którym określono aktualne właściwości elementów z betonu komórkowego w świetle wymagań stawianych w nowo wprowadzanych normach dotyczących m.in. właściwości wytrzymałościowych, właściwości cieplnych, akustyki, ognioodporności.

3.1. WYTRZYMAŁOŚĆ

Postęp w dziedzinie wytwarzania i stosowania wyrobów z betonu komórkowego z krajowych wytwórni spowodował korzystne zmiany w projektowaniu konstrukcji murew.

Badania wytrzymałościowe – przeprowadzone dla murów z betonu komórkowego o różnej gęstości objętościowej i wytrzymałości na ściskanie, z użyciem nie tylko najnowszych technik łączenia elementów w murze zaprawą na cienkie spoiny (1-3 mm), ale i łączonych zaprawą ciepłochronną Termor oraz tradycyjną zaprawą cementowo-

-wapienną – wykazały zasadność podwyższenia (średnio o około 60%) wartości wytrzymałości charakterystycznych na ściskanie murów z bloczków z betonu komórkowego łączonych na zwykłe spoiny (zaprawami zwykłymi i lekkimi) w normie PN-87/B-03002. Konstrukcje murowe. Obliczenia statyczne i projektowanie [15]. Dokonano tego zmianą Az1 w załączniku 6. do tej normy.

Uzyskane wyniki zostały wykorzystane również przy opracowywaniu przez Normalizacyjną Komisję Problemową nr 252 nowelizacji normy PN-87/B-03002, ustanowionej przez Polski Komitet Normalizacyjny uchwałą nr 29/90-o z dnia 15 lipca 1999 r. jako norma PN-99/B-03002. Konstrukcje murowe niezbrojone – Projektowanie i obliczanie [15].

Należy podkreślić, że w normie PN-99/B-03002 [15] wprowadzono również zasady projektowania murów z betonu komórkowego wykonywanych na cienkie spoiny (czego nie było w PN-87/B-03002).

Znowelizowane wartości wytrzymałości charakterystycznych muru na ściskanie f_k podane w normie PN-99/B-03002 bliskie są analogicznym wartościom podawanym w normach zachodnioeuropejskich i obliczanych wg zasad przyjętych w Eurokodzie 6. Dowodzi to, że produkcja krajowych bloczków z autoklawizowanego betonu komórkowego stoi na poziomie europejskim.

Nowa norma PN-99/B-03002 [15] zwiększa zakres stosowania elementów z betonu komórkowego w konstrukcjach murowych przez możliwość projektowania budynków o większej niż dotychczas liczbie kondygnacji – 5 i więcej (liczba kondygnacji jest zależna od przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych) oraz zastosowanie nowoczesnych technik wykonania murów.

3.2. IZOLACYJNOŚĆ CIEPLNA

Po wprowadzeniu do zbioru polskich norm bardziej dokładnych metod badań współczynnika λ , zalecanych w normach międzynarodowych i europejskich PN-ISO 8302:1999 [14], wprowadzono je do praktyki badawczej.

W życie weszły również inne akty prawne, inaczej niż dotychczas traktujące zagadnienia izolacyjności cieplnej. Ustanowione zostały normy:

- PN-EN ISO 6946:1999. Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania [16]. Według niej, współczynnik przenikania ciepła U dla wyrobów od anonimowego producenta należy obliczać, przyjmując wartości obliczeniowe współczynnika λ materiałów budowlanych według załącznika krajowego NC tej normy i modyfikując wynik – w miarę potrzeby – zgodnie z załącznikami krajowymi NA lub NB.
- PN-ISO 10456:1999. Izolacja cieplna. Materiały i wyroby budowlane. Określanie deklarowanych i projektowych wartości cieplnych [13].

Jej wprowadzenie daje możliwość deklarowania przewodności cieplnej wyrobów z betonu komórkowego przez poszczególnych producentów na podstawie wyników badań własnych. Deklarowane wartości współczynników przewodzenia ciepła λ mogą być wykorzystywane przez projektantów do ustalania wartości obliczeniowych λ , zamiast przyjmowania wartości stabelaryzowanych z normy PN-EN ISO 6946:1999 (dla anonimowego producenta).

Jak wykazały badania, wartości współczynników λ dla wielu producentów betonu komórkowego są korzystniejsze niż podane w załączniku do normy PN-EN ISO

6946:1999 (dla anonimowego producenta) [7]. Zastosowanie deklarowanych przez producentów wartości λ da w efekcie korzystniejsze wartości U, nawet do 30%.

3.3. IZOLACJA AKUSTYCZNA

Badania akustyczne ścian z elementów drobnowymiarowych z betonu komórkowego i dokonana ocena według najnowszej normy PN-99/B-02151-03 [18] wykazały, iż:

- Wymagania izolacyjności ścian zewnętrznych mogą być spełnione przy zastosowaniu betonu komórkowego nawet odmiany 300.
- Ściany jednorodne (pojedyncze) z betonu komórkowego o odmianie do 700 i grubości ≤ 360 mm nie osiągają izolacyjności, która zapewniałaby spełnienie wymagań normowych dla ścian międzymieszkaniowych w budynkach wielorodzinnych i jednorodzinnych (przy zabudowie szeregowej).

Budynki nie spełniające wymagań normowych (dla standardu podstawowego) należy traktować jako budynki o standardzie obniżonym ze względu na ich parametry akustyczne.

Z rozważań wynika, że wymagania normowe mogłyby być spełnione przy zastosowaniu przegród międzymieszkaniowych o grubości powyżej 24 cm i betonu komórkowego odmian cięższych od 700. W najbliższym czasie powinna być uruchomiona produkcja tych odmian.

- W przypadku wymagań akustycznych stawianych ścianom działowym w obrębie mieszkania (w budynku wielorodzinnym oraz w budynkach jednorodzinnych o standardzie podstawowym) można przyjąć, że:
 - wymaganie w stosunku do ścian między pokojami i pomieszczeniami sanitarnymi spełni ściana grubości 120 mm z betonu odmiany 600 i odmian cięższych,
 - wymaganie w stosunku do pozostałych ścian działowych (minimalne) spełni ściana grubości 60 mm z betonu odmiany 600 i odmian cięższych – zaleca się ścianę grubości 120 mm.

Obecnie trwają badania kierunkujące optymalizację rozwiązań z betonu komórkowego pod względem akustycznym. Do czasu ich zakończenia:

- nie należy stosować betonu komórkowego do ścian międzymieszkaniowych w budynkach wielorodzinnych,
- budynki jednorodzinne o zabudowie szeregowej należy projektować jako obiekty całkowicie oddylatowane, przy czym grubość ścian składowych powstałego w ten sposób układu podwójnego nie powinna być mniejsza niż 180 mm, a dylatacja między nimi powinna mieć grubość minimum 50 mm i być wypełniona wełną mineralną o gęstości nie mniejszej niż 80 kg/m^3 . Należy stosować beton komórkowy odmiany nie niższej niż 600.

3.4. OGNIODPORNOŚĆ

Badania przeprowadzone w Zakładzie Badań Ogniwych ITB dla ścian z elementów z betonu komórkowego pozwoliły na opracowanie ich klasyfikacji ogniowej [6, 17].

Badania wykazały, iż ściany z bloczków betonu komórkowego spełniają wymagania stawiane materiałom budowlanym pod względem odporności ogniowej dla najwyższej klasy odporności pożarowej budynków.

Stwierdzenie to dotyczy ścian otynkowanych i nieotynkowanych z betonu komórkowego piaskowego i popiołowego, przy łączeniu elementów w murze na zwykłe spoiny (zaprawy zwykłe i ciepłochronne), cienkie spoiny oraz połączeń na pióro i wpust.

4. PODSUMOWANIE

W referacie opracowanym przeze mnie na XV Konferencję Naukowo-Techniczną Przemysłu Betonów „Jadwisin 95” [21] pozwoliłam sobie napisać: „Uznanie w dotychczasowej praktyce budowlanej, jakie zyskał beton komórkowy, wskazuje, że podstawowym warunkiem jego dalszego rozwoju jest rozwój budownictwa, zwłaszcza mieszkaniowego. Szanse te jednak powstaną tylko wtedy, gdy przemysł betonów produkować będzie głównie odmiany 500 i 400 o wytrzymałości 3-4 MPa, gdy murować się będzie na ciepłych zaprawach lub łącząc na kleje (zaprawy klejowe) elementy o niskich odchyłkach wymiarowych, pozwalających na zminimalizowanie zużycia zapraw oraz wypraw zewnętrznych i wewnętrznych, gdy kupującemu oferować się będzie nie tylko wyrób o wysokiej jakości, lecz i materiały pomocnicze oraz technologie, sprzęt i narzędzia pozwalające na najlepsze i najtańsze wykorzystanie właściwości oferowanego materiału. Kiedy technologie i wyposażenie zostaną zmodernizowane tak, by gwarantowały uzyskanie wyrobu o wysokiej jakości, charakteryzowały się optymalnym i ograniczonym zużyciem energii i pracy na jego wytwarzanie, by były konkurencyjne do światowych ... przemysł betonów komórkowych może przedstawić ofertę asortymentową wyrobów wysokiej jakości odpowiadającej wymaganiom cieplnym i konstrukcyjnym ...”.

W moim przekonaniu sytuacja taka ma właśnie miejsce w wyniku przełomu w technologii wytwarzania i stosowania autoklawizowanego betonu komórkowego – a przykładem jest wytwórnia SOLBET. Oczekiwać należy teraz na rozwój budownictwa mieszkaniowego.

System jakości stosowany w SOLBECIE gwarantuje stabilność produkcji i uzyskiwanie wysokiej jakości wytwarzanych wyrobów, spośród których najwyższy poziom techniczny reprezentują profilowane na pióro i wpust bloczki z uchwytem montażowym.

Podkreślić należy, iż SOLBET, który wytwarza około 20% ogólnej produkcji betonu komórkowego w Polsce* jako pierwszy i dotychczas jedyny w branży betonów komórkowych uzyskał Certyfikat Zapewnienia Jakości ISO 9001.

LITERATURA

- [1] Aprobata Techniczna AT-15-3388/1998. Zaprawa murarska do cienkich spoin. SOLBET ITB Warszawa.
- [2] Aprobata Techniczna AT-15-3293/1998. Zaprawa klejąca do płytek ceramicznych GABIT-SOLBET ITB Warszawa.
- [3] Aprobata Techniczna AT-15-4682/2000. Zestaw wyrobów do wykonywania ociepleń budynków systemu SOLBET (ze styropianem). ITB Warszawa.
- [4] Aprobata Techniczna AT-15-2110/2000. Zaprawa klejąca SOLBET-GABIT T.

* Producenci betonu komórkowego w Polsce zrzeszeni są w Stowarzyszeniu Producentów Betonu, które jest członkiem Europejskiego Stowarzyszenia Producentów Betonów Komórkowych (EAACA)

- [5] BN-88/B-6734-06. Zaprawy budowlane. Lekka zaprawa murarska Termor i Termor W.
- [6] Kosiorek M., Woźniak G., Zapotoczna-Sytek G., 2000. Najnowsze wyniki badań ścian z autoklawizowanego betonu komórkowego. Odporność ogniowa. Poradnik dla budujących z betonu komórkowego 3 (3) grudzień 2000. Kwartalnik Stowarzyszenia Producentów Betonu.
- [7] Łaś M., 2000. Współczynniki przewodzenia ciepła λ autoklawizowanego betonu komórkowego. Mat. XVII Konf. Nauk.-Tech. Beton i prefabrykacja. Jadwisin.
- [8] Nowości rodem z Solca Kujawskiego. Ogólnopolski Tygodnik Budowlany 11/12/2000.
- [9] PN-89/B-06258. Autoklawizowany beton komórkowy.
- [10] PN-97/B-19301. Prefabrykaty budowlane z autoklawizowanego betonu komórkowego. Elementy drobnowymiarowe.
- [11] PN-ISO 8301:1998. Izolacja cieplna. Określenie oporu cieplnego i właściwości z nim związanych w stanie ustalonym. Aparat płytowy z czujnikami gęstości strumienia cieplnego.
- [12] PN-98/B-10107. Tynki i zaprawy budowlane. Zaprawy pocienione do płytek mineralnych.
- [13] PN-ISO 10456:1999. Izolacja cieplna. Materiały i wyroby budowlane. Określanie deklarowanych i projektowych wartości cieplnych.
- [14] PN-ISO 8302:1999. Izolacja cieplna. Określenie oporu cieplnego i właściwości z nim związanych w stanie ustalonym. Aparat płytowy z osłoniętą płytą grzejną.
- [15] PN-99/B-03002. Konstrukcje mурowe niezbrojone. Projektowanie i obliczanie [norma ta będzie obowiązywała w całości od 1 września 2001 r., natomiast do 31 sierpnia 2001 r. obowiązuje alternatywnie z normą PN-87/B-03002 wraz ze zmianą PN-97/B-03002/A1 (Dz.U. Nr 38 z 2001 r. poz. 456)].
- [16] PN-EN ISO 6946:1999. Komponenty budowlane i elementy budynku. Opór cieplny i współczynnik przenikania ciepła. Metoda obliczania.
- [17] PN-97/B-02851-1. Ochrona przeciwpożarowa budynków. Badania odporności ogniowej elementów budynku. Wymagania ogólne i klasyfikacja.
- [18] PN-99/B-02151.03. Akustyka budowlana. Ochrona przed hałasem pomieszczeń w budynkach. Izolacyjność akustyczna przegród budowlanych oraz izolacyjność akustyczna elementów budowlanych. Wymagania.
- [19] Szudrowicz B., Zapotoczna-Sytek G., 2000. Najnowsze wyniki badań ścian z autoklawizowanego betonu komórkowego. Izolacyjność akustyczna. Poradnik dla budujących z betonu komórkowego 2 (2) maj 2000 r. Kwartalnik Stowarzyszenia Producentów Betonów.
- [20] Wiśniewska K., 2000. Osiągnięcia polskich producentów betonu komórkowego. Materiały Budowlane 6 (334).
- [21] Zapotoczna-Sytek G., 1995. Pozycja betonu komórkowego w branży betonów w Polsce i uwarunkowania jego rozwoju. Mat. konf., część I. Referaty wiodące XV Konf. Nauk.-Tech. Przemysłu Betonów. Beton i Prefabrykacja. Jadwisin.
- [22] Zapotoczna-Sytek G., 1998. Stan obecny i perspektywy stosowania autoklawizowanego betonu komórkowego (AAC) w Polsce. Mat. XVI Konf. Nauk.-Tech. Beton i Prefabrykacja. Jadwisin.
- [23] Zapotoczna-Sytek G., 2000. Buduję dom z betonu komórkowego. Centralny Ośrodek Informacji Budownictwa Warszawa.

REMARKABLE CHANGES IN THE PRODUCTION TECHNOLOGY
AND APPLICATION OF AUTOCLAVED AERATED CONCRETE
IN POLAND
(BASED ON EXPERIENCE FROM SOLBET AAC PLANT)

Summary

The paper presents the inspirations and the results of remarkable changes in the production technology and application of autoclaved aerated concrete (AAC) in Poland. The paper discusses products of the highest technical properties and also presents test results of the products of new generation.

Keywords: autoclaved aerated concrete (AAC), cutting, thermal insulation, dimensions, tests

MODELOWANIE WARSTWOWE GRUBYCH PŁYT SPRĘŻYSTYCH

Jarosław Zieliński

Katedra Budownictwa i Geodezji
Wydział Inżynierii i Kształtowania Środowiska SGGW
ul. Nowoursynowska 166, 02-787 Warszawa

W pracy konstruuje się model uproszczony dla niejednorodnych płyt sprężystych, narzucając więzy na przemieszczenia. Zakłada się, że przemieszczenia płyty – traktowanej jako ciało trójwymiarowe – mogą być aproksymowane przemieszczeniami płaszczyzn dzielących płytę na warstwy. Uproszczony model warstwowy jest modelem dwuwymiarowym, wygodnym do stosowania w nim obliczeniowych technik komputerowych.

Słowa kluczowe: płyty grube, aproksymacja przemieszczeń, więzy wewnętrzne

1. WSTĘP

Przedmiotem rozważań w niniejszej pracy są grube niejednorodne płyty sprężyste. Płyty takie można analizować na gruncie trójwymiarowej teorii sprężystości. Jednakże z wielu powodów stosuje się modele uproszczone, w których odkształcenia i naprężenia będące funkcjami trzech zmiennych zastępuje się funkcjami dwu zmiennych, należących do płaskiego obszaru, zwanego płaszczyzną środkową płyty.

Pierwszy taki model zaproponował J. Bernoulli w 1789 roku. Następnie teorie dwuwymiarowe konstruowali A. Cauchy (1828), S. Poisson (1829), G. Kirchhoff (1850, 1876), H. Aron (1874) i A. Love (1888, 1892). Obszerny wykaz publikacji na ten temat można znaleźć w [1]. Wygodnym narzędziem do konstrukcji teorii uproszczonej jest wprowadzone przez Signoriniego [4] pojęcie więzów. Metoda oparta na więzach wewnętrznych była rozwijana później w wielu pracach, np. [2, 5, 6].

W tej pracy zastosuje się metodę więzów wewnętrznych do skonstruowania modelu dwuwymiarowego, w którym płytę podzielono nie jedną płaszczyzną, lecz rodziną płaszczyzn. Tak otrzymany układ relacji jest opisem dwuwymiarowym, wygodnym do stosowania metod numerycznych.

2. PŁYTY GRUBE

Konfigurację odniesienia płyty oznaczymy przez B , gdzie $B \subset \mathbb{R}^3$ i $B = \Pi \times (-h, h)$, $\Pi \subset \mathbb{R}^2$. Współrzędne punktów obszaru B oznaczymy przez

(x_1, x_2, y) tak, że $(x_\alpha) \in \Pi$, $\alpha = 1, 2$, $y \in (-h, h)$. Przez Π_- i Π_+ oznaczymy powierzchnię – odpowiednio – dolną i górną płyty. Niech przemieszczeniami w płycie będą funkcje wektorowe $u = (u_k)$, $k = 1, 2, 3$, gdzie u_k są funkcjami $u_k: B \rightarrow \mathbb{R}^1$. Zbiór funkcji wektorowych u oznaczymy przez V .

Na ciało działają siły powierzchniowe $p = (p_m)$, $m = 1, 2, 3$, przyłożone do górnej i dolnej powierzchni płyty, oraz siły masowe $b = (b_k)$, $k = 1, 2, 3$.

W pracy rozważać będziemy płyty niejednorodne. Własności materiałowe opisywać będą dwie funkcje materiałowe, które dla ustalonego (x_α, y) są stałymi Lamego $\mu = \mu(x_\alpha, y)$, $\lambda = \lambda(x_\alpha, y)$.

Odkształcenia i naprężenia płyty określają znane związki:

$$\varepsilon_{kl} = \frac{1}{2} (u_{k,l} + u_{l,k}) \quad (2.1)$$

$$\sigma_{kl} = 2\mu \varepsilon_{kl} + \lambda \delta_{kl} \varepsilon$$

gdzie przez $u_{k,l}$ oznaczono pochodną cząstkową $\frac{\partial u_k}{\partial x_l}$, zaś $\varepsilon = \varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}$.

Równanie równowagi rozpatrywanej płyty możemy przedstawić w postaci całkowej:

$$(\forall v \in V) \int_B (2\mu \varepsilon_{kl} v_{k,l} + \lambda \delta_{kl} \varepsilon_{mm} v_{k,l} - b_m v_m) dv = \int_{\Pi_+ \cup \Pi_-} p_m v_m da \quad (2.2)$$

Problem statyki rozważanych płyt sprężystych można sformułować następująco [2]: dla danych (b_k) i (p_k) znaleźć przemieszczenia (u_k) , $k = 1, 2, 3$, takie, że dla dowolnych przemieszczeń przygotowanych $(v_k) \in V$ zachodzi związek (2.2).

3. MODELOWANIE WARSTWOWE PŁYTY

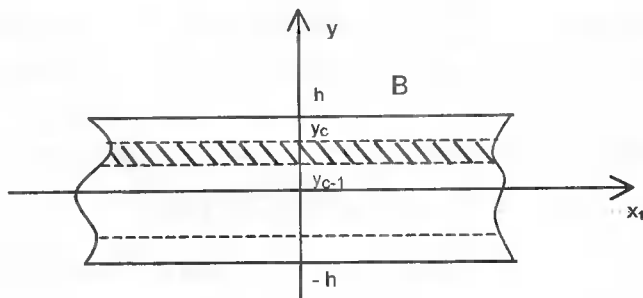
Rozważaną płytę podzielimy na warstwy płaszczyznami równoległymi do Π , przechodzącymi przez punkty y_a , $a = 0, 1, 2, \dots, c_0$ tak, że $-h = y_0 < y_1 < \dots < y_{c_0} = h$ (rys. 1).

Otrzymane warstwy oznaczymy przez $B_c = \Pi \times \Delta_c$, $c = 1, 2, \dots, c_0 \geq 1$, tak że $\Delta_c = (y_{c-1}, y_c)$. Funkcje materiałowe w tych warstwach oznaczymy przez μ^c , λ^c .

W dalszym ciągu założymy, że funkcje μ^c , λ^c nie zależą od zmiennej y , czyli:

$$\mu(x_\alpha, y)|_{y \in (y_{c-1}, y_c)} \equiv \mu^c(x_\alpha) \quad \lambda(x_\alpha, y)|_{y \in (y_{c-1}, y_c)} \equiv \lambda^c(x_\alpha) \quad (3.1)$$

Oznaczmy przez w^a $a = 0, 1, 2, \dots, c_0$ przemieszczenia płaszczyzn podziału $\Pi \times \{y_a\}$. Przemieszczenia te są funkcjami wektorowymi (w_k^a) , $k = 1, 2, 3$, gdzie: $w_k^a = w_k^a(x_\alpha) = u_k(x_\alpha, y_a)$. Przestrzeń funkcji $(w_k^0, w_k^1, \dots, w_k^{c_0})$ oznaczymy przez T .



Rys. 1

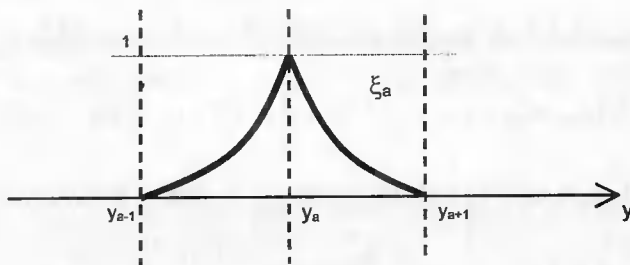
Na przemieszczenia w płycie narzucimy więzy postaci:

$$u_k(x_\alpha, y) = w_k^a(x_\alpha) \xi_a(y) \quad (3.2)$$

gdzie: $\xi_a(y)$ spełniają następujące warunki $\xi_a(y_a) = 1$, $a = 0, 1, \dots, c_0$, $\xi_a(y) = 0$ dla $y \leq y_{a-1}$ lub $y \geq y_{a+1}$ oraz $y_{-1} = -h - 1$, $y_{c_0+1} = h + 1$.

W dalszym ciągu zawężymy przedział określoności funkcji ξ_a do przedziału $(-h, h)$ i założymy, że są one w tym przedziale ciągłe.

Założymy, że funkcje ξ_a są znane. Aproksymują one przemieszczenia w zadany sposób względem grubości warstwy. Przykład funkcji ξ_a przedstawia rysunek 2.



Rys. 2

Występujące we wzorze (3.2) funkcje w_k^a są funkcjami poszukiwanymi. Przedstawiony podział płyty można traktować jako dyskretyzację ciała sprężystego na elementy skończone, którymi są warstwy B_c . Funkcje ξ_a pełnią wtedy rolę funkcji kształtu.

Oznaczmy przez u^c przemieszczenia w warstwie B_c , czyli:

$$u_k^c(x_\alpha, y) \Big|_{y \in \langle y_{c-1}, y_c \rangle}$$

Można łatwo zauważyć, że więzy (3.2) przyjmują w B_c postać:

$$u_k^c(x_\alpha, y) \Big|_{y \in \langle y_{c-1}, y_c \rangle} = w_k^{c-1}(x_\alpha) \xi_{c-1}(y) + w_k^c(x_\alpha) \xi_c(y), \quad c = 1, \dots, c_0$$

gdzie: $w_k^{-1}(x_1, x_2) = w_k(x_1, x_2, y_{c-1})$ są przemieszczeniami dolnej powierzchni warstwy B_c , zaś $w_k^c(x_1, x_2) = w_k(x_1, x_2, y_c)$ są przemieszczeniami powierzchni górnej warstwy B_c .

Wykorzystując związki (3.2), pochodne przemieszczeń można zapisać w postaci:

$$u_{k,\alpha}(x_\alpha, y) = w_{k,\alpha}^a(x_\alpha) \xi_\alpha(y)$$

$$u_{k,3}(x_\alpha, y) = w_k^a(x_\alpha) \xi_\alpha'(y)$$

podobnie dla przemieszczeń, zgodnych z więzami:

$$v_{k,\alpha}(x_\alpha, y) = r_{k,\alpha}^b(x_\alpha) \xi_b(y)$$

$$v_{k,3}(x_\alpha, y) = r_k^b(x_\alpha) \xi_b'(y)$$

Przez $\xi'(y)$ oznaczono pochodną $\frac{d\xi(y)}{dy}$. Funkcje $r = (r_k^0, r_k^1, \dots, r_k^{c0})$ należą, tak jak funkcje $(w_k^0, w_k^1, \dots, w_k^{c0})$, do przestrzeni T .

Podstawiając przemieszczenia (3.2) do relacji (2.2), otrzymujemy po przekształceniach:

$$\begin{aligned} (\forall r \in T) \int_{\Pi} \left[2\mu^c \rho_{abc} w_{\alpha,\beta}^a + \lambda^c \delta_{\alpha,\beta} (\rho_{abc} w_{\gamma,\gamma}^a + \rho_{abc} w_3^a) \right] r_{\alpha,\beta}^b + \\ + \left[\mu^c (\rho_{abc} w_\alpha^a + \rho_{bac} w_{3,\alpha}^a) \right] r_\alpha^b + \left[\mu^c (\rho_{abc} w_{3,\alpha}^a + \rho_{abc} w_\alpha^a) + \lambda^c (\rho_{abc} w_{\beta,\beta}^a + \rho_{abc} w_3^a) \right] r_{3,\alpha}^b + \\ + \left[2\mu^c \rho_{abc} w_3^a + \lambda^c (\rho_{bac} w_{\alpha,\alpha}^a + \rho_{abc} w_3^a) \right] r_3^b \} da = \int_{\Pi} (p_m^+ r_m^{c0} + p_m^- r_m^0) da \end{aligned} \quad (3.3)$$

gdzie ρ_{abc} , ρ_{abc} , ρ_{abc} , są całkami z iloczynów funkcji ξ_α lub ich pochodnych.

$$\rho_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_\alpha \xi_b dy, \quad \rho_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_\alpha' \xi_b dy, \quad \rho_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_\alpha' \xi_b' dy \quad (3.4)$$

Wielkości (3.4) są więc liczbami.

Relacje (3.3) wraz z więzami (3.2) opisują zachowanie się płyty pod wpływem obciążeń zewnętrznych. Zależą one od nieznanymi przemieszczeń powierzchni podziału płyty na warstwy w i zależą tylko od zmiennych z obszaru Π . Opisują więc model dwuwymiarowy płyty.

Stosując formalizm wariacyjny z relacji (3.3) otrzymamy równania lokalne:

$$\begin{aligned} 2\rho_{abc} (\mu^c w_{\alpha,\beta}^a)_{,\beta} + \rho_{abc} (\lambda^c w_{\beta,\beta}^a)_{,\alpha} + \rho_{abc} (\lambda^c w_3^a)_{,\alpha} + \mu^c (\rho_{abc} w_\alpha^a + \rho_{bac} w_{3,\alpha}^a) = p_\alpha^+ \delta_{bc0} p_\alpha^- \delta_{b0} \\ 2\mu^c \rho_{abc} w_3^a + \lambda^c (\rho_{bac} w_{\alpha,\alpha}^a + \rho_{abc} w_3^a) + \rho_{abc} (\mu^c w_{3,\alpha}^a)_{,\alpha} + \rho_{abc} (\mu^c w_\alpha^a)_{,\alpha} + \\ + \rho_{abc} (\lambda^c w_{\beta,\beta}^a)_{,\alpha} + \rho_{abc} (\lambda^c w_3^a)_{,\alpha} = p_3^+ \delta_{bc0} + p_3^- \delta_{b0} \end{aligned} \quad (3.5)$$

gdzie: δ_{bc_0} , δ_{b_0} są deltami Kroneckera dla wskaźników odpowiednio $b=0, 1, 2, \dots, c_0$ oraz c_0 i 0 .

Wykorzystując własności funkcji ξ_a łatwo stwierdzić, że dla ustalonej warstwy c wielkości ρ_{abc} , ρ'_{abc} , ρ''_{abc} są różne od zera tylko w przypadku, gdy:

$$a = b = c, \quad a = b = c - 1, \quad a = c \wedge b = c - 1, \quad a = c - 1 \wedge b = c$$

Oznaczmy te niezerowe wielkości w następujący sposób:

$$\rho_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_a \xi_b dy = \begin{cases} \rho_1^c & \text{gdy } a = b = c \\ \rho_2^c & \text{gdy } a = c \text{ i } b = c - 1 \text{ lub } a = c - 1 \text{ i } b = c \\ \rho_1^{c-1} & \text{gdy } a = b = c - 1 \end{cases}$$

$$\rho'_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi'_a \xi_b dy = \begin{cases} \rho_3^c & \text{gdy } a = b = c \\ \rho_4^c & \text{gdy } a = c \text{ i } b = c - 1 \\ \rho_4^{c-1} & \text{gdy } a = c - 1 \text{ i } b = c \\ \rho_3^{c-1} & \text{gdy } a = b = c - 1 \end{cases} \quad (3.6)$$

$$\rho''_{abc} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi''_a \xi_b dy = \begin{cases} \rho_5^c & \text{gdy } a = b = c \\ \rho_6^c & \text{gdy } a = c \text{ i } b = c - 1 \text{ lub } a = c - 1 \text{ i } b = c \\ \rho_5^{c-1} & \text{gdy } a = b = c - 1 \end{cases}$$

Jak z tego widać, wszystkich niezerowych wielkości dla warstwy c jest 10.

W przypadku funkcji ξ_a liniowych w przedziałach $(a - 1, a)$ oraz $(a, a + 1)$, czyli funkcji [3]:

$$\xi_a(y) = \begin{cases} 0, & \text{gdy } y \leq y_{a-1} \\ \frac{y - y_{a-1}}{y_a - y_{a-1}}, & \text{gdy } y_{a-1} \leq y \leq y_a \\ \frac{y_{a+1} - y}{y_{a+1} - y_a}, & \text{gdy } y_a \leq y \leq y_{a+1} \\ 0, & \text{gdy } y_{a+1} \leq y \end{cases}$$

wielkości (3.6) są równe:

$$1) \quad \rho_1^c = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_c \xi_c dy = \frac{\Delta_c}{3} \qquad 2) \quad \rho_2^c = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_c \xi_{c-1} dy = \frac{\Delta_c}{6}$$

$$3) \quad \rho_1^{c-1} = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_{c-1} \xi_{c-1} dy = \frac{\Delta_c}{3} \qquad 4) \quad \rho_3^c = \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi'_c \xi_c dy = \frac{1}{2}$$

$$\begin{aligned}
 5) \quad \rho_3^c &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_c' \xi_{c-1} dy = \frac{1}{2} & 6) \quad \rho_4^{c-1} &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_{c-1}' \xi_c dy = \frac{1}{2} \\
 7) \quad \rho_3^{c-1} &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_{c-1}' \xi_{c-1} dy = \frac{1}{2} & 8) \quad \rho_5^c &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_c' \xi_c' dy = \frac{1}{\Delta_c} \\
 9) \quad \rho_6^c &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_c' \xi_{c-1}' dy = \frac{1}{\Delta_c} & 10) \quad \rho_5^{c-1} &= \int_{y_{c-1}}^{y_c} \xi_{c-1}' \xi_{c-1}' dy = \frac{1}{\Delta_c}
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

gdzie:

$$\Delta_c = y_c - y_{c-1}$$

Równania równowagi (3.5) wraz z relacjami (3.4) lub (3.7) na współczynniki ρ_{abc} , ρ_{abc}' , ρ_{abc}'' stanowią komplet równań modelu warstwowego płyt grubych. Stanowią one wygodne narzędzie do analizy numerycznej zagadnień brzegowych dla płyt sprężystych.

LITERATURA

- [1] Naghdi P.M., 1972. The theory of plates and shells. Handbuch der Physik VI a/2, Springer Verlag, Berlin.
- [2] Nagórko W., 1989. Modele powierzchniowe i mikrolokalne płyt sprężystych. Wyd. Uniwersytetu Warszawskiego.
- [3] Nagórko W., Zieliński J., 1998. Model płyty sprężystej utworzonej z warstw periodycznie niejednorodnych. Zesz. Nauk. Politechniki Śląskiej 6.
- [4] Signorini A., 1955. Trasformazioni termoelastische finite. Mem. III, Ann. Pura ed Appl. 4, 39.
- [5] Woźniak Cz., 1973. Constrained continuous media I, II, III. Bull. Acad. Polon. Sci., Ser. Sci. Techn. 21, 4.
- [6] Woźniak Cz., 1984. Materials with generalized constraints. Arch. Mech. 36.

LAYERED MODEL OF THICK ELASTIC PLATES

Summary

The paper constructs a simplified model for nonhomogeneous elastic plates by introducing constraints for displacements. The authors assume that displacements of a plate (as a three dimensional body) can be approximated by displacements of planes which divide the plate into layers. The simplified layered model of plates is a two dimensional model being convenient for computer methods.

Keywords: thick plates, approximation displacements, internal constrains

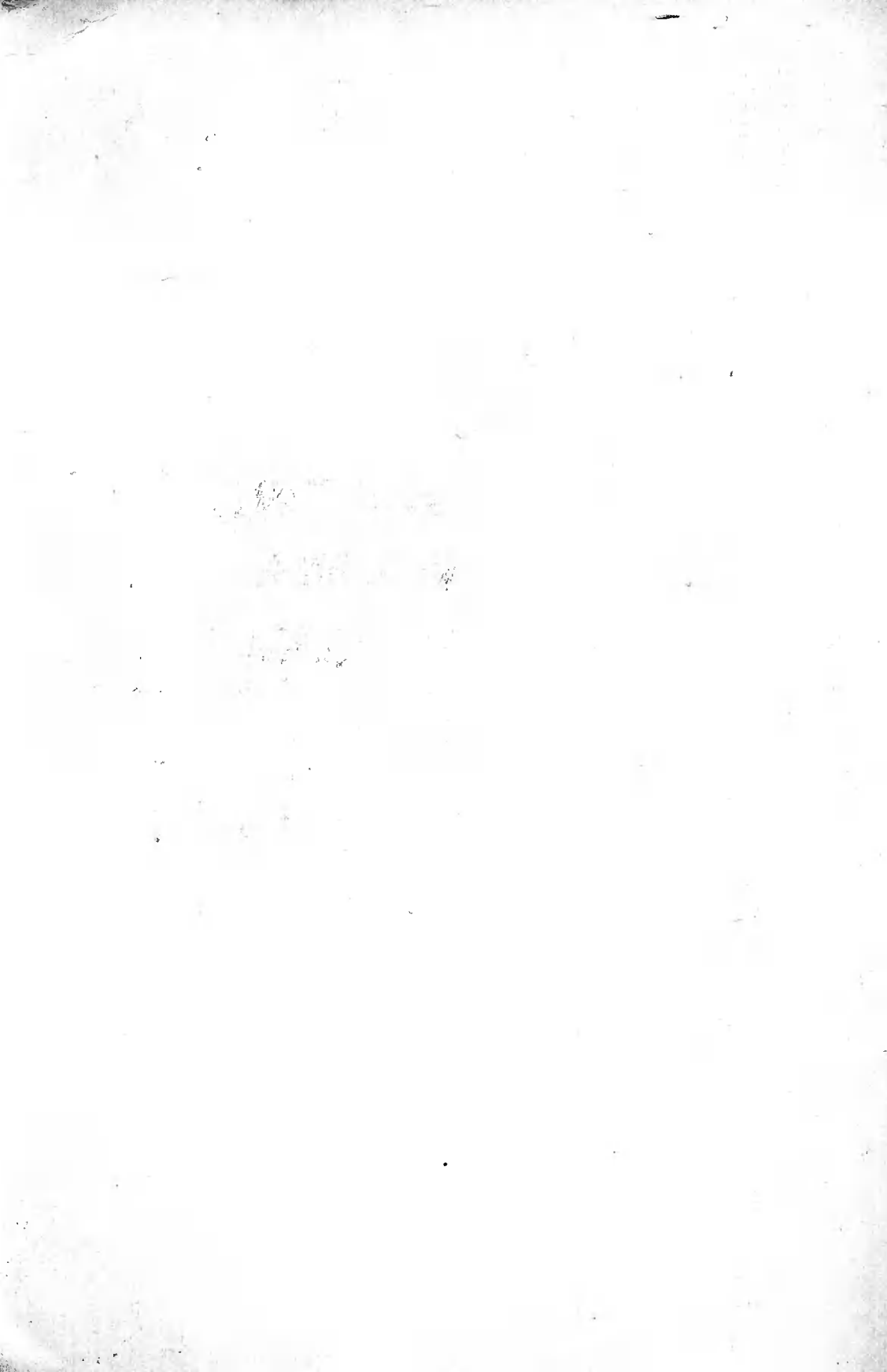
Publikacje Wydawnictw Uczelnianych
Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy
można nabywać

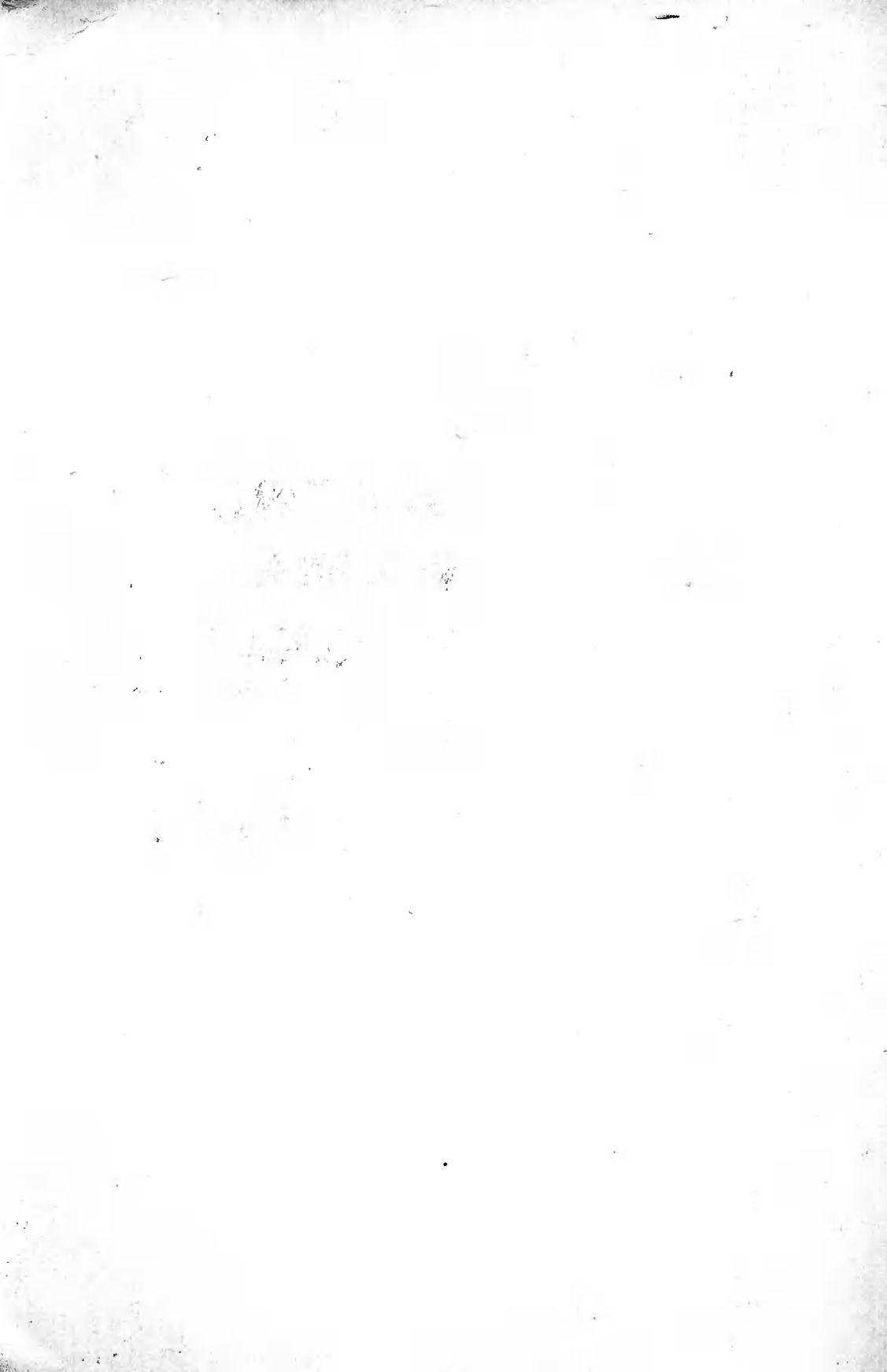
w **Dziale Udostępniania Biblioteki Głównej ATR**

ul. Prof. S. Kaliskiego 7, 85-796 Bydgoszcz

tel.(0-52) 3408-072

e-mail: wusprzedaz@atr.bydgoszcz.pl





ISSN 0208-6379