

Politechnika Łódzka

ZESZYTY NAUKOWE

BUDOWNICTWO

Nr 60



Jubileusz 70-lecia

Prof. Marii Kamińskiej i Prof. Artema Czekwianianca

ŁÓDŹ 2009

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŁÓDZKIEJ
SCIENTIFIC BULLETIN OF THE TECHNICAL UNIVERSITY
OF LODZ
BULLETIN SCIENTIFIQUE
DE L'UNIVERSITÉ POLYTECHNIQUE DE LODZ
НАУЧНЫЕ ЗАПИСКИ
ЛОДЗИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО УНИВЕРСИТЕТА
WISSENSCHAFTLICHE HEFTE
DER TECHNISCHEN UNIVERSITÄT IN LODZ

Redaktor Serii: **dr hab. inż. Tadeusz Urban, prof. PŁ**

© Copyright by Politechnika Łódzka 2009

Adres Redakcji – Адрес Редакции – Editor's Office
Adresse de Redaction – Schriftleitungsadresse:

WYDAWNICTWO POLITECHNIKI ŁÓDZKIEJ
90-924 Łódź, ul. Wólczańska 223
tel./fax 0-42-684-07-93
e-mail: a-row-1@adm.p.lodz.pl
www.wydawnictwa@p.lodz.pl

ISSN 0076-0323

Nakład 150 egz. Ark. druk. 8,5. Papier offset. 80 g, 70 x 100
Druk ukończono w grudniu 2009 r.
Wykonano w Drukarni Quick-Druk, 90-562 Łódź, ul. Łąkowa 11

SPIS TREŚCI – CONTENTS

Renata Kotynia – Na jubileusz Pani Profesor Marii Ewy Kamińskiej – Uczeń Mistrzowi.....	5
Andrzej B. Nowakowski – Na jubileusz Profesora Artema Czkwianianca.....	11
Renata Kotynia – Analiza efektywności wzmacniania stref przypodporowych belek żelbetowych wykonanego za pomocą wklejania materiałów kompozytowych Analysis of effectiveness of NSM FRP shear strengthened beams	17
Henryka Kalinowska, Przemysław Jagielski – Termorenowacja stropodachów w budynkach mieszkalnych wznoszonych metodami uprzemysłowionymi.....	39
Restoration of flat roofs in the residential system buildings	
Henryka Kalinowska, Iwona Szer, Jacek Szer – Ocena przydatności termorenowacji budynków mieszkalnych z prefabrykatów żelbetowych.....	47
Useful evalation of thermorenovate of apartment buildings made of precast reinforced concrete	
Tadeusz Urban – Przyczynek do zaleceń krajowych Eurokodu 2 w zakresie nośności na przebicie.....	55
Contribution to EC2 national provisions in range of punching problems	
Michał Knauff, Agnieszka Golubińska, Piotr Knyziak – Nośność na ścinanie i strefa zakotwienia w strunobetonie według Eurokodu 2.....	65
Shear resistance and anchorage zone in pre-tensioned beams according to Eurocode 2	
Krystyna Nagrodzka-Godycka, Małgorzata Sikorska, Danuta Seroka – Wsporniki sprężone prętami bez przyczepności.....	81
Post tensioned prestressed concrete corbels	
Wiesław Pawłowski, Krzysztof Deska – Rejestracja struktury geometrycznej przekrycia wiszącego na przykładzie zadaszenia amfiteatru w Koszalinie	97
Registration of geometrical structure of suspended roof for example of the open-air theatre roof in Koszalin	
Wiesław Pawłowski, Safa Abbas – Pomiary geodezyjne na potrzeby budownictwa w ujęciu standardów ISO.....	107
Geodetic surveying for construction necessity in endeared to standardization ISO	
Marek Wesołowski – Wymiarowanie strefy przypodporowej belek żelbetowych z otworami	115
Dimensioning of reinforced concrete beams with openings in shear zone	
Jerzy Kaszyński – Czynniki zakłócające propagację fal ultradźwiękowych w betonie	123
Factors interfering with propagation of ultrasonic waves in concrete	

Na Jubileusz Pani Profesor Marii Ewy Kamińskiej – Uczeń Mistrzowi

„Mądrość zależy od trzech rzeczy: osobowości, wiedzy, samokontroli” (Sokrates)

Jako doktorantka Pani Profesor dr hab. inż. Marii E. Kamińskiej miałam szczęście rozpocząć, a później rozwijać karierę naukową pod kierunkiem znakomitego pedagoga, cenionego naukowca, wnikliwego badacza, uznanej specjalistki w dziedzinie konstrukcji żelbetowych i w końcu kobiety o łagodnym i przyjacielskim usposobieniu, oddanej zawsze studentom i życiu Uczelni. To przede wszystkim osobowość i perfekcyjna wręcz skrupulatność wyróżniały Panią Profesor w środowisku akademickim i naukowym. Dzięki rodzinnej atmosferze, jaką od zawsze tworzyli w Katedrze Budownictwa Betonowego Pani Profesor dr hab. inż. Kamińska i Pan Profesor dr hab. inż. Czekwianianc, mogliśmy rozwijać zainteresowania naukowe i badawcze, zawsze wspierani życzliwymi radami naszych wyśmienitych nauczycieli.

W podzięcie za poświęcone mi lata pracy, okazywaną przyjaźń i cierpliwość w szlifowaniu warsztatu młodego badacza, chciałabym poświęcić kilka słów z okazji zbliżającego się jubileuszu siedemdziesiątej rocznicy urodzin Pani Profesor Marii Kamińskiej. To wielki zaszczyt, choć z drugiej strony niełatwe zadanie, gdy uczeń ma pisać o swoim Mistrzu. W obliczu takiego wyzwania bardzo bliskie są mi słowa Sokratesa „*Scio me nihil scire. - Wiem, że nic nie wiem*”.



Maria Kamińska jako studentka podczas zajęć projektowych

Maria Kamińska as a student during design lectures

W jakich warunkach kształtuje się osobowość człowieka, który już w młodości pasjonuje się naukami ścisłymi, a jednocześnie literaturą i kulturą języka polskiego? W przypadku Pani Profesor była to Rodzina – duża i wielopokoleniowa. W tym gronie, składającym się z nauczycieli, prawników, lekarzy i inżynierów, nie można było być przeciętnym – zależnie od talentu i zainteresowań młodzi ludzie podejmowali studia na różnych uczelniach i specjalizowali się w różnych dziedzinach. Jubilatka w 1957 roku wybrała budownictwo na nowo powstałym Wydziale Budownictwa Lądowego Politechniki Łódzkiej. Studia ukończyła w 1962 roku, uzyskując tytuł magistra inżyniera budownictwa lądowego.

Pracę zawodową rozpoczęła bezpośrednio po studiach, początkowo jako stażystka w Katedrze Budownictwa Żelbetowego, a od października 1963 r. na stanowisku asystenta. Po dwóch latach, w 1965 r., została starszym asystentem w tej samej Katedrze. Pod kierunkiem prof. dr. hab. inż. Władysława Kuczyńskiego zdobyła wtedy podstawowe umiejętności prowadzenia badań naukowych. Zajmowała się przede wszystkim problematyką sztywności elementów żelbetowych, co znalazło odzwierciedlenie w jej pracy doktorskiej nt. "Badania drgań własnych zginanych elementów żelbetowych", wykonanej pod kierunkiem prof. dr. hab. inż. W. Kuczyńskiego, którą obroniła w październiku 1971 roku.

„Jest tylko jeden sposób nauki – poprzez działanie” (Coelho)

Najlepszym uzasadnieniem tej myśli są działania naukowe Jubilatki, które charakteryzowało zawsze zamiłowanie do badań eksperymentalnych, wnikliwa analiza ich wyników i rzetelny opis zachowania się badanych materiałów i konstrukcji. W ramach prac naukowych prowadzonych w Katedrze, zajmowała się technologią produkcji cienkościennych elementów żelbetowych, a później właściwościami, projektowaniem i technologią produkcji betonów piaskowych, co zaowocowało publikacjami w „Inżynierii i Budownictwie” oraz referatami na konferencjach naukowych. Prace te przywoływano wielokrotnie jako przykład obszernych studiów nad tematem i szczegółowych badań doświadczalnych, potwierdzonych wysokim poziomem warsztatu badawczego Pani Profesor i współautorów prac: prof. dr. hab. inż. A. Czekwianianca i dr inż. D. Ulańskiej.

Kolejny etap działalności naukowej to liczne prace eksperymentalne, dotyczące belek żelbetowych i częściowo sprężonych, słupów, węzłów i ram. Te zagadnienia mieściły się w ogólnym temacie badawczym, realizowanym w Katedrze pod kierunkiem prof. dr. hab. inż. Tadeusza Godyckiego-Ćwirko. Obserwacje poczynione w trakcie tych badań były inspiracją do podjęcia prac nad nieliniową analizą żelbetowych elementów prętowych, prowadzonych wspólnie z prof. Czekwianiancem.

„Osobowość kształtuje się nie przez piękne słowa, lecz pracę i własnym wysiłkiem” (Einstein)

Wieloletnia praca naukowo-badawcza Jubilatki została podsumowana rozprawą habilitacyjną pt. „Metoda nieliniowej analizy żelbetowych elementów prętowych”, wydaną w 1993 r. w serii Studia z Zakresu Inżynierii, prowadzonej przez KILiW PAN. Praca ta, której współautorem był prof. A. Czekwianianiec, stała się podstawą

nadania Pani Profesor w 1993 r. stopnia doktora habilitowanego nauk technicznych w zakresie budownictwa - konstrukcji betonowych.

Zainteresowania badawcze Jubilatki po habilitacji rozwijały się w kierunku żelbetowych elementów prętowych, ze szczególnym naciskiem na zachowanie się smukłych słupów pod obciążeniem, zwłaszcza ukośnie mimośrodowym. Uwieńczeniem pracy badawczej w tym zakresie był grant badawczy KBN, podjęty w latach 1993-1995.

W 1996 r. Pani prof. Kamińska została wyróżniona wraz z prof. Czekwianiancem, nagrodą PZITB im. Wacława Żenczykowskiego, za badania żelbetowych elementów prętowych.

Przez następne lata kontynuowała doświadczalne badania elementów prętowych, zajmując się belkami i słupami z betonów wysokiej wytrzymałości oraz wzmacnianiem elementów betonowych za pomocą materiałów kompozytowych. W latach 1997-1999 prowadziła grant badawczy „Elementy konstrukcyjne z betonu wysokiej wytrzymałości”, w roku 1999 grant promotorski dotyczący problemów wzmacniania belek na zginanie. Była głównym wykonawcą grantu dotyczącego wzmacniania belek na ścinanie i wzmacniania słupów materiałami kompozytowymi, prowadzonego w Katedrze, oraz dwóch grantów ogólnopolskich, dotyczących zasad obliczania konstrukcji betonowych według Eurokodu 2. W roku 2009 ukończyła kolejny grant badawczy, ujmujący problemy efektywności ograniczania poprzecznych odkształceń betonu.

„Nie przepracowałem ani jednego dnia w swoim życiu. Wszystko co robiłem, to była przyjemność” (Edison)

Postawa naukowa i wieloletnia działalność dydaktyczna Jubilatki jest wiernym odbiciem słów Edisona. Zawsze cierpliwa, skrupulatna i pracowita z wielkim zaangażowaniem prowadziła wykłady z konstrukcji betonowych, ćwiczenia laboratoryjne i projektowe, prace przejściowe, zajęcia fakultatywne oraz seminaria dyplomowe i doktoranckie. Z oddaniem budowała dobre imię uczelni łódzkiej. Była inicjatorką powołania studium doktoranckiego, obejmującego „Zagadnienia nieliniowe w inżynierii budowlanej”, którego od 1998 r. jest kierownikiem.

Była promotorem trzech obronionych prac doktorskich – dr inż. Renaty Kotyni, dr. inż. Domingosa Sanca i dr. inż. Piotra Ignatowskiego, przy czym pierwszy z tych doktoratów został wyróżniony w konkursie Ministra Rozwoju Regionalnego i Budownictwa w 1999 r. Obecnie prowadzi prace doktorskie czworga uczestników Studium Doktoranckiego i opiekuje się kolejnymi doktorantami.

Pod kierunkiem Jubilatki ponad 150 studentów wykonało prace dyplomowe na studiach magisterskich lub inżynierskich. Sześć z tych prac uzyskało nagrody lub wyróżnienia w konkursach ministerialnych, a dalszych kilka w konkursach PZITB.

W latach 1999-2005 pełniła funkcję prodziekana d/s Nauki na Wydziale Budownictwa Architektury i Inżynierii Środowiska Politechniki Łódzkiej, następnie w latach 2005-2008 była dziekanem Wydziału. Dzięki Jej wysiłkom Wydział osiągnął wysoką pozycję naukową i dydaktyczną – ma 1. kategorię w klasyfikacji MNiSW, prowadzi kształcenie na czterech kierunkach (architektura i urbanistyka,

architektura wnętrz, budownictwo, inżynieria środowiska) oraz makroekonomiczna inżynieria architektoniczna. Jubilatka jest też animatorką skutecznych działań Wydziału w pozyskiwaniu środków z funduszy europejskich, w ramach programów europejskich PO Innowacyjna Gospodarka i PO Kapitał Ludzki.



Prof. Kamińska podczas konferencji AMCM'2008

Prof. Kamińska during AMCM'2008 conference

„Argumentów nie należy liczyć, lecz ważyć” (Cyceron)

Za działalność naukową i dydaktyczną wielokrotnie otrzymywała nagrody Rektora, a także wyróżnienia i nagrody Ministra Budownictwa. W 1984 r. została wyróżniona najwyższym odznaczeniem państwowym dla osób cywilnych, które wyróżniły się w pracy dla kraju i społeczeństwa – **Złotym Krzyżem Zasługi**. Rok 2007 przyniósł kolejną prestiżową nagrodę – **Medal Komisji Edukacji Narodowej**,

Pani prof. Kamińska zawsze łączyła pracę naukową i dydaktyczną z działalnością zawodową. Jest autorką lub współautorką około 100 opinii i ekspertyz technicznych z zakresu budownictwa ogólnego, konstrukcji żelbetowych i sprężonych. Uzyskała uprawnienia budowlane, doraźnie współpracowała i dalej współpracuje z różnymi jednostkami projektowania i wykonawstwa budowlanego.

Od 1987 r. jest członkiem Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN. Należy do PZITB, a za długoletnią działalność otrzymała Srebrną i Złotą Odznakę PZITB. W latach 1993-2005 była sekretarzem Zarządu Komitetu Nauki PZITB. W roku 2008 została wyróżniona **Medalem im. Profesora Stefana Kaufmana**, przyznany jej w dowód uznania wybitnego dorobku naukowego i inżynierskiego, zasług w dziedzinie kształcenia pokoleń inżynierów oraz wkładu organizacyjnego w działalność PZITB.

Była jednym z inicjatorów serii wydawniczej Katedry Budownictwa Betonowego PŁ pt. „Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych”, za którą zespół autorski otrzymał w 1995 r. wyróżnienie specjalne Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa.

Była współorganizatorem seminariów i konferencji naukowych, m.in. Międzynarodowej Konferencji Naukowej „Modele obliczeniowe i nowe koncepcje w mechanice konstrukcji z betonu” w roku 1996 i 2008 w Łodzi oraz Konferencji Naukowo – Technicznej „Materiały kompozytowe w budownictwie mostowym”, która odbyła się w Łodzi w roku 2000. Uczestniczyła w pracach Komitetu Badań Naukowych, jako członek Sekcji Budownictwa i Materiałów Budowlanych (T07E) w trzech kolejnych konkursach – XVIII, XIX i XX, w latach 1999-2000.

Tak intensywna praca naukowa Pani Profesor oraz praca w instytucjach i stowarzyszeniach naukowych niewątpliwie zawsze pochłaniała wiele czasu i ograniczała czas poświęcany rodzinie. Mąż jest także absolwentem Politechniki Łódzkiej, specjalistą w zakresie włókiennictwa, córka Anna ukończyła architekturę na Politechnice Łódzkiej i wraz ze swym mężem Markiem, też architektem, z powodzeniem prowadzą pracownię projektową. Wnuczka Zuzanna jest uczennicą gimnazjum i, podobnie jak rodzice, wykazuje zainteresowania architekturą i sztuką. W środowisku naukowym związanym z budownictwem, niewielu kobietom udało się stworzyć szczęśliwą rodzinę i jednocześnie odnieść sukcesy zawodowe. Połączenie tak wielu ról zasługuje na podziw, ale również świadczy o doskonałym zorganizowaniu Jubilatki na wielu płaszczyznach. Uczelnia zawsze była dla Niej drugim domem, w którym stworzyła niemalże rodzinną atmosferę. Bardzo lubiana przez studentów, nigdy nie ograniczała poświęconego im czasu jedynie do godzin zajęć i konsultacji, i z wielką cierpliwością wyjaśniała im zawłości sztuki budowlanej, konsultując dyplomy magisterskie nie tylko studentów budownictwa, ale i architektury.



Jubilatka jako dziekan Wydz. Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska
Jubilee as a dean of the Chair of Civil Engineering, Architecture and Environmental Eng.

***„Prawdziwie wielcy ludzie wywołują w nas poczucie,
że sami możemy się stać wielcy” (Twain)***

W obliczu zasług Jubilatki, wielu otrzymanych nagród i odznaczeń, ma Ona zapewne poczucie spełnienia, które jednak nie pozwala Jej przestać działać, a potwierdzone jest chęcią nieprzerwanej pracy naukowej, dydaktycznej i zawodowej. Jest jeszcze

inna płaszczyzna sukcesu Pani Profesor, nie ujawniana wprost na co dzień, ale głęboko zakorzeniona w naszych sercach, to radość uczniów, którzy z dumą patrzą na swojego Mistrza. Oby było ich jak najwięcej.

Droga Pani Profesor, łącząc się z Tobą w radości przeżytych siedemdziesięciu lat, życzymy Ci dużo zdrowia i siły w realizacji dalszych działań zawodowych i planów osobistych.

Dr inż. Renata Kotynia

Na Jubileusz Profesora Artema Czkwianianca

Katedra Budownictwa Żelbetowego Politechniki Łódzkiej została utworzona 1 października 1956 r. jako pierwsza z katedr Wydziału Budownictwa Lądowego powołanego decyzją ministerialną z 11 maja 1956 r. Organizatorem i pierwszym kierownikiem Katedry był profesor Władysław Kuczyński (1915-2003), zarazem założyciel i pierwszy dziekan Wydziału, który w 1962 roku postanowił odmłodzić kadrę Katedry i zaproponował pracę trojgu świeżo upieczonym absolwentom pierwszego rocznika: Marii Kamińskiej, Artemowi Czkwianiancowi oraz Stefanowi Goszczyńskiemu. Trzeba przyznać, że miał w tym przypadku dobrą rękę; po latach cała trójka została profesorami tytularnymi, a pierwsza dwójka całe swoje życie zawodowe związała właśnie z Katedrą.

Można nawet powiedzieć, że dzięki profesorowi Artemowi Czkwianiancowi historia zatoczyła koło, gdy w 1996 roku podejmował się trudnej funkcji kierownika Katedry, która po jej reaktywowaniu w lutym 1990 roku (po 20 latach funkcjonowania w ramach Instytutu Inżynierii Budowlanej jako Zespół Konstrukcji Betonowych) rozpoczęła niejako drugie życie jako Katedra Budownictwa Betonowego. I właśnie aktualnemu szefowi, który już zdołał pobić – ustanowiony przez Profesora Władysława Kuczyńskiego – rekord czasowy w kierowaniu naszą Katedrą, chciałbym poświęcić słów kilka pod pretekstem zbliżającego się jubileuszu siedemdziesiątej rocznicy Jego urodzin.

Z jednej strony można powiedzieć, że naturalnym przeznaczeniem wnuka Zofii Majerskiej z domu Thulie – krewnej Maksymiliana Thulie, profesora Politechniki Lwowskiej i nestora polskich żelbetników – było kierowanie jedną z czołowych polskich katedr parających się tą problematyką. Z drugiej jednak strony mogło do tego nie dojść z powodu braków w wiedzy ideologicznej 17-letniego Artema Czkwianianca, których podczas egzaminów wstępnych na nowo utworzony Wydział Budownictwa Lądowego Politechniki Łódzkiej uzyskał bardzo dobre oceny z matematyki i fizyki, ale za to oblał egzamin z „Nauki o Polsce i świecie współczesnym”. Miał jednak szczęście, bo po niedawnych wydarzeniach poznańskich z czerwca 1956 roku dawały się już wyczuwać pewne symptomy zbliżającego się Października, w rezultacie czego został studentem Politechniki.

Chociaż kto wie czy przysłowiowym języczkiem u wagi nie była data urodzin Szanownego Jubilata (7 listopada 1939 r.), który przez długie lata PRL-u mógł ją świętować przy akompaniamencie rozlicznych akademii organizowanych ku czci Wielkiej Socjalistycznej Rewolucji Październikowej.

Warunek konieczny przyszłych sukcesów został zatem spełniony i począwszy od roku akademickiego 1956/57 wnuk Artema Czkwianianca (który pod koniec XIX wieku przywędrował za chlebem z dalekiej Armenii do polskiej ziemi

obiecanej) zaczął się oddawać rozkoszom życia studenckiego. Jak sam to po półwieczu określił: „Nie przykładałem się zbyt do nauki, traktowałem ją raczej relaksowo”.

Już na początku pracy zawodowej młody asystent profesora Władysława Kuczyńskiego zostaje rzucony na głęboką wodę, czyli budowę kopalni miedzi w Lubinie i Polkowicach, gdzie z ramienia Katedry pełnił nadzór nad realizacją betonowej obudowy szybów kopalnianych, zlokalizowanych w miejscach o wyjątkowo trudnych warunkach geologicznych. W ramach działalności naukowej początkowo zajmował się zagadnieniami związanymi z technologią betonu, m.in. przeprowadził unikatowe badania wodoprzepuszczalności betonów poddanych ciśnieniu wody o znacznych wartościach (w granicach od 30 do 50 atmosfer).

Jednak obroniona w 1970 r. praca doktorska dotyczyła problematyki *stricte* konstrukcyjnej związanej z zagadnieniem ścinania w żelbecie, czyli sztandarową tematyką promotora pracy – profesora Tadeusza Godyckiego-Ćwirko, który został kierownikiem Katedry w 1968 roku po dramatycznym odejściu z uczelni profesora Władysława Kuczyńskiego w czerwcu tegoż roku.

Począwszy od 1978 r. dr inż. Artem Czekwianianc kieruje zespołem prowadzącym obszerne badania związane z technologią betonów piaskowych, ich własnościami oraz praktycznym zastosowaniem w budownictwie. Prace te w 1986 r. zostały uhonorowane nagrodą III stopnia Ministra Budownictwa, Gospodarki Przestrzennej i Komunalnej.

W działalności naukowej Jubilata nastaje teraz era współpracy z dr inż. Marią Kamińską, przede wszystkim w obszarze poszukiwania nieliniowej metody przydatnej do analizy żelbetowych elementów prętowych. Owocuje ona serią publikacji w poważnych periodykach naukowych równoległe z referatami wygłaszanymi na konferencjach naukowych, a w 1993 roku zostaje uhonorowana wspólną rozprawą habilitacyjną opublikowaną w serii „Studia z zakresu inżynierii” wydawanej przez Komitet Inżynierii Lądowej i Wodnej oraz Instytut Podstawowych Problemów Techniki Polskiej Akademii Nauk. W pracy tej rozważania teoretyczne zostały zweryfikowane badaniami doświadczalnymi zaczerpniętymi z literatury technicznej oraz badaniami własnymi autorów.

Jubilat sam zresztą przyznał, że chociaż Jego zainteresowania naukowe charakteryzowały się znacznym zróżnicowaniem tematycznym, to zawsze łączyła je jedna cecha – były ściśle powiązane z badaniami eksperymentalnymi, które są niezbędne do prawidłowego opisu zarówno betonu jako materiału konstrukcyjnego, jak i samych konstrukcji betonowych, żelbetowych i sprężonych.

Uzyskanie drugiego stopnia naukowego usunęło formalną przeszkodę na drodze do oficjalnego objęcia przez dr. hab. inż. Aretma Czekwianianca funkcji kierownika Katedry Budownictwa Betonowego PŁ. Stało się to 1 października 1996 r. i prawie zbiegło się w czasie z uzyskaniem stanowiska profesora nadzwyczajnego Politechniki Łódzkiej, co nastąpiło 3 miesiące później. A jest to niemała jednostka, bowiem zatrudnionych w niej jest w sumie 35 osób, w tym 22 etatowych nauczycieli akademickich, w gronie których znajduje się 2 profesorów tytularnych oraz 3 profesorów uczelnianych.

Największym jednak wyzwaniem dla nowego kierownika było rozwiązanie nabrzmiałego już problemu utrzymania byłego Centralnego Laboratorium Wydziału, które od 1990 roku zostało przypisane do Katedry Budownictwa Betonowego wraz z dobrodziejstwem inwentarza, a więc przede wszystkim z byłą halą technologiczną Wydziału Budownictwa Lądowego PŁ (oddaną do użytku w 1972 r.) o powierzchni użytkowej 1275 m² i kubaturze 8423 m³.

Na początku nastąpiła zmiana nazwy na Laboratorium Badawcze Materiałów i Konstrukcji Budowlanych, a później rok po roku zaczęły pojawiać się kolejne owoce systematycznej pracy Jubilata: doposażenie aparaturowe, doskonalenie technik badawczych, szkolenie pracowników technicznych. Zwieńczeniem wieloletniego wysiłku było uzyskanie w 2004 r. statusu Laboratorium Akredytowanego w Polskim Centrum Akredytacji potwierdzone Certyfikatem PCA nr AB 536. Obecnie przy pomocy pracowników technicznych prowadzone są normowe badania materiałów, takich jak: cement, kruszywo, stal zbrojeniowa, cegły, pustaki, płyty chodnikowe, kostka brukowa oraz elementów wykonanych z betonu, takich jak: kręgi, rury itp.

Przed wszystkim jednak w laboratorium realizowane są badania eksperymentalne, w tym wiele grantów badawczych poświęconych m.in. zagadnieniom:

- redystrybucji sił wewnętrznych w statycznie niewyznaczalnych żelbetowych elementach prętowych,
- odkształcalności węzłów monolitycznych ram żelbetowych,
- technologii i własności betonów nowej generacji (betony wysokowartościowe, samozagęszczalne, ze zbrojeniem rozproszonym),
- zastosowania włókien węglowych (CFRP) do wzmacniania elementów żelbetowych,
- przebiega w monolitycznych złączach płytowo-słupowych.

Profesor Artem Czkwianianc był kierownikiem trzech grantów badawczych, a w czwartym głównym wykonawcą.

Zamiłowanie do badań eksperymentalnych połączone z gruntowną znajomością tajników technologii betonu zaowocowało praktycznymi rozwiązaniami złożonych problemów związanych z realizacją skomplikowanych konstrukcji, w tym przede wszystkim masywnych fundamentów żelbetowych. I tak pod naukowym kierownictwem Jubilata zostały wykonane:

- wszystkie konstrukcje masywne na budowie Elektrowni Pątnów II, w tym fundament kotłowni o wymiarach 49,0 × 49,0 × 3,5 m i kubaturze około 7,5 tys. m³, betonowany bez przerwy przez 3 doby,
- fundamenty Świątyni Świętej Opatrzności Bożej w Wilanowie,
- fundamenty nowych turbozespołów w Elektrowni Turów,
- zbiorniki w Oczyszczalni Ścieków w Katowicach, w tym reaktor biologiczny o wymiarach w rzucie poziomym około 120 × 120 m (wykonany bez dylatacji),
- fundament budynku głównego na budowie nowego bloku energetycznego o mocy 858 MW w Elektrowni Bełchatów o wymiarach w rzucie 83,5 × 98,8 m i wysokości od 2,5 do 4,5 m.

Zwraca uwagę zwłaszcza ta ostatnia realizacja (z maja 2007 r.) największego w Polsce maszyn fundamentowego, betonowanego w sposób ciągły przez 5 i pół dnia (o objętości wbudowanego betonu 27,5 tys. m³). Kontrola jakości betonu oraz monitoring temperatury w maszywie betonowym przeprowadzone zostały siłami Laboratorium Badawczego Materiałów i Konstrukcji Budowlanych Katedry Budownictwa Betonowego PŁ.

Dorobek naukowy Jubilat znalazł odzwierciedlenie w licznych publikacjach, z których najpoważniejsze to 7 monografii oraz 3 rozdziały w monografiach, a ponadto 34 artykuły w czasopismach recenzowanych (głównie w „Inżynierii i Budownictwie”) i 50 referatów opublikowanych w materiałach konferencyjnych, z których większość została wygłoszona podczas konferencji krynickich. W rezultacie, w 1984 r. podczas XXX Konferencji Naukowej KILiW PAN oraz KN PZITB dr inż. Artem Czekwianianc został uznany zasłużonym autorem konferencji krynickich, a w 4 lata później został wpisany do księgi honorowej miesięcznika naukowo-technicznego „Inżynieria i Budownictwo” jako zasłużony autor tego czasopisma.

Szanowny Jubilat jest również doświadczonym i cenionym dydaktykiem, który przez 47 lat z powodzeniem przeszedł przez wszystkie stopnie nauczycielskiego wtajemniczenia na poziomie akademickim. W ramach przedmiotów konstrukcje betonowe oraz konstrukcje sprężone prowadził wykłady, seminaria dyplomowe, prace przejściowe, ćwiczenia: audytoryjne, projektowe i laboratoryjne, a także zajęcia fakultatywne na studiach podyplomowych oraz doktoranckich. Razem z prof. Tadeuszem Godyckim-Ćwirko w 1984 roku napisał skrypt „Konstrukcje sprężone”. Jest także promotorem ponad 130 dyplomowych prac magisterskich, spośród których dwie zostały nagrodzone w dorocznym konkursie ministerialnym, a jedna uzyskała pierwszą nagrodę w konkursie organizowanym przez Oddział Łódzki PZITB oraz Łódzką Okręgową Izbę Inżynierów Budownictwa.

W 2003 r. został powołany na eksperta Państwowej Komisji Akredytacyjnej i odtąd brał udział w pracach Zespołów Oceniających kierunek kształcenia „Budownictwo” na Politechnikach: Krakowskiej, Szczecińskiej, Warszawskiej i Częstochowskiej oraz Akademii Techniczno-Rolniczej w Bydgoszczy i Szkole Głównej Gospodarstwa Wiejskiego AR w Warszawie.

Wypromował także dwóch doktorów nauk technicznych. Dysertacja doktorska Przemysława Bodzaka została wyróżniona w konkursie Ministra Infrastruktury, a praca Marka Sitnickiego otrzymała wyróżnienie Rady Wydziału Budownictwa, Architektury i Inżynierii Środowiska PŁ.

Jubilat nie ograniczał się tylko do pracy na uczelni. W latach 80. odbył roczny staż na budowie, co w połączeniu z ponadtrzyletnią pracą w Biurze Projektowo-Badawczym Budownictwa Ogólnego „Miastoprojekt – Łódź” umożliwiło Mu uzyskanie w 1989 roku decyzji o stwierdzeniu przygotowania zawodowego do pełnienia samodzielnej funkcji technicznej projektanta w specjalności konstrukcyjno-budowlanej. Jest autorem lub współautorem ponad 150 opinii technicznych oraz ekspertyz z zakresu budownictwa ogólnego, konstrukcji żelbetowych i sprężonych,

a także współtwórcą dwóch patentów. Był także konsultantem i weryfikatorem wielu projektów konstrukcyjnych, w tym projektu Filharmonii Łódzkiej, który został wyróżniony w dorocznym konkursie ministerialnym.

W marcu 2003 r. został wpisany na listę członków Łódzkiej Okręgowej Izby Inżynierów Budownictwa, co umożliwiło Mu kontynuowanie wykonywania samodzielnych funkcji technicznych w budownictwie, głównie w zakresie rzeczoznawstwa budowlanego. W ciągu kilku lat funkcjonowania samorządu zawodowego dał się poznać jako doświadczony i ceniony wykładowca na kursach i szkoleniach organizowanych przez Łódzką Izbę. W latach 2004-2005 był kierownikiem oraz głównym wykładowcą cyklu szkoleń zorganizowanych dla członków ŁOIIB pod hasłem „Spotkania czwartkowe na Politechnice”.

Jako kierownik Katedry Budownictwa Betonowego PŁ nie tylko z powodzeniem rozwinął jej działalność, lecz także był inicjatorem rozpoczętej w 1991 r. działalności wydawniczej. Opublikowana pod patronatem Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN seria wydawnicza pod tytułem „Badania doświadczalne elementów i konstrukcji betonowych” obejmuje sprawozdania z badań eksperymentalnych realizowanych w Laboratorium Badawczym Materiałów i Konstrukcji Budowlanych. Dotychczas ukazało się 16 zeszytów, w których zamieszczono sprawozdania z badań: monolitycznych węzłów ram portalowych, tarcz, ustrojów ramowych, konstrukcji płytowo-słupowych, słupów, elementów prętowych z betonów wysokowartościowych, elementów żelbetowych poddanych skręcaniu, belek wzmacnianych taśmami CFRP, skurczu i pęcznienia betonów samozagęszczalnych. Jest to unikatowe w skali kraju wydawnictwo nawiązujące do niemieckiej serii zeszytów Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Za realizację tego pomysłu zespół autorski Katedry otrzymał w 1995 r. wyróżnienie specjalne Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa.

Z zakresu działalności organizacyjnej Jubilata należy wymienić pełnienie w latach 1980-1986 funkcji Dyrektora do spraw Nauki w Instytucie Inżynierii Budowlanej Politechniki Łódzkiej oraz wykonywanie trudnych zadań sekretarza naukowego XXXVII i XXXVIII Konferencji Naukowej „Krynica – 1991” i „Krynica – 1992”, a także przewodniczenie Komitetowi Organizacyjnemu II Międzynarodowej Konferencji Naukowej „Modele obliczeniowe i nowe koncepcje w mechanice konstrukcji z betonu”, która odbyła się w Łodzi w 1996 roku pod patronatem Sekcji Konstrukcji Betonowych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN.

Od 1963 r. członek PZITB; pełnił funkcje najpierw sekretarza, a potem przewodniczącego Koła Zakładowego przy Politechnice Łódzkiej a także przewodniczącego Komisji Nauki Oddziału Łódzkiego PZITB. W 1996 r. wraz z prof. Marią Kamińską otrzymał prestiżową nagrodę PZITB im. Wacława Żencykowskiego za osiągnięcia naukowe w dziedzinie budownictwa.

Wreszcie 24 października 2006 r. nadeszła chwila, o której marzą wszyscy naukowcy. W tym dniu w Pałacu Namiestnikowskim w Warszawie Prezydent RP wręczył nominacje profesorskie 60 osobom, w tym dr. hab. inż. Artemowi Czkwianiancowi z Politechniki Łódzkiej.

Szanowny Jubilat zatem już przed trzema laty mógłby spocząć na laurach i przystąpić do odcinania kuponów od zgromadzonego dorobku. Nic takiego jednak nie nastąpiło, bo nastąpić nie mogło. Po pierwsze, takie kalkulowanie jest obce Profesorowi. A po wtóre, nawet gdyby bardzo chciał, to nie ma szans na zbyt długi odpoczynek. Bo do drzwi skromnego gabinetu pukają już kolejni doktoranci (których już uzbierało się w sumie czterech), bo zbliża się termin zakończenia kolejnego grantu, bo znów nie wystarczyło pieniędzy na pobory dla nauczycieli, bo trzeba napisać kolejną recenzję doktoratu lub habilitacji, bo nie ma kto wykonać terminowej, trudnej ekspertyzy, bo trzeba rozdzielić zajęcia dydaktyczne w sytuacji malejącej (z reformy na reformę) liczby godzin przypadających na Katedrę Budownictwa Betonowego, bo...

Nie na miejscu zatem byłaby próba podsumowywania kariery w trakcie jej trwania. Zamiast tego pozwolę sobie na garść osobistych refleksji. Uważam mianowicie, że nasz Profesor stanowi niezwykle przykład wysublimowanej złożoności natury ludzkiej.

Mały wzrostem, lecz wielki duchem.

Tyle dokonał, a wszyscy Go lubią.

Z pozoru leniwy, nigdy się niespieszący, często nawet sprawiający wrażenie gorliwego wyznawcy dewizy „co masz zrobić dzisiaj – zrób jutro” – osiągnął bardzo dużo, znacznie więcej niż wielu pracoholików.

A przecież wcale nie należał do ulubieńców losu, który nieraz mocno Go doświadczał. W 1996 roku przeżył głęboką tragedię utraty ukochanej żony Jolanty (z domu Funkiewicz), koleżanki ze studiów poślubionej 32 lata wcześniej.

Cichy, skromny, życzliwy dla wszystkich, potrafił skuteczniej niż niejeden dyplomowany menedżer wyprowadzić z kryzysu byłe Centralne Laboratorium, z utrzymaniem którego miał problemy onegdaj duży Instytut Inżynierii Budowlanej PŁ.

Pomimo siedmiu krzyżyków na karku utrzymuje dobrą formę fizyczną, od lat systematycznie grywa w tenisa. Chętnie wyjeżdża w góry, zimą szusując na nartach, a latem przemierzając szlaki turystyczne z nadzieją, że wnuczek Filip (rocznik 2002) pójdzie w Jego ślady.

Drogi Profesorze, cieszymy się razem z Tobą z udanego przeżycia pierwszych siedemdziesięciu lat, życząc Ci jak największej liczby dalszych lat w jak najlepszym zdrowiu, czyli

a d m u l t o s a n n o s !

Dr inż. Andrzej B. Nowakowski

RENATA KOTYNIAKatedra Budownictwa Betonowego
Politechniki Łódzkiej

ANALIZA EFEKTYWNOŚCI WZMACNIANIA STREF PRZYPODPOROWYCH BELEK ŻELBETOWYCH WYKONANEGO ZA POMOCĄ WKLEJANIA MATERIAŁÓW KOMPOZYTOWYCH

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Wojciech Radomski**

Praca dotyczy wzmocnienia stref przypodporowych belek żelbetowych materiałami kompozytowymi CFRP, wklejanymi w bruzdy wykonane w betonowej otulinie tych elementów. Przedstawiono szczegółowy stan wiedzy w dziedzinie doświadczalnych badań elementów wzmocnionych na ścinanie tą metodą oraz przeprowadzono analizę efektów wzmocnienia w aspekcie wielu parametrów zmiennych.

1. Wprowadzenie

Wzmocnianie konstrukcji żelbetowych metodą przyklejania materiałów kompozytowych fiber reinforced polymer (FRP) na powierzchni betonu, tzw. externally bonded reinforcement (EBR), jest coraz częściej stosowaną techniką podnoszenia nośności konstrukcji na zginanie i ścinanie. Gdy wzmocniany element narażony jest na działanie agresywnych warunków środowiskowych (substancji rozmrażających, chemicznych, wody morskiej) lub pola magnetycznego, właściwe jest użycie materiałów kompozytowych z włóknami węglowymi (CFRP) odpornych na te wpływy. Dodatkową zaletą tego typu zbrojenia jest niewielki ciężar, który znacząco skraca czas wykonania wzmocnienia. Wymiary taśm i mat CFRP pozwalają na krzyżowanie się w jednej płaszczyźnie zbrojenia prowadzonego w dowolnych kierunkach, na aplikację dowolnych długości wzmocnienia, oraz zapewniają niezmienność wyglądu elementu żelbetowego po wzmocnieniu.

Doświadczalne badania żelbetowych belek wzmocnianych na zginanie metodą EBR wykazały, że choć nośność kompozytów CFRP nie może być wykorzystana, to oczywiście obserwuje się zwiększenie sztywności i nośności wzmocnionych elementów. Powodem niskiej (zaledwie 35%) efektywności wzmocnienia metodą EBR jest sposób zniszczenia wzmocnionego elementu, na skutek nagłego odspojenia kompozytu od powierzchni betonu [1].

W celu zwiększenia tej efektywności zaproponowano technologię wklejania materiałów kompozytowych w betonową otulinę elementu żelbetowego, znaną pod nazwą *near surface mounted reinforcement* (NSMR), której główną zaletą jest zwiększenie powierzchni styku wklejanego kompozytu z betonem, co znacząco opóźnia odspojenie tego zbrojenia od powierzchni betonu. Do tego typu wzmocnień używane są kompozyty w postaci taśm o szerokości $10 \div 20$ mm i grubości $1,4 \div 2,0$ mm oraz pręty o przekroju okrągłym lub kwadratowym.

Nieliczne, opublikowane jak dotąd wyniki badań żelbetowych belek wzmocnionych na zginanie metodą NSMR, potwierdziły wzrost stopnia wykorzystania wytrzymałości na rozciąganie materiału kompozytowego z 35% (w metodzie EBR) do 85% (w metodzie NSM) [2, 3], a tym samym znacznie wyższą efektywność tej metody w porównaniu z dotychczas stosowanym wzmocnianiem zewnętrznym [4].

Podobnie jest, jeżeli wzmacnia się żelbetowe belki ze względu na tzw. ścinanie, a właściwie na główne naprężenia rozciągające. W takim wypadku, o efektywności wzmocnienia decyduje sposób ukształtowania zewnętrznego zbrojenia kompozytowego. Może ono być przyklejone jedynie na bocznych powierzchniach elementu, na wysokości tylko środka lub zakotwione w półce przekroju teowego. W pierwszym wypadku, stopień wykorzystania materiałów CFRP jest najmniejszy, gdyż do zniszczenia dochodzi na skutek odspojenia kompozytu [5]. Jeżeli zewnętrzne zbrojenie poprzeczne zostanie wykonane jako zamknięte, to może nawet dojść do jego zerwania, co oznacza pełne wykorzystanie nośności kompozytu. Innym sposobem zwiększenia efektywności wzmocnienia na ścinanie jest wklejanie zbrojenia kompozytowego w bruzdy wykonane w betonowej otulinie bocznych powierzchni belek (metoda NSMR).

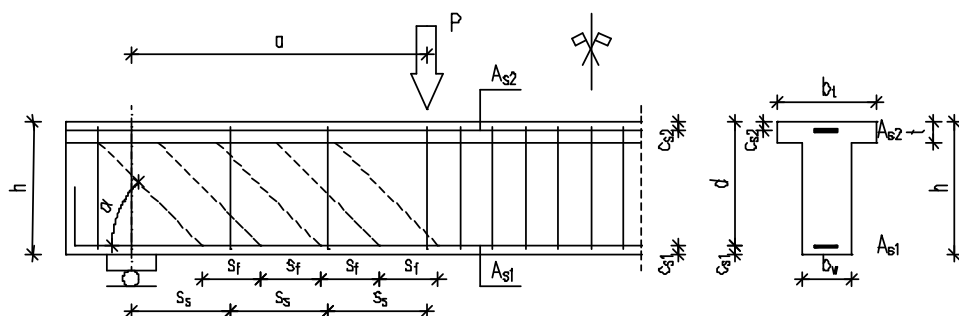
2. Badania doświadczalne

Badania żelbetowych belek wzmocnionych na ścinanie metodą NSM przeprowadzono jak dotąd zaledwie w trzech ośrodkach na świecie:

- University of Missouri-Rolla – A. Nanni, L. De Lorenzis, L. Rizzo [6], [8],
- University of Minho – J.A.O. Barros, S.J.E. Dias [7, 9, 10, 11],
- Politechnika Łódzka, Katedra Budownictwa Betonowego – R. Kotynia [12].

Analizowano w nich sposoby zniszczenia elementów, przyrost nośności i odkształcalność elementów wzmocnionych na ścinanie w zależności od następujących parametrów zmiennych: stopnia istniejącego stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s i podłużnego ρ_{sL} , stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f , jego rozstawu s_f , przekroju poprzecznego A_f , kąta nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki α , wymiarów i kształtu elementów żelbetowych (prostokątne, teowe), smukłości ścinania a/d oraz wytrzymałości betonu na ściskanie. Zestawienie dotychczasowych badań doświadczalnych belek żelbetowych o przekroju prostokątnym i teowym, wzmocnionych na ścinanie, zamieszczono w tabelach 1÷4.

Na rysunku 1 przedstawiono schemat belki wzmocnionej na ścinanie z opisem wszystkich parametrów zmiennych uwzględnionych w badaniach. We wszystkich badanych belkach smukłość ścinania a/d wahała między 2,5 i 3,0.



Rys. 1. Schemat belki żelbetowej wzmocnionej na ścinanie metodą NSM

Fig. 1. Scheme of NSM shear strengthened RC beam

Z uwagi na niewielkie przekroje belek prostokątnych (200 x 200 mm [6] i 150 x 150 mm [7]), efekt skali zadecydował o tym, że analiza efektywności wzmocnienia na ścinanie była mało wiarygodna. Ponadto, z powodu niskiego stopnia zbrojenia podłużnego, elementy o przekroju 150 x 300 mm (patrz tabela 1), uległy zniszczeniu na zginanie. Dlatego w dalszej części pracy analizowane będą jedynie belki o przekroju teowym, które zniszczyły się wskutek ścinania.

W tabelach 2 i 4, zamieszczono porównanie obliczeniowych nośności belek na zginanie z nośnościami tych belek na ścinanie, co w kilku wypadkach potwierdza mechanizm ich zniszczenia ze względu na zginanie. Dla każdej z belek podano również stopień wzmocnienia, wyrażony stosunkiem nośności ścinania belki wzmocnionej i niewzmocnionej, który wahał się od 22% [6] do 125% [7] dla belek prostokątnych oraz od 11% [11] do 106% [8] dla belek teowych.

Tabela 1. Charakterystyka belek o przekroju prostokątnym

Table 1. Characteristic of beams with rectangular cross section

Belki prostokątne	A_{s1} mm ²	ρ_{s1} %	b_w / h	d_s / s_s	d_f / s_f $b_f / t_f / s_f$	α_f °	c_{s1} / c_{s2} mm	A_f mm ²	E_f	f_c
			mm	mm	mm				MPa	MPa
[6] De Lorenzis (2009), a/d=3,0 System wzmocnienia typu NSM: pręty CFRP o średnicy d_f =7,5mm i taśmy CFRP 16x2,0mm										
C	1520	4,39	200 / 201	6 / 160	-	-	37 / 31	-	-	29,3
NB90-73-a					Ø7,5 / 73	90		44	146	
NB90-73-b					Ø7,5 / 73	90				
NB90-45-b					Ø7,5 / 45	90				
NB45-146-a					Ø7,5 / 146	45				
NB45-73-a					Ø7,5 / 73	45				
NS90-73-a					16 / 2 / 73	90		32	227	
NS45-146-a					16 / 2 / 146	45				

Tabela 1. (cd.)

Table 1. (continuation)

Belki prostokątne	A _{s1} mm ²	ρ _{s1} %	b _w / h	d _s / s _s	d _f / s _f b _f / t _f / s _f	α _f °	c _{s1} / c _{s2} mm	A _f mm ²	E _f	f _c
			mm	mm	mm				MPa	MPa
[7] Barros (2006), a/d=2,53 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4 mm										
A10 R	314	0,75	150 / 300	-	-	-	20 / 18	14	166	49,2
A10 S				6 / 300	-	-				
A10 VL				-	10 / 1,4 / 200	90				
A10 IL					10 / 1,4 / 300	90				
A12 R	452	1,08		6 / 150	-	-				
A12 S				-	10 / 1,4 / 100	90				
A12 VL					10 / 1,4 / 150	45				
A12 IL				150 / 150	6 / 150	-				-
B10 R	-	10 / 1,4 / 100	45							
B10 S		10 / 1,4 / 150	45							
B10 VL	452	1,08	6 / 75		-	-				
B10 IL			-		10 / 1,4 / 50	60				
B12 R					10 / 1,4 / 75	60				
B12 S			-		-	-				-
B12 VL										
B12 IL										

A_{s1} – pole przekroju zbrojenia podłużnego, ρ_{s1} – stopień zbrojenia podłużnego, d_f – średnica pręta kompozytowego, b_f , t_f , s_f – szerokość, grubość i rozstaw zbrojenia kompozytowego, A_f – pole przekroju zbrojenia kompozytowego, α_f – kąt nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki, E_f – moduł sprężystości zbrojenia kompozytowego, b_w ,h_w – szerokość i wysokość przekroju belki, c_{s1}/c_{s2} – położenie osi zbrojenia podłużnego rozciąganego i ściskanego, odpowiednio względem rozciąganej i ściskanej krawędzi przekroju belki, f_c – wytrzymałość betonu na ściskanie

Tabela 2. Wyniki doświadczalnych badań belek o przekroju prostokątnym

Table 2. Test results of beams with rectangular cross section

Belki prostokątne	V_{flex}	V_{test}	$V_{f, test}$	V_{test} / V_{test0}	$\Theta_{o, test}$	Typ zniszczenia
	kN	kN	kN			
[6] De Lorenzis (2009), a/d=3,0 System wzmocnienia typu NSM: pręty CFRP o średnicy $d_f=7,5mm$ i taśmy CFRP 16x2,0mm						
C	248,25	122,20	-	1,00	36	Ścinanie
NB90-73-a		176,40	54,20	1,44	50	Ścinanie
NB90-73-b		148,60	26,40	1,22	50	Ścinanie
NB90-45-b		150,80	28,60	1,23	50	Odspojenie bocznej otuliny
NB45-146-a		161,30	39,10	1,32	41	Ścinanie
NB45-73-a		150,20	28,00	1,23	50	Odspojenie bocznej otuliny,
NS90-73-a		172,70	50,50	1,41	50	Ścinanie
NS45-146-a		154,90	32,70	1,27	41	Odspojenie bocznej otuliny, zginanie

[7] Barros (2006), a/d=2,53 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm							
A10 R	61,19	50,20	-	1,00	Brak rejestracji rys	Ścinanie	
A10 S		84,68		1,69		Zginanie	
A10 VL		79,32		29,12		1,58	Zginanie
A10 IL		78,95		28,75		1,57	Zginanie
A12 R	108,62	58,25	-	1,00		Ścinanie	
A12 S		107,52		1,85		Ścinanie	
A12 VL		117,56		59,31		2,02	Zginanie
A12 IL		131,19		72,94		2,25	Zginanie
B10 R	56,82	37,01	-	1,00		Ścinanie	
B10 S		60,32		1,63		Zginanie	
B10 VL		65,61		28,60		1,77	Zginanie
B10 IL		60,22		23,21		1,63	Zginanie
B12 R	99,92	37,85	-	1,00		Ścinanie	
B12 S		79,55		2,10		Ścinanie	
B12 VL		69,60		31,75		1,84	Ścinanie
B12 IL		74,25		36,40		1,96	Ścinanie
V _{flex} – nośność belki na zginanie, V _{test} , V _{test0} – doświadczalna nośność na ścinanie, odpowiednio belki wzmacnionej i niewzmocnionej V _{f,test} – udział zbrojenia kompozytowego w nośności na ścinanie, Θ _{test} – kąt nachylenia rysy niszczącej							

Tabela 3. Charakterystyka belek o przekroju teowym

Table 3. Characteristic of beams with T- cross section

Belki teowe	A_{s1} mm ²	ρ_{s1} %	$b_w / h / b_t$ / h_t	d_s / s_s	d_f / s_f $b_f / t_f / s_f$	α_f °	c_{s1} / c_{s2} mm	A_f mm ²	E_f	f_c
			mm	mm	mm				MPa	MPa
[8] De Lorenzis (2001), a/d = 3,0 System wzmacnienia typu NSM: pręty CFRP o średnicy d _f =9,5mm										
BV	1293	2,38	153/407 / 281 /102	-	-	-	50,8/0	-	-	31,0
B90-7					Ø9,5 / 178	90		70,85	104,8	
B90-5					Ø9,5 / 127	90				
B90-5A					Ø9,5 / 127	90				
B45-7					Ø9,5 / 178	45				
B45-5					Ø9,5 / 127	45				
BSV				9,5 / 356	-	-	50,8/40	-	-	
BS90-7A				Ø9,5 / 178	90	70,85		104,8		
[9] Barros (2008), a/d = 2,53 System wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm										
2S-R	1874	2,92	180/400 / 450/100	6 / 300	-	-	44 / 24	-	-	31,1
2S-3LV					10 / 1,4 / 267	90		14	166	
2S-5LV					10 / 1,4 / 160	90				
2S-8LV					10 / 1,4 / 100	90				
2S-3LI45					10 / 1,4 / 367	45				
2S-5LI45					10 / 1,4 / 220	45				
2S-8LI45					10 / 1,4 / 138	45				
2S-3LI60					10 / 1,4 / 325	60				
2S-5LI60					10 / 1,4 / 195	60				
2S-7LI60					10 / 1,4 / 139	60				

Table 3. (continuation)

[10] Barros (2007), a/d = 2,50 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm																	
2S-R'	1809	2,79	180/400 / 450/100	6 / 300	-	-	40 / 25	-	-	18,6							
2S-7LV					10 / 1,4 / 114	90		14	166								
2S-4LI45					10 / 1,4 / 275	45											
2S-7LI45					10 / 1,4 / 157	45											
2S-4LI60					10 / 1,4 / 243	60											
2S-6LI60					10 / 1,4 / 162	60											
4S-R			6 / 180	-	-	-	-										
4S-7LV				10 / 1,4 / 114	90	14	166										
4S-4LI45				10 / 1,4 / 275	45												
4S-7LI45				10 / 1,4 / 157	45												
4S-4LI60				10 / 1,4 / 243	60												
4S-6LI60				10 / 1,4 / 162	60												
		mm	mm	mm		MPa	MPa										
[11] Barros (2009), a/d = 2,50 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4 mm																	
2S-R''	1809	2,79	180/400 / 450/100	6 / 300	-	-	40 / 25	-	-	39,7							
2S-4LV					10 / 1,4 / 180	90		14	171								
2S-7LV					10 / 1,4 / 114	90											
2S-10LV					10 / 1,4 / 80	90											
2S-4LI45					10 / 1,4 / 275	45											
2S-7LI45					10 / 1,4 / 157	45											
2S-10LI45					10 / 1,4 / 110	45											
2S-4LI60					10 / 1,4 / 243	60											
2S-6LI60					10 / 1,4 / 162	60											
2S-9LI60					10 / 1,4 / 108	60											
[12] Kotynia (2007), a/d = 2,54 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 15x1,4mm i 15x2,4mm																	
BI-1					1256	2,66					150/360 / 286/60	6 / 200	-	-	45	45 / 25	-
BI-2/3A	15 / 1,4 / 210	21	170	39,0													
BI-2/3B	15 / 2,4 / 360			36			163	39,0									
BI-3/5A	15 / 2,4 / 210			36			163	38,5									
BI-3/5B	15 / 1,4 / 120			21			170	38,5									
BI-4/7A	15 / 1,4 / 80			21			170	40,0									
BI-4/7B	15 / 2,4 / 140			36			163	40,0									
BI-s4/5A	15 / 1,4 / 120			21			170	41,9									
BI-s4/5B	15 / 2,4 / 140			36			163	41,9									
s – belki ze strzemionami stalowymi przeciętymi podczas aplikacji kompozytów																	

Tabela 4. Wyniki doświadczalnych badań belek o przekroju teowym

Table 4. Test results of beams with T-cross section

Belki teowe	V_{flex}	V_{tot}	V_f	V_{tot}/V_{tot0}	Θ	Typ zniszczenia
	(kN)			(-)	(°)	
[8] De Lorenzis (2001), $a/d = 3,0$ System wzmacnienia typu NSM: pręty CFRP o średnicy $d_f=9,5mm$						
BV	165,60	90,29	-	1,00	-	Ścinanie
B90-7		115,20	24,91	1,28	45	Ścinanie
B90-5		127,66	37,37	1,41	48	Ścinanie
B90-5A		185,70	95,41	2,06	45	Odspojenie bocznej otuliny
B45-7		165,47	75,18	1,83	43	Ścinanie
B45-5		177,92	87,63	1,97	41	Odspojenie bocznej otuliny,
BSV		153,23	0,00	1,00	45	Ścinanie
BS90-7A		206,83	53,60	1,35	55	Odspojenie bocznej otuliny, zginanie
[9] Barros (2008), $a/d = 2,53$ System wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm						
2S-R	296,61	189,00	-	1,00	35	Ścinanie
2S-3LV		189,60	0,60	1,00	38	Ścinanie
2S-5LV		214,20	25,20	1,47	43	Ścinanie
2S-8LV		237,60	48,60	1,63	42	Ścinanie
2S-3LI45		196,80	7,80	1,35	43	Ścinanie
2S-5LI45		230,40	41,40	1,58	38	Ścinanie
2S-8LI45		229,20	40,20	1,57	45	Ścinanie
2S-3LI60		224,40	35,40	1,54	41	Ścinanie
2S-5LI60		235,20	46,20	1,61	43	Ścinanie
2S-7LI60		243,60	54,60	1,67	42	Ścinanie
[10] Barros (2007), $a/d = 2,50$ System wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm						
2S-R'	455,85	135,90	-	1,00	39	Ścinanie
2S-7LV		164,22	28,32	1,21	40	Ścinanie
2S-4LI45		169,80	33,90	1,25	40	Ścinanie
2S-7LI45		183,90	48,00	1,35	49	Ścinanie
2S-4LI60		168,96	33,06	1,24	38	Ścinanie
2S-6LI60		178,62	42,72	1,31	56	Ścinanie
4S-R		182,28	-	1,00	40	Ścinanie
4S-7LV		189,18	6,90	1,04	40	Ścinanie
4S-4LI45		208,32	26,04	1,14	43	Ścinanie
4S-7LI45		213,84	31,56	1,17	41	Ścinanie
4S-4LI60		207,36	25,08	1,14	47	Ścinanie
4S-6LI60		217,38	35,10	1,19	41	Ścinanie
[11] Barros (2009), $a/d = 2,50$ System wzmacnienia typu NSM: taśmy CFRP 10x1,4mm						
2S-R''	471,62	182,28	-	1,00	38	Ścinanie
2S-4LV		202,44	20,16	1,11	41	Ścinanie
2S-7LV		224,46	42,18	1,23	45	Ścinanie
2S-10LV		238,50	56,22	1,31	43	Ścinanie
2S-4LI45		235,68	53,40	1,29	50	Ścinanie
2S-7LI45		253,02	70,74	1,39	38	Ścinanie
2S-10LI45		267,90	85,62	1,47	40	Ścinanie
2S-4LI60		231,84	49,56	1,27	35	Ścinanie
2S-6LI60		236,64	54,36	1,30	42	Ścinanie
2S-9LI60		247,62	65,34	1,36	42	Ścinanie

Tabela 4. (cd.)

Table 4. (continuation)

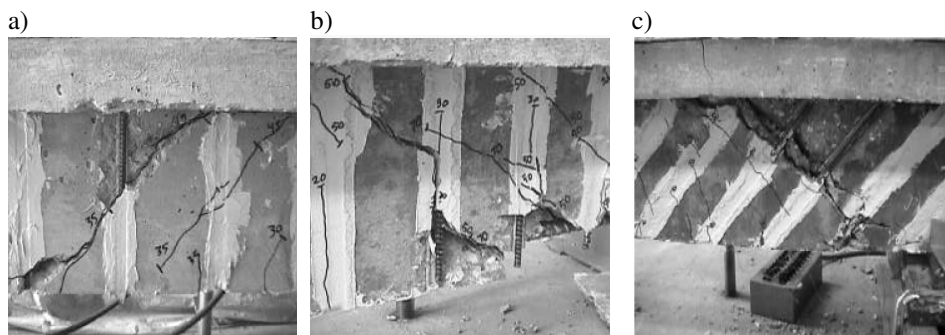
Belki teowe	V_{flex}	V_{tot}	V_f	V_{tot}/V_{tot0}	Θ (°)	Typ zniszczenia
[12] Kotynia (2007), a/d=2,54 System wzmocnienia typu NSM: taśmy CFRP 15x1,4mm i 15x2,4mm						
BI-1	215,87	125,46	-	1,00	39,5	Ścinanie
BI-2/3A		208,25	82,79	1,66	42	Ścinanie
BI-2/3B		176,59	51,13	1,41	42	Ścinanie
BI-3/5A		212,60	87,14	1,69	43	Ścinanie
BI-3/5B		234,10	108,64	1,87	48	Zginanie
BI-4/7A		216,52	91,06	1,73	50	Zginanie
BI-4/7B		216,52	91,06	1,73	49	Zginanie
BI-s4/5A		220,93	95,47	1,76	43	Zginanie
BI-s4/5B		220,93	95,47	1,76	43	Zginanie

3. Wyniki badań

3.1. Mechanizmy zniszczenia

Badania elementów wzmocnionych klejonymi prętami CFRP, potwierdziły występowanie trzech podstawowych mechanizmów zniszczenia na ścinanie. Belki niszczyły się na ogół na skutek odspojenia prętów CFRP [8]. To odspojenie poprzedzone było utratą przyczepności prętów do zaprawy klejowej i ukośnym zarysowaniem otaczającego je betonu (rys. 2, 3).

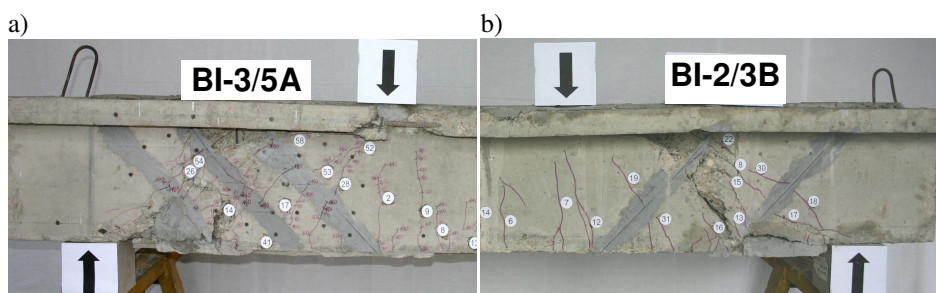
Tego sposobu zniszczenia można uniknąć zmniejszając rozstaw prętów kompozytowych, klejąc je pod kątem do podłużnej osi elementu [8, 12] (rys. 2c i 3a,b) lub kotwiąc ich końce w półce przekroju teowego [8], co znacząco poprawia warunki zakotwienia pręta przeciętego ukośną rysą.



Rys. 2. Widok zniszczonych belek teowych [8]

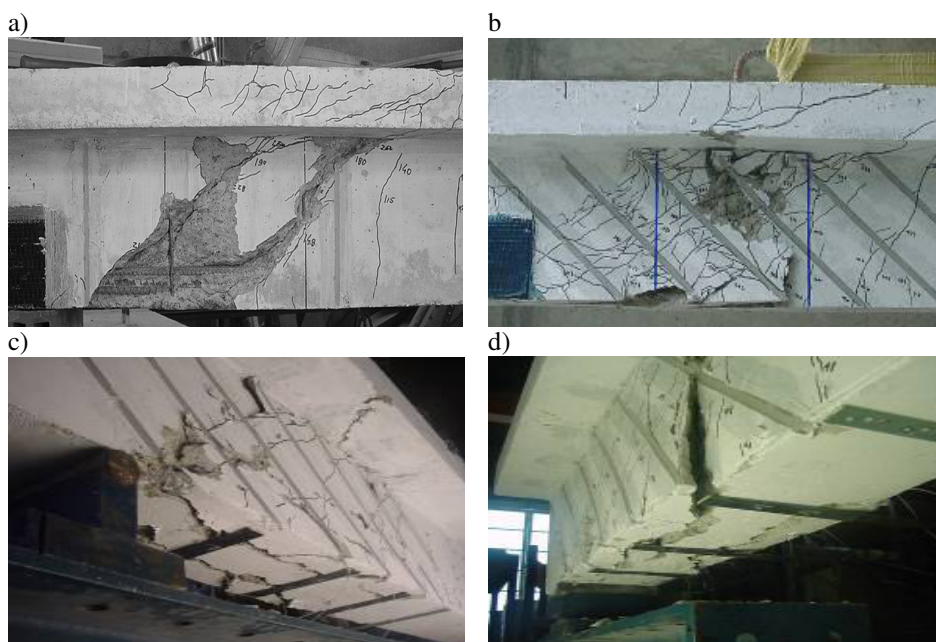
Fig. 2. View of T-section beams after failure [8]

Drugi mechanizm zniszczenia wystąpił w przypodporowej strefie belek o niskim stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego i kompozytowego. Na skutek dużego rozstawu poprzecznego zbrojenia, ukośna (w środkowej części wysokości belki) rysa niszcząca w bezpośrednim sąsiedztwie podpory zmieniła swoje pochylenie na prawie poziome, biegnące wzdłuż rozciąganego zbrojenia podłużnego. Doprowadziło to do odspojenia betonowej otuliny wzdłuż tego zbrojenia [9, 12] (rys. 3b, 4a).



Rys. 3. Widok zniszczonych belek teowych [12]

Fig. 3. View of T-section beams after failure [12]



Rys. 4. Widok zniszczonych belek teowych [9, 10]

Fig. 4. View of T-section beams after failure [9, 10]

Trzeci sposób zniszczenia, typowy dla belek wzmocnionych taśmami CFRP w bardzo małym rozstawie, charakteryzowało obustronne odspojenie grupy klejonych prętów wraz z otaczającą betonową otuliną od rdzenia belki ograniczonego stalowymi strzemionami [9, 10]. Taki sposób zniszczenia wskazuje na negatywny wpływ zmniejszenia rozstawu klejonego zbrojenia kompozytowego, poniżej granicznego (minimalnego) rozstawu, przy którym dochodzi do nieoczekiwanego odspojenia obu bocznych warstw betonowej otuliny wraz z grupą klejonych prętów (rys. 4b, c, d).

Ostatni, czwarty, teoretycznie możliwy mechanizm zniszczenia w wypadku obustronnego zakotwienia klejonego zbrojenia kompozytowego, nie obserwowany jak dotąd w badaniach doświadczalnych, to zerwanie tego zbrojenia w miejscu przecięcia ukośną rysą niszczącą.

3.2. Odształcalność graniczna zbrojenia kompozytowego

Odształcenia graniczne klejonego zbrojenia kompozytowego przy jego odspojeniu określono na podstawie pomiarów tensometrycznych, wykonywanych bezpośrednio na powierzchni tego zbrojenia [8, 10], lub za pośrednictwem czujników indukcyjnych, mierzących odształcenia betonu w bezpośrednim sąsiedztwie klejonych taśm [12]. Należy zwrócić uwagę, że takie pomiary obarczone są pewnym błędem, gdyż nie zawsze możliwe jest wykonanie pomiaru odształceń kompozytu dokładnie w miejscu przecięcia go ukośną rysą niszczącą. Na podstawie zebranych wyników pomiarów, określono graniczne odształcenia prętów CFRP o przekroju okrągłym w zakresie $2,25 \div 2,86\%$ [8], o przekroju prostokątnym $15 \times 1,4$ mm i $15 \times 2,4$ mm w zakresie $3,0 \div 4,5\%$ [12] oraz o przekroju prostokątnym $10 \times 1,4$ mm w zakresie $4,0 \div 6\%$ [10].

3.3. Udział zbrojenia kompozytowego w nośności ścinania

Badania wykazały korzystny wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f (1) na sprowadzoną nośność tego zbrojenia $V_f / b_w d$, co potwierdzają wykresy pokazane na rysunku 5. Podział wykresów na serie różniące się kątami nachylenia klejonego zbrojenia, rodzaj tego zbrojenia i stopnie zbrojenia stalowego, pozwala wyodrębnić wpływ każdego z parametrów na nośność zbrojenia kompozytowego. Wyniki potwierdzają silniejszy wpływ stopnia poprzecznego zbrojenia stalowego na tę nośność, niż wpływ kąta nachylenia kompozytów. Z analizy wpływu stopnia nachylenia klejonego zbrojenia można stwierdzić, że najbardziej efektywne okazało się wzmocnienie pod kątem 45° , co jest szczególnie widoczne w belkach bez poprzecznego zbrojenia stalowego, wzmocnionych prętami CFRP.

Ponieważ nośność ścinania należy rozważać z jednoczesnym uwzględnieniem stopnia zbrojenia stalowego $\rho_s E_s$ i kompozytowego $\rho_f E_f$, dlatego w dalszej analizie nośności zostanie uwzględniony całkowity stopień zbrojenia poprzecznego ρ_{tot} (3).

$$\rho_f = \frac{2A_f}{b_w s_f \sin \alpha} \quad (1)$$

$$\rho_s = \frac{2A_s}{b_w s_s} \quad (2)$$

$$\rho_{tot} = \rho_f E_f / E_s + \rho_s \quad (3)$$

gdzie: b_w – szerokość przekroju belki,

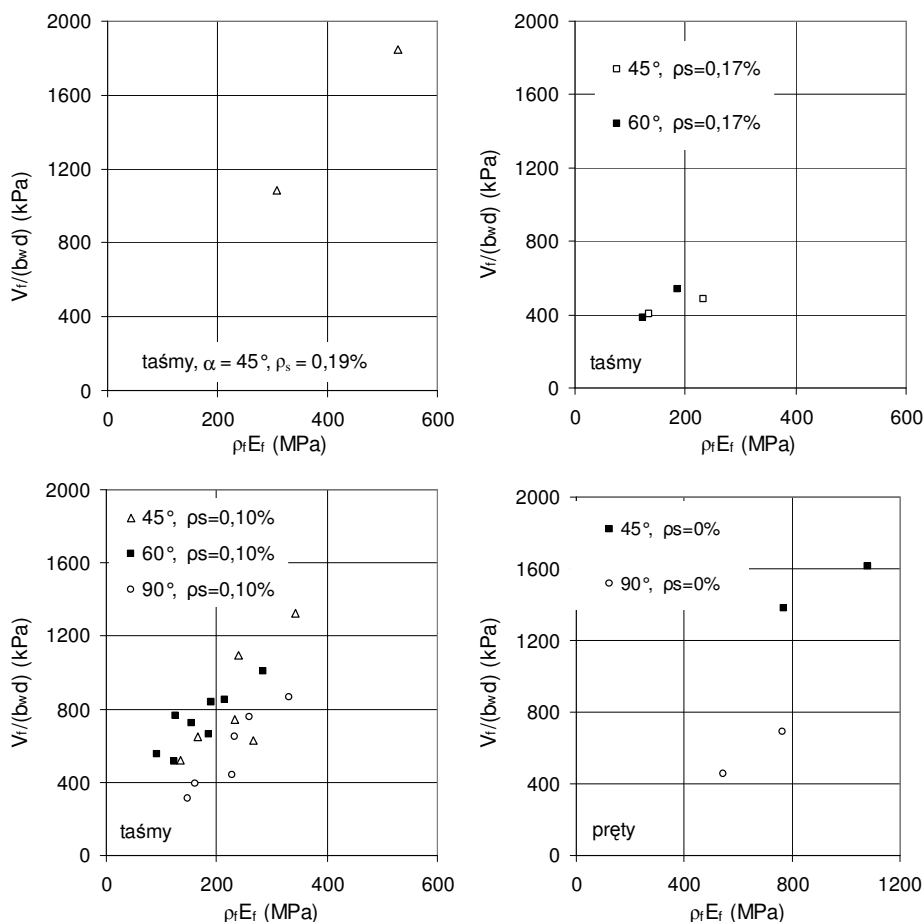
s_f, s_s – rozstaw porzecznego zbrojenia kompozytowego i stalowego,

A_f, A_s – pole przekroju zbrojenia kompozytowego i stalowego,

α_f – kąt nachylenia zbrojenia kompozytowego do podłużnej osi belki,

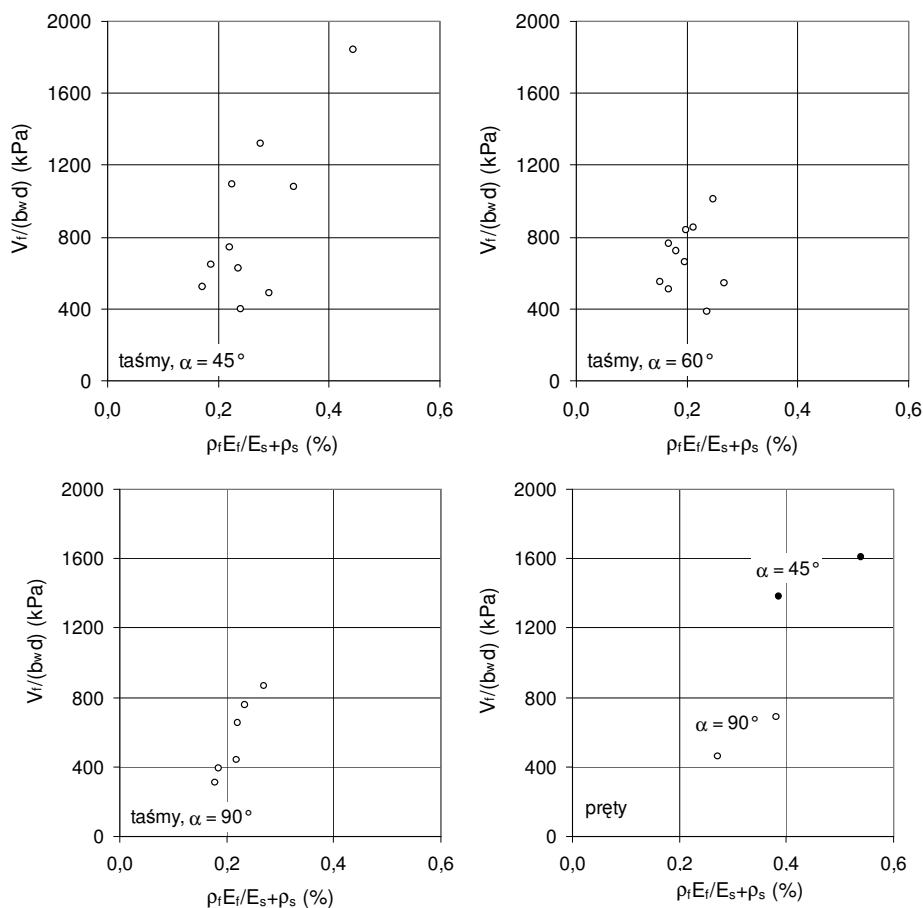
E_f, E_s – moduł sprężystości zbrojenia kompozytowego i stalowego.

Wraz ze wzrostem całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego ρ_{tot} , rośnie nośność przekroju na ścinanie (porównaj rys. 6).



Rys. 5. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na jego sprawdzoną nośność

Fig. 5. Influence of the composite ratio on the reduced CFRP shear contribution



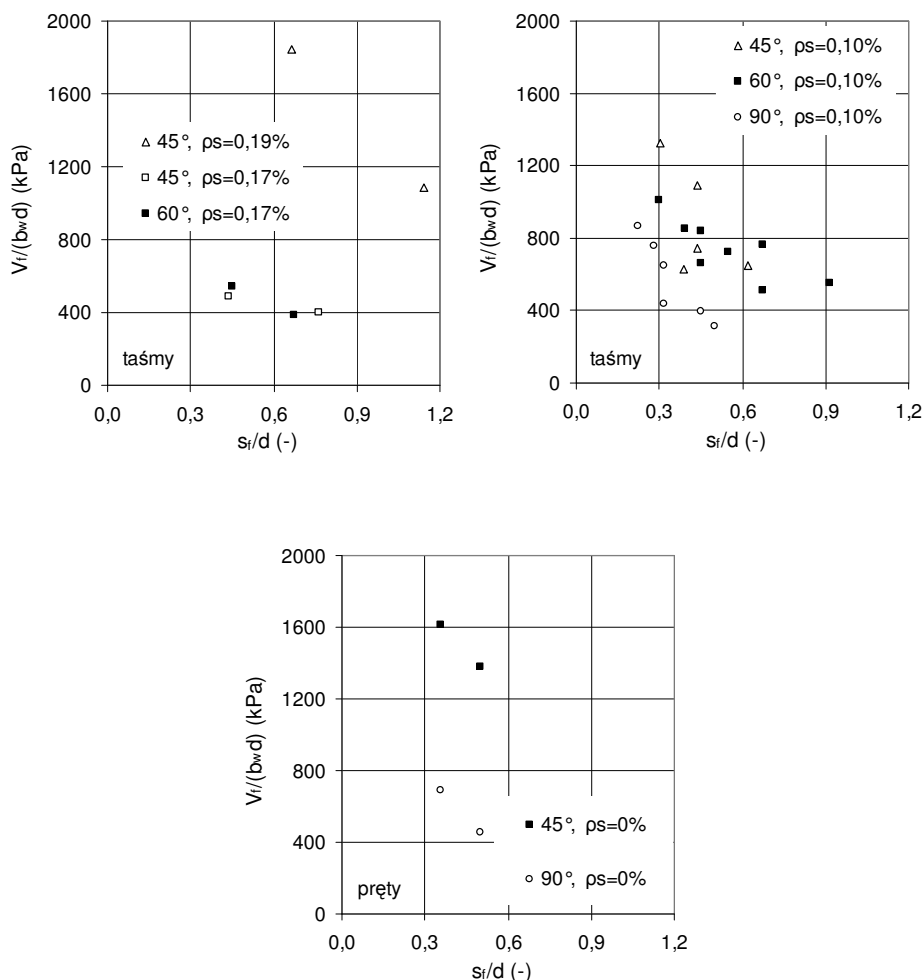
Rys. 6. Wpływ całkowitego stopnia zbrojenia poprzecznego na sprowadzoną nośność zbrojenia CFRP

Fig. 6. Influence of the total transversal ratio on the reduced CFRP shear contribution

Wyniki badań potwierdzają oczywisty spadek siły przenoszonej przez zbrojenie kompozytowe wraz ze wzrostem poziomego rozstawu tego zbrojenia (patrz rys. 7).

Wytrzymałość betonu belek o przekroju teowym wahała się od 31 MPa [8] do 40 MPa [12], jedynie w badaniach [10] była znacznie niższa, bo zaledwie 18,6 MPa. Analiza wyników badań [10, 11], dotyczących dwóch serii belek o tym samym stopniu poprzecznego zbrojenia stalowego ($\varnothing 6$ co 300 mm), wzmocnionych w ten sam sposób taśmami CFRP, ale różniących się wytrzymałością betonu na ściskanie ($f_c = 18,6$ MPa [10], $f_c = 39,7$ MPa [11]), wykazała oczywisty wpływ tej wytrzymałości na siłę poprzeczną przenoszoną przez zbrojenie kompozytowe (porównaj rys. 8 i tabela 5), jak i nośność belek na ścinanie. Wzrost wytrzymałości betonu na ściskanie z 18,6 MPa do 39,7 MPa spowodował wzrost nośności

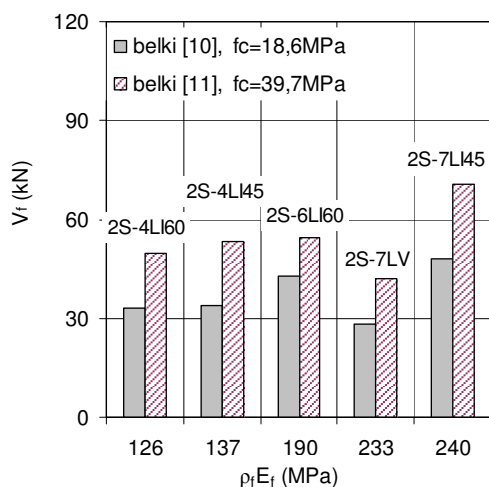
zbrojenia kompozytowego w zakresie 47,4%÷57,5%. Jedynie w belce 2S-6LI60 ten wzrost wyniósł zaledwie 27%.



Rys. 7. Wpływ rozstawu zbrojenia CFRP na jego sprowadzoną nośność

Fig. 7. Influence of the CFRP spacing on the reduced shear CFRP contribution

Niewielkie różnice w stopniu zbrojenia kompozytowego między odpowiadającymi sobie belkami obu serii (tabela 3), wynikają z zastosowania taśm różniących się nieznacznie modulem sprężystości $E_{f,[10]} = 166$ GPa, $E_{f,[11]} = 171$ GPa).



Rys. 8. Wpływ wytrzymałości betonu na nośność zbrojenia kompozytowego

Fig. 8. Influence of the concrete strength on the CFRP shear contribution

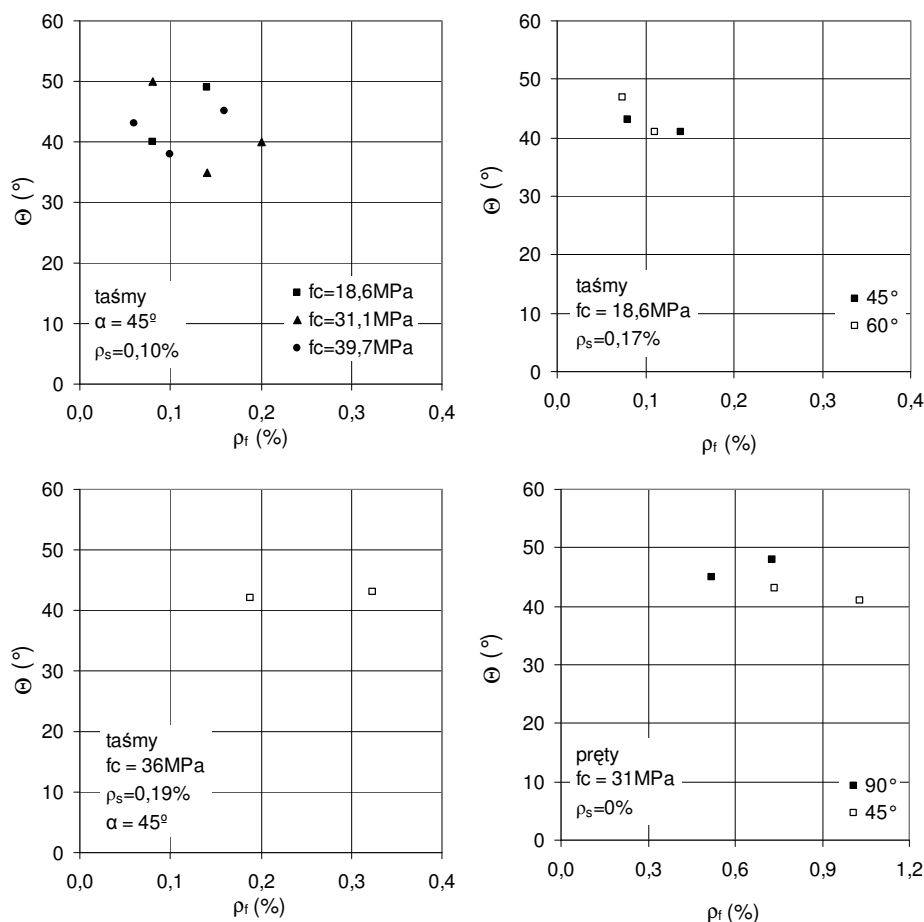
Tabela 5. Porównanie nośności ścinania dwóch serii belek [10], [11]

Table 5. Comparison of shear capacity of two series beams [10], [11]

Seria	Belka	f _c (MPa)	ρ _s E _s (MPa)	ρ _f E _f (MPa)	V _c (KN)	V _s (KN)	V _f (KN)	V _{f[10]} / V _{f[11]} (-)
[10]	2S-4LI60	18,6	209,33	123,18	88,2	47,7	33,06	1,50
[11]		39,7		126,36	124,2	58,1	49,56	
[10]	2S-4LI45	18,6		133,33	88,2	47,7	33,90	1,58
[11]		39,7		136,77	124,2	58,1	53,40	
[10]	2S-6LI60	18,6		184,78	88,2	47,7	42,72	1,27
[11]		39,7		189,55	124,2	58,1	54,36	
[10]	2S-7LV	18,6		227,33	88,2	47,7	28,32	1,49
[11]		39,7		233,20	124,2	58,1	42,18	
[10]	2S-7LI45	18,6		233,53	88,2	47,7	48,00	1,47
[11]		39,7		239,56	124,2	58,1	70,74	
V _{f[10]} ; V _{f[11]} – nośność zbrojenia kompozytowego belek dwóch serii opisanych w [10] i [11]								

Analizę kątów nachylenia ukośnych rys niszczących w belkach wykonano na podstawie dokumentacji zdjęciowej zamieszczonej w literaturze, co z uwagi na niewystarczającą jakość niektórych fotografii było kłopotliwe. Ukośna rysa niszcząca we wzmocnionych elementach kształtowała się pod kątem od 38° do 56° .

Wartości kątów θ dla wszystkich zbadanych belek o przekroju teowym zamieszczono w tabeli 4, a na rysunku 9 pokazano wartości tych kątów w funkcji stopnia zbrojenia kompozytowego, z podziałem na serie różniące się stopniem zbrojenia stalowego, kątem wklejonego zbrojenia i wytrzymałością betonu na ściskanie.



Rys. 9. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na kąt nachylenia rysy niszczącej

Fig. 9. The influence of the CFRP ratio on inclination of the diagonal shear crack

3.4. Efektywność wzmocnienia

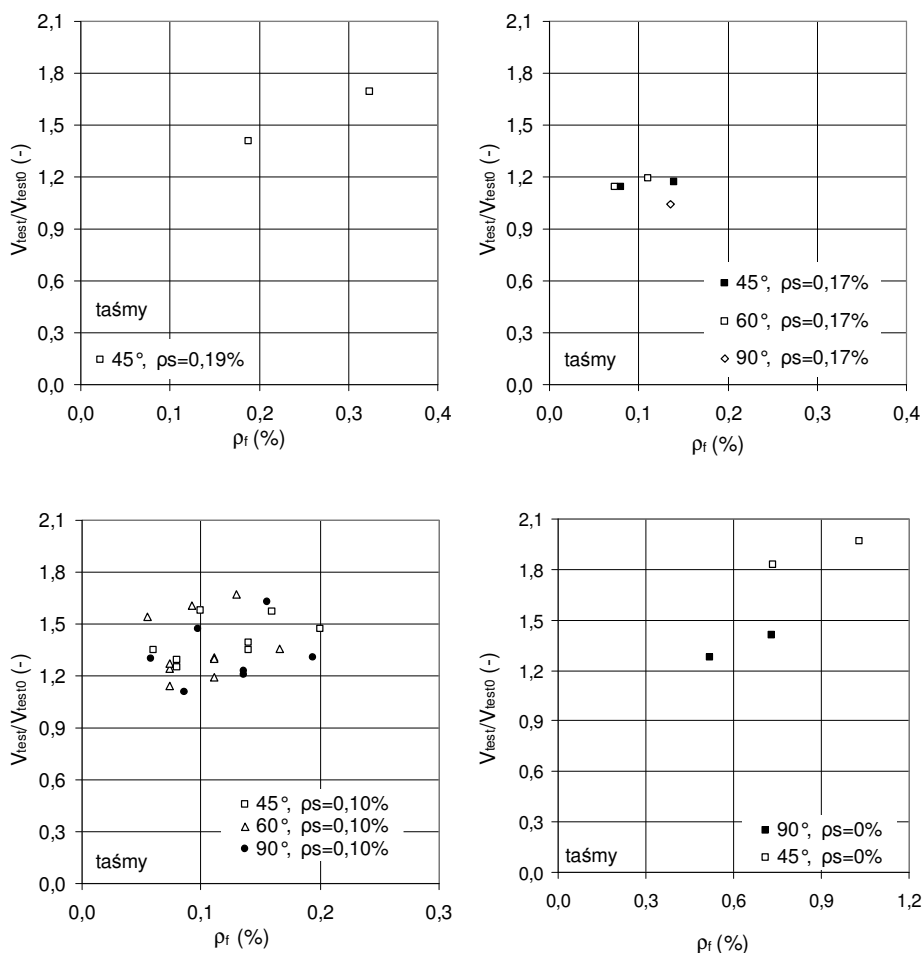
Miarą efektywności wzmocnienia na ścinanie jest stosunek nośności elementu wzmocnionego i niewzmocnionego (4)

$$\eta = V_{test}/V_{test0} \quad (4)$$

Tę efektywność można zwiększać zmniejszając rozstaw wklejonego zbrojenia, zwiększając jego pole powierzchni, wklejając pręty nachylone pod kątem do podłużnej osi elementu oraz kotwiąc zbrojenie kompozytowe w półce przekroju teowego. Efekt wzmocnienia zależy przy tym od stopnia stalowego zbrojenia poprzecznego ρ_s (rys. 10) i stopnia zbrojenia kompozytowego ρ_f , który w belkach z wklejonymi taśmami wahał się w przedziale 4÷69%. Wykres zależności efektywności wzmocnienia od stopnia zbrojenia kompozytowego przedstawia rysunek 10.

Elementy o niższym stopniu zbrojenia stalowego ($\rho_s = 0,10\%$), wykazały wyższy stopień wzmocnienia ($\eta = 11\div 69\%$), niż elementy silniej poprzecznie zbrojone stalą ($\rho_s = 0,17\%$), dla których efektywność wzmocnienia wahała się w granicach zaledwie 4÷19%. Wyjątek od tej zasady zaobserwowano w elementach BI-2/3 B i BI-3/5A o bardzo wysokim stopniu zbrojenia kompozytowego ($\rho_f = 0,323\%$) i efektywności wzmocnienia na średnim poziomie 67%. Wyniki tej właśnie serii belek [12] pozwoliły na sprecyzowanie innego, bardzo istotnego, a niepublikowanego jak dotąd, wniosku, dotyczącego efektywności wzmocnienia metodą NSM. Mianowicie, o stopniu wzmocnienia bardziej decyduje głębokość wklejonego zbrojenia (tzn. jego szerokość), niż pole powierzchni jego przekroju. Potwierdziły to szczególnie wyniki badań łódzkich [12], w których zastosowano taśmy o szerokości 15 mm, wklejonych zatem głębiej niż w belkach innych serii. Jest to oczywiste, gdyż w tym wypadku przyczepność kompozytu do betonu jest wyższa, niż w wypadku wąskich taśm o odpowiednio większej grubości. Zbyt jednak głębokie osadzenie zbrojenia kompozytowego w betonowej otulinie pociąga za sobą niebezpieczeństwo przecięcia stalowych strzemion, zatem o głębokości wklejenia każdorazowo powinna decydować grubość istniejącej betonowej otuliny.

Badania wzmocnionych belek wykazały korzystny wpływ nachylenia wklejonego zbrojenia do podłużnej osi elementu na nośność ścinania, która w belkach [8], ze zbrojeniem o przekroju okrągłym, wklejonym pod kątem 45°, wzrosła średnio o 56% w porównaniu z belkami wzmocnionymi pionowymi prętami (porównaj rys. 10 i tabela 4). W belkach wzmocnionych taśmami o tym samym rozstawie i przekroju prostokątnym 10 mm x 1,4 mm, wklejonymi pod kątem 60°, zarejestrowano średnio 10% wzrost nośności ścinania, w porównaniu z elementami, które wzmocniono ukośnymi taśmami pod kątem 45°. Słabszy wpływ nachylenia laminatów o przekroju prostokątnym w porównaniu z prętami o przekroju okrągłym na nośność ścinania, jest wywołany pięciokrotnie niższym polem przekroju tych pierwszych w porównaniu z drugimi.

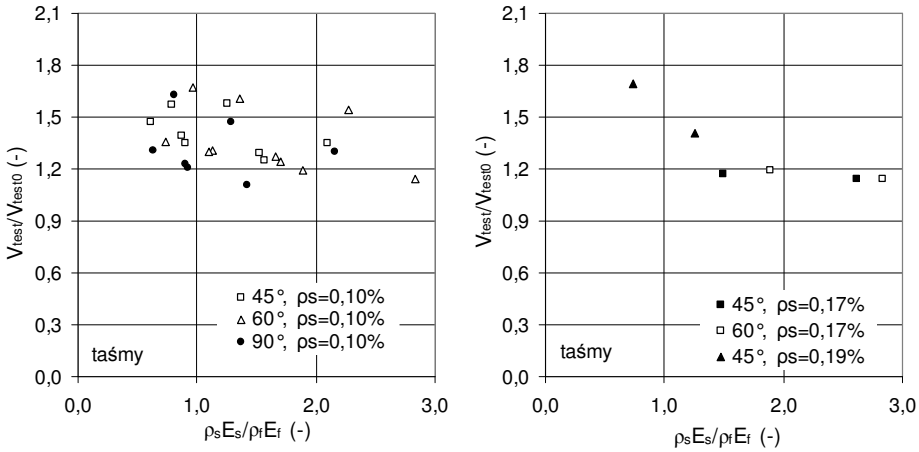


Rys. 10. Wpływ stopnia zbrojenia kompozytowego na efektywność wzmacnienia

Fig. 10. The influence of the CFRP ratio on the strengthening effectiveness

Najwyższą efektywność wzmacnienia, rzędu 106% (w belce bez poprzecznego zbrojenia stalowego), uzyskano kotwiąc wklejone zbrojenie w półce przekroju teowego (tabela 4).

Z porównania wpływu stosunku $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ na efektywność wzmacnienia, na ogół wynika, że wzrost tego parametru obniża stopień wzmacnienia (rys. 11).



Rys. 11. Wpływ $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ na efektywność wzmocnienia

Fig. 11. The influence of $\rho_s E_s / \rho_f E_f$ ratio on the strengthening effectiveness

Na podstawie analizy wyników badań doświadczalnych potwierdzono wpływ następujących parametrów zmiennych na wartość siły porzeczej przenoszonej przez zbrojenie kompozytowe: rozstaw podłużny zbrojenia kompozytowego s_f , kąt jego nachylenia α_f , stopień zbrojenia stalowego ρ_s , stopień zbrojenia kompozytowego ρ_f oraz wytrzymałość betonu na ściskanie f_c .

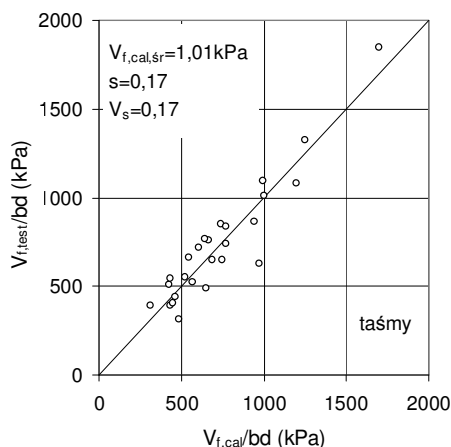
Zależność sprowadzonej nośności poprzecznego zbrojenia kompozytowego V_f/bd od wymienionych parametrów zmiennych określono wielomianem (5), a porównanie wartości doświadczalnych i obliczonych na podstawie zaproponowanej funkcji przedstawiono na rysunku 12. Wielomian zapisano jako sumę wyrazów wyrażonych iloczynami określonej stałej (współczynnika) i odpowiadającego jej parametru zmiennego. Wartości współczynników określają wagę każdego z analizowanych parametrów zmiennych.

$$\frac{V_{f,cal}}{bd} = 239X_1 - 331,5X_2 + 2,829X_3 - 0,8382X_4 + 9,774X_5 + 260,5 \quad (5)$$

gdzie: $X_1 = \frac{s_f}{d}$, $X_2 = \alpha \frac{\pi}{180}$, $X_3 = \rho_f E_f$, $X_4 = \rho_s E_s$, $X_5 = f_c$

Obliczeniowej analizie (rys. 12) poddano jedynie wyniki badań belek teowych wzmocnionych taśmami kompozytowymi, ponieważ w wypadku belek wzmocnionych prętami (4 belki), rozbieżność wyników badań była zaskakująco duża w porównaniu z małą różnorodnością parametrów zmiennych.

Jak widać na rysunku 12, zgodność wyników doświadczalnych i obliczeniowych jest bardzo dobra (wartość średnia $\bar{V}_{f,cal,5r} = 1,01 kPa$, odchylenie standardowe $s = 0,17$, współczynnik zmienności $V_s = 0,17$).



Rys. 12. Porównanie doświadczalnych i obliczeniowych wg (5) wartości sprowadzonej nośności taśm CFRP

Fig. 12. Comparison of test and calculated reduced CFRP shear contribution

4. Wnioski

Na podstawie analizy wyników doświadczalnych badań belek wzmocnionych na ścinanie metodą NSMR można wysnuć następujące wnioski:

- technologia wzmacniania na ścinanie przy użyciu materiałów kompozytowych wklejanych w głąb betonowej otuliny jest bardziej efektywna, niż wzmacnianie przy użyciu taśm lub mat przyklejanych na powierzchni elementów żelbetowych,
- stopień wzmocnienia zależy przy tym najbardziej od rozstawu kompozytowych strzemion, ich położenia na długości odcinka ścinania i kąta ich nachylenia,
- w większości belek najbardziej efektywne okazało się pochylenie wklejonych materiałów kompozytowych pod kątem 45° ,
- największy przyrost efektywności wzmocnienia można osiągnąć przez wklejenie zbrojenia kompozytowego w półkę przekroju teowego,
- przecięcie stalowych strzemion przy wycinaniu bruzd nie wpłynęło na zmianę nośności wzmocnionego elementu,
- ukośna rysa niszcząca we wzmocnionych elementach kształtowała się pod kątem od 38° do 56° ,
- bardziej efektywne (z uwagi na nośność ścinania) okazało się zbrojenie kompozytowe w postaci taśm CFRP, niż prętów o przekroju kołowym,
- na podstawie pomiarów odkształceń betonu na odcinku ścinania lub odkształceń zbrojenia kompozytowego, określono graniczne wartości odkształceń przy odspojeniu taśm, które wahały się od 3‰ do 6‰ dla taśm i ponad 2‰ dla prętów CFRP,

- wzrost poziomego rozstawu kompozytowego zbrojenia powoduje spadek siły przenoszonej przez to zbrojenie, przy czym tempo tego spadku uwarunkowane jest kątem nachylenia tego zbrojenia i stopniem wewnętrznego zbrojenia stalowego,
- wytrzymałość betonu na ściskanie ma wpływ na nośność kompozytowego zbrojenia; jej wzrost z 18,6 MPa do 39,7 MPa spowodował wzrost nośności tego zbrojenia w zakresie 47,4%÷57,5%,
- efektywność wzmocnienia na ścinanie wahała się w granicach 4÷69% i zależała od wzajemnego stopnia zbrojenia kompozytowego i stalowego.

Zagadnienie wzmacniania stref przypodporowych żelbetowych belek przy użyciu metody NSM wymaga dalszych doświadczalnych badań w celu określenia:

- granicznych odkształceń kompozytu przy odspojeniu,
- wpływu stopnia zbrojenia podłużnego na nośność wzmocnionego przekroju,
- efektywności wzmocnienia na ścinanie elementów wstępnie zarysowanych,
- efektywności wzmocnienia belek ciągłych w obszarach pośrednich podpór,
- wpływu kotwienia zbrojenia kompozytowego na nośność ścinania.

LITERATURA

- [1] **Kotynia R., Kaminska, M.E.:** Ductility and failure mode of RC beams strengthened for flexure with CFRP. Report No. 13, Department of Concrete Structures, Technical University of Lodz, 2003, pp. 51.
- [2] **Barros J.A.O. and Fortes A.S.:** Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. *Cement & Concrete Composites*, 27, 2005, pp. 471-480.
- [3] **Kotynia R.:** Analysis of reinforced concrete beams strengthened with near surface mounted FRP reinforcement. *Archives of Civil Engineering*, LII 2, 2006, pp. 305-317.
- [4] **El-Hacha R. and Rizkalla S.:** Near-Surface-Mounted Fiber-Reinforced Polymer Reinforcements for Flexural Strengthening of Concrete Structures. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, 2004, pp. 717-726.
- [5] **Chen J.F. and Teng J.G.:** Shear capacity of FRP-strengthened RC beams: FRP debonding. *Construction and Building Materials* 17, 2003, pp. 27-41.
- [6] **Rizzo A. and De Lorenzis L.:** Behaviour and capacity of RC beams strengthened in shear with NSM FRP reinforcement. *Construction and Building Materials*, 23, 2009, pp. 1555-1567.
- [7] **Barros J.A.O. and Dias S.J.E.:** Near surface mounted CFRP laminates for shear strengthening of concrete beams. *Journal Cement and Concrete Composites*, 28 (3), 2006, pp. 276-292.
- [8] **De Lorenzis L. and Nanni A.:** Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams with Near-Surface Mounted Fiber-Reinforced Polymer Rods. *ACI Structural Journal*, 98(1), 2001, pp. 60-68.
- [9] **Dias S.J.E. and Barros J.A.O.:** Shear strengthening of T cross section reinforced concrete beams by near surface mounted technique, *Journal of Composites for Construction*, 12(3), 2008, pp. 300-311.

- [10] **Dias S.J.E., Bianco V., Barros J.A.O. and Monti G.:** Low strength T-cross section RC beams shear-strengthened by NSM technique, Proc. of Materiali ed Approcci Innovativi per il Progetto in Zona Sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture, 2007, CD.
- [11] **Dias S.J.E. and Barros J.A.O.:** Performance of reinforced concrete t beams strengthened in shear with NSM CFRP. Engineering Structures. In print.
- [12] **Kotynia R.:** Shear strengthening of RC beams with NSM CFRP laminates. Proc. of FRPRCS-8 Int. Symp. on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures, Patras, Greece, 2007, CD.

ANALYSIS OF EFFECTIVENESS OF NSM FRP SHEAR STRENGTHENED BEAMS

Summary

The present work analyzes the effectiveness of the near-surface mounted (NSM) fiber reinforced polymers (FRP) technique for shear strengthening of reinforced concrete (RC) beams and provides the review of existing research in this area. Based on published test results, the paper provides a comparative study of the failure modes, FRP strain efficiency and shear strength enhancement. The influence of the following parameters: beams dimensions, internal shear steel reinforcement ratio, type, inclination and ratio of the NSM FRP reinforcement, FRP bars spacing and concrete strength is discussed in the paper.

HENRYKA KALINOWSKA
PRZEMYSŁAW JAGIELSKI

Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych

TERMORENOWACJA STROPODACHÓW W BUDYNKACH MIESZKALNYCH WZNOSZONYCH METODAMI UPRZEMYSŁOWIONYMI

Opiniodawca: **prof. dr inż. Kazimierz Czapliński**

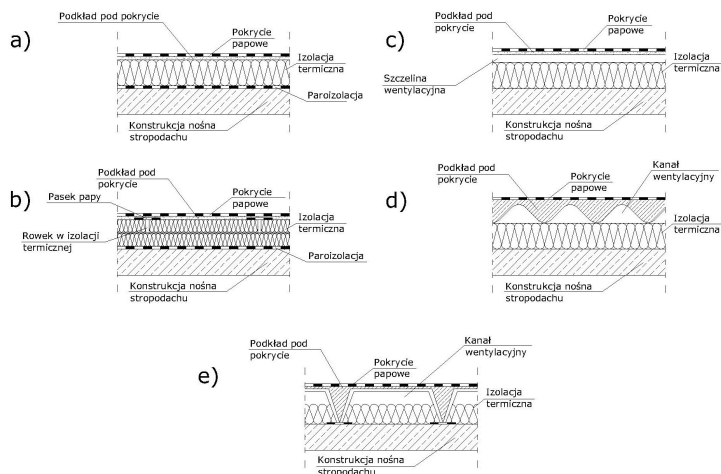
W artykule przedstawiono charakterystykę stropodachów występujących w budynkach mieszkalnych wykonanych z prefabrykatów żelbetowych oraz możliwości ich termorenowacji.

1. Rodzaje stropodachów w systemowych budynkach mieszkalnych [1,2]

Budynki mieszkalne wykonane metodami uprzemysłowionymi z prefabrykatów żelbetowych są przekryte dachami płaskimi o spadku od 5% do 20 % i nazywanych stropodachami, gdyż stanowią konstrukcję składającą się ze stropu nad ostatnią kondygnacją budynku i dachu budynku. Konstrukcja takiego dachu powinna być oddylatowana od podpór (ścian, ogniomurów itp.), aby mogła mieć swobodę odkształceń termicznych.

W uprzemysłowionych budynkach mieszkalnych występują – w zasadzie – dwa typy stropodachów, różniących się od siebie pod względem rozwiązań konstrukcyjnych i funkcjonalnych:

- pełne (rys. 1), spełniające jednocześnie funkcję stropu nad ostatnią kondygnacją i przekrycia dachowego, dzięki ułożonemu bezpośrednio na stropie warstw: paroizolacji, izolacji termicznej i wodochronnej (pokrycia papowego); w stropodachach tych nie ma przestrzeni wentylacyjnej, pozwalającej na przepływ w nich powietrza (odmianą stropodachów pełnych są stropodachy szczelinowe i kanalikowe, które mają pod pokryciem dachowym drobne „kanaliki”, utworzone najczęściej w warstwie izolacji termicznej, umożliwiające w pewnym stopniu przepływ powietrza i zmniejszenie przez to nadciśnienia pary wodnej pod pokryciem,

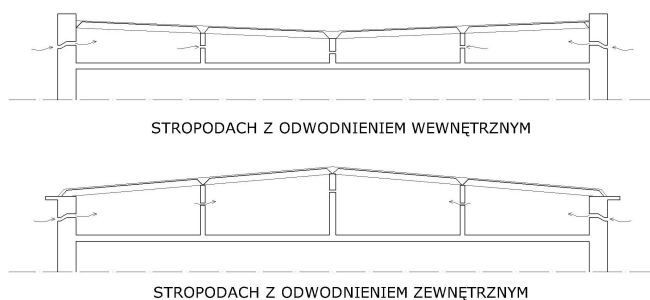


a) stropodach pełny, b) stropodach przewietrzany, c) stropodach przewietrzany szczeliną wentylacyjną, d) stropodach przewietrzany kanałowy, e) stropodach przewietrzany szczelinowy

Rys.1. Typy stropodachów

Fig. 1. Types of flat roofs

- dwudzielne (rys. 2), wentylowane swobodnie przepływającym powietrzem zewnętrznym, tj. takie, w których następuje rozdzielenie obu funkcji stropodachu (występuje strop z ułożoną na nim izolacją termiczną oraz przekrycie dachowe, przeważnie z żelbetowych płyt panwiowych, rzadziej korytkowych, opartych na ściankach ażurowych murowanych lub żelbetowych, ustawionych na stropie oraz pokrycie papowe ułożone na tych płytach), wentylacja wytworzonego w ten sposób poddasza odbywa się powietrzem zewnętrznym bezpośrednio przez otwory umieszczone w ściankach kolankowych.



Rys. 2. Rodzaje rozwiązań stropodachów wentylowanych

Fig. 2. Ventilated flat roof solutions

Ze względu na sposób odwodnienia można wydzielić dwa rodzaje stropodachów:

- z odwodnieniem zewnętrznym, w którym odprowadzenie wody odbywa się rynnami i rurami spustowymi na zewnątrz budynku,
- z odwodnieniem wewnętrznym, w którym woda jest odprowadzana korytami ściekowymi, wyrobionymi na powierzchni dachu i rurami spustowymi, umieszczonymi wewnątrz budynków (tzw. stropodachy pogrążone).

Stropodachy pełne z odwodnieniem zewnętrznym były wykonywane przeważnie w budynkach wieloblokowych, natomiast w budynkach wielkopłytowych z reguły występują stropodachy wentylowane: z poddaszem przełazowym o minimum 60 cm wysokości przestrzeni poddasza lub też nieprzełazowe. Budynki wielkopłytowe niskie najczęściej mają odwodnienie zewnętrzne, zaś w średniowysokich dość często występują odwodnienia wewnętrzne.

2. Zasady renowacji stropodachów [3,4]

Stropodachy powinny spełniać warunki, jakie stawia dachom płaskim rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 kwietnia 2002 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. z 2002 r. nr 75 poz. 690 wraz z późniejszymi zmianami). Stwierdza się m.in., że:

- konstrukcja dachów musi być tak zaprojektowana i wykonana, aby obciążenia mogące na nie działać nie prowadziły do uszkodzeń, zaś materiały i technologie robót nie stanowiły zagrożenia dla zdrowia i higieny użytkowników,
- konstrukcja dachu powinna być tak zaprojektowana, aby zapewniała jego nośność na czas umożliwiający ewakuację ludzi w razie pożaru, a zarazem ograniczała możliwość rozprzestrzeniania się ognia na sąsiednie budynki,
- pokrycie budynku nie powinno rozprzestrzeniać ognia, dach powinien być zaprojektowany i wykonany w taki sposób, aby ograniczyć ryzyko przegrzewania budynku w okresie letnim, wartości współczynnika przenikania ciepła U dla stropodachów nie mogą być większe niż $U_{\max} = 0,25 \text{ W/m}^2\text{K}$ (do 31.12.2008 – $0,30 \text{ W/m}^2\text{K}$ przy $t > 16^\circ\text{C}$ oraz $0,50 \text{ W/m}^2\text{K}$ przy $8^\circ\text{C} < t < 16^\circ\text{C}$).

Powierzchnia otworów wentylacyjnych w ścianach zewnętrznych budynków do przestrzeni poddasza w stropodachu dwudzielnym powinna wynosić 1‰ powierzchni dachu.

Konstrukcja stropodachów w budynkach, wykonana z elementów żelbetowych, spełnia ww. wymagania, natomiast w większości tych budynków istnieje potrzeba dostosowania pozostałych warstw do określonych wyżej wymagań.

Zabezpieczenie połączenia dachowej stropodachów przed zagrożeniami związanymi z oddziaływaniem środowiska można osiągnąć poprzez wykonanie prawidłowych spadków i odwodnień oraz szczelnej, ciągłej warstwy wodoszczelnej, a także izolacji termicznej wykonanej z materiałów o dużej wytrzymałości mechanicznej, prawidłowo ułożonej na podłożu.

Plan renowacji dachu powinien obejmować:

- sprawdzenie istniejącego dachu, wytrzymałości jego konstrukcji nośnej, stanu paroizolacji i termoizolacji oraz warstwy uszczelniającej,
- rozpoznanie i analizę ewentualnych błędów, popełnionych podczas wcześniejszych prac,
- sprawdzenie zgodności cech materiałów z normami, wymaganiami branżowymi itp.,
- porównanie stanu istniejącego z zamierzonym, wybór koniecznych środków do jego osiągnięcia,
- porównanie poszczególnych systemów renowacji pod względem ich trwałości, ekonomii i kompatybilności z istniejącym pokryciem,
- przywrócenie właściwych funkcji istniejącym warstwom dachu lub ich modyfikacja w celu dostosowania do obowiązujących wymagań.

Przy podejmowaniu decyzji o potrzebie renowacji dachu należy mieć na uwadze także to, że dach w znacznej mierze wpływa na trwałość budynku. Nieszczelności w pokryciu dachowym oraz przemarzanie czy nadmierne nagrzewanie w okresie letnim powodują przyspieszoną korozję techniczną budynku (powstającą na skutek niekorzystnych procesów fizycznych i chemicznych zachodzących w materiałach), gdyż w trakcie eksploatacji powierzchnia dachu płaskiego i warstwy izolacyjne narażone są na zmienne warunki klimatyczne (latem nagrzewanie do $+ 70^{\circ}\text{C}$, a zimą przemarzanie do $- 30^{\circ}\text{C}$).

Zadania termorenowacji budynków to:

- ograniczenie wahań temperatury wewnątrz pomieszczeń i strat ciepła budynku,
- redukcja naprężeń w warstwach konstrukcji i pokrycia wywołanych zmianami temperatury,
- ochrona wnętrza stropodachu dwudzielnego oraz warstw stropodachu przed nadmiernym skraplaniem się pary wodnej,
- stwarzanie korzystnego mikroklimatu w pomieszczeniach mieszkalnych, zwłaszcza na najwyższej kondygnacji użytkowej budynku,
- oszczędność energii cieplnej potrzebnej do ogrzania budynku (straty ciepła przenikającego przez dach szacuje się na około 7%).

Ponadto poprawnie dobrana izolacja termiczna dachu płaskiego zapobiega kondensacji pary wodnej na powierzchni elementów konstrukcyjnych, tłumi hałas, tworzy ochronną warstwę utrudniającą rozprzestrzenianie się ognia.

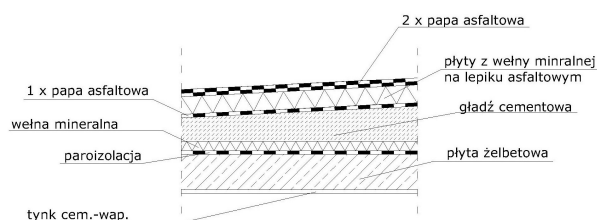
Grubość docieplenia należy tak dobrać, aby dla temperatury w pomieszczeniach współczynnik przenikania ciepła U spełniał warunek:

$$\text{przegroda} + \text{poprawki} + \text{mostki termiczne} < U_{\text{wymagane}} + \Delta U + \Delta U_0 \leq U_{\text{max}}$$

Warstwa ocieplająca powinna spełniać wymagania: odporność na odkształcenia, wahania temperatury, procesy gnilne, twardość, niezmienność wymiarów.

3. Techniki i materiały stosowane do docieplania stropodachów [1,5,6]

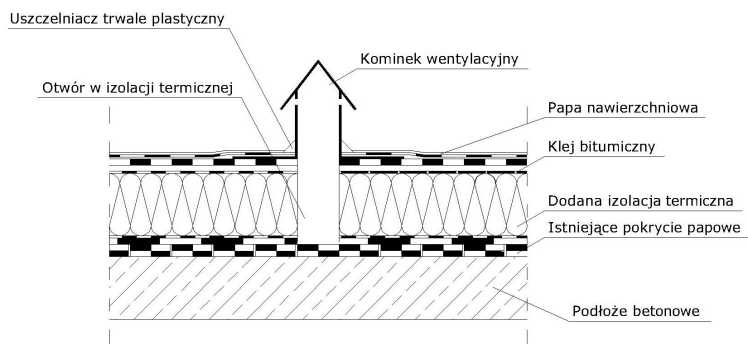
Sposób docieplenia stropodachów pełnych (rys. 3) zależy od stanu istniejącej warstwy termoizolacyjnej i stanu pokrycia. Jeżeli pierwotna warstwa izolacji cieplnej nie uległa korozji biologicznej (papa stanowiąca pokrycie dachowe jest szczelna, nie odstaje od podłoża i nie ma w niej pęcherzy, a konstrukcja jest w stanie przenieść dodatkowe obciążenie pochodzące od materiału izolacyjnego), to docieplenie można ułożyć bezpośrednio na istniejącym pokryciu. Istniejąca warstwa stanowi wystarczającą izolację paroszczelną, więc po jej oczyszczeniu można do niej przyklejać płyty materiału docieplającego (np. styropianu, wełny mineralnej, płyt ecoterm itp.). Jako pokrycie dodatkowej izolacji cieplnej zwykle są stosowane 2 warstwy papy zgrzewanej: podkładowa i powierzchniowa. Jeżeli istniejąca warstwa pokrycia i izolacja są zniszczone – należy je usunąć i wykonać od nowa wraz z ociepleniem o odpowiednio zwiększonej izolacyjności termicznej. W tym celu należy zerwać z dachu istniejące pokrycie papowe (sięgając do gładzi cementowej położonej na dotychczasowej termoizolacji, a w razie jej złego stanu technicznego – do podłoża) wraz z obróbkami blacharskimi. Następnie podłoże oczyścić oraz ułożyć paroizolację oraz dodatkową warstwę termoizolacyjną z płyt o żądanej grubości. Na warstwie izolacji ułożyć gładź cementową z zaprawy 1:3. Dla zabezpieczenia pokrycia przed spękaniami spowodowanym ruchem termicznym gładzi cementowej należy ją podzielić szczelinami dylatacyjnymi. Do tego wystarczy nacięcie kielnią co 2-3 m, szczelina taka ma głębokość około 2 mm i nie wymaga wypełnienia. W podobny sposób można wykonać dylatacje wzdłuż ogniomurów.



Rys. 3. Docieplenie warstw stropodachu pełnego

Fig. 3. Warming - up flat roof

W stropodachach pełnych często następują znaczne ruchy termiczne dachu, powodując pęknięcia i zacieki w mieszkaniach ostatniej kondygnacji. Ponadto brak wentylacji w stropodachach powoduje wykraplanie się pary wodnej pod pokryciem i wewnątrz warstwy ocieplającej. Wywołuje to destrukcję obu warstw. W takich przypadkach należy przekształcić istniejący stropodach w przewietrzany, jak przedstawia rysunek 4.

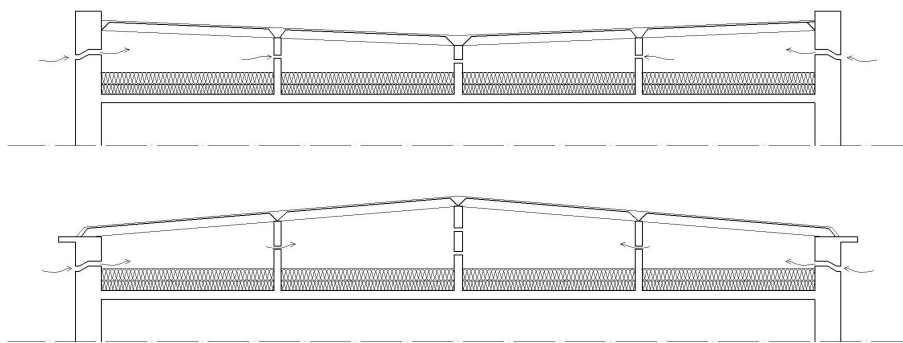


Rys. 4. Renowacja istniejącego pokrycia dachowego, wykonanie izolacji termicznej i przeciwwilgociowej

Fig. 4. Renovation existing roof covering, thermal and waterproof insulation

W stropodachach wentylowanych docieplenie sprowadza się do ułożenia dodatkowej izolacji na izolacji już istniejącej, jeżeli nadaje się ona do dalszego użytkowania. Sposób przeprowadzania docieplenia zależy przede wszystkim od wysokości przestrzeni wentylowanej i możliwości dostępu do niej. Jeśli przestrzeń wentylowana jest dostępna, to wykonanie docieplenia sprowadza się do ułożenia na istniejącej izolacji warstwy dodatkowego materiału termoizolacyjnego. Najczęściej do tego celu są stosowane maty, płyty lub filce z lekkiej wełny mineralnej o gęstości około 40 kg/m^3 . Oprócz tego (do wysokości co najmniej 30 cm) należy obłożyć wszystkie ścianki, na których jest ułożona konstrukcja nośna przekrycia dachowego, a w szczególności ścianki attykowe i kolankowe. Naruszają one ciągłość warstwy izolacji cieplnej, a w połączeniu z warstwą konstrukcyjną stropodachu tworzą mostki termiczne, będące przyczyną przemarzania stropów w pomieszczeniach na najwyższej kondygnacji budynku. Natomiast jeżeli przestrzeń wentylowana stropodachu jest niedostępna lub ma za małą wysokość, aby można było ułożyć dodatkową warstwę izolacji, to docieplenie można wykonać przez wdmuchnięcie granulowanej wełny mineralnej do przestrzeni wentylowanej. Odbывается to przy użyciu specjalnej aparatury przez otwory w stropodachu, tak, aby zapewnić równomierne rozmieszczenie granulatu. Należy przy tym uważać, aby nie zakryć otworów wentylacyjnych w ścianach zewnętrznych poddasza (rys. 5). Inne materiały stosowane do izolowania przestrzeni niedostępnych stropodachów to thermocel i ecofiber, stanowiący impregnowaną przeciwgrzybicznie i przeciwogniowo sproszkowaną celulozę papierową.

Rzadziej do docieplania stropodachów używa się szkła piankowego lub pianki poliuretanowej, ostatnio reklamowane są płyty docieplające z wełny szklanej i styropianu ekstrudowanego.



Rys. 5. Docieplenie stropodachu wentylowanego

Fig. 5. Warming – up ventilated flat roof

4. Podsumowanie

Renowacja stropodachów w budynkach mieszkalnych rzadko jest obecnie wykonywana w pełnym zakresie. Najczęściej sprowadza się do napraw bieżących pokrycia dachowego. Termorenowacja dachów jest mało popularna, chyba głównie z braku świadomości zarządców budynków. Straty ciepła przez dachy są wymierne i mają istotne znaczenie dla kosztów eksploatacji, jak też dla komfortu użytkowania pomieszczeń na najwyższej kondygnacji budynku (bardziej stabilna temperatura w tych pomieszczeniach oraz lepsze walory akustyczne w docieplonych budynkach), ponadto zastosowanie współcześnie produkowanych materiałów termoizolacyjnych wpływa też pozytywnie na bezpieczeństwo pożarowe budynku. Obecnie na rynku znajduje się wiele materiałów izolacyjnych, są też odpowiednie technologie wykonywania robót. Aby termorenowacja dachów była prawidłowa, musi być poprawnie zaprojektowana i wykonana, co też w zasadzie nie stanowi już problemu. Być może wzrastające ceny energii i wzrost kosztów utrzymania zwrócą uwagę na ten problem osobom odpowiedzialnym za zarządzanie zasobami mieszkaniowymi budynków wykonanych z prefabrykatów żelbetowych. Istotna może być też presja instytucji europejskich, które kładą nacisk na konieczność oszczędzania energii ze względu na wpływ efektu cieplarnianego na środowisko.

LITERATURA

- [1] **Kalinowska H.:** Naprawy elementów budowlanych w budynkach mieszkalnych zrealizowanych metodami przemysłowymi. C.I.W. Inwestprojekt, Łódź 1994.
- [2] **Stawiski B.:** Stropodachy. Przegląd Budowlany, nr 1/2004.

- [3] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 6.11.2008 r. zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie (Dz. U. z 2008 r. Nr 201, poz. 1238). Rozporządzenie dokonuje regulacji wdrożenia dyrektywy 2002/91/WE Parlamentu Europejskiego z dnia 16 grudnia 2002 r. w sprawie charakterystyki energetycznej budynków.
- [4] PN-EN ISO 13788:2003 „Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej umożliwiająca uniknięcie krytycznej wilgotności powierzchni kondensacji. Metody obliczania.”.
- [5] **Sawicki J.:** Jak poprawnie zaprojektować i wykonać izolacje przeciwwodne dachów płaskich. Izolacje, nr 4/2009.P
- [6] Materiały reklamowe Stowarzyszenia Producentów Wełny Mineralnej, Szklanej i Skalnej MIWO oraz Eco Serwis.

RESTORATION OF FLAT ROOFS IN THE RESIDENTIAL SYSTEM BUILDINGS

Summary

This article presents the characteristics of flat roofs occurring in the residential buildings made of prefabricated reinforced concrete and possibilities of their restoration.

HENRYKA KALINOWSKA
IWONA SZER, JACEK SZER

Katedra Fizyki Budowli i Materiałów Budowlanych
Politechniki Łódzkiej

OCENA PRZYDATNOŚCI TERMORENOWACJI BUDYNKÓW MIESZKALNYCH Z PREFABRYKATÓW ŻELBETOWYCH

Opiniodawca: **prof. dr inż. Kazimierz Czapliński**

W opracowaniu przedstawiono specyfikę funkcjonowania budynków mieszkalnych, wykonanych z prefabrykatów żelbetowych, po termorenowacji ich przegród zewnętrznych pod kątem pożytków z docieplenia budynków, a także zagrożeń, jakie mogą pojawić się w przypadku wadliwej ich eksploatacji.

1. Wprowadzenie [1, 4, 10]

Do ogrzania budynku należy dostarczyć taką ilość energii cieplnej, aby mogła ona pokryć straty ciepła uciekającego przez przegrody zewnętrzne (ściany, okna, dachy, stropy) oraz zapotrzebowanie na ciepło potrzebne do podgrzania powietrza wprowadzonego z zewnątrz do temperatury wymaganej wewnątrz pomieszczenia.

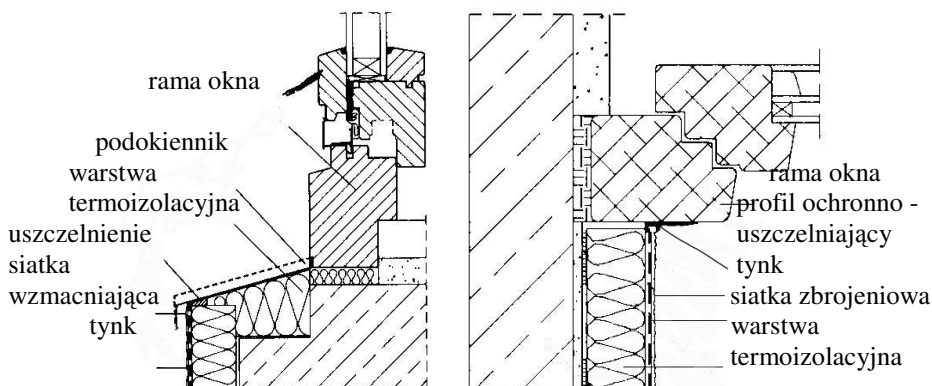
Wartość strat ciepła wynika m. in. z niedostatecznej izolacyjności termicznej przegród, w tym z występowania mostków termicznych. Mostki termiczne są fragmentami przegród, w których ze względu na wymogi konstrukcji lub cechy materiału budowlanego następuje zwiększony odpływ ciepła w porównaniu do przyległego obszaru (z tego powodu dla utrzymania stałej temperatury podczas ogrzewania pomieszczeń znacznie podnoszą zapotrzebowanie na energię grzewczą). Ponadto w strefie mostków termicznych temperatura powierzchni ścian i sufitów wewnątrz pomieszczeń obniża się w takim stopniu, że w chłodnych porach roku przekraczana jest temperatura punktu rosy, wskutek czego następuje na tych elementach przegród kondensacja pary wodnej znajdującej się w pomieszczeniu, co sprzyja pojawieniu się pleśni w mieszkaniu.

W omawianych budynkach mostki termiczne występują głównie przy ościeżach okiennych i drzwiowych, na nadprożach okiennych i podokiennikach, na wieńcach, przy osadzeniu wspornikowych płyt balkonowych oraz w węzłach ścian zewnętrznych ze stropami, zwłaszcza nad piwnicą i pod poddaszem.

2. TERMORENOWACJA BUDYNKÓW [4, 6, 8]

Termorenowacja budynków polega na przeprowadzeniu takich robót budowlanych, które pozwolą na zmniejszenie strat ciepła przez przegrody zewnętrzne budynku oraz dostosowaniu urządzeń grzewczych w budynku do nowych warunków termicznych w danym obiekcie.

Do realizacji dociepleń ścian zewnętrznych najczęściej stosowane są metody oparte na tzw. metodzie lekkiej - mokrej, których wykonywanie oferuje obecnie wiele firm budowlanych, rzadziej stosuje się tzw. metody suche. Jako materiały termoizolacyjne najczęściej stosuje się styropian lub wełnę mineralną (z przewagą styropianu). Razem z docieplaniem ścian zewnętrznych powinna być wymieniona stolarka okienna na bardziej energooszczędną (co jednakże zazwyczaj jest wykonywane z opóźnieniem). Na rysunku 1 przedstawiono szczegóły połączeń ościeżnicy okiennej z ościeżem, a na rysunkach 2 i 3 szczegóły wykonania dociepleń nadproża i szczelin dylatacyjnych ścian zewnętrznych.



Rys. 1. Połączenie ościeży z ościeżnicą okienną

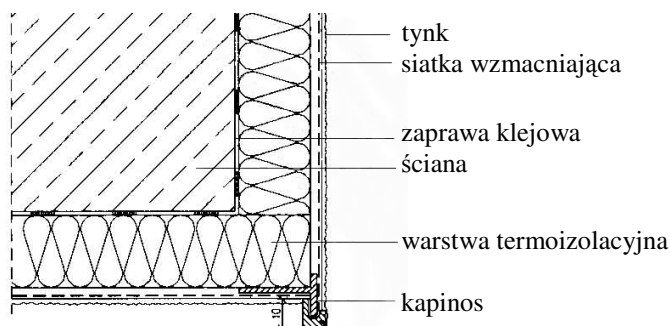
Fig. 1. Reval with window casing conection

Docieplenia stropodachów są – jak dotychczas – znacznie rzadziej wykonywane. Jako materiały izolacyjne, oprócz wełny mineralnej, najczęściej stosuje się wełnę szklaną oraz materiały pochodzenia roślinnego, jak ekofiber i termocel (wybór materiału docieplającego, a także sposób układania docieplenia w znacznej mierze jest uzależniony od rodzaju stropodachu: pełnego lub wentylowanego).

Docieplenie stropu nad piwnicą lub stropu piwnicy polega na ułożeniu lub podwieszeniu izolacji termicznej, najczęściej ze styropianu lub wełny mineralnej.

Izolacja części budynku położonych poniżej poziomu gruntu, tzw. termiczna izolacja obwodowa, polega na wykonaniu izolacji termicznej, otaczającej od zewnątrz powierzchnie ścian (i pośrednio podłóg) stykających się bezpośrednio z gruntem. Obwodowa izolacja termiczna ścian piwnic jest układana na zewnątrz warstwy izolacji przeciwwilgociowej i stanowi warstwę bez mostków termicznych.

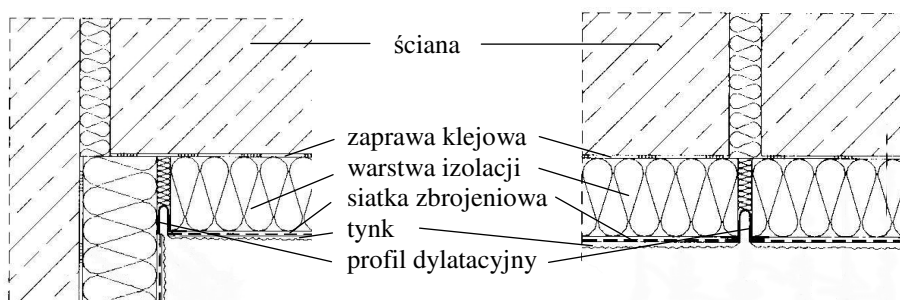
Pozwala ona uzyskać ciepłe pomieszczenia piwniczne. Wykonuje się ją z gotowych płyt termoizolacyjnych, odpornych na działanie wilgoci i parcie gruntu.



Rys. 2. Ocieplenie nadproża

Fig. 2. Warming up lintel

W przypadkach nieogrzewanych klatek schodowych celowe jest docieplenie ścian od strony zewnętrznej (klatek schodowych).



Rys. 3. Przekrój przez szczelinę dylatacyjną

Fig. 3. Cross sections of dilatation

Zaleca się też wykonywanie wiatrolapów przy wejściach do budynków, montowanie systemów automatycznego zamykania drzwi itp.

W ramach termorenowacji budynków należy przeprowadzić również prace zwiększające sprawność instalacji grzewczej i ciepłej wody użytkowej, np. wprowadzenie tzw. kotła kondensacyjnego zamiast zwykłego, wprowadzenie automatycznej regulacji pracy pomp i temperatury ciepłej wody. Wskazana jest też zmiana systemu ogrzewania i odzysk ciepła wentylacyjnego (za bardziej oszczędzające energie sposoby uzyskania efektywniejszego grzania można uznać zastosowanie pomp ciepła czy kolektorów słonecznych, co – jak dotychczas – nie jest stosowane w tego typu budynkach).

3. Pożytki wpływające z termorenowacji budynku [2, 6, 7, 11]

Wyznacznikiem technicznym skuteczności działań termoizolacyjnych jest wskaźnik zapotrzebowania na ciepło w typowym sezonie grzewczym. Powinien on wynosić w budynku około 120 kWh/m²/rok (obecnie wynosi 260-390 kWh/m²/rok, a w przypadku niektórych budynków wielkopłytowych wzniesionych w latach siedemdziesiątych – dochodzi nawet do 420 kWh/m²/rok).

Szacuje się, że po dociepleniu ścian zewnętrznych, dachu, stropów w piwnicach można uzyskać oszczędność energii w wysokości 10-25 %, wymiana okien przyniesie zysk 15-20 %, zainstalowanie automatyki w węźle cieplnym lub kotłowni 5-10 %. Roczne koszty energii mogą zmniejszyć się średnio o 30%. Pozytywnym aspektem docieplenia przegród zewnętrznych budynków z prefabrykatów żelbetowych jest ich większa stateczność cieplna. Dzięki dodatkowej warstwie izolacji termicznej poprawia się komfort cieplny w mieszkaniach, tj. nie odczuwa się znacznego wychłodzenia mieszkań zimą i nadmiernego nagrzewania latem oraz poprawia się mikroklimat pomieszczeń.

Polepszenie izolacyjności termicznej budynku jest ważne również z tego powodu, że od 1 stycznia br. obowiązuje wymóg sporządzania świadectw energetycznych także dla budynków istniejących, jeżeli użytkownik chciałby sprzedawać lub wynajmować lokal (wymóg ten nie jest – co prawda, jak dotychczas – przestrzegany, ale należy przypuszczać, że to ulegnie zmianie wobec presji Unii Europejskiej na energooszczędność gospodarki). Ponadto Ministerstwo Infrastruktury zapowiada obowiązek dołączania do projektu budowlanego tzw. charakterystyki akustycznej budynku. Warstwa materiału termoizolacyjnego, stanowiącego docieplenie budynku jest w większości przypadków jednocześnie izolacją akustyczną.

Termorenowacja budynku z prefabrykatów żelbetowych przedłuża też czas jego użytkowania, gdyż zabezpiecza budynek przed bezpośrednim oddziaływaniem środowiska i daje szansę na ograniczenie procesów korozyjnych w nieszczelnych złączach prefabrykatów i spękanych fakturach ściennych.

Dla użytkowników istotny jest czas zwrotu poniesionych nakładów na przeprowadzenie termorenowacji, czyli jej efektywność ekonomiczna. Na podstawie badań ustalono, że czas zwrotu kosztów wynosi około: docieplenie ścian 8 lat, docieplenie stropodachu 8 lat, wymiana okien na energooszczędne – 14 lat, modernizacja węzłów cieplnych – 8 lat, montaż ciepłomierza i automatyki pogodowej – 2 lata.

4. Zagrożenia związane z użytkowaniem docieplonych budynków [3, 4, 5]

Pewne zagrożenia związane z użytkowaniem docieplonych budynków, dotyczą niewłaściwej eksploatacji mieszkań, w których zostały wymienione okna na bardziej szczelne. Nałożenie na powierzchnie ścian zewnętrznych dodatkowej warstwy materiału termoizolacyjnego, wykończonej tynkiem, zamyka wszystkie

mikropory i nieszczelności, eliminując przewiewy i przeciągi występujące wcześniej w mieszkaniach. Następuje ograniczenie nawiewu powietrza zewnętrznego i zmniejszenie skuteczności wentylacji naturalnej. W efekcie wzrasta ilość pary wodnej zawartej w powietrzu wewnętrznym, a minimalna temperatura, jaka jest wymagana dla uniknięcia kondensacji pary wodnej na wewnętrznej powierzchni przegród (punkt rosy) ulega podwyższeniu. Gdy następuje jednocześnie obniżenie temperatury powietrza wewnętrznego i wzrasta ilość pary wodnej w nim zawartej następuje kondensacja. Nawet niewielkie ilości kondensatu gromadząc się przez dłuższy czas prowadzą do zawilgocenia ścian. Na zawilgoconych powierzchniach zbiera się kurz, a następnie pojawia się pleśń. W docieplonych budynkach z prefabrykatów należy bardziej intensywnie wietrzyć mieszkania, gdyż elementy betonowe są podatne na możliwość występowania powierzchniowej kondensacji pary wodnej. Jeżeli zagrzybienie na ścianach lub sufitach już powstało należy przeprowadzić skuteczne odgrzybianie środkami grzybobójczymi dopuszczonymi do stosowania w budynkach mieszkalnych.

W ostatnich latach w rejonach kraju o wysokiej wilgotności powietrza zewnętrznego pojawił się problem „porostania glonami” elewacji budynków docieplonych styropianem. W takim przypadku zalecane jest malowanie elewacji farbami z dodatkiem preparatów grzybobójczych (po uprzednim usunięciu skażonej powłoki); innym problemem, sygnalizowanym w literaturze, jest możliwość łatwego rozprzestrzeniania się pożaru elewacji docieplonej styropianem, jeżeli styropian nie został należycie przymocowany do podłoża i istnieje wolna przestrzeń między płytami a podłożem, co może funkcjonować jako „komin” i umożliwić rozprzestrzenianie się ognia pod warstwą tynku.

Trwałość docieplenia jest szacowana na około 50 lat, ale w tym czasie będzie występowała konieczność wykonania co najmniej 2 remontów docieplenia w odstępach 14-18 lat, co będzie wymagało ponoszenia dodatkowych kosztów.

5. Pozytki i zagrożenia eksploatacyjne wynikające z termorenowacji budynków mieszkalnych - podsumowanie

Wysokie jednostkowe zużycie energii cieplnej na ogrzewanie budynków mieszkalnych w Polsce jest spowodowane następującymi przyczynami:

- nieodpowiednią izolacyjnością cieplną zewnętrznych przegród budowlanych,
- wadliwymi systemami ogrzewania budynków (niską sprawnością wymienników ciepła, brakiem urządzeń pomiarowych i automatycznej regulacji w węzłach cieplnych),
- niewłaściwymi rozwiązaniami wentylacji w budynkach.

Okolo 30% całkowitego zapotrzebowania energetycznego jest wykorzystywane do ogrzewania budynków. Największe straty ciepła w budynku następują wskutek niewłaściwego izolowania największych elementów konstrukcyjnych budynków – ścian i dachów. Dobra izolacja termiczna połączona z regulowaną wentylacją

i regulowanym zużyciem energii grzewczej może poważnie przyczynić się do zmniejszenia marnotrawstwa energii.

Docieplenie ścian zewnętrznych i stropodachów ponadto zabezpiecza budynek przed działaniem skrajnych temperatur oraz przeciwdziała ucieczce ciepła z wnętrza budynku. Docieplenie sprowadza się do zastosowania warstwy efektywnej izolacji cieplnej o odpowiedniej grubości i odpowiednim współczynniku zastosowanego materiału w taki sposób, aby uzyskać możliwie jednorodną termoizolacyjność na całej powierzchni przegrody. TemperatURY występujące na powierzchni przegród wewnątrz pomieszczeń (ścian, sufitów, podłóg) mają istotny wpływ na ludzi przebywających w tym pomieszczeniu, gdyż odpowiednia temperatura i wilgotność powietrza zapewniają dobre warunki mieszkalne. Umożliwia to zachowanie stateczności cieplnej przez przegrody i daje uczucie komfortu cieplnego w pomieszczeniach budynku oraz powoduje zdecydowaną poprawę gospodarki cieplnej człowieka, tj. brak uczucia fizjologicznego chłodu w zimie i przegrzania latem.

Stosując prawidłowo dobraną i poprawnie wykonaną izolację termiczną oraz wentylację, można skutecznie zapobiegać powstawaniu kondensacji pary wodnej na przegrodach, tworzeniu się plam wilgoci, rozwojowi pleśni na obszarach mostków termicznych.

Dobra izolacja budynków – to nie tylko mniejsze straty eksploatacyjne, ale także pozytywne oddziaływanie na środowisko naturalne wskutek zmniejszenia zużycia energii, a więc też mniejszej emisji gazów cieplarnianych.

Zagrożenia, jakie są związane z użytkowaniem docieplonych budynków mieszkalnych z żelbetowych prefabrykatów, nie są, jak na razie, poważne i wymagają jedynie poprawnego użytkowania mieszkań przez użytkowników oraz prowadzenia kontroli stanu technicznego elementów dociepleń przez nadzór techniczny zarządców budynków.

LITERATURA

- [1] **Dubas W.:** Podstawy budownictwa energetycznego. Przegląd Budowlany, nr 10\2005.
- [2] **Dyrektywa 2002\91\WE** Parlamentu Europejskiego i Rady Europejskiej z dnia 16.12.2002 r. w sprawie charakterystyki energetycznej budynków.
- [3] **Dylla A., Wernerowska-Frąckiewicz Z.:** O bezpieczeństwie pożarowym w budynkach ocieplonych styropianem metodą lekką mokrą. Inżynieria i Budownictwo, nr 7\2005.
- [4] **Kalinowska H.:** Wybrane zagadnienia eksploatacji i napraw elementów budowlanych w budynkach mieszkalnych zrealizowanych metodami uprzemysłowionymi. CIW Inwestprojekt 1999.
- [5] **Marcinkowska E., Waluk R.:** Techniczne zużycie ścian budynków. Przegląd Budowlany, nr 6\2001
- [6] **Mizerski A., Górecki E.:** Efektywność ekonomiczna termomodernizacji. Materiały Budowlane, nr 6\97.

- [7] **PN-B 02151-3:1999**, Akustyka budowlana. Ochrona przed hałasem w budynkach. Izolacyjność akustyczna przegród w budynkach oraz izolacyjność akustyczna elementów budowlanych. Wymagania.
- [8] **PN-EN ISO 13788:2003**, Ciepłno-wilgotnościowe właściwości komponentów budowlanych i elementów budynku. Temperatura powierzchni wewnętrznej umożliwiająca uniknięcie krytycznej wilgotności powierzchni kondensacji. Metody obliczania.
- [9] **Rozporządzenie Ministra Infrastruktury** z dnia 12.04.2002 r. Dz.U. nr 75 poz. 690 z późniejszymi zmianami zmieniające rozporządzenie w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budynki i ich usytuowanie.
- [10] **Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji** z dnia 30.04.1999 r. w sprawie szczegółowego zakresu i formy audytu energetycznego oraz algorytmu opłacalności przedsięwzięcia termoizolacyjnego. Dz.U. nr 46 z 1999 r.
- [11] **Rozporządzenie Ministra Infrastruktury** z dnia 6.11.2008 r. w sprawie metodologii obliczania charakterystyki energetycznej budynku oraz sposobu sporządzania i wzorów świadectw ich charakterystyki energetycznej. Dz.U. nr 200 z 2008 r. poz. 1240.

USEFUL EVALATION OF THERMORENOVATE OF APARTMENT BUILDINGS MADE OF PRECAST REINFORCED CONCRETE

Summary

The paper presents function of apartment buildings made of precast reinforced concrete after thermorenovate external walls, advantage of warming up buildings and threatens of bad warming up buildings exploitation.

TADEUSZ URBANKatedra Budownictwa Betonowego
Politechniki Łódzkiej

PRZYCZYNEK DO ZALECEŃ KRAJOWYCH EUROKODU 2 W ZAKRESIE NOŚNOŚCI NA PRZEBICIE

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Tadeusz Godycki-Ćwirko**

W artykule przedstawiono propozycję zmiany przepisu zawartego we wzorze (6.53) EN 1992-1-1:2004+AC:2008, ograniczającego nośność na przebicie stropów ze zbrojeniem poprzecznym w strefach podporowych. Uszczegółowienie tej regulacji przewiduje Eurokod 2 poprzez odpowiednie zapisy w Załącznikach krajowych. Wartość $v_{Rd,max} = 0,5v_{fcd}$ podaną w wersji oryginalnej normy należy jedynie traktować jako zalecenie. Wyniki badań eksperymentalnych i dotychczasowe regulacje normowe wielu norm krajowych wskazują na konieczność zaostrzenia tego przepisu. Zaproponowano dodatkowe ograniczenie $v_{Rd,max} = 0,36v_{fcd}$ i $V_{Rd,s} \leq 1,75V_{Rd,c}$.

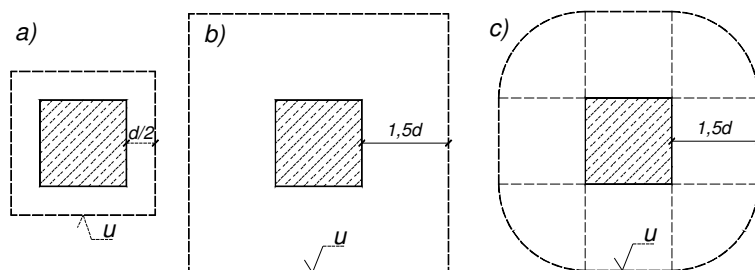
1. Dotychczasowe regulacje normowe dotyczące przebicia

Współcześnie stosowane normy narodowe umożliwiały wzmocnienie stref podporowych płaskich stropów za pomocą zbrojenia poprzecznego w ograniczonym zakresie. Przykładowo, w świetle przepisów wybranych norm, wzmocnienia te były możliwe:

- według normy amerykańskiej ACI 318-05 [1] – do 50% dla strzemion, 75% dla sztywnych wkładów,
- według normy niemieckiej DIN 1045-1 [2] – do 50% dla strzemion i prętów odgiętych,
- według normy brytyjskiej BS 8110 [3] – do 100%,
- według normy polskiej PN-B-03264:2002 [4] – do 40%.

Wszystkie te normy w swym podstawowym zakresie określają nośność na przebicie, jako iloczyn powierzchni przekroju betonowego determinowany długością obwodu kontrolnego pomnożony przez obliczeniowe naprężenia krytyczne. Usytuowanie obwodów kontrolnych jest zróżnicowane w poszczególnych przepisach (patrz rys. 1). W ACI-318 i PN obwód ten jest położony w odległości $d/2$ od krawędzi podpory, a w DIN 1045-1 i BS 8110 w odległości $1,5d$. Tym obwodom

kontrolnym, a ściślej mówiąc odpowiadających im powierzchniom, przypisane są stosowne obliczeniowe naprężenia krytyczne. W przypadku PN-B-03264 jest to wytrzymałość betonu na rozciąganie. Norma niemiecka i brytyjska wielkość naprężeń krytycznych uzależniono dodatkowo od stopnia zbrojenia płyty na zginanie w obszarze podpory.



Rys. 1. Obwody kontrolne według: a) ACI-318 i PN, b) BS 8110, c) DIN 1045-1

Fig. 1. Control perimeter according to: a) ACI-318 and PN, b) BS 8110, c) DIN 1045-1

2. Podstawowe regulacje dotyczące przebiecia według PN-EN 1992-1-1

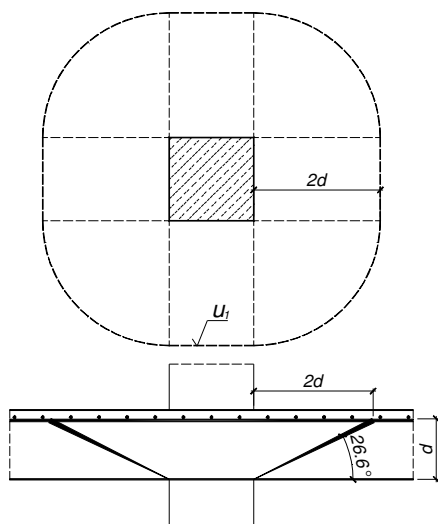
Eurokod 2 [5] przyjął obwód kontrolny w odległości $2d$ od krawędzi słupa (patrz rys. 2). Uzasadnieniem tego założenia było przyjęcie kąta nachylenia rysy ukośnej (krzyżulca ściskanego) równego $\theta = 26,6^\circ$. W odróżnieniu od elementów belkowych, gdzie kąt ten może przyjmować wartości od $26,6$ do 45° , przy przebieciu przyjęto wartość stałą. Obwód kontrolny jest więc odwzorowaniem wylotu rysy ukośnej w poziomie zbrojenia głównego płyty.

Nośność na przebiecie płyt żelbetowych, symetrycznie obciążonych bez zbrojenia poprzecznego, wyraża wzór:

$$V_{Rd,c} = (C_{Rd,c} k \sqrt[3]{100 \rho_l f_{ck}}) u_1 d \quad (1)$$

w którym:

- | | |
|---|--|
| f_{ck} | – wytrzymałość charakterystyczna betonu w MPa, |
| $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$ | – współczynnik skali (d podstawia się w mm), |
| $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \rho_{lz}} \leq 0,02$ | – średni stopień zbrojenia głównego z obu kierunków, |
| $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c = 0,1286$ | – współczynnik empiryczny dostosowany do polskich postanowień krajowych, przy $\gamma_c = 1,4$. |



Rys. 2. Podstawowy obwód kontrolny według Eurokodu 2

Fig. 2. Basic control perimeter according to Eurocod 2

Nośność na ścinanie przy przebiciu ze zbrojeniem poprzecznym należy wyliczać ze wzoru:

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef} \sin \alpha \cdot u_1 d \quad (2)$$

w którym:

- A_{sw} – pole powierzchni jednego obwodu zbrojenia na ścinanie dookoła słupa w mm^2 ,
- s_r – promieniowy rozstaw obwodów zbrojenia na ścinanie w mm,
- $f_{ywd,ef}$ – efektywna wytrzymałość obliczeniowa zbrojenia na ścinanie przy przebiciu, zgodnie ze wzorem:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd} \quad \text{w MPa} \quad (3)$$

- d – średnia wysokość użyteczna z dwóch ortogonalnych kierunków w mm,
- α – kąt między zbrojeniem na ścinanie i płaszczyzną płyty.

Analizując wzór (2) warto zauważyć, że nośność na przebicie płyt zbrojonych poprzecznie w znacznej mierze zależy od betonu, co wyraża pierwszy człon wzoru. W polskiej normie PN-B-03264:2002 na zbrojenie poprzeczne przekazuje się 100% siły przebijającej V_{Ed} .

W obszarze przylegającym do słupa powinna być spełniona nierówność:

$$v_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} \quad (4)$$

w której:

dla słupa wewnętrznego u_0 oznacza długość obwodu słupa,

dla słupa krawędziowego $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$,

dla słupa narożnego $u_0 = 2d \leq c_1 + c_2$,

c_1, c_2 są wymiarami słupa,

$$v_{Rd,max} = 0,5v f_{cd} \quad (5)$$

gdzie $v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, jest współczynnikiem redukcji wytrzymałości betonu

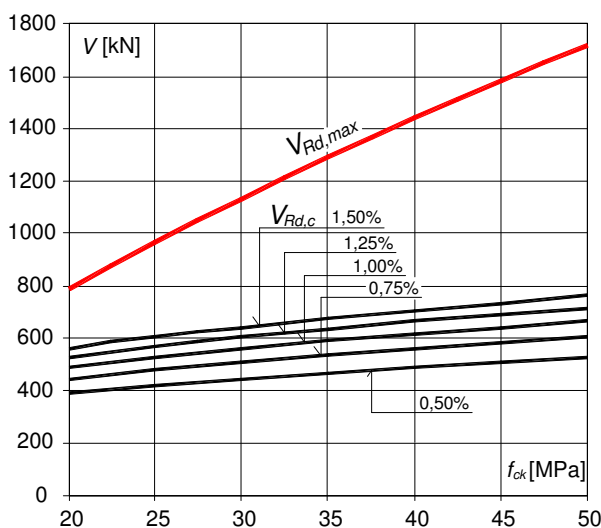
zarysowanego przy ścinaniu f_{ck} w MPa.

β – współczynnik uwzględniający mimośród obciążenia w uproszczonych obliczeniach.

3. Analiza przepisów PN-EN 1992-1-1 w odniesieniu do $V_{Rd,max}$

Wzór (4), pomijając współczynnik β , możemy zapisać w postaci:

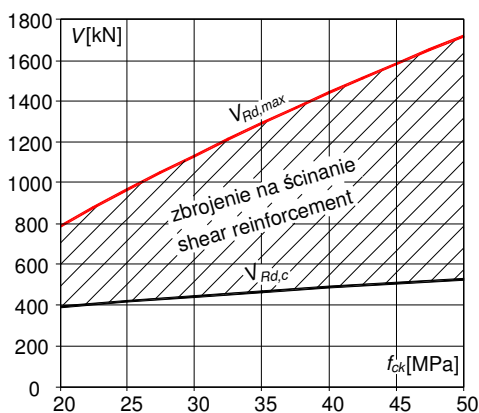
$$V_{Ed} \leq V_{Rd,max} = 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} u_0 d. \quad (6)$$



Rys. 3. Porównanie nośności $V_{Rd,max}$ z $V_{Rd,c}$ dla złącza wewnętrznego z różnym stopniem zbrojenia na zginanie ρ_l

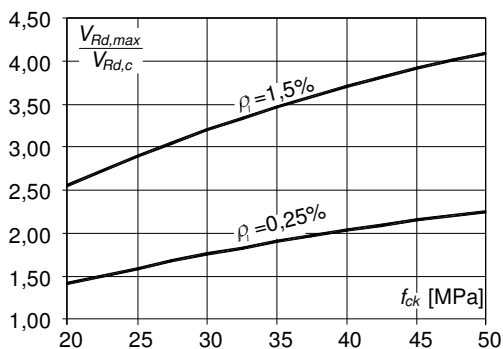
Fig. 3. The comparison of carrying capacity $V_{Rd,max}$ with $V_{Rd,c}$ for internal joint with the various reinforcement ratio of longitudinal reinforcement ρ_l

Na rysunku 3 pokazano wartości $V_{Rd,max}$ i $V_{Rd,c}$ dla wewnętrznego połączenia płyty ze słupem w funkcji wytrzymałości betonu w zakresie $f_{ck} = 20 \div 50$ MPa. Analizowano płytę o wysokości użytecznej $d = 200$ mm i słup o przekroju kwadratowym $c = 250$ mm. Rozważono możliwe stopnie zbrojenia ρ_l od 0,5 do 1,5%. Przestrzeń pomiędzy krzywymi reprezentującymi nośności na przebicie płyt niezbrojonych poprzecznie $V_{Rd,c}$ i maksymalną nośnością na przebicie $V_{Rd,max}$ jest możliwa do „zagospodarowania” przez zbrojenie poprzeczne (patrz rys. 4). Jak widać na tym rysunku, możliwość wzmocnienia płyty na przebicie za pomocą zbrojenia według EC2 jest znaczna. W zależności od stopnia zbrojenia ρ_l i wytrzymałości betonu f_{ck} , możliwe jest wzmocnienie na przebicie od 140 do ponad 300%. Na rysunku 5 pokazano stosunek $V_{Rd,max}/V_{Rd,c}$ w funkcji wytrzymałości betonu dla rozważanego połączenia płyty o $d = 200$ mm i $c = 250$ mm.



Rys. 4. Możliwość wzmocnienia złącza wewnętrznego na przebicie za pomocą zbrojenia na ścinanie według PN-EN 1992-1-1

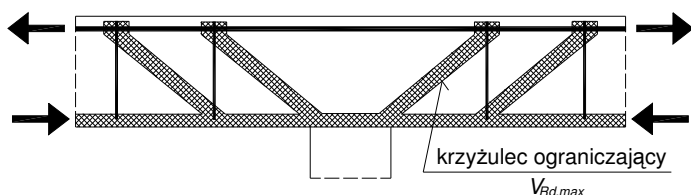
Fig. 4. The possibility of strengthening internal joints for punching by shear reinforcement, according to PN-EN 1992-1-1



Rys. 5. Relacja $V_{Rd,max} / V_{Rd,c}$ w funkcji wytrzymałości betonu

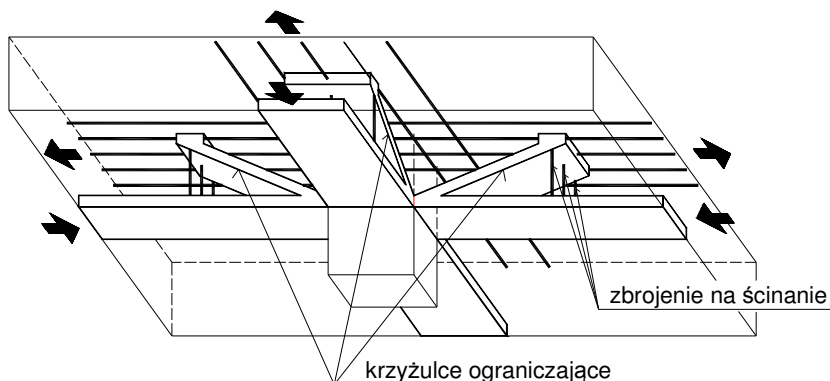
Fig. 5. $V_{Rd,max} / V_{Rd,c}$ ratio versus the compressive strength of concrete

Zgodnie z dotychczasowymi przepisami normowymi stosunek $V_{Rd,max}/V_{Rd,c}$ jest ograniczony do wielkości $1,4 \div 2,0$. Tak drastyczna zmiana musi budzić niepokój wśród projektantów i ekspertów konstrukcji budowlanych. Analizując przepisy EC2 można dopatrywać się źródeł takiej sytuacji w przeniesieniu rozumowania adekwatnego dla ścinania w elemencie belkowym na zagadnienie przebiecia płaskich płyt. Na rysunku 6 pokazano model kratownicowy strefy podporowej słupa wewnętrznego z krzyżulcem ograniczającym nośność tej strefy ($V_{Rd,max}$). Rysunek 7 jest analogią przestrzenną modelu kratownicy belkowej dla wewnętrznej strefy podporowej połączenia płytowo-słupowego. W rzeczywistości w modelu przestrzennym krzyżulce rozszerzają się w kierunku górnej powierzchni płyty. O nośności będzie więc decydował najwęższy odcinek przy słupie, gdzie beton znajduje się w trójosiowym stanie naprężenia. Przyjęcie takiego modelu musi budzić zastrzeżenia.



Rys. 6. Model kratownicowy belki w sąsiedztwie podpory wewnętrznej

Fig. 6. Truss model for shear reinforced members near internal support



Rys. 7. Model kratownicy przestrzennej dla płyty w sąsiedztwie podpory wewnętrznej

Fig. 7. Truss spatial model for slab near internal support

Wzór na nośność krzyżulca ściskanego dla belek żelbetowych zbrojonych pionowym zbrojeniem na ścinanie według PN-EN ma postać:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (7)$$

Przyjmując minimalny kąt nachylenia rysy ukośnej $\theta = 26,6^\circ$, tak jak dla przebicia zakłada norma oraz $z = 0,9d$ i $v_1 = v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$, otrzymujemy:

$$V_{Rd,max} = 0,216 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} b_w d \quad (8)$$

Dla przebicia analogiczny wzór normowy ma postać:

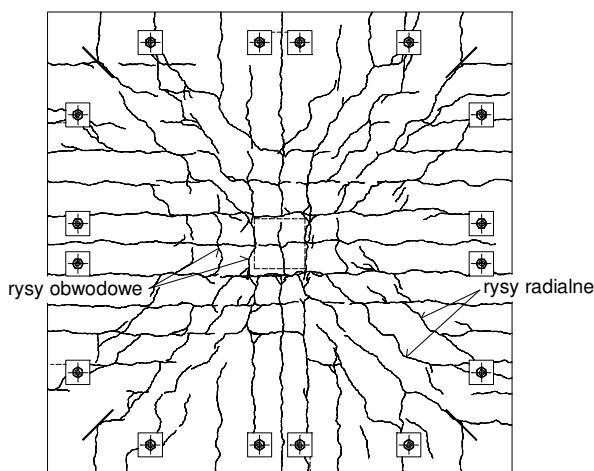
$$V_{Rd,max} = 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) f_{cd} u_0 d \quad (9)$$

Jak widać, we wzorze dla przebicia ekwiwalentem szerokości średnika belki b_w jest obwód słupa u_0 . Założenie to w sposób nieuzasadniony zwiększa dla przebicia wartości $V_{Rd,max}$. Dodatkowo współczynnik przed nawiasem jest o około 39% większy, co wynika z faktu, że we wzorze tym nie uwzględniono następujących relacji:

$$z = 0,9d, \quad \frac{1}{\cot 26,6^\circ + \tan 26,6^\circ} = 0,4 \text{ zamiast } 0,5 \text{ jak jest we wzorze (5).}$$

Zakładając, że ograniczenie ścinania nośnością krzyżulca ściskanego ma być analogiczne jak w elementach belkowych, przy przyjętym kącie $\theta = 26,6^\circ$ (wzór 8), należałoby wzór (5) przyjąć w postaci:

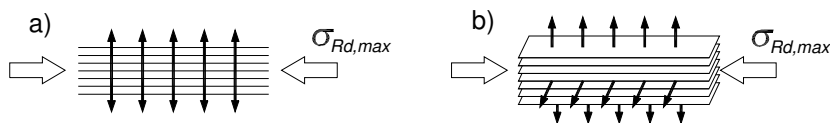
$$v_{Rd,max} = 0,36 v f_{cd} \cdot \quad (10)$$



Rys. 8. Obraz zarysowania płyty w strefie podporowej symetrycznie obciążonej

Fig. 8. Crack pattern slab in support zone symmetrically loaded

Kolejnym elementem, który należałoby rozważyć, jest poprawność wzoru na współczynnik v redukujący wytrzymałość betonu zarysowanego na ścinanie. W przypadku belek mamy do czynienia z płaskim stanem naprężenia i rysami powstającymi w jednej płaszczyźnie. W przypadku strefy podporowej płyty płaskiej mamy rysy radialne i obwodowe (patrz rys. 8). Sytuację krzyżulca ściskanego dla obu przypadków ilustruje rys. 9. Należy sobie zadać pytanie, czy dla tych obu sytuacji można posługiwać się taką samą zależnością na współczynnik redukujący wytrzymałość betonu? Norma EC2 nie wyjaśnia tego zagadnienia.



Rys. 9. Wytrzymałość obliczeniowa betonu w poprzecznie rozciąganych prętach-S: a) rozciąganie w jednej płaszczyźnie, b) rozciąganie w dwóch płaszczyznach

Fig. 9. Design strength of concrete struts in transverse tension:
a) tension in one plane, b) tension in two planes

4. Wnioski

Mając na uwadze aktualny stan rozeznania zjawiska, wydaje się, że stosowny warunek ograniczający nośność na przebicie płyt ze zbrojeniem poprzecznym można zapisać w prostszy sposób uwzględniając jednocześnie wyniki badań eksperymentalnych. Austriacy w swych zaleceniach krajowych [6] wprowadzili ograniczenie w postaci wzorów, spośród których decyduje wartość mniejsza:

$$V_{Rd,max} \leq 0,5 v u_0 d \quad (11)$$

$$V_{Rd,max} \leq 1,65 v_{Rd,c} u_1 d . \quad (12)$$

Wzór (11) pozostawia przepis EC2 w jego oryginalnym sensie, ale jednocześnie wzór (12) ogranicza możliwość wzmocnienia strefy przystupowej za pomocą zbrojenia na ścinanie tylko o 65% .

Zdaniem autora analogiczne ograniczenia powinny znaleźć się również w polskich postanowieniach krajowych. Proponuje się następujące zapisy:

$$v_{Rd,max} = 0,36 v f_{cd} \quad (13)$$

$$V_{Rd,max} \leq 1,75 v_{Rd,c} u_1 d . \quad (14)$$

Wzór (13) ograniczałby nośność krzyżulca ściskanego zgodnie z zasadami analogicznymi, jakie są przewidziane dla belek żelbetowych z uwzględnieniem maksymalnej wartości $\cot\theta = 2$ i ramienia sił wewnętrznych $z = 0,9d$. Wzór (14)

nawiązywałyby natomiast do współczesnego stanu wiedzy i wyników doświadczeń eksperymentalnych z zakresu przebicia płyt żelbetowych.

LITERATURA

- [1] ACI 318-05 Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), ACI Manual of Concrete Practice 2005 Part.3, ss. 443.
- [2] BS 8110: Structural use of concrete, Part 1. Code of practice for design and construction, British Standard Institution, March 1997.
- [3] DIN 1045-1, Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1: Bemessung und Konstruktion, Juli 2001, Beton Kalender 2002.
- [4] PN-B-03264:2002, Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [5] PN-EN 1992-1-1:2008 Eurokod 2, Projektowanie konstrukcji z betonu, Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [6] ÖNORM EN 1992-1-1, Eurocode 2: Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1.

CONTRIBUTION TO EC2 NATIONAL PROVISIONS IN RANGE OF PUNCHING PROBLEMS

Summary

The paper propose change in formula given by equation (6.53) of EN 1992-1-1, with limits punching load carrying capacity of slabs, with shear reinforcement in support zones. More particulars are given in EC2 by adequate national provisions. Value of $v_{Rd,max} = 0,5v_f f_{cd}$ given in original standard may be regarded as inexact (sometimes dangerous) recommendation. Experimental results and up to date standard codes indicate for necessity to sharpen this provision. Additional limit of $v_{Rd,max} = 0,5v_f f_{cd}$ i $V_{Rd,s} \leq 1,75V_{Rd,c}$ was proposed.

MICHAŁ KNAUFF
AGNIESZKA GOLUBIŃSKA
PIOTR KNYZIAK

Wydział Inżynierii Lądowej
Politechnika Warszawska

NOŚNOŚĆ NA ŚCINANIE I STREFA ZAKOTWIENIA W STRUNOBETONIE WEDŁUG EUROKODU 2

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Maria Kamińska**

Przedmiotem artykułu jest analiza projektowania stref przy końcach belek strunobetonowych. Opracowana przez autorów tablica 1 upraszcza obliczanie długości transmisji i długości zakotwienia cięgien, a wprowadzony w artykule podział na strefy A, U i C (rys.1) ułatwia systematyczne rozpatrywanie wymagań dotyczących istotnych aspektów zagadnienia. Do obliczenia zbrojenia poprzecznego przy czole belki zastosowano MES. Wykazano, że siła, którą powinno przenieść to zbrojenie, może być znacznie mniejsza niż zalecane w polskiej normie 20% siły sprężającej.

1. Wstęp

W 2010 r. norma europejska Eurokod 2 [1] (w skrócie EN) ma zastąpić polską normę PN-B-03264: 2002 [2] (w skrócie PN). Norma PN jest oparta na wersjach Eurokodu, które były dostępne przed rokiem 2002, różniących się od wersji ostatecznie zatwierdzonej w 2004 roku, oraz na dawniejszych normach polskich. Zasady projektowania strefy przypodporowej belek strunobetonowych w EN i PN nie są jednakowe, a różnice między nimi mogą niekiedy mieć istotne znaczenie.

W celu zaprojektowania strefy przypodporowej belki strunobetonowej trzeba wziąć pod uwagę nośność na ścinanie, ewentualne pojawianie się rys ukośnych i zakotwienie cięgien w strunobetonie oraz generowane przez cięgna poprzeczne naprężenia rozciągające przy czole belki.

Przepisy dotyczące tych zagadnień są umieszczone w kilku rozdziałach EN, a niektóre z nich są lakoniczne, a nawet niejasne. Tak np. najwięcej informacji o wymaganiach dotyczących kotwienia cięgien znajduje się w p. 8.10.2 EN. Liczne odesłania do punktów dotyczących ścinania i zasad konstruowania powodują, że p. 8.10.2 jest mało przejrzysty. Trzeba biegle znać całą normę i jej podłoże teoretyczne, żeby ją dobrze zastosować.

Dlatego warto przedstawić zasady projektowania strefy przy podporach w formie scalonej i uporządkowanej. Usystematyzowany przegląd wymagań normy przeprowadzono posługując się podziałem belki na strefy A, U i C (p. 3) i zilustrowano przykładem obliczeń w p. 7.

2. Długość odcinka transmisji i długość potrzebna do zakotwienia cięgien sprężających

W EN rozróżnia się długość potrzebną do przekazania siły sprężającej na beton (długość transmisji l_{pt}), od długości, która jest potrzebna do osiągnięcia w cięgnach naprężenia σ_{pd} , które może powstać w stanie granicznym nośności (długość zakotwienia l_{bpd}). Długość transmisji zależy od naprężenia w cięgnach w sytuacji początkowej, oznaczanego przez σ_{pm0} , i od wytrzymałości betonu przy zwalnianiu naciągu. Długość zakotwienia zależy ponadto od naprężenia osiąganego w cięgnach w stanie granicznym σ_{pd} i od ostatecznej wytrzymałości betonu na rozciąganie.

Według p. 8.10.2 EN do wyznaczania l_{pt} i l_{bpd} stosuje się zbiór wzorów z licznymi współczynnikami. Na podstawie wzorów EN autorzy artykułu zbudowali tabelę 1, która może służyć do prostego wyznaczania l_{pt} dla najczęściej stosowanych splotów w zależności od naprężenia σ_{pm0} i średniej wytrzymałości betonu na rozciąganie $f_{ctm}(t)$ osiągniętej do chwili zwolnienia naciągu.

Jako wartości obliczeniowe długości transmisji stosuje się $l_{pt1} = 0,8l_{pt}$ lub $l_{pt2} = 1,2l_{pt}$. Odległość od końca belki do przekroju normalnego, w którym naprężenia normalne w betonie można uznać za rozłożone liniowo, nazywa się długością dyspersji l_{disp} . W belce o wysokości użytecznej d długość dyspersji dana jest wzorem

$$l_{disp} = \sqrt{l_{pt}^2 + d^2}.$$

Dla warunków, jak w tabeli 1, wzory EN dotyczące długości zakotwienia można doprowadzić do postaci:

$$l_{bpd} = 1,2l_{pt} + 0,45 \frac{\sigma_{pd} - \sigma_{pm\infty}}{f_{ctm}} \Phi, \quad (1)$$

w której $\sigma_{pm\infty}$ oznacza naprężenie w splotach po wszystkich stratach, Φ średnicę splotów, a f_{ctm} średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie. Do wzoru (1) nie

należy podstawiać wartości f_{ctm} większych niż 4,4 MPa, „o ile nie można wykazać”, że można przekroczyć ten limit.

Tabela 1. Współczynniki długości transmisji λ_{pt} splotów trzy i siedmiodrutowych
Table 1. Transmission length coefficients for 3 and 7-wire strands

σ_{pm0} [MPa]	$f_{ctm}(t)$ [MPa]					
	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4
1200	49	45	41	38	35	32
1300	53	48	44	41	38	35
1400	57	51	48	44	41	38
Obliczając wartości λ_{pt}, przyjęto dobre warunki przyczepności, stopniowe zwalnianie naciągu, $\gamma_C = 1,4$, $\alpha_{ct} = 1,0$ (p. 3.1.6 EN). Dla innych danych należy stosować wzory z p.8.10.2 EN. Długość odcinka transmisji: $l_{pt} = \lambda_{pt} \Phi$						

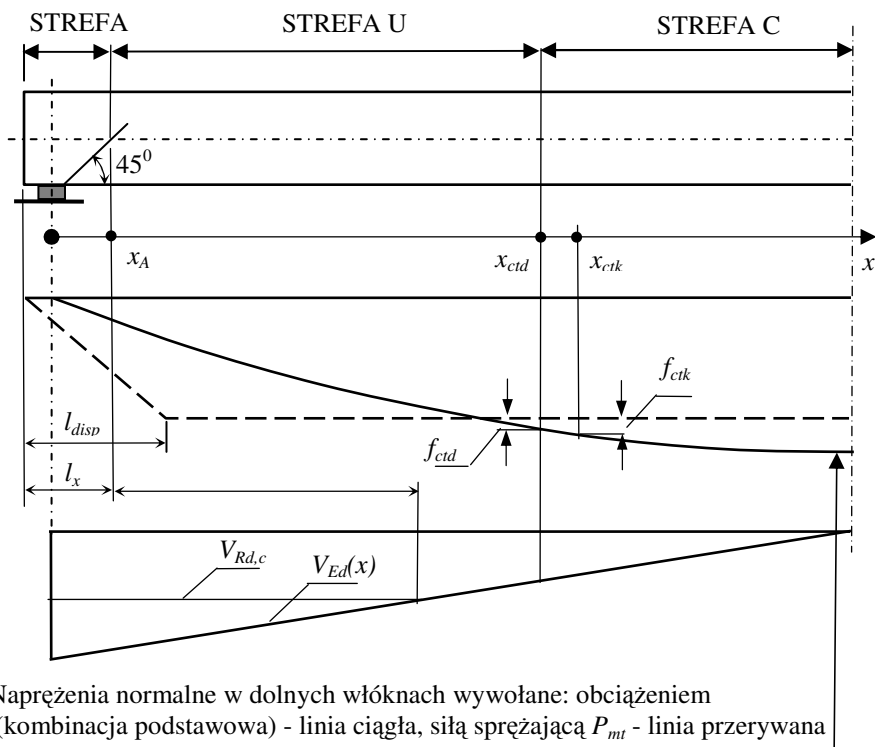
3. Strefy A, U i C

Projektując przypadkowe odcinki belek, stosuje się przepisy dotyczące sprawdzania stanów granicznych ze względu na ścinanie, ukośne zarysowanie i zakotwienie splotów. W strefie, w której na krawędzi belki mogą powstać rysy wywołane przez naprężenia normalne, stosuje się wymagania inne niż w strefie niezarysowanej (rys. 1).

Po wyznaczeniu długości dyspersji l_{disp} można narysować wykres przedstawiający naprężenia normalne na dolnej krawędzi belki, wywołane siłą sprężającą, na tle wykresu naprężeń wywołanych przez obciążenie. Na podstawie tego rysunku można zdefiniować trzy strefy (nazwy stref pochodzą od autorów):

- strefa A (anchorage) – strefa zakotwienia,
- strefa U (uncracked) – strefa niezarysowana przez naprężenia normalne,
- strefa C (cracked) – strefa zarysowana przez naprężenia normalne.

Niekiedy (np. wtedy, gdy przy sprawdzaniu stanu granicznego zarysowania zastosowano wymagania „braku zarysowania”) strefa C nie istnieje.



Naprężenia normalne w dolnych włóknach wywołane: obciążeniem (kombinacja podstawowa) - linia ciągła, siłą sprężającą P_{mt} - linia przerywana

Rys. 1. Strefy A, U i C w belce strunobetonowej

Fig. 1. Zones A (anchorage), U (uncracked) and C (cracked) in a pre-tensioned beam

Strefa A ($x \leq x_A$) rozciąga się od brzegu elementu do początku strefy U, który (zgodnie z p. 6.2.2.(3) EN) jest wyznaczony przez przekrój normalny ($x = x_A$), przechodzący przez punkt przecięcia linii, poprowadzonej od krawędzi podpory pod kątem 45° , z osią belki. Zasady projektowania zbrojenia tej strefy elementów strunobetonowych nie są w EN określone. Sprawdzanie wymagania $V_{Ed} \leq V_{Rdc}$ w tej strefie nie jest potrzebne (p. 6.2.2(3) EN). Projektowanie strefy A omówiono dokładniej w p. 6.

Strefa U ($x_A < x \leq x_{ctd}$) rozciąga się od przekroju ($x = x_A$) do przekroju ($x = x_{ctd}$), w którym naprężenie normalne na krawędzi belki osiąga obliczeniową wytrzymałość na rozciąganie f_{ctd} .

Strefa C ($x > x_{ctd}$) występuje w centralnej części belki. Jeżeli w tej strefie naprężenia na krawędzi osiągają f_{ctk} , to należy sprawdzić zakotwienie cięgien.

Współrzędne x_{ctd} i x_{ctk} dla belki swobodnie podpartej przy równomiernym obciążeniu p można wyznaczyć ze wzorów:

$$x_{ctd} = 0,5l_{eff} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{ctd}}{0,125 p l_{eff}^2}} \right), \quad x_{ctk} = 0,5l_{eff} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{M_{ctk}}{0,125 p l_{eff}^2}} \right), \quad (2)$$

w których

$$M_{ctd} = (\sigma_{cp} + f_{ctd}) W_{cs}, \quad M_{ctk} = (\sigma_{cp} + f_{ctk}) W_{cs}. \quad (3)$$

W powyższych wzorach W_{cs} oznacza wskaźnik wytrzymałości przekroju sprowadzonego, a σ_{cp} naprężenie w dolnych włóknach wywołane obliczeniową siłą sprężającą $P_{m,t}$. Według EN (p. 5.10.8) można przyjmować, że obliczeniowa siła sprężająca stosowana do sprawdzania SGN jest równa średniej wartości siły po wszystkich stratach.

4. Strefa U

4.1. Wymagania

Jeżeli obliczeniowa siła poprzeczna nie przekracza granicznej siły poprzecznej $V_{Rd,c}$, to nie trzeba obliczać zbrojenia na ścinanie. W przeciwnym przypadku zbrojenie poprzeczne wyznacza się według p. 6.2.3 EN, tak jak w elementach żelbetowych.

Na ogół siłę $V_{Rd,c}$ wyznacza się ze wzoru

$$V_{Rd,c} = \frac{I b_w}{S} \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha_l \sigma_{cp} f_{ctd}}. \quad (4)$$

w którym I oznacza moment bezwładności przekroju, S – moment statyczny odpowiedni do obliczenia naprężenia stycznego (na ogół na osi elementu), b_w – grubość środnika, f_{ctd} – obliczeniową wytrzymałość betonu na rozciąganie, σ_{cp} – naprężenie normalne w betonie (na ogół na poziomie środka ciężkości przekroju; naprężenie ściskające należy do (4) podstawiać jako dodatnie). Współczynnik α_l , stosowany w celu uwzględnienia wpływu stopniowego wprowadzania siły sprężającej przez przyczepność, oblicza się ze wzoru

$$\alpha_l = \frac{l_x}{l_{pr2}}, \text{ lecz nie więcej niż } 1,0.$$

4.2. Uwagi o zasadach sprawdzania nośności w strefie U

Podstawowy wzór (4) opiera się na założeniu, że graniczna siła $V_{Rd,c}$ jest osiągana wtedy, gdy główne naprężenie rozciągające $\sigma_{c,max}$ jest równe f_{ctd} , a naprężenie normalne wynosi $\alpha_l \sigma_{cp}$. Warunek (4) można zastąpić równoważnym mu wymaganiem

$$\sigma_{c,\max} = \sqrt{(0,5\alpha_l \sigma_{cp})^2 + \tau^2} - 0,5\alpha_l \sigma_{cp} \leq f_{ctd} \quad (5)$$

W powyższym wzorze τ jest naprężeniem stycznym w punkcie, w którym spodziewamy się uzyskać największe naprężenie główne (na ogół, ale nie zawsze, na osi przechodzącej przez środek ciężkości przekroju)

$$\tau = \frac{V_{Ed} S}{I b_w} \quad (6)$$

Podstawiając do wzoru (5) τ , wyznaczone z (6) dla $V_{Ed} = V_{Rd,c}$, po prostych przekształceniach otrzymuje się wzór (4).

Punkt 6.2.2(2) EN, w którym znajduje się wzór (4), jest sformułowany chaotycznie i nieściśle. Na początku stwierdza się, że w strefach niezarysowanych przez zginanie wytrzymałość na ścinanie dana jest wzorem (4) i objaśnia się występujące w tym wzorze oznaczenia, przy założeniu, że naprężenie główne na osi elementu jest równe f_{ctd} , przemilczając to założenie. W następnym akapicie stwierdza się jednak, że: „Jeżeli szerokość przekroju poprzecznego zmienia się wzdłuż jego wysokości, to maksymalne naprężenie główne może pojawić się na poziomie innym niż poziom środka ciężkości. W takim przypadku minimalna wartość nośności na ścinanie powinna się znaleźć obliczając $V_{Rd,c}$ na różnych poziomach”. Oczywiście w takich przypadkach nazwom zmiennych, występujących we wzorze (4), należy przypisać znaczenie inne niż wtedy, gdy wynik zależy od naprężenia głównego na osi przekroju, ale ten szczegół został w EN przemilczany. Ponadto koncepcja granicznej siły poprzecznej, która przybiera różne wartości na różnych poziomach, jest raczej niezręczna.

Zasadę sprawdzania strefy U można by najprościej ująć, pisząc:

„Jeżeli główne naprężenie rozciągające obliczone ze wzoru (5) nie przekracza f_{ctd} , to nośność na ścinanie uznaje się za wystarczającą”. Nie trzeba by wówczas wyjaśniać jak oblicza się naprężenia styczne – takie wyjaśnienia należą do podręczników wytrzymałości materiałów.

Widać, że na zasadzie sprawdzania nośności w strefie U ciąży koncepcja projektowania metodą naprężeń dopuszczalnych. Od kilkudziesięciu lat normy wymagały obliczania naprężeń głównych w strefie przypodporowej i zwykle zawierały przepisy ograniczające wartość tych naprężeń. Tak np. w polskiej normie [2] obliczanie naprężeń głównych wiąże się ze sprawdzaniem ukośnego zarysowania elementu. Jeżeli główne naprężenie rozciągające nie przekracza f_{ctm} , to nie trzeba sprawdzać szerokości rys ukośnych (ale trzeba sprawdzać nośność na ścinanie). W EN ograniczenie naprężeń głównych jest znacznie silniejsze, co pozwala na pominięcie sprawdzania nośności na ścinanie w strefie U. Jednakże takie ujęcie zagadnienia jest typowe dla metody naprężeń dopuszczalnych (i z tej metody się zrodziło) – nie należy sugerować, jak w EN, że na tej podstawie można obliczyć nośność graniczną na ścinanie.

Żeby dopełnić miary niejasności umieszczono w EN p.6.2.2(4) zdanie: „Dalsze informacje, dotyczące ogólnego przypadku elementów poddanych działaniu momentu zginającego i siły podłużnej, które – jak można wykazać – na skutek

zginania w ULS nie są zarysowane, znajdują się w 12.6.3. Nie wiadomo, czy informacje z p.12.6.3 należy stosować dodatkowo do wymagań zawartych w 6.2.2(2), czy zamiast nich. Informacje zawarte w 12.6.3 są lakoniczne i dalekie od jasności (trochę wyjaśnień można znaleźć w [5]). Obliczenie nośności na ścinanie według p. 12.6.3 opiera się na porównaniu naprężenia stycznego z naprężeniem granicznym, wyznaczonym na podstawie hipotezy wyężenia betonu. W zastosowanej tam hipotezie wyężenia granicznego naprężenie rozciągające dla naprężeń ściskających nie przekraczających około $0,45f_{cd}$ jest stałe i równe f_{ctd} , i maleje dla większych naprężeń ściskających. Tak więc, dla umiarkowanych normalnych naprężeń ściskających według p.12.6.3 otrzyma się wynik taki sam jak ze wzoru (4).

Nie jest także jasne, dlaczego współczynnik α_l zdefiniowano w funkcji długości transmisji $l_{pt,2}$, a nie w funkcji długości odcinka dyspersji l_{disp} . Do czego ma służyć l_{disp} , jak nie do tego?

Podsumowując te wszystkie uwagi można stwierdzić, że na ogół nośność strefy U można uznać za wystarczającą, gdy główne naprężenie rozciągające nie przekracza f_{ctd} , co najprościej sprawdza się stosując wzór (5). Jeżeli (raczej rzadki przypadek) istnieje obawa, że główne naprężenia ściskające są za duże, to można zastosować wzory zamieszczone w (12.6.3).

5. Strefa C

5.1. Wymagania

W strefie C siłę $V_{Rd,c}$ oblicza się tak samo jak dla elementów żelbetowych (uwzględniając wpływ sprężenia na średnie naprężenie normalne).

Jeżeli największa w tej strefie siła poprzeczna $V_{Ed}(x)$ spełnia warunek

$$V_{Ed}(x) \leq V_{Rd,c}$$

to zbrojenie poprzeczne nie jest potrzebne (z wyjątkiem zbrojenia wyznaczanego na podstawie zasad konstruowania). W przeciwnym przypadku zbrojenie poprzeczne oblicza się jak w elemencie niesprężonym.

Jeżeli naprężenie normalne na krawędzi przekracza charakterystyczną wytrzymałość na rozciąganie f_{ctk} , to należy sprawdzać (p. 8.10.2.3 Eurokodu) zakotwienie cięgien sprężających.

5.2. Zakotwienie cięgien sprężających i siła w cięgnach

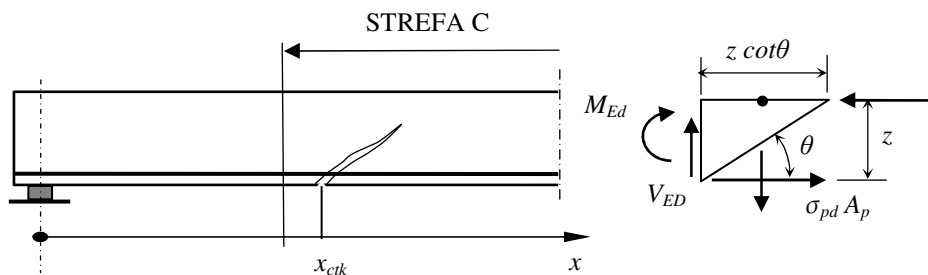
Układ sił, które powstaną w przypadku pojawienia się ukośnej rysy, nachylonej pod kątem θ , przedstawiono na rys. 2. Z warunku równowagi momentów względem punktu leżącego w połowie długości odcinka z $\cot\theta$ można wyznaczyć siłę w cięgnach sprężających

$$\sigma_{pd} A_p = \frac{M_{Ed}}{z} + 0,5 V_{Ed} \cot \theta \cdot$$

Przekrój zbrojenia sprężającego powinien być wystarczający do przeniesienia siły wciągach przy naprężeniach nieprzekraczających f_{pd} , a długość zakotwienia tego zbrojenia po lewej stronie rysy powinna być nie mniejsza od l_{pd} .

Jeżeli cięgna sprężające biegną po linii prostej od końca do końca elementu, to zwykle nie ma potrzeby obliczania wartości σ_{pd} – założenie, że to naprężenie jest równe f_{pd} pozwala na sprawdzenie warunku zakotwienia z zapasem bezpieczeństwa.

Wpływ siły poprzecznej na siłę w zbrojeniu podłużnym może pojawić się tylko wtedy, gdy nastąpi ukośne zarysowanie. Wpływ ten można uwzględnić stosując metodę rozsuwania obwiedni momentów według p. 9.2.1.3 EN, jak dla belek żelbetowych. Taka analiza może być potrzebna tylko wtedy, gdy punkt x_{ctk} leży blisko podpory, w strefie dużych sił poprzecznych, np. w belkach obciążonych dużymi siłami skupionymi przy podporach lub w elementach bardzo krótkich (wtedy długość zakotwienia cięgien zajmuje znaczną część długości elementu).



Rys. 2. Zakotwienie cięgien w strefie z ukośną rysą

Fig. 2. Anchorage of the tendons in the zone with the inclined crack

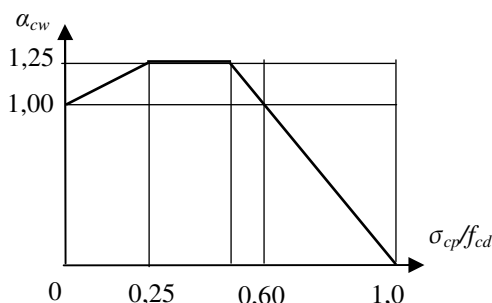
6. Strefa A

6.1. Maksymalna siła poprzeczna

Z ogólnych zasad obliczania ze względu na ścinanie wynika, że największa siła poprzeczna (siła przy podporze) powinna spełniać wymaganie $V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$ według p.6.2 EN. Siłę $V_{Rd,max}$ („siła ograniczona przez zmiażdżenie ściskanych krzyżulców betonowych”) wyznacza się ze wzoru (oznaczenia jak w EN)

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}.$$

Współczynnik α_{cw} zależy od średniego naprężenia ściskającego σ_{cp} . Wzory EN można przedstawić graficznie jak na rys. 3. W belce strunobetonowej naprężenie σ_{cp} pochodzi od sprężenia. Sprawdzając przekrój przy podporze, należy oczywiście przyjąć $\sigma_{cp} = 0$ i $\alpha_{cw} = 1$.



Rys. 3. Współczynnik α_{cw} w zależności od naprężenia ściskającego σ_{cp}

Fig. 3. The coefficient α_{cw} as the function of compressive stress σ_{cp}

Jeżeli sprężenie jest bardzo intensywne, to w pewnej odległości od podpory mogą powstać naprężenia σ_{cp} większe od $0,60f_{cd}$ – wtedy $\alpha_{cw} \leq 1$ i siła graniczna $V_{Rd,max}$ jest mniejsza niż przy podporze, ale również siła wywołana obciążeniem V_{Ed} przybiera mniejsze wartości. Tak więc, jeżeli wymaganie ze względu na $V_{Rd,max}$ jest spełnione przy podporze, to przekroczenie tego wymagania w innym przekroju jest bardzo mało prawdopodobne, ale nie jest całkowicie wykluczone.

6.2. Naprężenia rozrywające

Zasadniczy wpływ na ilość zbrojenia poprzecznego mają powstające przy czole belki naprężenia rozciągające, prostopadłe do osi belki, generujące siłę rozrywającą zakończenie elementu. Naprężenia te zależą od rozkładu cięgien i są szczególnie duże wtedy, gdy cięgna skupia się w półkach przekroju. W doświadczeniach, w których badano belki bez zbrojenia poprzecznego, obserwowano nawet rozerwanie elementów wzdłuż linii środkowej.

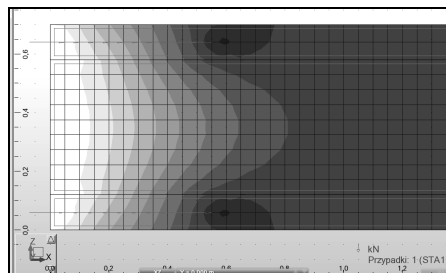
W polskich normach od lat znajduje się przepis, który nakazuje, żeby („jeżeli nie przeprowadza się dokładniejszych obliczeń”) zbrojenie poprzeczne w strefie zakotwienia cięgien było zdolne do przeniesienia siły równej 20% obliczeniowej siły granicznej (tzn. osiąganey przy naprężeniach równych f_{pd}) w cięgnach. Wymagania takiego w EN nie ma.

Obliczanie sił rozrywających przy czole elementów strunobetonowych nie jest znormalizowane ani w EN, ani w przepisach amerykańskich [3], chociaż obie te normy zawierają przepisy dotyczące pokrewnego zagadnienia występującego w elementach kablobetonowych.

Podobnie w książce A. Ajdukiewicza i J. Mamesa [4] znajdujemy bogatsze niż w normach wskazówki dotyczące projektowania strefy zakotwień elementów kablobetonowych, ale w punkcie dotyczącym strunobetonu omawia się głównie długość zakotwienia cięgien. Piśmiennictwo dotyczące strefy zakotwień w kablobetonie jest ogromnie bogate – długo koncentrowało się ono na różnych przybliżonych metodach wyznaczania rozkładu sił w tej strefie. Dziś metoda elementów

skończonych otworzyła tu nowe możliwości, ale zagadnienie nadal nie doczekało się jednolitego i wystarczającego ujęcia w normach projektowania.

Jako model służący do obliczenia strefy zakotwienia metodą elementów skończonych (analizuje się belkę jak w przykładzie w p. 7) rozpatrzono odcinek belki o długości równej trzem wysokościami belki, zbudowany z trzech tarcz – tarcza przedstawiająca środnik ma grubość 0,09 m, tarcze modelujące półki 0,24 m. Stosowano dwa programy: Abaqus i Robot i analizowano różne podziały na elementy skończone. Wyniki obu programów były bardzo zbliżone, w dalszej części artykułu zaprezentowano wyniki według Robota. Stwierdzono, że podział przedstawiony na rys. 4 (elementy skończone wielkości około 5 x 5 cm) zapewnia możliwość racjonalnej oceny sił mających zasadnicze znaczenie.



Rys. 4. Podział na elementy i plan warstwiczny naprężeń σ_x

Fig. 4. Finite elements and contour lines of the stresses σ_x

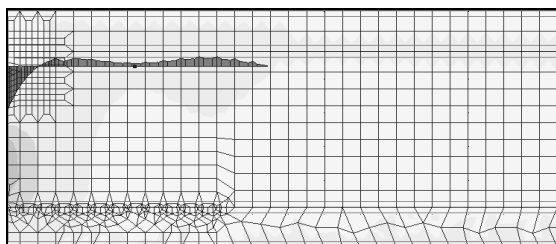
Założono, że prawy brzeg modelu jest utwierdzony. W takim modelu w pewnej odległości od końca obciążonego sprężeniem powstaje liniowy rozkład naprężeń, zgodny z elementarną teorią. Tę część modelu przedstawiono na rysunkach (pominięto prawe zakończenie).

Siły sprężające, działające na lewym końcu, modelowano zakładając, jak w normie, że naprężenia przyczepności na odcinku o długości $l_{pr1} = 515$ mm są stałe i reprezentowane w systemie MES przez równe siły rozmieszczone co 0,05 m. W analizie, którą przedstawiono w tym punkcie, naprężenia od ciężaru własnego i innych obciążeń zostały pominięte.

Na podstawie p. 5.10.8 EN przyjęto współczynnik bezpieczeństwa równy 1,2. Siła miarodajna do sprawdzenia strefy zakotwień jest zatem równa 1,20 siły sprężającej po stratach doraźnych, czyli w rozpatrywanym tu przykładzie wynosi około $P = 1450$ kN.

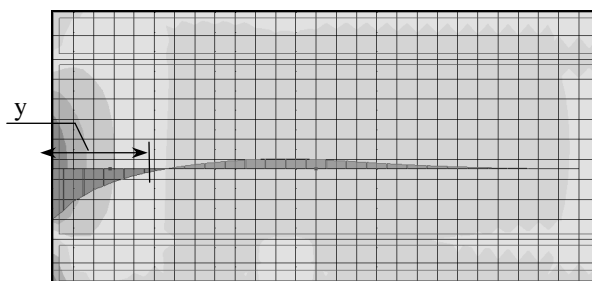
Rozpatrzono dwa rozkłady cięgien sprężających: rozkład „regularny” (jak na rys. 7) i rozkład „w półkach” (2 ciąga w górnej półce i 8 w dolnej) – oba prowadzą do tego samego rozkładu naprężeń po prawej stronie modelu. Oprócz modeli przedstawiających przekazywanie sił przez przyczepność rozpatrzono także, w celach porównawczych, belkę obciążoną siłami na brzegu, jak w kablobetonie.

Przykładowe wyniki – największe naprężenia rozciągające σ_y , zasięg tych naprężeń i generowane przez nie siły rozciągające R przedstawiono w p. 7.



Rys. 5. Naprężenia σ_y w belce strunobetonowej – ciągną w półce i w środniku

Fig. 5. Stresses σ_y in pre-tensioned beam – tendons placed in the flange and in the web



Rys.6. Naprężenia σ_y belce strunobetonowej – 2 ciągną w górnej i 8 w dolnej półce

Fig. 6. Stresses σ_y in pre-tensioned beam – 2 tendons in the upper, 8 in the bottom flange

Tabela 2. Maksymalne naprężenie σ_y i siły R wywołane przez siłę sprężającą P

Table 2. Maximum stress σ_y and the forces R due to the prestressing force P

Układ cięgien	σ_y [MPa]	R [kN]	R/P [%]	Względny zasięg naprężeń rozciągających y/h
Układ „regularny” jak na rys. 7	1,57	6,03	0,4	0,143
2 ciągną w górnej półce, 8 w dolnej	11,38	105,0	7,2	0,400
5 cięgien w górnej i 5 w dolnej	9,89	91,82	6,3	0,400
5 cięgien w górnej i 5 w dolnej półce, siły przyłożone do czoła jak w kablobetonie	18,48	125,24	8,6	0,257

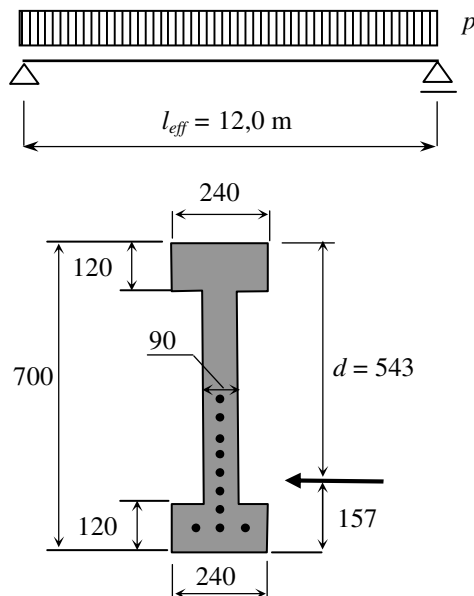
Naprężenia i siły przy czole elementu wyznaczono zakładając, że ciągną rozmieszczono w półkach.

Siła rozrywająca przy czole belki wynosi 105,0 kN. Przyjęto, że strzemiona będą wykonane ze stali A-IIIIN, ale w celu ograniczenia szerokości rys założono, że naprężenia w stali nie powinny przekraczać 300 MPa.

7. Przykład

Rozpatruje się belkę swobodnie podpartą (rys. 7). Długość odcinka transmisji wyznacza się otrzymując z tabeli 1 dla $f_{ctm}(t) = 3,0$ MPa $\lambda_{pt} \approx 51,5$. Podstawowa, minimalna i maksymalna długość transmisji

$$l_{pt} = 51 \cdot 12,5 = 643 \quad l_{pt1} = 0,80 \cdot 643 = 515, \quad l_{pt2} = 1,20 \cdot 643 = 772 \text{ mm.}$$



Rys. 7. Przykład – dane
Fig. 7. Example – the data

Beton: $f_{ck} = 40$ MPa

$$f_{ctk} = 2,50 \text{ MPa} \quad f_{ctm} = 3,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = \frac{2,5}{1,4} = 1,786 \text{ MPa}$$

Średnia wytrzymałość betonu na rozciąganie w chwili zwolnienia naciągu: $f_{ctm}(t) = 3,0$ MPa.

$$A_c = 0,099 \text{ m}^2, \quad I = 0,005643 \text{ m}^4 \\ W = 0,01612 \quad W_{cs} = 0,01709 \text{ m}^3, \\ S = 0,01073 \text{ m}^3$$

Obciążenie obliczeniowe, podstawowa kombinacja obciążeń: $p = 28,0$ kN/m; siła poprzeczna przy podporze 168 kN; max. moment zginający 504,0 kNm.

Sprężenie splotami Y 1860 S7, $\Phi = 12,5$ mm, $f_{pd} = 1315$ MPa

Obliczeniowa siła sprężająca (równa średniej wartości siły po stratach) – 916 kN. Naprężenia od sprężenia w dolnych włóknach 20,22, w górnych (-1,72) MPa

Ze wzorów (2) i (3) otrzymuje się:

$$M_{ctd} = 0,3761 \text{ MNm} \quad x_{ctd} = 2,978 \text{ m} \quad M_{ctk} = 0,3883 \text{ MN m} \quad x_{ctk} = 3,125 \text{ m}$$

Strefa U

Stosując wzór (4), otrzymuje się (przyjęto, że połowa szerokości podpory wynosi 0,10 m i że środek podpory leży 0,15 m od końca dźwigara)

$$l_x = 0,15 + 0,10 + 0,5 \cdot 0,7 = 0,6 \text{ m} \quad \alpha_l = \frac{0,6}{0,772} = 0,7772 \quad \sigma_{cp} = \frac{0,916}{0,099} = 9,252 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0,005643 \cdot 0,090}{0,01073} \sqrt{1,786^2 + 0,7772 \cdot 9,252 \cdot 1,786} = 0,1895 \text{ MN}$$

Siła V_{Ed} w punkcie $x = x_A$: $V_{Ed} = 168,0 - 28,0 \cdot 0,5 \cdot 0,7 = 158,2 < V_{Rd,c} = 189,5 \text{ kN}$,

a zatem w strefie U wystarczające jest minimalne zbrojenie strzemionami według punktu 9.2.2(4) EN (np. strzemiona rozstawione co 400 mm).

Strefa C

Stosuje się p. 6.2.2 EN. Stopień zbrojenia $\rho_l = 0,9394\%$, $\gamma_c = 1,4$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,4} = 0,1286, \quad k = 1 + \sqrt{\frac{200}{543}} = 1,607, \quad (100\rho_l f_{ck})^{0,333} = (0,9394 \cdot 40)^{0,333} = 3,349$$

$$\sigma_{cp} = 9,252 > 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 26,7 = 5,34, \text{ a więc dalej przyjęto } \sigma_{cp} = 5,34 \text{ MPa}$$

$$k_1 \sigma_{cp} = 0,15 \cdot 5,34 = 0,801 \text{ MPa}, \quad v_{\min} = 0,035 \cdot 1,607^{1,5} \cdot 40^{0,5} = 0,4509 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \max\{[0,1286 \cdot 1,607 \cdot 3,349 + 0,801], [0,4509 + 0,801]\} \cdot 0,09 \cdot 0,543 = 0,07297 \text{ MN}$$

Siła poprzeczna dla $x = 2,978 \text{ m}$ wynosi $168,0 - 28,0 \cdot 2,978 = 84,62 \text{ kN}$ i jest większa od $V_{Rd,c} = 72,97 \text{ kN}$, a zatem na początku strefy C minimalne zbrojenie strzemionami nie jest wystarczające.

Minimalne zbrojenie jest wystarczające, gdy

$$x \geq \frac{168,0 - 72,97}{28,0} = 3,394 \text{ m}$$

a więc na odcinku $(2,98 \div 3,39 \text{ m})$ zbrojenie poprzeczne należy obliczyć na ścinanie, jak dla elementu niesprężonego.

Zakotwienie cięgien

Zakotwienie cięgien sprawdza się dla $x = x_{ctk} = 3,125 \text{ m}$. Długość l_{bpd} wyznacza się przyjmując $\sigma_{pd} = f_{pd}$ (ściśle obliczenie σ_{pd} dałoby niewiele mniejszą długość zakotwienia). Ze wzoru (1)

$$l_{bpd} = 772 + 0,45 \frac{1315 - 985}{3,5} 12,5 = 1302 \text{ mm}$$

Strefa A

Według wzoru w p. 6 (przyjęto $\cot\theta = 1,0$, $v_1 = 0,6$):

$$z = 0,9 \cdot 0,543 = 0,4887 \text{ m} \quad f_{cd} = \frac{40}{1,4} = 28,57 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,max} = \frac{1,0 \cdot 0,09 \cdot 0,4887 \cdot 0,6 \cdot 28,57}{1,0 + 1,0} = 0,3777 \text{ MN} > V_{Ed} = 0,168 \text{ MN}$$

$$A_{sw} = \frac{0,105}{300} \cdot 10^4 = 3,50 \text{ cm}^2$$

8. Podsumowanie i wnioski

1. Prosta tabela zamieszczona w p. 2 ułatwia obliczanie długości transmisji i długości zakotwienia splotów stosowanych do sprężania strunobetonu.

2. Zaproponowany przez autorów podział belki na strefy (rys. 2) ułatwia, zgodne z EN, metodyczne i kompletne sprawdzenie wymagań ze względu na nośność na ścinanie i ze względu na naprężenia rozrywające generowane przez ciągłą sprężającą oraz wprowadza przejrzystą zasadę uwzględniania wpływu długości transmisji na nośność zbrojenia rozciąganego.

3. W p. 6 zwięźle opisano obliczanie za pomocą MES naprężeń rozrywających przy czole belki. Stwierdzono, że w przykładowej belce analizowanej w p. 7, wypadkowa siła rozciągająca przy czole elementu, wywołana przez te naprężenia, jest znacznie mniejsza niż 20% siły sprężającej generowane przez proste zalecenie polskiej normy [2].

4. Wyniki obliczeń według polskiej normy i według EN mogą niekiedy w istotny sposób się różnić. W przykładzie (p. 7) obliczone według EN zbrojenie na ścinanie jest na długim odcinku równe minimalnemu zbrojeniu określone w tej normie (rozciągające naprężenia główne nie przekraczają f_{ctd} i nośność na ścinanie nie zależy od zbrojenia poprzecznego). Według PN siła V_{Ed} przy podporze znacznie przekracza siłę V_{Rd1} (obliczoną według PN) – wtedy zbrojenie poprzeczne oblicza się na podstawie wzoru na siłę V_{Rd3} , co prowadzi do znacznie silniejszego zbrojenia strzemionami niż według EN.

5. Przykład wykazuje zatem, że projektując według EN często będzie się otrzymywać małe ilości zbrojenia na ścinanie – podstawowym czynnikiem, wpływającym na ilość zbrojenia poprzecznego będzie wtedy wynik obliczenia siły rozrywającej przy czole elementu. Dlatego racjonalna analiza rozkładu sił przy czole jest bardzo istotna. Stosując MES można wykazać, że zazwyczaj wystarczające jest zbrojenie znacznie mniejsze niż według uproszczonej zasady zalecającej zbrojenie na 20% siły sprężającej. Oczywiście, wyników przykładu nie można zanedbać uogólniać, gdyż siła rozrywająca zależy od ogólnej równowagi w strefie końcowej elementu i, jak można oczekiwać, w elementach o przekroju prostokątnym może być większa niż w porównywalnych elementach dwuteowych. Powszechnie dostępne programy MES mogą służyć do wykonania niezbędnych obliczeń. Ponadto należy brać pod uwagę czynniki, które nie ujawniają się w obliczeniach. Wiadomo przecież, że zbrojenie poprzeczne ma istotny pozytywny wpływ na zakotwienie objętego nim zbrojenia podłużnego.

Literatura

- [1] PN-EN 1992-1-1: 2004: Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków.
- [2] PN-B-03264: 2002 Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone - Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [3] ACI 318-05. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute, 2005.
- [4] **Ajdukiewicz A., Mames J.:** Konstrukcje z betonu sprężonego. Polski Cement, 2004.
- [5] Sekcja Konstrukcji Betonowych KILiW PAN: Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2 (M. Knauff: Rozdział 17). Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2006.

SHEAR RESISTANCE AND ANCHORAGE ZONE IN PRE-TENSIONED BEAMS ACCORDING TO EUROCODE 2

Summary

The Eurocode 2 [EN] rules concerning shear and transfer of prestress in the end zone of the pre-tensioned RC beam are examined in comparison to the rules used in Poland. Table 1 devised on the EN basis may be used for the simple calculation of the transmission length and the anchorage length. The shear and anchorage zone problems are considered in three zones: A (anchorage), U (uncracked) and C (cracked). The FEM analysis shows that the transverse reinforcement placed close to the end of a beam may be much lesser than recommended in Polish Code reinforcement for 20% of the prestressing force.

KRYSTYNA NAGRODZKA-GODYCKA
MAŁGORZATA SIKORSKA
DANUTA SEROKA

Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Politechniki Gdańskiej

WSPORNIKI SPRĘŻONE PRĘTAMI BEZ PRZYCZEPNOŚCI

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Maria Kamińska**

W pracy przedstawiono wyniki eksperymentalnych badań krótkich sprężonych wsporników o zmiennej smukłości ścinania, dotyczące zarysowania, wyteżenia i niszczenia. Wsporniki sprężone były prętami typu Macalloy 1030 o średnicy 25 mm bez przyczepności. Wyniki badań porównano z zarysowaniem i nośnością wsporników zbrojonych stalą pasywną. W artykule poddano również ocenie przydatność wybranych schematów obliczeniowych opartych na metodzie strumieni sił (ST) oraz hipotezie ścinania –tarcia.

1. Wprowadzenie

Coraz większe rozpiętości elementów konstrukcji, dla których wsporniki stanowią podpory, oraz zwiększające się obciążenia działające na belki i stropy determinują coraz wyższe stopnie zbrojenia i co się z tym wiąże większe średnice prętów zbrojeniowych. Dochodzi często do sytuacji, w których projektant nie jest w stanie racjonalnie zaprojektować zbrojenia, które najczęściej zastosowane w nadmiarze przy braku możliwości poprawnego zakotwienia, zamiast zwiększonej nośności wspornika, powoduje obniżenie tej nośności oraz wcześniejsze zarysowanie. Z kolei na zwiększanie wymiarów przekroju poprzecznego często architekci bądź też użytkownicy nie wyrażają zgody. Badania eksperymentalne krótkich wsporników słupa prowadzili w przeszłości m.in. Niedenhoff [1], Kriz i Rathes [2], Robinson [3], Mattock [4], Zeller [5], Fattuhi [6] Yong-Balaguru [7], Foster [8], Birkle, Ghali i in. [9], a w Polsce Czkwianianc [10], Zarzycki [11] i Nagrodzka-Godycka [12,13]. Wyniki badań wykazują jednoznacznie, że głównymi parametrami wpływającymi na nośność tych elementów są: smukłość ścinania oraz stopień zbrojenia i jego ukształtowanie.

Rysy w krótkich wspornikach żelbetowych występują bardzo wcześnie, najczęściej jeszcze przed obciążeniem eksploatacyjnym. Pojawianie się rys budzi mniej lub bardziej uzasadnione obawy, kończące się z reguły zaleceniem wzmocnienia samego wspornika lub też wspornika łącznie z konstrukcją wsporczą.

W tym stanie rzeczy, w przypadku silniej obciążonych wsporników, często tylko sprężenie wsporników może być rozsądną alternatywą w rozwiązaniu problemu, zarówno z uwagi na konstruowanie zbrojenia, jak też i proces zarysowania. W przeszłości badania takie prowadzili Chakrabarti i in. [14] oraz Tan i Mansur [15]. W pierwszym przypadku badano wsporniki bardzo krótkie, o stosunku $a_F/d = 0,37$, zbrojone jednym prętem sprężającym $\phi 15,88$ mm usytuowanym w połowie szerokości wspornika i stałą siłą sprężającą. Badania [15] dotyczyły elementów słabo zbrojonych (9 strun o średnicy 5 mm) ze zmiennym stopniem sprężenia (od 0,1 do 0,68). W obu wymienionych badaniach wsporniki nie miały strzemion. Badania Nagrodzkiej-Godyckiej [13,16] wsporników z prętami sprężającymi jako elementami wzmocnienia (stopień sprężenia 0,5 do 0,68) wykazały niekwestionowaną przydatność sprężenia we wzmacnianiu tych elementów wsporczych, przy czym nie potwierdziły one istotnego wpływu stopnia sprężenia na nośność, co sygnalizowano w [15].

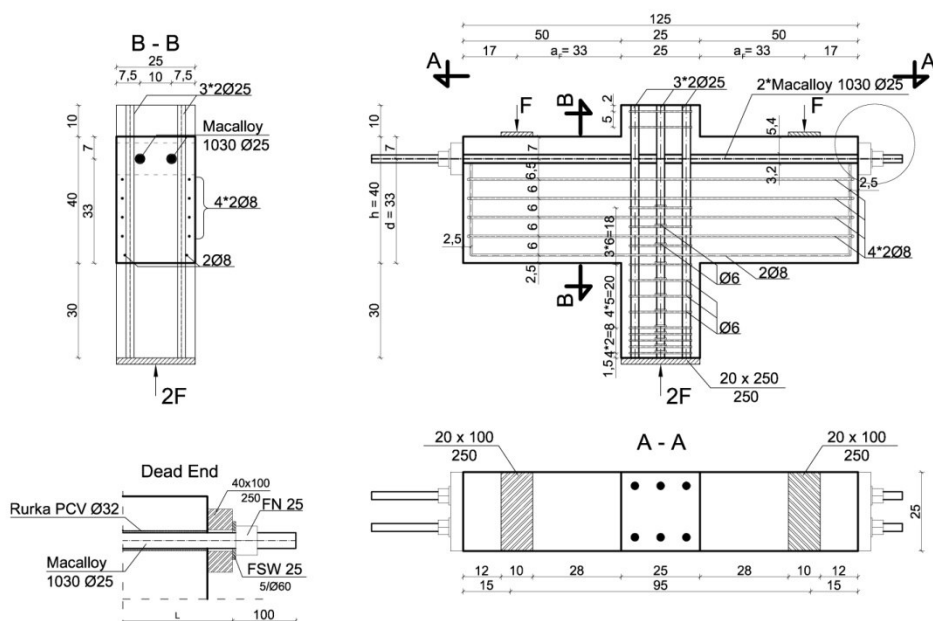
W artykule przedstawiono serię badań rozpoznawczych, dotyczących sprężonych wsporników o zmiennej smukłości ścinania, w których pręty sprężające (bez przyczepności) pełnią rolę zbrojenia głównego. Pasywne pręty zbrojeniowe zastosowano w tych elementach jedynie w postaci strzemion. Badania finansowane są w ramach projektu badawczego przez MNiSW.

2. Opis badanych wsporników

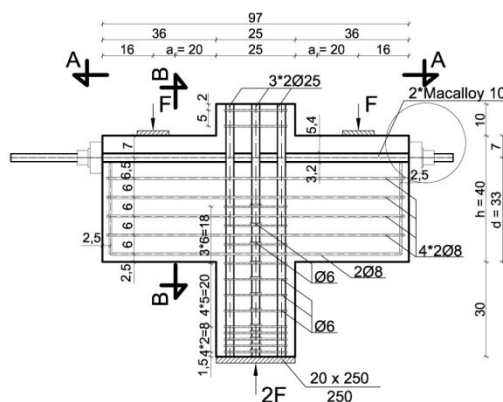
Badaniu poddano trzy symetryczne elementy dwuwspornikowe, w których przekrój poprzeczny wspornika $b \times h$ w miejscu jego styku ze słupem miał wymiary 25×40 cm. Odległość działania siły F od krawędzi słupa była zmienna i wynosiła dla wspornika WI-S-1 $a_F = 33$ cm, dla WII-S-1 $a_F = 20$ cm i dla elementu WIII-S-1 $a_F = 10$ cm. Przy stałej wysokości $h = 40$ cm i $d = 33$ cm dla każdego wspornika smukłość ścinania, określona jako stosunek a_F/d , była odpowiednio równa 1,0; 0,6 i 0,3. W odniesieniu do pełnej wysokości wspornika stosunek a_F/h dla badanych elementów wynosił 0,825 ; 0,5 i 0,25.

Zbrojenie główne wsporników stanowiły dwa pręty sprężające $\phi 25$ mm firmy Macalloy o wytrzymałości na rozciąganie $f_{pk} = 1037$ MPa ($f_{p0,1k} = 817$ MPa). Dwucięte strzemiona usytuowano w czterech poziomach równomiernie rozłożonych na całej wysokości wspornika (rys.1). Strzemiona wykonane zostały z prętów żebrowanych $\phi 8$ ($f_y = 617,2$ MPa) w rozstawie co 6 cm. Z tej samej stali co strzemiona wykonane zostały pręty konstrukcyjne (po dwa $\phi 8$ w każdym wsporniku). Geometrię wsporników oraz ich zbrojenie sprężające i pasywne przedstawiono na rys. 1.

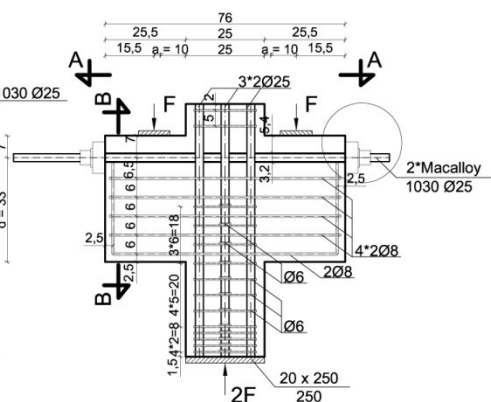
WI-S-1

Smukłość ścinania $a_r/d = 33/33 = 1$ $a_r/h = 33/40 = 0,825$ 

WII-S-1

Smukłość ścinania $a_r/d = 20/33 = 0,6$ $a_r/h = 20/40 = 0,5$ 

WIII-S-1

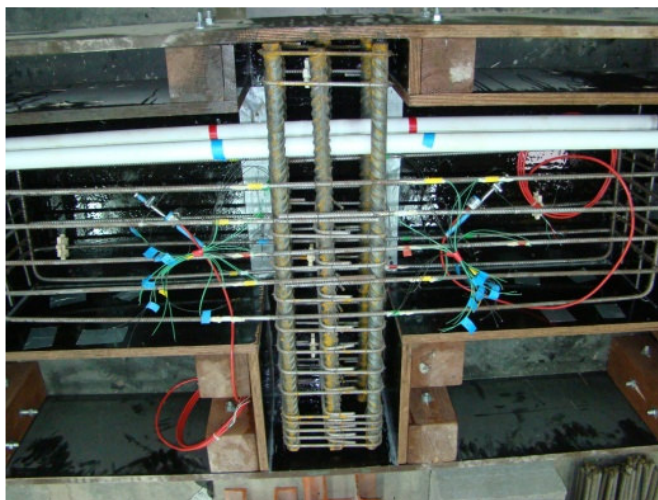
Smukłość ścinania $a_r/d = 10/33 = 0,3$ $a_r/h = 10/40 = 0,25$ 

Rys. 1. Geometria i zbrojenie badanych wsporników

Fig. 1. Details of tested corbels

Słupy były zbrojone podłużnie sześcioma prętami $\phi 25$ ($f_y = 565,5$ MPa) oraz poprzecznie strzemiionami $\phi 6$ ($f_y = 575,5$ MPa) w rozstawie co 6 cm. W strefie zwiększonych naprężeń docisku, powstających w wyniku przekazywania obciążenia z prasy wytrzymałościowej na słup, rozstaw strzemiion zmniejszony został do 2 cm na odcinku o długości 10 cm (rys. 2). Strefa docisku pod płytkami, przekazującymi na beton siłę sprężającą, zbrojona była dodatkowo siatką z prętów $\phi 6$ o oczkach 5×5 cm.

Właściwości pasywnej stali zbrojeniowej zbadano w atestowanym Laboratorium Katedry Budownictwa Betonowego Politechniki Łódzkiej, zaś pręty sprężające Macalloya zbadane zostały przez producenta na 6 próbkach.



Rys.2. Zbrojenie wspornika WI-S-1 ($a_F/d = 1,0$) przed betonowaniem

Fig. 2. Layout of reinforcement of WI-S-1 ($a_F/d = 1,0$) before placing of concrete

Wsporniki wykonano z betonu o średniej wytrzymałości na ściskanie $f_c = 42,6$ MPa, badanej na walcach 150/300 mm (współczynnik zmienności $v = 9,6\%$). Wytrzymałość na rozciąganie określona metodą rozłupywania walca wynosiła $f_{ct} = 3,32$ MPa ($v = 15,9\%$). W mieszance betonowej użyto cementu CEM I 42,5R z cementowni Chełm, żwir i piasek pochodził z INK Rybaki.

Wsporniki sprężano stałą siłą sprężającą za pomocą profesjonalnego zestawu firmy BBR Polska. Zestaw naciągowy składał się z siłownika LARZEP SH06008 o udźwigu 588 kN, pompy hydraulicznej PAUL typ 77-220 z manometrem HANSA FLEX o zakresie 0-600 bar (kl.1). Zestaw był skalowany w Laboratorium ITB na miesiąc przed wykonywaniem badań. Wartość siły sprężającej kontrolowano (poza siłomierzami) za pomocą tensometrów elektrooporowych o bazie 10 mm. W tabeli 1 podano rzeczywiste siły sprężające dla każdego wspornika (uwzględniono zmniejszenie średnicy pręta w celu naklejenia na nim tensometru).

Tabela 1. Siły w prętach sprężających wsporniki

Table 1. Prestressing forces for tested corbels

Wspornik (a_F/d)	Średnia wartość siły sprężającej dla poszczególnego pręta P_{ps} [kN]		Całkowita siła sprężająca wspornik $2P_{ps}$ [kN]	Średnia wartość σ dla 1 pręta [kN]	Stopień sprężenia $\eta = \sigma/f_{pk}$
	przód wspornika	tył wspornika			
WI-S-1 (1,0)	247,3	247,3	494,6	595,2	0,57
WII-S-1 (0,6)	256,0	256,3	512,2	593,0	0,57
WIII-S-1 (0,3)	220,8	212,7	433,5	504	0,5

Wsporniki badane były bezpośrednio po sprężeniu, zatem spadek siły sprężającej wywołany zjawiskami reologicznymi nie miał wpływu na wyniki badań.

Na rysunku 3 przedstawiono wsporniki o najdłuższym i najkrótszym wysięgu podczas sprężania.

a)



b)



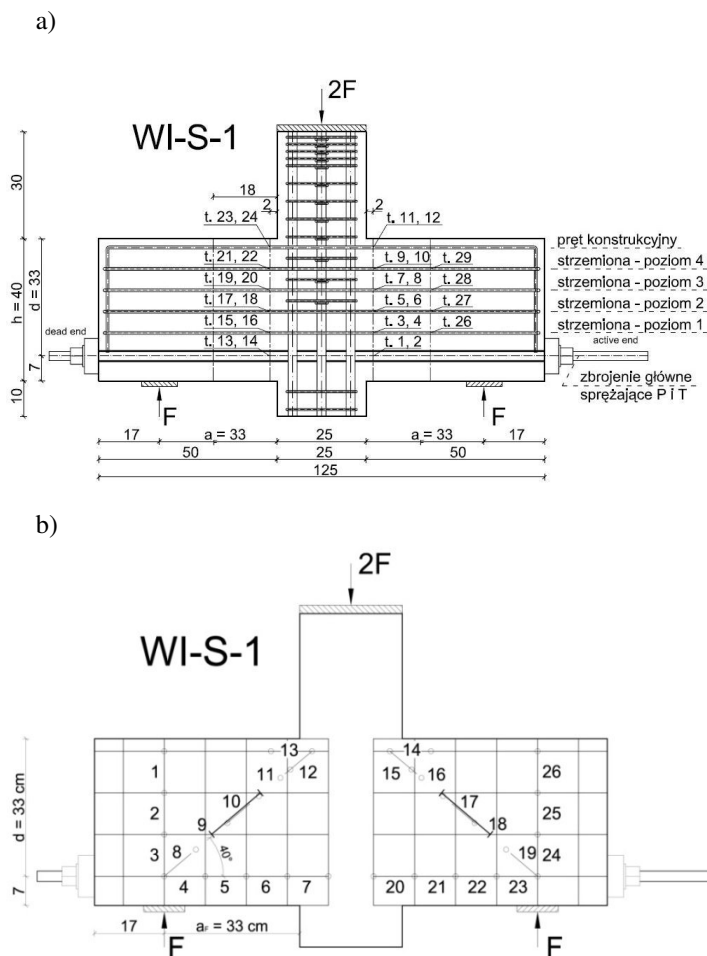
Rys. 3. Wsporniki na stanowisku badawczym podczas sprężania: a) WI-S-1, b) WIII-S-1

Fig. 3. Prestressing of corbels: a) WI-S-1, b) WIII-S-1

Obciążenie na dwuwspornikowy element (siła $2F$) przykładano sterując przemieszczeniem tłoka prasy firmy Walter&Baig o nośności 5000 kN, z prędkością 0,5 mm/minutę, aż do zniszczenia. Dla każdego poziomu obciążenia mierzono odkształcenia stali sprężającej w przekroju przysłupowym obu wsporników w badanym elemencie oraz odkształcenia strzemion w przekrojach przysłupowych, jak też w połowie odcinka a_F . Odkształcenia stali mierzono za pomocą tensometrów elektrooporowych o bazie 10 mm sprężonych z komputerowym systemem odczytu. Odkształcenia betonu mierzono za pomocą ekstensometru z cyfrowym odczytem. Bazy pomiarowe o długości 100 mm usytuowane były w linii działania siły F , wzdłuż ukośnego pola ściskanego betonu, biegnącego od miejsca działania siły F ku ścianemu narożu, oraz wzdłuż krawędzi rozciąganej w obu wspornikach

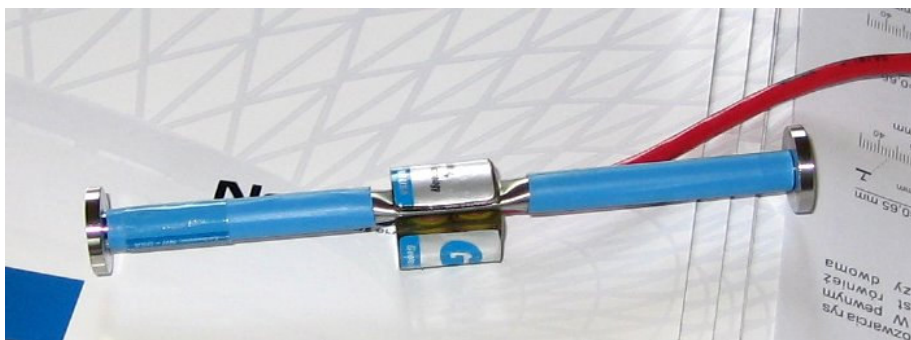
badanego elementu. Na rysunku 4 przedstawiono usytuowanie punktów pomiarowych dla stali i betonu.

W celu lepszego rozpoznania stanu wyężenia w ukośnie usytuowanych polach ściskanych betonu we wnętrzu każdego ze wsporników umieszczono przed betonowaniem czujnik strunowy Geokon 4200 o bazie 153 mm (rys. 5). Tensometry te, wykorzystując zależność pomiędzy częstotliwością drgań struny a odkształceniem, pozwalają na precyzyjny pomiar odkształcenia badanego materiału. W opisywanych badaniach po raz pierwszy w kraju zastosowano ten rodzaj czujników do pomiarów odkształceń wnętrza betonu. Odkształcenia rejestrowane były dla każdego poziomu obciążenia.



Rys. 4. Rozmieszczenie punktów pomiarowych dla: a) stali, b) betonu oraz usytuowanie tensometru strunowego (przykładowo dla wspornika WI-S-1)

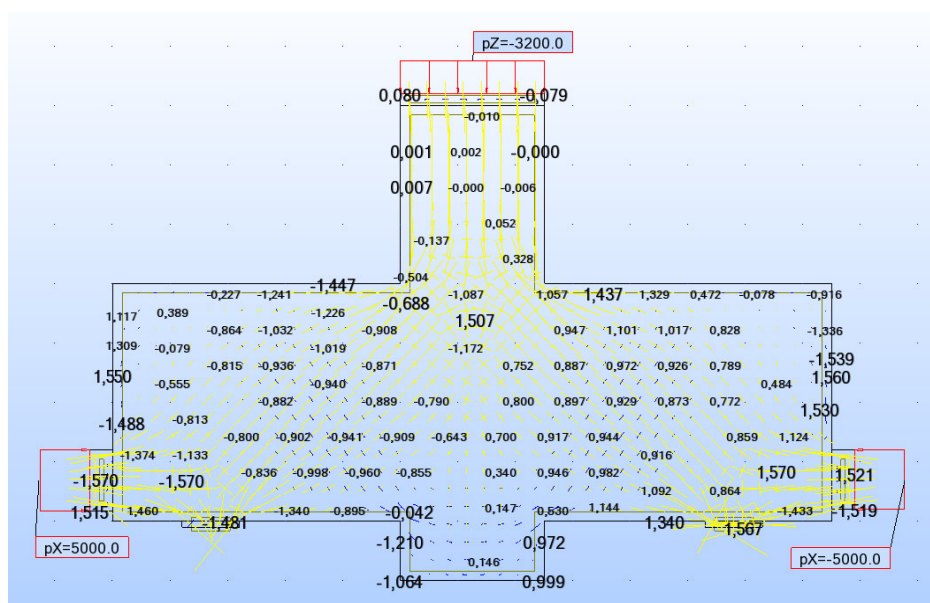
Fig. 4. Location of strain gages of: a) reinforcement bars, b) concrete surface and also location of concrete embedment wire strain gages (for Corbel WI-S-1)



Rys. 5. Czujnik strunowy Geokon typu 4200 o bazie 153 mm

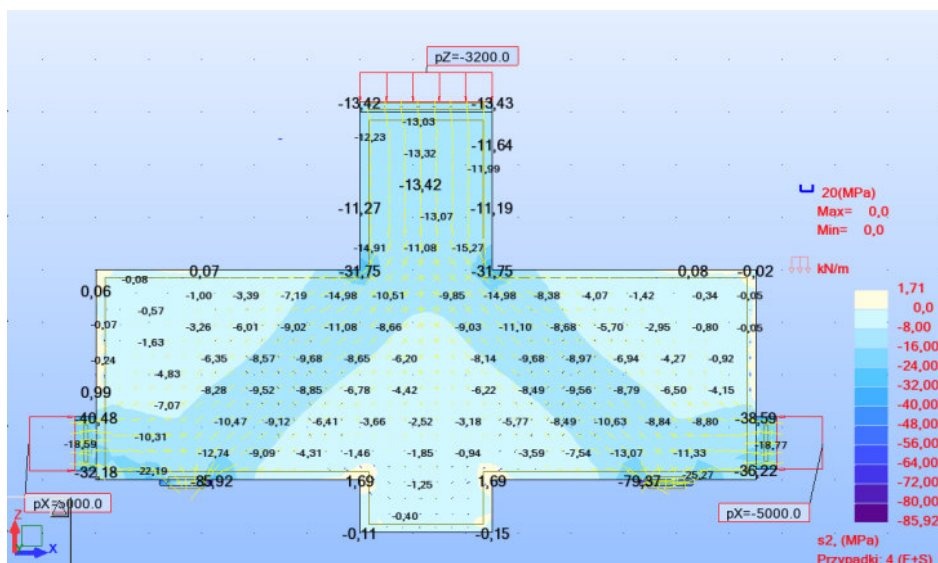
Fig. 5. Concrete embedment wire strain gage with gage length 153 mm

Kąty nachylenia ukośnych linii, wzdłuż których usytuowane były zarówno bazy pomiarowe dla ekstensometru, jak i czujniki strunowe, przyjęto na podstawie wcześniej przeprowadzonej analizy przebiegu naprężeń głównych w sprężonych wspornikach za pomocą MES. Wyniki dotyczące wspornika WI-S-1 przedstawiono na rys. 6 i 7. Na podstawie tej analizy przyjęto kąty nachylenia ukośnych ściskanych krzyżulców odpowiednio dla wsporników WI-S-1 $\rightarrow 40^\circ$, dla WII-S-1 $\rightarrow 55^\circ$, zaś dla wspornika WIII-S-1 $\rightarrow 70^\circ$.



Rys. 6. Kąty [rad] naprężeń głównych dla wspornika WI-S-1

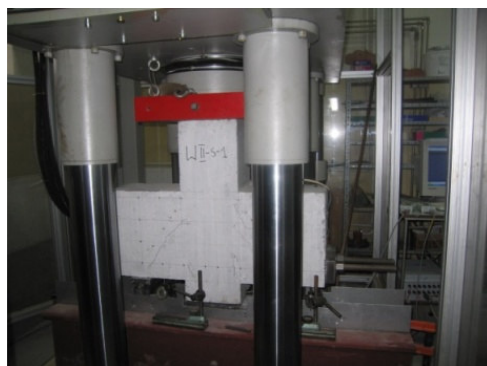
Fig. 6. Angle [rad] of the principal stress for WI-S-1 corbel



Rys. 7. Naprężenia główne σ_2 dla wspornika WI-S-1

Fig. 7. Principal compression stress σ_2 for WI-S-1 corbel

Podczas badań rejestrowane były również przemieszczenia poziomych rozciąganych krawędzi wspornika za pomocą czujników zegarowych – rys. 8.

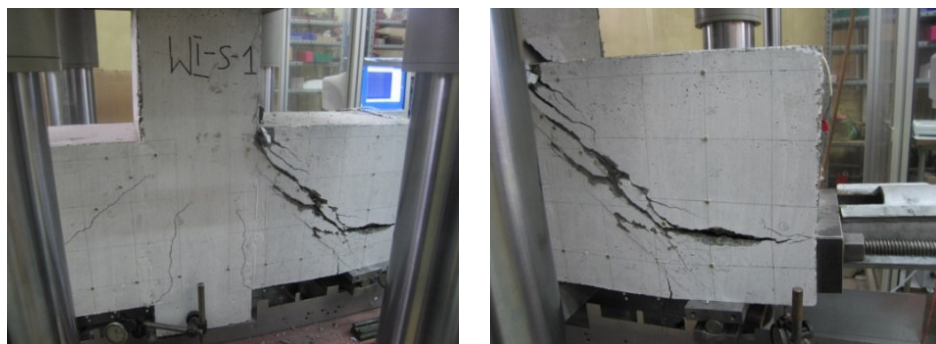
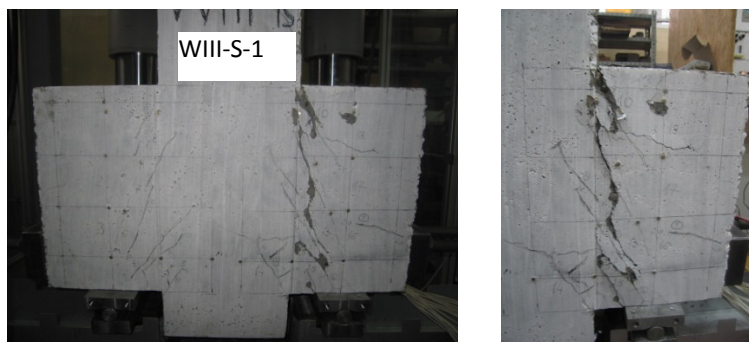


Rys. 8. Wspornik WII-S-1 ($a_F/d = 0,6$) podczas badań

Fig. 8. Corbel WII-S-1 ($a_F/d = 0,6$) during the test

3. Wyniki badań

Na rysunku 9 przedstawiono obraz stanu zniszczenia wspornika WI-S-1. Na kolejnych rysunkach 10 i 11 przedstawiono stan zniszczenia wsporników WII-S-1 i WIII-S-1.

Rys. 9. Wspornik WI-S-1 ($a_F/d = 1,0$) po zniszczeniuFig. 9. Corbel WI-S-1 ($a_F/d = 1,0$) after the failureRys. 10. Wspornik WII-S-1 ($a_F/d = 0,6$) po zniszczeniuFig. 10. Corbel WII-S-1 ($a_F/d = 0,6$) after the failureRys. 11. Wspornik WIII-S-1 ($a_F/d = 0,3$) po zniszczeniuFig. 11. Corbel WIII-S-1 ($a_F/d = 0,3$) after the failure

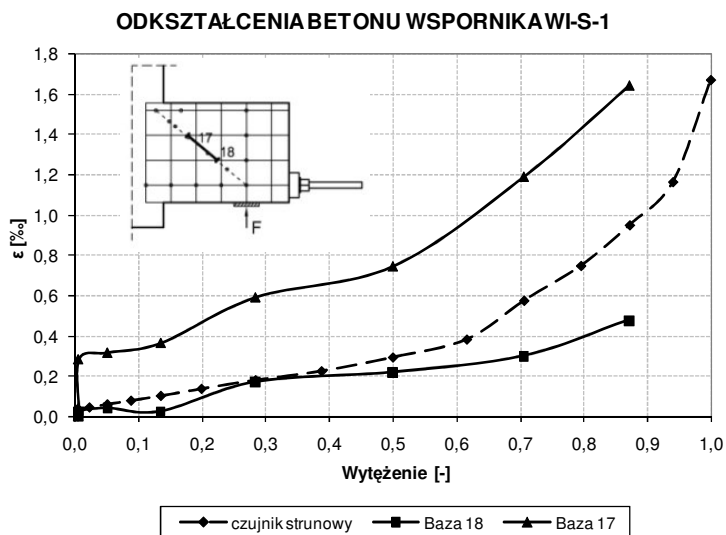
We wszystkich badanych wspornikach wyczerpanie nośności zapoczątkowane było osiągnięciem granicznych naprężeń w ściskanych obszarach betonu. Zniszczenie wspornika o największej smukłości ścinania wzdłuż ukośnego pola ściskanego

betonu (krzyżulca) miało charakter dość gwałtownego pęknięcia (rys. 9), w przeciwieństwie do wspornika z najmniejszą smukłością ścinania WIII-S-1, w którym zniszczenie nastąpiło w przekroju przysłupowym (przecinanie) i miało łagodny przebieg (rys. 11). Z badań wynika, że o sposobie zarysowania i charakterze zniszczenia wsporników decydowała smukłość ścinania.

Na rysunkach 12 i 13 przedstawiono wyniki badań odkształceń w ukośnych ściskanych krzyżulcach uzyskane z pomiarów czujnika strunowego zabetonowanego we wnętrzu badanych elementów, jak też czujników zewnętrznych – baz naklejanych na zewnętrznych powierzchniach bocznych (bazy 17 i 18 dla prawego wspornika WI-S-1 i bazy 14 oraz 15 dla prawego wspornika WII-S-1). Z kolei na rysunku 14 przedstawiono wykresy odkształceń ukośnego krzyżulca betonowego wspornika WIII-S-1, uzyskane z pomiarów czujnika strunowego i na bazach 11 oraz 12 z pomiaru zewnętrznego.

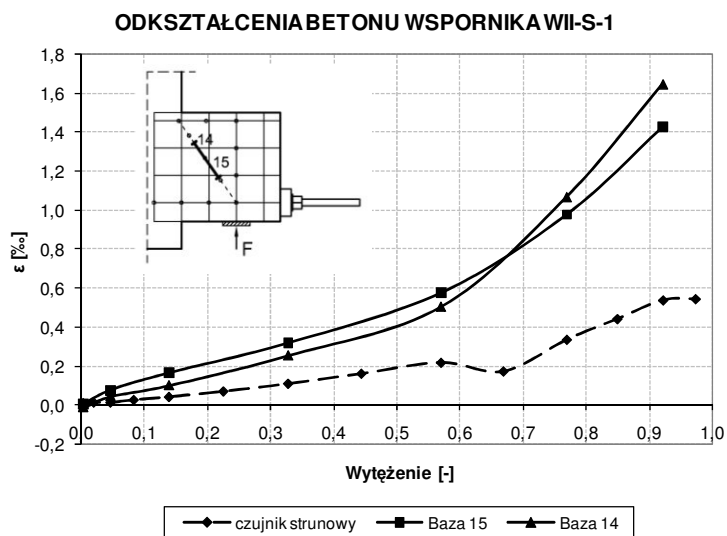
Pomierzone za pomocą ekstensometru odkształcenia na zewnętrznej powierzchni ściskanego betonu wzdłuż ukośnego krzyżulca wynosiły około 1,8‰ dla elementów o największej i średniej smukłości ścinania, a w najkrótszym wsporniku WIII-S-1 odkształcenia te miały wartość 2÷2,2‰ (rys. 12 do 14). Dla czujników strunowych w elemencie WIII-S-1 (prawy wspornik) odkształcenia te przekraczały 3‰.

Różnice pomiędzy odczytami czujników strunowych a ekstensometrem (rys. 12 i 13) można tłumaczyć rozwojem zarysowania betonu. Moc strzemion we wspornikach nie była tak duża, aby zmienić stan naprężenia wewnątrz i na powierzchni badanych elementów.



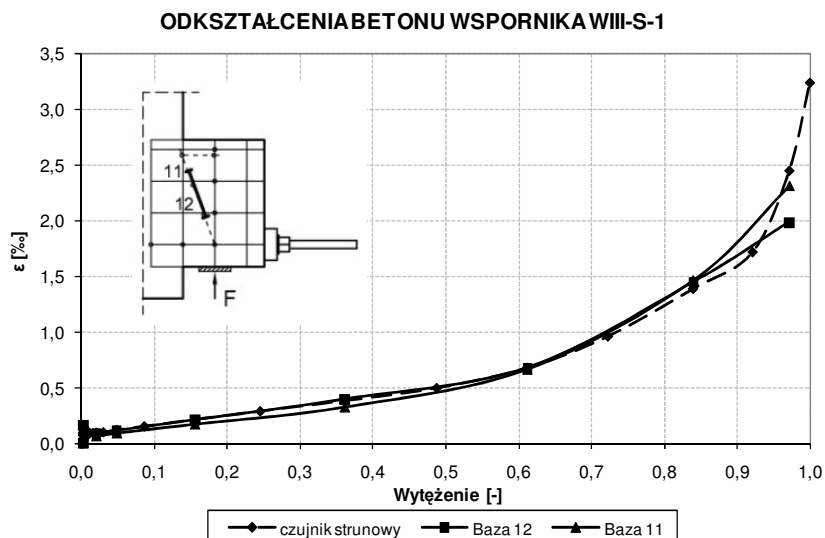
Rys. 12. Odkształcenia betonu w ściskanym krzyżulcu wspornika WI-S-1 na powierzchni betonu (baza 17 i 18) i we wnętrzu betonu (czujnik strunowy)

Fig. 12. Strains of inclined compression strut of WI-S-1 corbel on concrete surface (No.17 and 18), inside compression concrete (concrete embedment strain wire gage)



Rys. 13. Odkształcenia betonu w ściskanym krzyżulcu wspornika WII-S-1 na powierzchni betonu (baza 14 i 15) i we wnętrzu betonu (czujnik strunowy)

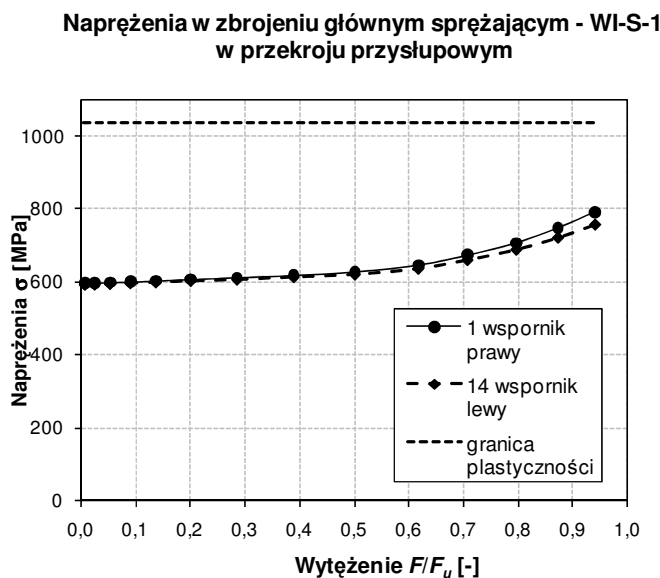
Fig. 13. Strains of inclined compression strut of WII-S-1 corbel on concrete surface (No.14 and 15) inside compression concrete (concrete embedment strain wire gage)



Rys. 14. Odkształcenia betonu w ściskanym krzyżulcu wspornika WIII-S-1 na powierzchni betonu (baza 11 i 12) i we wnętrzu betonu (czujnik strunowy)

Fig. 14. Strains of inclined compression strut of WIII-S-1 corbel on concrete surface (No.11 and 12), inside compression concrete (concrete embedment strain wire gage)

Na rysunku 15 przedstawiono naprężenia w prętach sprężających dla wspornika o smukłości ścinania $a_F/d = 1,0$. Początkowa wartość naprężeń po sprężeniu 595,2 MPa wzrosła do 792 MPa, co stanowiło przyrost około 33%.



Rys. 15. Naprężenia w prętach sprężających wspornika WI-S-1 ($a_F/d = 1,0$)

Fig. 15. Stresses of prestressing bars of WI-S-1 corbel ($a_F/d = 1,0$)

Zarysowanie wsporników sprężonych (tabela 2) pojawiało się znacznie później, w porównaniu do wcześniej badanych przez autorów niniejszej pracy wsporników zbrojonych stalą pasywną o mocy porównywalnej do badanej serii wsporników sprężonych. We wspornikach zbrojonych pętlami ze stali pasywnej ($8\phi 12$) pierwsze rysy w narożu rozciągającym pojawiały się przy $0,17 \div 0,33 F_u$ ($w_{1,max} = 0,7$ mm) w zależności od smukłości ścinania, podobnie rysy ukośne, które pojawiały się przy obciążeniu około $0,25 F_u \div 0,44 F_u$ i miały maksymalną szerokość $w_{inc} = 0,5 \div 0,8$ mm (tabela 3).

We wspornikach sprężonych pierwsza rysa pojawiała się przy obciążeniu około $0,5 F_u$ dla WI-S-1 i $0,57 F_u$ dla WII-S-1 do $0,84$ dla WIII-S-1, a jej maksymalna szerokość wynosiła $0,6$ do $0,3$ mm (tabela 2). Rysy ukośne pojawiały się przy tym samym poziomie obciążenia (wyjątkiem był najdłuższy wspornik dla którego rysa ukośna pojawiła się przy obciążeniu $0,62 F_u$). Szerokość tych rys wynosiła $0,6$ do $0,4$ mm. Można zatem stwierdzić, że sprężenie znacznie opóźniło proces zarysowania, a także zmniejszało końcową wartość szerokości rys.

Tabela 2. Siły rysujące, niszczące i szerokość rys wsporników sprężonych

Table 2. Crack forces, load carrying capacity and crack width of prestressed corbels

Wspornik (a_f/d)	Całkowita siła sprężająca wspornik $2P_{ps}$ [kN]	$F_{cr,1}$ [kN] (w_1) [mm]	Przesuw tłoka [mm]	$F_{cr,inc}$ [kN] (w_{inc}) [mm]	Przesuw tłoka [mm]	$F_{u,exp}$ [kN]	Przesuw tłoka [mm]	$w_{1,max}$ $w_{inc,max}$ [mm]
WI-S-1 (1,0)	494,6	376 (0,1)	4	463 (0,04)	4,5	750,5	7	<u>0,6</u> 0,6
WII-S-1 (0,6)	512,2	653,5 (0,1)	4	653,5 (0,04)	4	1145	7,12	<u>0,6</u> 0,22
WIII-S-1 (0,3)	433,5	1228 (0,01)	6	1228 (0,2)	6	1462,5	7,5	<u>0,3</u> 0,4

Tabela 3. Siły rysujące, niszczące i szerokość rys wsporników zbrojonych stałą pasywną

Table 3. Crack forces, load carrying capacity and crack width of reinforced concrete corbels

Wspornik (a_f/d)	$F_{cr,1}$ [kN]	Przesuw tłoka [mm]	$F_{cr,inc}$ [kN]	Przesuw tłoka [mm]	$F_{u,exp}$ [kN]	Przesuw tłoka [mm]	$w_{1,max}$ $w_{inc,max}$ [mm]
WI-W (1,0)	188	2,9	238	3,6	570	6,3	<u>0,3</u> 0,7
WII-W (0,6)	160	3,5	423	5	957,5	9,5	<u>0,6</u> 0,8
WIII-W (0,3)	362	3,5	362	3,5	1434	11	<u>0,7</u> 0,5

4. Analiza nośności badanych wsporników

W Polsce i Europie w obliczaniu nośności krótkich wsporników słupa dominuje tzw. model kratownicowy, zwany *struts and ties model* (STM). Podstawy tej metody obliczania jako metody strumieni sił stworzył polski uczony prof. Zalewski [17]. Jest to niezwykle skuteczne narzędzie do obliczania tzw. obszarów typu D w żelbecie. Dla wsporników zaadoptował ją jako pierwszy Niedenhoff [1]. Amerykańskie metody obliczania nośności wsporników bazują na założeniach wynikających z hipotezy ścinania – tarcia. Norma ACI-318 [18] dopiero od 2002 roku wprowadziła również możliwość obliczania wsporników na podstawie modelu kratowniczowego.

Autorzy niniejszej pracy przeanalizowali nośności wsporników obliczone według wybranych metod, szerzej opisanych w pracy [13]. Żadna z przytoczonych metod obliczeniowych nie była opracowana dla sprężonych wsporników. Porównanie

wartości eksperymentalnych z obliczonymi (tabela 4) wskazuje, że najlepszą zgodność z wynikami eksperymentalnymi wykazała metoda Nagrodzkiej- Godyckiej [12], która uwzględnia wyężenie ściskanego pola betonu, wykorzystując do tego zależności wynikające z hipotezy Mohra.

Z metod opartych na hipotezie ścinania-tarcia (Mattock, Valluvan i ACI 318-05) zmodyfikowana metoda Valluvana, uwzględniająca działanie siły podłużnej ściskającej beton dość trafnie oszacowuje nośność wspornika o średniej smukłości ścinania. W przypadku wspornika o najmniejszym wysięgu metoda wg normy ACI-318 dała dobrą zgodność z eksperymentem.

Należy zaznaczyć, że przytoczone w tabeli 4 metody oparte na hipotezie ścinania – tarcia (Mattock, Valluvan i ACI 318-05) przy zastosowaniu proponowanego w nich ograniczenia wartości naprężeń ścinających do $\tau_{w,max} = 5,5$ MPa, prowadziłyby do zmniejszenia obliczonej nośności wsporników do 453,8 kN.

Tabela 4. Eksperymentalna i obliczona nośność wsporników sprężonych prętami Macalloya [kN]

Table 4. Experimental and calculated load carrying capacity of prestressed corbels by Macalloy bars [kN]

Wspornik (a_F/d)	$F_{u,exp}$	KNB	Franz	Hagberg $F_{u,calc,s}$ $F_{u,calc,c}$	Kriz i Raths	Mattock	Valluvan	PN-B- 03264: 2002 $F_{u,calc,s}$ $F_{u,calc,c}$ [23]	ACI 318- 05 [18]
WI-S-1 (1,0)	750,5	762,5	831,1	<u>783,5</u> 457,9	335	1041,5	1194,6	<u>794,1</u> 874,7	916,5
WII-S-1 (0,6)	1145	1096,3	1226	<u>1134,6</u> 676,7	456	1041,5	1194,6	<u>1140,7</u> 874,7	1425,7
WIII-S-1 (0,3)	1462,5	1556,2	1813,4	<u>1628,5</u> 882,6	602	1041,5	1194,6	<u>2036,7</u> 665,3	1425,7

5. Podsumowanie

W wyniku badań stwierdzono, że zarysowanie wsporników sprężonych pojawiło się znacznie później niż to miało miejsce we wspornikach zbrojonych stalą pasywną o porównywalnej mocy zbrojenia.

Niezależnie od rodzaju zbrojenia, smukłość ścinania była najbardziej istotnym parametrem determinującym nośność wspornika. Największą nośność wykazały wsporniki bardzo krótkie. Przy zmniejszeniu smukłości ścinania (a_F/d) z wartości równej 1,0 do wartości 0,3 nośność graniczna wspornika wzrosła prawie dwukrotnie.

Efektywność sprężenia, rozumiana jako przyrost nośności wspornika sprężonego w porównaniu do nośności analogicznego wspornika ze zbrojeniem pasywnym, wzrastała wraz ze wzrostem smukłości ścinania. Efektywność ta była zatem zbliżona do uzyskanej dla wsporników sprężonych, w których pręty sprężające

usytuowane na zewnątrz elementu w strefie rozciąganej wspornika pełniły rolę wzmocnienia [16].

Literatura

- [1] **Niedenhoff H.:** Untersuchungen über das Tragverhalten von Konsolen und kurzen Kragarmen, Diss. T.H., Karlsruhe 1961.
- [2] **Kriz L.B., Rath C.H.:** Connections in Precast Concrete Structures – Strength of Corbels, Journal Prestressed Concrete Institute, February 1965.
- [3] **Robinson J.R.:** Éléments, Constructifs Spéciaux du Béton Armé. Paris: Éditions Eyrolles 1975.
- [4] **Mattock A.H., Chen K.C., Soongswang K.:** The Behavior of Reinforced Concrete Corbels, Journal Prestressed Concrete Institute, March – April 1976.
- [5] **Eibl J., Zeller W.:** Untersuchungen zur Traglast der Druckdiagonalen in Konsolen, Beton und Stahlbetonbau, V. 88, Heft 1, 1993.
- [6] **Fattuhi N.J.:** Reinforced Corbels Made with Plane and Fibrous Concretes, ACI Structural Journal, V. 91, No. 5, September – October 1994.
- [7] **Yong Y.K., Balaguru P.:** Behavior of Reinforced High – Strength Concrete Corbels, Journal of Structural Engineering ASCE, V. 120, No. 4, April 1994.
- [8] **Foster S.J., Powell R.E., Selim H.S.:** Performance of High-Strength Concrete Corbels, ACI Structural Journal, V. 93, No. 5, September – October 1996.
- [9] **Birkle G., Ghali A., Schäfer K.:** Double-Headed Studs. Improve corbel reinforcement, Concrete International, Vol.24, No.9-september 2002, s.77-84
- [10] **Czkwianianc A. i in.:** Wymiarowanie krótkich wsporników metodą geometrycznego rozkładu sił, Inżynieria i Budownictwo, nr 9, 1974.
- [11] **Zarzycki A.:** Badania nośności i rysoodporności krótkich wsporników żelbetowych dla systemu SBO, XVIII Konferencja Naukowa Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej PAN i Komitetu Nauki PZITB, Krynica 1972.
- [12] **Nagrodzka–Godycka K.:** Przyczynek do projektowania krótkich wsporników żelbetowych obciążonych na górnej krawędzi, Archiwum Inżynierii Lądowej, t. 37, 1991.
- [13] **Nagrodzka–Godycka K. :** Wsporniki żelbetowe, Badania, Teoria, Projektowanie, Monografia nr 21, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2001, s. 263.
- [14] **Chakrabarti P.R., Farahani D.J., Kashou S.I.:** Reinforced and Precompressed Concrete Corbels– an Experimental Study. ACI Structural Journal, July–August 1989.
- [15] **Tan K.H., Mansur M.A.:** Partial Prestressing in Concrete Corbels and Deep Beams, ACI Journal, May–June 1992.
- [16] **Nagrodzka–Godycka K.:** Behavior of Corbels with External Prestressing Bars – Experimental Study, ACI Structural Journal, V. 96, No. 6, November – December 1999.
- [17] **Zalewski W.:** O wszczęcie nauczania projektowania konstrukcji, Inżynieria i Budownictwo, nr 10–12, 1989.
- [18] **ACI Standard Code 318–05 Building Code Requirements for Reinforced Concrete and Commentary,** American Concrete Institute 2005.
- [19] **Franz G.:** Stützenkonsolen, Beton und Stahlbetonbau, nr 4, 1976.

- [20] **Hagberg T.:** Design of Concrete Brackets: On the Application of the Truss Analogy, ACI Journal No. 1–2, January – February 1983.
- [21] **Mattock A.H.:** Design Proposals for Reinforced Concrete Corbels, Journal Prestressed Concrete Institute, May – June 1976.
- [22] **Valluvan R., Kreger M., Jirsa J.O.:** Evaluation of ACI 318–95 : Shear–Friction Provisions, ACI Structural Journal, V. 96, No. 4, July – August 1999.
- [23] PN–B–03264:2002: Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone.

POST TENSIONED PRESTRESSED CONCRETE CORBELS

Summary

This paper presents experimental data of the post tensioned prestressed corbels with various shear span – to – effective depth ratio ($a_F/d = 1.0; 0.6 ; 0.3$).

In order to recognize the effect of prestressing, the test results of the prestressed corbels were compared with the test results of the ultimate load and cracking forces of corbels with passive reinforcement.

Prestressing can reduce crack widths and enhance their load carrying capacity. It turned out that the effectiveness of prestressing bars in the corbels was significant particularly for corbels with greater value ratio ($a_F/d \approx 1.0$).

The results of the experimental tests were compared with the calculated load carrying capacity of tested prestressed corbels by means of STM and shear friction methods.

WIESŁAW PAWŁOWSKI

Katedra Geodezji, Kartografii Środowiska i Geometrii Wykreślnej
Politechniki Łódzkiej

KRZYSZTOF DESKA

Katedra Geodezji Gospodarczej
Politechniki Koszalińskiej

REJESTRACJA STRUKTURY GEOMETRYCZNEJ PRZEKRYCIA WISZĄCEGO NA PRZYKŁADZIE ZADASZENIA AMFITEATRU W KOSZALINIE

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Henryk Bryś**

Na przykładzie zadaszania amfiteatru w Koszalinie prezentowane są wyniki badań doświadczalnych związanych z pozyskiwaniem i interpretacją danych o strukturze geometrycznej przekrycia na potrzeby diagnostyki. Zakres przeprowadzonych badań obejmuje pomiary bezpośrednie metodą biegunową z użyciem tachimetrów bezlustrowych, fotogrametrię bliskiego zasięgu, skanowanie laserowe oraz termowizję, głównie w kontekście ich efektywności na tle oczekiwań konstruktora powyższego przekrycia.

1. Ogólna charakterystyka przekryć wiszących i ich diagnostyki

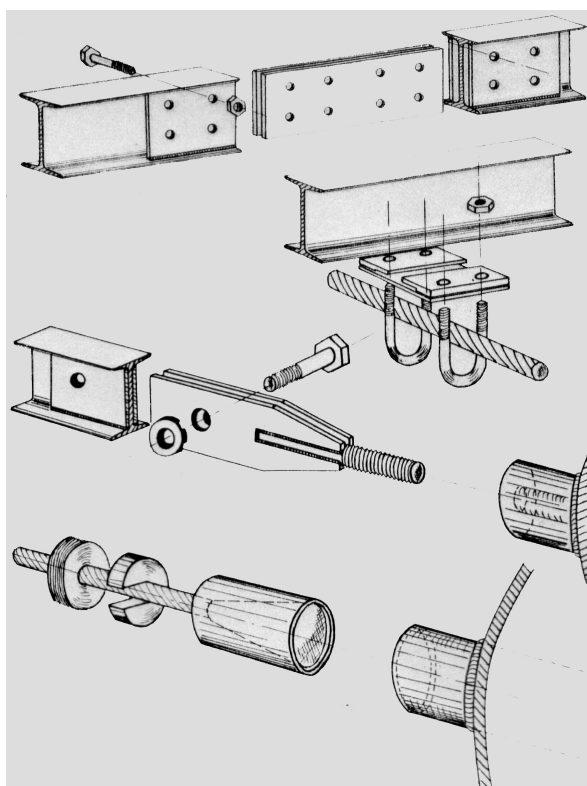
Za szczególnie lekkie i efektywnie spełniające swe podstawowe funkcje, uznaje się obecnie przekrycia wiszące [1]. Istotną cechą takich przekryć jest wykorzystanie zdolności nośnej na rozciąganie odpowiednio przygotowanych cięgien (lin). W zależności od rodzaju zastosowanych podpór, sposobu rozmieszczenia i zamocowania cięgien oraz wymagań funkcjonalnych, przekrycia wiszące mogą być konstruowane jako układy płaskie lub przestrzenne o znacznych rozpiętościach [2].

Przenoszenie obciążeń przez przekrycia wiszące jest możliwe po odpowiednim sprzężeniu wstępnym jego konstrukcji, które nadaje wymaganą sztywność umożliwiającą zachowanie pożądanego kształtu w sytuacji oddziaływania różnych czynników, jak np. ciężar własny, obciążenie śniegiem, zmiany temperatury i parcie wiatru. Przykładem przekrycia wiszącego jest zadaszanie amfiteatru w Koszalinie przedstawione na rys.1, którego konstrukcję stanowi wstępnie napięta siatka cięgnowa w kształcie paraboloidy hiperbolicznej, zamocowana do obrzeżowego dźwigara stalowego, tworząca w rzucie poziomym soczewkę o wymiarach 101,80 na 58,60 m i powierzchni 4460 m² [3].



Rys. 1. Przekrycie wiszące jako zadaszenie amfiteatru

Fig. 1. Suspended roof of the open-air theatre



Rys. 2. Detale siatki konstrukcyjnej przekrycia

Fig. 2. Details of the construction network

W kontekście potrzeb diagnostycznych, w ogólnym przypadku, najbardziej istotna jest właściwa rejestracja geometrii konstrukcji po jej zrealizowaniu (inwentaryzacja powykonawcza), gdyż wprowadzenie dodatkowych sił sprężających podczas montażu przekrycia wiszącego, powoduje na ogół znaczne odstępstwa jego geometrii od założeń projektowych. W takiej sytuacji niezbędne jest wykonanie ponownych obliczeń wytrzymałościowych odnoszących się już do geometrii konstrukcji istniejącej, której rejestracja może ograniczać się tylko do wybranych punktów przekrycia. Przedmiotem obserwacji mogą wtedy być detale siatki konstrukcyjnej stanowiące jej węzły w miejscach połączeń lin z dwuteownikami, tj. ciągien nośnych z ciągami napinającymi (lina między dwoma obejmami – detal 1 – rys. 2) [3].

2. Metody pomiarowe

2.1. Uwarunkowania i zakres przeprowadzonych badań

Wybór metody rejestracji struktury geometrycznej przekrycia wiszącego powinien uwzględniać następujące uwarunkowania:

- oddziaływanie czynników zewnętrznych mających wpływ na zmiany wymiarów i kształtu przekrycia oraz położenia węzłów siatki konstrukcyjnej w porównaniu do założeń projektowych,
- wielkość i szybkość powyższych zmian,
- wymiary i kształt węzłów (detali) siatki konstrukcyjnej przekrycia,
- właściwości konstrukcyjno – projektowe przekrycia,
- wymagana dokładność wyznaczenia położenia detali, ustalona a priori przez konstruktora na poziomie ± 3 cm do ± 5 cm,
- wymagany zakres rejestracji w kontekście dostępności niezbędnego instrumentarium pomiarowego oraz czasu trwania pomiaru z jego użyciem i opracowania wyników,
- moment wykonania rejestracji (przykładowo przed wstępnym sprzężeniem konstrukcji, po sprzężeniu, okresowo na etapie użytkowania, w warunkach obciążenia śniegiem bądź zaistnienia stanu przedawaryjnego).

Mając na uwadze powyższe uwarunkowania, zakres badań przeprowadzonych na obiekcie testowym obejmował:

- ✓ pomiary bezpośrednie metodą biegunową z naziemnych stanowisk swobodnych pod przekryciem (tachimetrie elektroniczne Leica TCR407 Power i Topcon GPT 3007),
- ✓ metodę fotogrametryczną bliskiego zasięgu z wykorzystaniem cyfrowych aparatów średniorozdzielczych (aparat Olympus E300 z obiektywem ZUIKO DIGITAL 14-45mm oraz oprogramowanie Topcon Image Surveying Station PI-3000 i PI-Calib),
- ✓ skanowanie laserowe (skaner laserowy HDS Leica ScanStation oraz oprogramowanie Leica Cyclone v.5.8).

Powyższe badania rozszerzono o termowizję umożliwiającą rejestrację rozkładu temperatury na powierzchni przekrycia, której zmiany są przez konstruktorów interpretowane jako specyficzny rodzaj obciążenia konstrukcji cięgnowych. W przeprowadzonych badaniach wykorzystano kamerę termowizyjną AGEMA LWB 880, kolorową kamerę wizyjną CCD dla orientacji obrazu oraz program Thermoscope v.2.03.

2.2. Metoda biegunowa

W przypadku walcowych detali siatki konstrukcyjnej przekrycia, obserwowanych metodą biegunową, pomiar kierunku i odległości odnosi się każdorazowo do punktu na powierzchni detalu, odpowiadającego środkowi jego obrazu w lunecie tachimetru elektronicznego.

Wyniki badań przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych i na obiekcie amfiteatru w zakresie pomiarów kierunku i odległości do walcowych detali obserwowanych pod różnymi kątami, stanowiących węzły siatki konstrukcyjnej przekrycia wiszącego, wskazują jednoznacznie, że konsekwencją powyższej sytuacji będzie zawsze rejestracja punktu oddalonego nie więcej niż 27 mm od środka detalu [4]. Mając na uwadze oczekiwania dokładnościowe konstruktora przekrycia, na poziomie od ± 3 cm do ± 5 cm, za niecelowe można uznać w tej sytuacji zarówno określanie występujących mimośrodków, jak i wprowadzanie odpowiednich redukcji do wyników pomiaru odległości i kierunku oraz dodatkową sygnalizację obserwowanych punktów przekrycia.

Wyniki kolejnych obserwacji metodą biegunową wybranych węzłów (rys.3) konstrukcji przekrycia w postaci ich współrzędnych w przyjętym układzie odniesienia, stanowiły każdorazowo podstawę do wykonania symulacji obliczeniowych z zakresu wytrzymałości konstrukcji oraz sporządzenia okresowych ekspertyz z zakresu jej bezpieczeństwa [5].

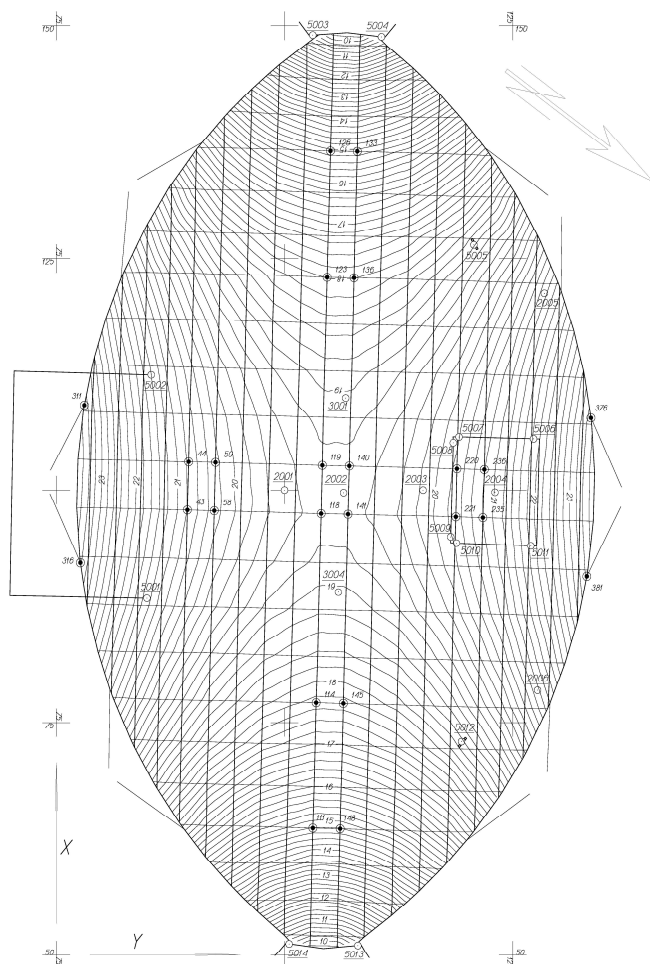
Na podstawie porównania współrzędnych punktów (44,43,58,59; 111,114,145,148; 118,119,140,141; 123,126,133,136; 220,221,235,236) będących wynikiem kolejnych obserwacji okresowych przekrycia, stwierdzono m.in.:

- wystąpienie największych przemieszczeń pionowych o wartości 51 cm ku dołowi w części środkowej przekrycia i wzdłuż krótszej jego osi symetrii przy jednoczesnym wypiętrzeniu od 17 cm do 21 cm w węzłach konstrukcji położonych w pobliżu podpór, w sytuacji obciążenia śniegiem o masie około 51 kg/m^2 ,
- porównywalność przemieszczenia pionowego konstrukcji w części środkowej przekrycia z tytułu zmiany temperatury pod nim o 30°C z przemieszczeniem pionowym odpowiadającym obciążeniu przekrycia warstwą śniegu o wadze około 15 kg/m^2 ,
- zgodność zmian współrzędnych x , y i z punktów symetrycznie położonych względem osi konstrukcji, co w znacznym stopniu uzasadniało wnioskowanie o prawidłowej pracy konstrukcji pod obciążeniem.

2.3. Metoda fotogrametryczna

Metoda fotogrametryczna w kontekście zastosowań inżynierskich posiada istotne zalety, którymi są m.in. krótki czas prac terenowych oraz możliwość jednoczesnej rejestracji geometrii całego obiektu lub wybranych jego elementów niedostępnych do pomiaru bezpośredniego metodami geodezyjnymi.

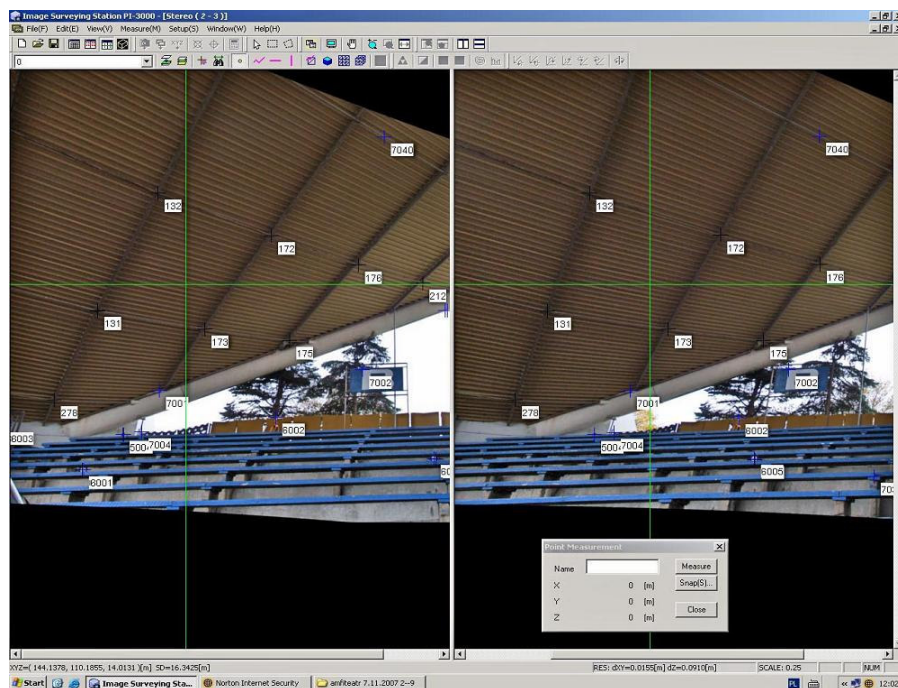
W przeprowadzonych badaniach model wybranego fragmentu konstrukcji przekrycia obejmujący 1/10 jego powierzchni został utworzony na podstawie 8 zdjęć tworzących 7 stereopar oraz 15 punktów o współrzędnych wyznaczonych metodą biegunową i 24 punktów przejściowych, które jako punkty wspólne na kolejnych zdjęciach spełniały funkcję punktów łączących.



Dla punktów o znanych współrzędnych, parametry określające tzw. podstawową dokładność pomiarów stereoskopowych (budowy modelu), przyjmują wartości:

- rozdzielczość terenowa PlaneRes 5mm i DepthRes od 2 cm do 3 cm,
- odchylenie standardowe (Standard Deviation) $\sigma_x = 0.0171$ m, $\sigma_y = 0.0253$ m, $\sigma_z = 0.0109$ m.

Na jednym z wybranych stereogramów został wykonany pomiar współrzędnych x , y i z wybranych węzłów (detali) siatki konstrukcyjnej przekrycia (punkty 131,132,172,173,175,176,212,278 – rys. 4), które następnie porównano ze współrzędnymi wyznaczonymi metodą biegunową z użyciem tachimetru Topcon GPT 3007.



Rys. 4. Pomiar współrzędnych węzłów siatki konstrukcyjnej przekrycia

Fig. 4. Measurement of coordinates of points using

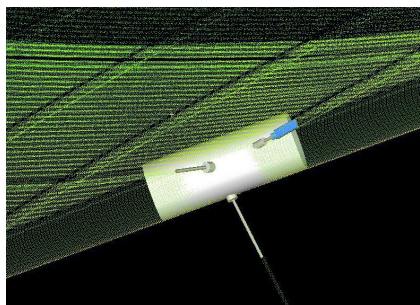
Mając na uwadze to, że obserwacje konstrukcji przekrycia powyższymi metodami wykonano w różnym czasie przy różnej temperaturze zarówno powietrza, jak i samego przekrycia, uzyskana zgodność wyznaczonych współrzędnych w granicach od -0.04 m do 0.03 m, wskazuje na porównywalne możliwości dokładnościowe obydwu metod w zakresie rejestracji struktury geometrycznej przekrycia wiszącego.

2.4. Skanowanie laserowe

Skanowanie laserowe jest postrzegane w geodezji inżynierskiej jako nowe podejście do zadania pomiarowego mającego na celu inwentaryzację struktury geometrycznej obiektów budowlanych.

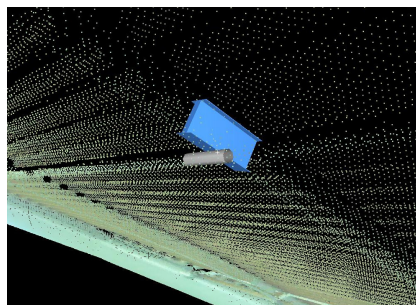
Zakres badań dotyczących wykorzystania skanowania laserowego do rejestracji struktury geometrycznej przekrycia wiszącego, miał przede wszystkim związek z rozdzielczością skanowania i obejmował kolejno:

- skanowanie z rozdzielczością 2 cm, zarówno w pionie jak i w poziomie, całej powierzchni przekrycia, z jednego stanowiska skanera z odległości około 50 m,
- dodatkowe skanowanie z rozdzielczością 2 mm tylko wybranych fragmentów powierzchni przekrycia z powyższego stanowiska (skaner laserowy, impulsowy HDS Leica ScanStation),
- skanowanie z rozdzielczością 5 mm, zarówno w pionie, jak i w poziomie, połowy powierzchni przekrycia z jednego stanowiska skanera zlokalizowanego w odległości około 35 m od wschodniego przyczółka (skaner HDS ScanStation 2),
- opracowanie elementów konstrukcji przekrycia zarejestrowanych w postaci chmur punktów (rys. 5 i 6).



Rys. 5. Wymodelowany fragment łuku stalowego oraz lin

Fig. 5. A modelled part steel arch



Rys. 6. Wymodelowany fragment cięgna nośnego i dwuteownika

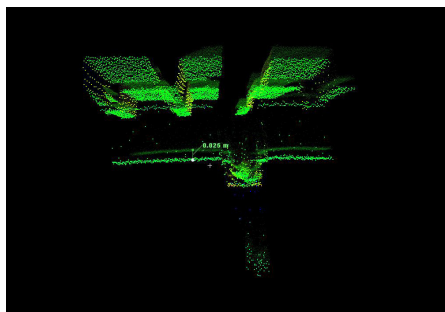
Fig. 6. A modelled part the suspension member and the I section

Wyniki przeprowadzonych badań wskazują, że:

- do wymodelowania węzłów siatki konstrukcyjnej przekrycia jest wystarczająca rozdzielczość rzędu 5 mm w przypadku łuków stalowych i ich połączeń z cięgnami (detale 2 i 3 – rys. 2) oraz niezbędna co najmniej 2 mm w przypadku połączeń lin nośnych i napinających (detal 1 – rys. 2),
- ze względu na dynamikę zmian struktury geometrycznej przekrycia (szczególnie w części środkowej) będących wynikiem zmiany temperatury, skanowanie powinno być przeprowadzone w warunkach stabilnej temperatury

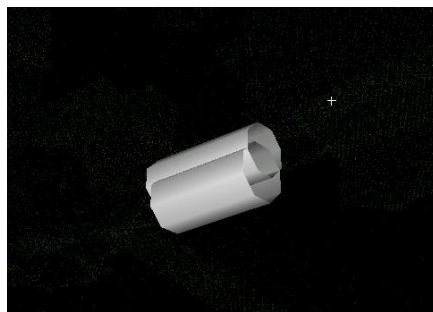
oraz braku nasłonecznienia i silnego wiatru, skanerem o możliwie jak największej szybkości skanowania (dokumentują to dwa skany tego samego elementu konstrukcji przekrycia, wykonane w odstępie kilku godzin w warunkach różnej temperatury (rys. 7 – w postaci dwóch chmur punktów i rys. 8 po oddzielnym wymodelowaniu fragmentu liny nośnej),

- w przypadku zaistnienia potrzeby pełnej rejestracji struktury geometrycznej przekrycia, optymalnym rozwiązaniem jest jednoczesne wykorzystanie dwóch lub czterech skanerów usytuowanych symetrycznie pod konstrukcją przekrycia i wykonanie skanowania z rozdzielczością 2mm (w miarę możliwości w tym samym czasie dwa skanery powinny jednocześnie skanować ten sam fragment konstrukcji).



Rys. 7. Dwa skany tego samego elementu wykonane w odstępie kilku godzin

Fig. 7. Two scans made within a few hours



Rys. 8. Wymodelowany fragment ciężna nośnego z dwóch chmur punktów

Fig. 8. A modelled part of the suspension member from two clouds of points

3. Zakończenie

Wnioski wynikające z badań wytrzymałościowych oraz pomiarów przekrycia o konstrukcji cięgnowej sprężonej, uzasadniają wyróżnienie dwóch różnych sytuacji w diagnostyce takiego przekrycia, uzależnionych przede wszystkim od momentu rozpoczęcia rejestracji jego struktury geometrycznej.

Najbardziej właściwe jest rozpoczęcie powyższej rejestracji już na etapie realizacji przekrycia i wykonanie odpowiednich pomiarów zarówno przed, jak i po sprężeniu jego konstrukcji w zakresie obejmującym praktycznie wszystkie węzły siatki konstrukcyjnej. Umożliwi to ocenę zmian wybranych cech geometrycznych przekrycia, będących konsekwencją sprężenia i ciężaru własnego. Kolejne pomiary już podczas użytkowania przekrycia powinny dostarczać danych o położeniu wszystkich węzłów siatki konstrukcyjnej w określonych przez konstruktora momentach czasowych oraz tylko wybranych elementów w przypadku obciążenia śniegiem.

Tak prowadzone pomiary umożliwiają zarówno ocenę stwierdzonych zmian geometrii przekrycia w funkcji czasu jego użytkowania, jak i ich powiązanie ze zmieniającym się stanem sił w konstrukcji, określonym na podstawie specjalistycznych obliczeń wytrzymałościowych.

W tym kontekście wyniki okresowych obserwacji struktury geometrycznej konstrukcji przekrycia mogą stanowić podstawę do oceny nośności i stanu wyęźnienia, bezpośrednio związanej z bezpieczeństwem użytkowania przekrycia.

Literatura

- [1] **Breger H.:** Light structures – structures of light: the art and engineering of tensile architecture, Basel, Boston, Berlin, Birkhäuser Verlag, 1996.
- [2] **Borusiewicz W.:** Konstrukcje budowlane dla architektów (Building Structures for Architects), Wyd. III, Wyd. Arkady, Warszawa, 1978.
- [3] **Filipkowski J.:** Construction of suspended roof over open-air theatre in Koszalin, Poland, Proc. Instn Civ. Engrs, 62, part 1, Aug. 1977.
- [4] **Deska K., Pawłowski W.:** Koncepcja metodyki testowania tachimetrów z laserowym dalmierzem impulsowym w kontekście pomiarów struktury geometrycznej przekryć wiszących. Zeszyty Naukowe Politechniki Łódzkiej, Seria Budownictwo, z. 54, Wyd. Politechniki Łódzkiej, Łódź, 2006.
- [5] **Filipkowski J., Jacoszek J., Deska K.:** Sposób odśnieżania zadaszenia amfiteatru w Koszalinie, cz. II, opracowanie zamawiane na zlecenie MOK w Koszalinie, Koszalin. 2006.

REGISTRATION OF GEOMETRICAL STRUCTURE OF SUSPENDED ROOF FOR EXAMPLE OF THE OPEN-AIR THEATRE ROOF IN KOSZALIN

Summary

The following paper uses the example of the open-air theatre roof in Koszalin to present the results of empirical research covering collection and interpretation of data concerning the geometric structure of a suspended roof for the purpose of its diagnostics. The conducted study covers direct surveying by the polar coordinates method with the use of reflectorless total station, close range photogrammetry, laser scanning, and thermovision, mainly in the context of their effectiveness with regard to specific expectations on the part of the constructors.

WIESŁAW PAWŁOWSKI, SAFA ABBAS

Katedra Geodezji, Kartografii Środowiska
i Geometrii Wykreślnej
Politechniki Łódzkiej

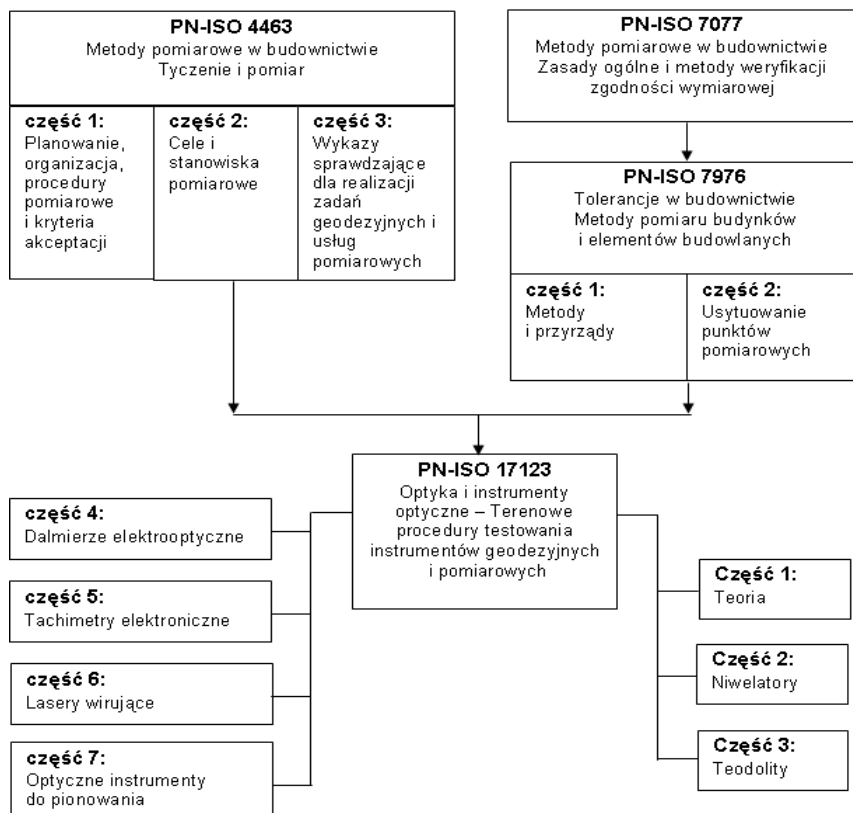
POMIARY GEODEZYJNE NA POTRZEBY BUDOWNICTWA W UJĘCIU STANDARDÓW ISO

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Henryk Bryś**

Pomiary geodezyjne spełniają bardzo istotną rolę we współczesnym budownictwie. Ich metodyka, obejmująca m.in. metody i instrumenty pomiarowe w kontekście spełnienia określonych wymagań zarówno co do zakresu, jak i dokładności wykonywanych pomiarów, jest przedmiotem ustaleń normatywnych przyjętych przez Międzynarodową Organizację Normalizacyjną ISO. (Komitety Techniczne ISO/TC 59 i ISO/TC 172).

1. Wprowadzenie

Model projektowy obiektu budowlanego o wymiarach ustalonych zgodnie z zasadami koordynacji modularnej jest realizowany w warunkach placu budowy z dokładnością wynikającą z przyjętych tolerancji [1]. Tolerancje nie tylko określają dopuszczalny zakres zmienności wymiarów rzeczywistych obiektu zrealizowanego względem wymiarów projektowych (odstępstw od modelu projektowego), ale także determinują wymaganą dokładność pomiarów na potrzeby budownictwa. Dokładność ta łącznie z wymaganym zakresem pomiarów ma istotny wpływ na wybór odpowiednich metod i instrumentów pomiarowych wraz z wyposażeniem pomocniczym. Międzynarodowa Organizacja Normalizacyjna (ISO) opracowała normy z zakresu pomiarów na potrzeby budownictwa, które zostały przez Polski Komitet Normalizacyjny ustanowione jako normy o symbolu PN-ISO (rys. 1). Normy te stanowią spójny i wzajemnie uzupełniający się zbiór postanowień, który może być pomocny przy ustalaniu metodyki prowadzenia prac pomiarowych zarówno na etapie realizacji obiektu budowlanego, jak i późniejszego użytkowania (na potrzeby diagnostyczne).



Rys 1. Normy PN-ISO z zakresu pomiarów geodezyjnych w budownictwie

Fig 1. PN-ISO Standards regarding measurements in the building industry

2. Ogólna charakterystyka norm PN-ISO dotycząca prac geodezyjnych w budownictwie

Normy o symbolu PN-ISO dotyczące prac geodezyjnych w budownictwie obejmują:

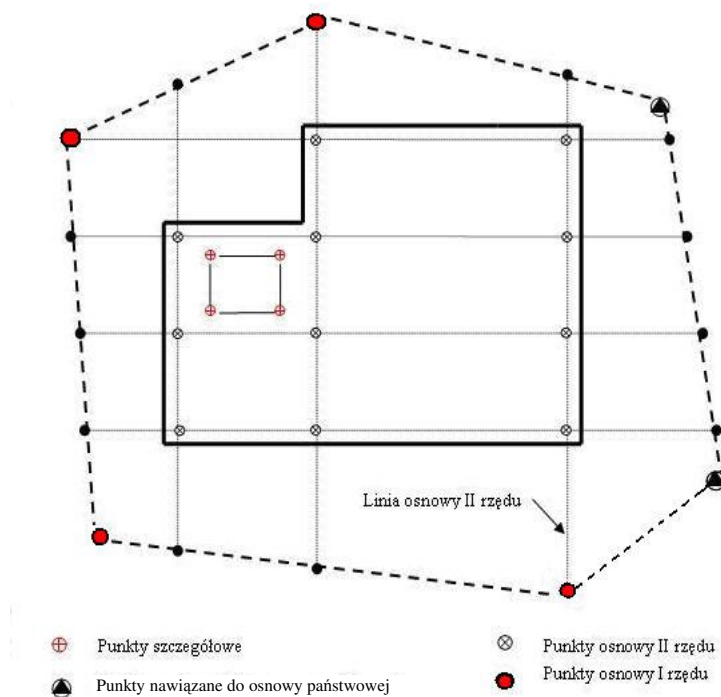
- pomiary realizacyjne mające na celu wyznaczenie współrzędnych X, Y oraz wysokości punktów osnowy pomiarowej zakładanej w obrębie placu budowy, stanowiącej układ odniesienia do szczegółowego tyczenia punktów wskazujących położenie projektowe obiektu budowlanego i jego elementów konstrukcyjnych,
- pomiary powykonawcze mające na celu ocenę zgodności ukończonego etapu budowy z ustaloną odchyłką dopuszczalną (np. wykonanie elementów składowych, wytyczenie, montaż) oraz pozyskanie tzw. danych dokładnościowych na potrzeby procedur ustalania tolerancji i analizy wpływu określonej zmienności wymiarów na pasowanie elementów podczas montażu,

- pomiary sprawdzające (kontrolne) interpretowane jako nieformalne, niezależne pomiary mające na celu weryfikację dokładności wcześniej wykonanych pomiarów,
- pomiary testowe mające na celu pozyskanie danych do określenia tzw. dokładności użytkowej instrumentów pomiarowych w konkretnych warunkach placu budowy.

Wszystkie powyższe pomiary są prezentowane w sposób kompleksowy, gdyż najpierw każdorazowo podana jest interpretacja podstawowych terminów, a następnie charakterystyka konkretnych procedur pomiarowych na placu budowy oraz zasady dokumentowania ich wyników.

3. Planowanie i organizacja tyczenia

Tyczenie może być interpretowane jako zespół czynności pomiarowych mających na celu wyznaczenie geometrycznego układu utworzonego przez wzajemnie powiązane ze sobą punkty, linie i płaszczyzny, umożliwiające wskazywanie usytuowania i wysokości obiektu budowlanego oraz jego elementów składowych. W praktyce geodezyjnej dla dużych i złożonych obiektów, powyższy układ stanowią osnowy realizacyjne i obejmują w kolejności (rys. 2):



Rys. 2. Punkty osnów geodezyjnych na placu budowy

Fig 2. Points of the geodetic nets on the building site

- punkty osnowy I rzędu – nawiązanej do osnowy państwowej i obejmującej swym zasięgiem cały teren inwestycji budowlanej,
- punkty osnowy II rzędu – stanowiącej odniesienie do realizacji konkretnego obiektu budowlanego lub zespołu obiektów oraz przyłączy,
- punkty szczegółowe – wskazujące usytuowanie wybranych elementów konstrukcyjnych obiektu, np. słupów lub ścian.

Na etapie planowania i organizacji tyczenia, szczególną uwagę należy zwrócić na:

- informacje dotyczące kształtu i wielkości placu budowy, istniejących osnów pomiarowych i obiektów sąsiednich oraz uregulowań prawnych,
- właściwe przeprowadzenie wywiadu terenowego,
- lokalizację punktów osnowy realizacyjnej w miejscach ograniczających do minimum niebezpieczeństwo ich zniszczenia,
- właściwe zaprojektowanie siatek, odpowiednio:
 - a) lokalizacyjnej (na mapie na potrzeby projektantów do określenia usytuowania granic, budynków, dróg, podziemnych mediów),
 - b) terenowej (spełniającej funkcję osnowy II rzędu o liniach równoległych do osi konstrukcyjnych obiektu i będącej w terenie odpowiednikiem siatki lokalizacyjnej w całości lub jej części),
 - c) konstrukcyjnej (budowlanej, stosowanej przez projektantów do określenia usytuowania elementów konstrukcyjnych – na ogół ich osi),
- przygotowanie szkiców tyczenia zawierających m.in. dane wskazujące lokalizację zaprojektowanych obiektów oraz współrzędne punktów będących przedmiotem tyczenia,
- wskazanie osób lub zespołów odpowiedzialnych za każdy kolejny etap tyczenia i weryfikację zgodności powykonawczej z projektem,
- kwalifikacje zawodowe zespołów wykonujących tyczenie,
- zakres i treść sporządzanej dokumentacji (zawierającej m.in. szkice tyczenia, operaty polowe, komputerowe wydruki, charakterystykę aparatury pomiarowej i warunków w jakich pomiary wykonano) oraz miejsce jej przechowywania.

4. Procedury tyczenia i pomiaru

4.1. Kryteria akceptacji

Kryteria akceptacji są podane jako dopuszczalne odchylenia (interpretowane jako 2,5 krotność błędu średniego) – długości, kątów i różnic wysokości będących wynikiem wykonanego pomiaru, względem odpowiadających im wartości porównawczych odnoszących się na ogół do osnowy wyższego rzędu lub będących wynikiem przeprowadzonego wyrównania. Powyższych odchyłeń nie należy zatem utożsamiać z odchyleniem standardowym lub błędem średnim, których używanie powinno być ograniczone tylko do najważniejszych pomiarów na danym terenie.

Wyszczególnione poniżej kryteria akceptacji (tabela 1) są opracowane przede wszystkim w kontekście pomiarów powykonawczych, ale mogą być także zastosowane do pomiarów sprawdzających.

Tabela 1. Kryteria akceptacji wyników prac pomiarowych

Table 1. Criteria acceptance of results of measuring works

Charakterystyka punktów będących przedmiotem pomiaru	Sformułowane kryterium dokładnościowe jako odchylenie dopuszczalne	
	odległości	kąty
Osnowa I rzędu		
Etap pierwszy	$\pm 0,75\sqrt{L}$ przy min 4mm	$\pm \frac{0,05}{\sqrt{L}}$ lub $\pm 0,75\sqrt{L}[mm]$
Etap drugi	$\pm 1,50\sqrt{L}$ przy min 8 mm	$\pm \frac{0,10}{\sqrt{L}}$ lub $\pm 1,50\sqrt{L}[mm]$
Osnowa II rzędu	$\pm 4mm$ dla $L \leq 7m$	$\pm \frac{0,10}{\sqrt{L}}$ lub $\pm 1,50\sqrt{L}[mm]$
Etap pierwszy i drugi	$\pm 1,50\sqrt{L}[mm]$ dla $L > 7m$	
Punkty szczegółowe	$\pm 2 * K_1[mm]$ dla $L \leq 4m$	
	$\pm K_1\sqrt{L}[mm]$ dla $L > 4m$ dla $K_1 = 10$ lub 5 lub 1,5 w zależności od rodzaju prac budowlanych	
Gdzie L – odległość w [m], zaś w przypadku kątów – długość krótszego ramienia		
Punkty II rzędu przeniesione pionowo na wysokość H z innego poziomu	$\pm 3mm$ dla $H \leq 4m$ i $\pm 1,50\sqrt{H} mm$ dla $H > 4m$ (dotyczy jednego punktu)	
Niwelacja – różnica Δh wysokości między:		
Dwoma reperami I rzędu	$\pm 5 mm$	
Reperami I i II rzędu	$\pm 5 mm$	
Dwoma sąsiednimi reperami II rzędu	$\pm 3 mm$ dla $\Delta h \leq 4 m$ $\pm 1,50\sqrt{\Delta h}[mm]$ dla $\Delta h > 4m$	
Reperem II rzędu i punktem szczegółowym oraz dwoma punktami szczegółowymi wyznaczonymi od tego samego reperu II rzędu	$\pm K_2 [mm]$ dla $K_2 = 30$ lub 10 lub 3 w zależności od rodzaju prac budowlanych	

Postawą weryfikacji dokładności wyznaczenia poszczególnych punktów na tle powyższych kryteriów jest w każdym przypadku wynik pomiaru powykonawczego, który powinien być wykonany przez inny zespół pomiarowy (tzn. nie realizujący projektu osnowy) i innym instrumentem, ale tej samej klasy dokładności. W sytuacji, gdy wynik powyższego pomiaru wskazuje na niespełnienie stosownego kryterium akceptacji przez określoną odległość, kąt lub różnicę wysokości, wymagany jest ich powtórny pomiar, zaś w przypadku dalszej niezgodności, konfrontacja z zespołem realizującym projekt osnowy na placu budowy.

4.2. Instrumenty i metody

Instrumenty i ich wyposażenie pomocnicze, wykorzystywane w pomiarach na potrzeby budownictwa, powinny być bezwzględnie okresowo sprawdzane i rektyfikowane zgodnie z zaleceniami podanymi przez ich producenta. Wybór typu instrumentu i metody tyczenia powinien uwzględniać przede wszystkim odpowiednie wymagania dokładnościowe ustalone przez projektantów i konstruktorów. W tym zakresie bardzo pomocne mogą być specjalistyczne procedury testowe, opracowane na potrzeby oceny tzw. dokładności użytkowej instrumentów geodezyjnych w konkretnych warunkach terenowych, np. placu budowy. Dotyczy to niwelatora, teodolitu, przyrządu z wirującym laserem, dalmierza elektrooptycznego, pionownika optycznego i tachimetru elektronicznego, dla których w ujęciu dwóch procedur testowych, tj. uproszczonej i pełnej, wskazano sposób konfiguracji pola testowego oraz organizację prac pomiarowych i sposób opracowania ich wyników [1].

Podstawowym zadaniem procedur testowych jest:

- w procedurze uproszczonej – stwierdzenie czy dokładność wybranego instrumentu pomiarowego i jego wyposażenia pomocniczego zawiera się w granicach określonych przez odchylenie dopuszczalne dla planowanego zadania pomiarowego,
- w procedurze pełnej – określenie najwyższej możliwej do uzyskania dokładności wybranego instrumentu pomiarowego i jego wyposażenia pomocniczego w konkretnych warunkach terenowych.

Odnośnie do organizacji pomiarów wykonywanych na placu budowy, zostały sformułowane dwa zasadnicze zalecenia:

- 1) tyczenie powinno być wykonywane w taki sposób, aby występowały obserwacje nadliczbowe w ilości umożliwiającej wykrycie i wyeliminowanie błędów grubych,
- 2) w sytuacji, gdzie jest to możliwe, pomiary powinny zaczynać się i kończyć na punktach o znanym położeniu.

W przypadku osnowy I rzędu, utworzonej przez sieć odpowiednio dobranych punktów, powinna być ona zaobserwowana przez zmierzenie niezbędnych odległości i kątów wraz z obserwacjami nadliczbowymi oraz wyrównana metodą najmniejszych kwadratów. Punkty II rzędu powinny być wyznaczone bezpośrednio

w odniesieniu do punktów I rzędu lub uprzednio zweryfikowanych punktów II rzędu; jako przykładowe metody wskazywane są: metody biegunowa, punktu przecięcia i swobodnego stanowiska.

5. Zakończenie

Z analizy zakresu i treści wszystkich norm podejmujących tematykę geometrii obiektu budowlanego [2], wynikają następujące zadania dla geodety, których realizacja wymaga współpracy z inwestorem, projektantem, inspektorem nadzoru i kierownikiem budowy:

- a) ustalenie zakresu i rodzaju prac geodezyjno-kartograficznych (według ISO 4463-3 zawierającej specyfikację powyższych prac na kolejnych etapach inwestycji budowlanej: pozyskanie działki przed rozpoczęciem prac budowlanych, wznoszenie budowli, zakończenie procesu budowlanego),
- b) opracowanie projektu osnowy realizacyjnej (według ISO 4463-1),
- c) pomiary testowe instrumentów pomiarowych będących w dyspozycji zespołu mającego prowadzić obsługę geodezyjną inwestycji budowlanej (według ISO 17123, części od 1 do 7),
- d) stabilizacja i sygnalizacja punktów osnowy realizacyjnej (według ISO 4463-2) oraz jej pomiar (według ISO 4463-1)
- e) ustalenie zakresu i dokładności wskazywania położenia projektowego elementów konstrukcyjnych realizowanego obiektu (według ISO 4464 i 3443/4) oraz na tym tle metod i przyrządów pomiarowych (według ISO 7976 części 1 i 2),
- f) ustalenie zasad i zakresu kontroli geometrycznej robót budowlanych (według ISO 7077 oraz 3443-6, 3443-7, 3443-8) oraz dokumentowania jej wyników (według ISO 7737).

W podsumowaniu można sformułować tezę, że normy ISO z zakresu wymiarowania, tolerowania i pomiarów geodezyjnych w budownictwie, sukcesywnie ustanawiane przez PKN jako normy polskie, prezentują w ujęciu inżynierskim, określony model kształtowania geometrycznego obiektów budowlanych [2], który nie znajduje w pełni swojego odpowiednika w dotychczas funkcjonujących polskich unormowaniach technicznych.

Długotrwałe prace nad modyfikacją ustawy „Prawo geodezyjne i kartograficzne”, kolejne modyfikacje ustawy „Prawo budowlane” oraz brak w tym kontekście niezbędnych uregulowań wykonawczych w postaci rozporządzeń techniczno-organizacyjnych w postaci polskich norm powodują, że nowo ustanowione normy o symbolu PN-ISO mogą z powodzeniem wypełnić zaistniałą lukę. W ten sposób prace geodezyjne w budownictwie mogą być prowadzone w Polsce według jednolitego schematu techniczno-organizacyjnego, podobnie jak w innych krajach zrzeszonych w Międzynarodowej Organizacji Normalizacyjnej ISO.

Literatura

- [1] **Pawłowski W.:** Normalizacja w budownictwie i geodezji z udziałem Katedry Geodezji Politechniki Łódzkiej. Zeszyty Naukowe Nr 981, Budownictwo, z.54,. Łódź 2006.
- [2] **Pawłowski W.:** Kształtowanie geometrii obiektu budowlanego w standardach ISO ustanowionych jako normy krajowe. Monografia nt. wykorzystanie metod geodezyjnych w ocenie stanu geometrycznego budowli. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice 2008.

GEODETIC SURVEYING FOR CONSTRUCTION NECESSITY IN ENDEARED TO STANDARDIZATION ISO

Summary

Geodetic surveying plays a very important role in modern-day construction. Surveying methodology, including the methods and surveying instruments, their compliance with certain requirements as to the scope and accuracy of the conducted measurements, is the subject of normative regulations recognized by the International Organization for Standardization (ISO).

MAREK WESOŁOWSKIWydział Inżynierii Lądowej i Środowiska
Politechniki Gdańskiej

WYMIAROWANIE STREFY PRZYPODPOROWEJ BELEK ŻELBETOWYCH Z OTWORAMI

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Maria Kamińska**

W pracy przedstawiono podstawowe cechy modelu kratownicowego do wymiarowania zbrojenia poprzecznego w ujęciu normy polskiej PN-B-03264: 2002 oraz europejskiej PN-EN 1992-1-1:2008. Na tym tle dokonano analizy wpływu otworów w strefie przypodporowej na zachowanie się belek żelbetowych. Podano przykładowe obliczenia na ścinanie belek z otworami okrągłymi, które wykazały, że możliwe są przypadki w których o nośności ścinania będą decydowały betonowe krzyżulce ściskane.

1. Model kratownicowy strefy przypodporowej

Wymiarowanie elementów żelbetowych na ścinanie, oparte na klasycznych założeniach kratownicy statycznie wyznaczalnej Rittera-Mörscha (patrz rys. 1), weszło do polskiej praktyki projektowej wraz z nową normą projektowania konstrukcji żelbetowych w roku 1999. Kilkanaście lat jego stosowania rozwiąło niektóre początkowe wątpliwości lub zastrzeżenia. Najwięcej dyskusji spowodowało w tym zakresie wprowadzenie do wymiarowania (w ślad za normą europejską) koncepcji zmiennego kąta nachylenia betonowych krzyżulców ściskanych θ , jako jedynej obowiązującej metody obliczeń. Według postanowień polskiej normy [1] oraz Załącznika Krajowego do normy [2] kąt ten może przybierać wartości z dopuszczalnego przedziału

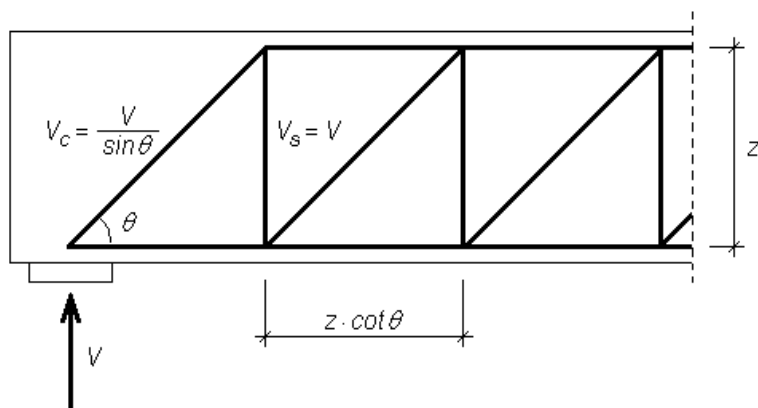
$$1,00 \leq \cot \theta \leq 2,00 \quad (1)$$

natomiast według zaleceń normy europejskiej warunek ten przybiera postać

$$1,00 \leq \cot \theta \leq 2,50 \quad (2)$$

Najdalej idącą propozycję zawiera jednakże norma niemiecka (oparta na jednej z wcześniejszych wersji normy europejskiej) [3], która dopuszcza do praktyki projektowej najszerszy przedział wartości, wynoszący dla betonów zwykłych

$$1,00 \leq \cot \theta \leq 3,00 \quad (3)$$



Rys. 1. Schemat kratownicowy belki zbrojonej strzemionami

Fig. 1. Truss scheme of stirrup reinforced beam

Wariantowanie tego kąta w każdej z ww. norm (co występowało także w pierwszych wersjach normy europejskiej [4]) pozostawiono indywidualnej ocenie projektanta, nie dając bliższych praktycznych wskazówek w tym zakresie. Sprawa jest o tyle ważna, że pociąga za sobą dość znaczny rozrzut wyników w obliczeniowym zapotrzebowaniu na zbrojenie poprzeczne. Tak więc od wiedzy i wyczucia projektanta, opartego na gruntownej znajomości cech modelu kratowniczowego, zależy właściwa ocena skutków przyjęcia wybranego kąta nachylenia betonowych krzyżulców ściskanych. Wiadomo [5, 6], że przyjęcie kąta o nachyleniu mniejszym od klasycznego mörschowskiego wynoszącego 45° pociąga za sobą mniejsze zapotrzebowanie na zbrojenie poprzeczne (bo siła poprzeczna jest przenoszona w kierunku przęsła niejako większymi „skokami”), jednakże kosztem zwiększonego wyężenia betonu w krzyżulcach ściskanych oraz kosztem powiększenia długości odcinka będącego miarą przesunięcia wykresu sił w zbrojeniu podłużnym, skutkujących zwiększeniem wyężenia zbrojenia podłużnego ponad wielkość wynikającą z przebiegu momentów zginających.

W świetle PN:2002 bezpieczeństwo konstrukcji na odcinku ścinania od strony stali jest zdeterminowane siłą V_{Rd3} , która dla zbrojenia poprzecznego w postaci strzemion pionowych (które będą rozpatrywane w niniejszej pracy) przybiera formę

$$V_{Rd3} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (4)$$

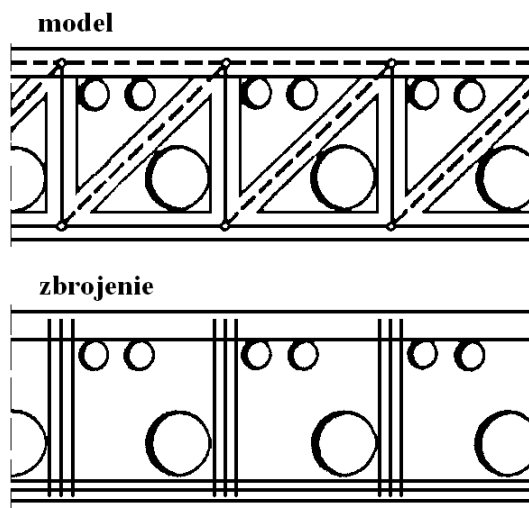
natomiast bezpieczeństwo od strony betonu wyraża siła V_{Rd2} , która przy założeniach jak powyżej, wynosi

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{\cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (5)$$

Jak wynika z praktyki projektowej, co potwierdzają zwłaszcza badania eksperymentalne (w tym znane badania stuttgardzkie Leonhardta-Walthera [7]), w przeciętnych warunkach, dla typowych proporcji geometrycznych, o bezpieczeństwie elementów decyduje głównie zbrojenie poprzeczne, co dotyczy zwłaszcza przekrojów poprzecznych o kształcie prostokątnym. Sytuacja zmienia się diametralnie w przypadku przekrojów o kształcie teowym, które mogą się charakteryzować relatywnie cienkimi środnikami. Wówczas może dojść do ukośnego miażdżenia betonu przed wyczerpaniem nośności zbrojenia poprzecznego.

2. Belki z otworami

W przekrojach prostokątnych może dojść do znacznego wyteżenia betonu, gdy w belkach tego typu wymagane są otwory do przeprowadzenia pod stropami szeregu instalacji, bez tracenia wysokości użytecznej pomieszczeń w obrębie podciągów. Dodatkowo stan zwiększonego wyteżenia betonu może być pogłębiony, gdy przyjmie się obliczeniowo dopuszczalnie mały kąt nachylenia betonowych krzyżulców ściskanych. Dlatego też przy projektowaniu strefy przypodporowej wyróżnia się otwory duże, które tak znacznie zaburzają przebieg sił w myślowo wydzielonej kratownicy (przecinając strumienie sił), że strefę przypodporową należy wymodelować zupełnie odmiennymi schematami, a także otwory małe, w które można wpisać adekwatny schemat kratownicowy [8, 9]. Przykładowy element belkowy z małymi otworami pokazano na rys. 2.



Rys. 2. Belka z małymi otworami w strefie ścinania (wg [10])

Fig. 2. Beam with little openings in the shear zone (according to [10])

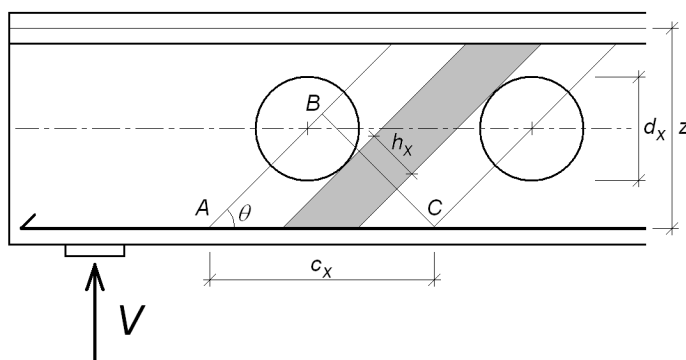
Należy zdawać sobie sprawę z faktu, że wymagane zbrojenie poprzeczne (które w belkach bez otworów jest rozmieszczone równomiernie na rozpatrywanym odcinku ścinania) musi być skoncentrowane w pobliżu otworów, stanowiąc ekwiwalentną ilość zbrojenia zebranego z ww. odcinka.

Aby dokonać oceny wpływu otworów na nośność ścinania elementu żelbetowego z otworami w strefie przypodporowej, rozpatrzono schemat obliczeniowy pokazany na rys. 3, w którym założono, że w środku wysokości belki o zadanej wysokości h zostaną wykonane okrągłe otwory o jednakowej średnicy d_x , przy czym ich rozstaw (odpowiadający długości odcinka AC) będzie wynosił c_x . Przy takich założeniach wstępnych wysokość myślowo wydzielonego betonowego krzyżulca ściskanego nieosłabionego otworem (reprezentowanego przez odcinek BC), nachylonego do osi elementu pod obliczeniowym kątem θ , wynosi

$$h_c = c_x \cdot \sin \theta \quad (6)$$

natomiast po wykonaniu otworów jego miarodajny wymiar zmniejsza się do wielkości

$$h_x = h_c - d_x = c_x \cdot \sin \theta - d_x \quad (7)$$



Rys. 3. Przyjęty schemat obliczeniowy belki z otworami

Fig. 3. Adopted calculation scheme of beams with openings

Jeżeli przyjąć, że średnik belki teowej (lub całkowita szerokość belki prostokątnej) wynosi b_w , to przekrój ukośnego, osłabionego otworami krzyżulca betonowego wynosi

$$A_x = b_w \cdot (c_x \cdot \sin \theta - d_x) \quad (8)$$

czemu odpowiadają naprężenia ściskające w krzyżulcu σ_c , które z uwagi na nośność betonu muszą spełniać warunek

$$\sigma_c = \frac{V_c}{A_x} \leq v \cdot f_{cd} \quad (9)$$

Jak wynika ze schematu kratowniczowego, pokazanego na rys. 1, siła ściskająca w ukośnym krzyżulcu wynosi

$$V_c = \frac{V}{\sin \theta} \quad (10)$$

skąd otrzymuje się po podstawieniu do (9) zależności podanych równaniami (8) oraz (10) warunek graniczny w postaci

$$\frac{V}{\sin \theta \cdot b_w \cdot (c_x \cdot \sin \theta - d_x)} \leq v \cdot f_{cd} \quad (11)$$

z którego można wyznaczyć

$$V \leq v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (c_x \cdot \sin \theta - d_x) \cdot \sin \theta \quad (12)$$

Ponieważ maksymalną siłę poprzeczną, jaką może przenieść element z uwagi na nośność zbrojenia poprzecznego opisuje równanie (4), obliczeniowy warunek zabezpieczenia strefy przypodporowej przed zniszczeniem od strony betonu przybiera postać

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \cdot z \cdot \cot \theta \leq v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot (c_x \cdot \sin \theta - d_x) \cdot \sin \theta \quad (13)$$

skąd można wyznaczyć maksymalną średnicę otworów

$$d_x \leq \frac{v \cdot f_{cd} \cdot \sin^2 \theta \cdot c_x - \rho_w \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta}{v \cdot f_{cd} \cdot \sin \theta} \quad (14)$$

przy czym stopień zbrojenia poprzecznego wyznacza się ze wzoru

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s} \quad (15)$$

a ramię sił wewnętrznych można przyjąć standardowo jako

$$z = 0,9 \cdot d \quad (16)$$

Otrzymane rezultaty są ważne jedynie wówczas, gdy wymiary otworów bądź ich rozstawy są porównywalne z wysokością elementu – w podanych powyżej wzorach założono bowiem, że siła ściskająca w krzyżulcu betonowym (wynikająca z kratownicy Mörscha wg rys. 1) może być przenoszona jedynie przez pojedyncze pasmo, usytuowane pomiędzy w/w otworami (patrz rys. 3, gdzie te proporcje są zachowane).

Tak więc dla okrągłych otworów o średnicy d_x (rozmieszczonych w regularnych rozstawach c_x) powyższy postulat jest zachowany przy wypełnieniu dwóch zależności geometrycznych:

$$c_x + d_x \geq z \cdot \cot \theta \quad (17)$$

oraz

$$c_x - d_x \leq z \cdot \cot \theta \quad (18)$$

Gdy bowiem otwory są bardzo małe, siły ściskające mogą się rozprzestrzeniać w kilku niezależnych pasmach międzyotworowych (mieszczących się pomiędzy węzłami kratownicy zastępczej), natomiast gdy otwory rozmieszczone są w stosunkowo dużych odstępach – mogą ukształtować się pasma betonu nieosłabione otworami.

W tym kontekście można też zauważyć, że dla średnic otworów zmierzających do zera (czyli dla belek bez otworów), otrzymuje się z zależności (17) nierówność

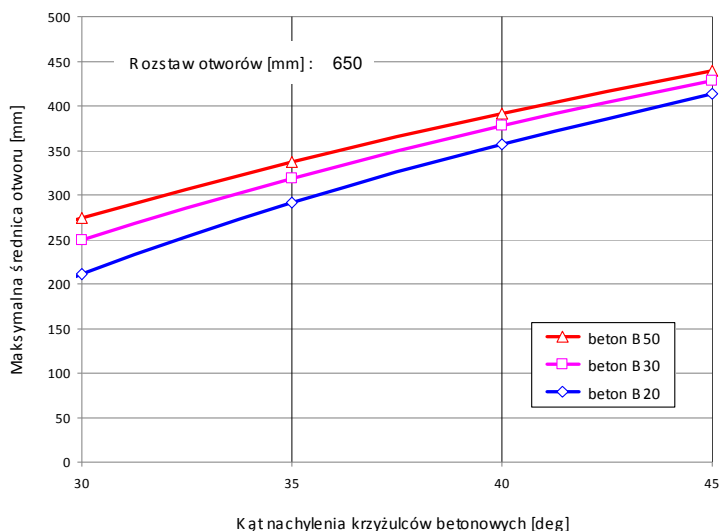
$$c_x \geq z \cdot \cot \theta \quad (19)$$

natomiast z zależności (18)

$$c_x \leq z \cdot \cot \theta \quad (20)$$

Prowadzi to do wniosku, że ważność wzorów jest zachowana tylko dla rozstawu otworów $c_x = z \cdot \cot \theta$. Po podstawieniu tej wartości do równania (12) otrzymuje się jej postać analogiczną do równania (5).

Na podstawie powyższych założeń, na rys. 4 przedstawiono wyniki dokonanej analizy porównawczej, do której przyjęto belkę żelbetową o następujących parametrach: szerokość 300 mm, wysokość 600 mm (ramię sił wewnętrznych 495 mm), zbrojenie poprzeczne ze stali gładkiej klasy A-I, strzemiona dwucięte $\phi 6$ mm co 100 mm, klasa betonu (B20, B30, B50), kąt nachylenia krzyżulców betonowych (30° , 35° , 40° , 45°), osiowy rozstaw otworów 650 mm. Przy tych założeniach spełnione są warunki postulowane nierównościami (17) i (18).



Rys. 4. Maksymalne średnice otworów przy ich rozstawie wynoszącym 650 mm

Fig. 4. Maximum openings diameters in the spacing of 650 mm

Jak widać z wykresów, maksymalne średnice możliwych do wykonania otworów są silnie uzależnione od przyjętego kąta nachylenia betonowych krzyżulców ściskanych oraz od założonej klasy betonu (choć już w nieco mniejszym stopniu). Dlatego też sprawą istotnej wagi jest szczególnie wnikliwa analiza tych elementów, które zaprojektowano przyjmując relatywnie małe kąty. Przy standardowych założeniach, opartych na klasycznej wielkości wynoszącej 45° , ryzyko przekroczenia nośności betonu jest najmniejsze.

Literatura

- [1] PN-B-03264:2002. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie. Warszawa, PKN 2002.
- [2] PN-EN 1992-1-1:2008. Eurokod 2. Projektowania konstrukcji z betonu. Część 1-1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa, PKN 2008.
- [3] DIN 1045-1. Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 1: Bemessung und Konstruktion. Deutsches Institut für Normung, Juli 2001.
- [4] Eurokod 2: Projektowanie konstrukcji z betonu - Część 1: Reguły ogólne i reguły dla budynków. Warszawa, Instytut Techniki Budowlanej 1992.
- [5] **Godycki-Ćwirko T.**: Ścinanie. Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Komentarz naukowy do PN-B-03264:2002. Warszawa, Instytut Techniki Budowlanej 2005.
- [6] **Godycki-Ćwirko T.**: Ścinanie. Podstawy projektowania konstrukcji żelbetowych i sprężonych według Eurokodu 2. Wrocław, Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne 2006.
- [7] **Leonhardt F. Walther R.**: Beiträge zur Behandlung der Schubprobleme im Stahlbetonbau. Stuttgarter Schubversuche 1961, 1962-1964.
- [8] **Godycki-Ćwirko T. Wesołowski M.**: Nośność na ścinanie belek żelbetonowych osłabionych otworami. XLV Konferencja Naukowa KILiW PAN i KN PZITB, tom 2, Konstrukcje betonowe, Wrocław-Krynica 1999, ss.55-62.
- [9] **Hottmann H.U. Schäfer K.**: Bemessen von Stahlbetonbalken und -wandscheiben mit Öffnungen. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 459. Berlin, Beuth Verlag GmbH 1996.
- [10] **Schlaich J. Schäfer K.**: Konstruieren im Stahlbetonbau, Beton-Kalender 1998, Teil II, Berlin, Ernst & Sohn Verlag 1998.

DIMENSIONING OF REINFORCED CONCRETE BEAMS WITH OPENINGS IN SHEAR ZONE

Summary

The paper presents basic properties of the truss model for dimensioning of the transverse reinforcement according to the Polish and European standards (PN-B-03264:2002 and PN-EN 1992-1-1:2008). Based on the above the impact of the openings in the shear zone on the behaviour of the reinforced concrete beams was analyzed. The paper includes sample calculations for the shear beams with round openings. It is proven that in some cases the strength for shear may be determined by the concrete compressed struts.

JERZY KASZYŃSKI

Wydział Budownictwa i Architektury

Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie

CZYNNIKI ZAKŁÓCAJĄCE PROPAGACJĘ FAL ULTRADŹWIĘKOWYCH W BETONIE

Opiniodawca: **prof. dr hab. inż. Artem Czkwianianc**

Badania laboratoryjne mające na celu identyfikację betonu metodą ultradźwiękową, wykonuje się na elementach o małych wymiarach, których ograniczenia geometryczne i ewentualna segregacja składników są czynnikami zakłócającymi propagację fal. Najmniejsze zakłócenia występują w strefach środkowych, w których można uzyskiwać porównywalne wyniki badań. W badaniach konstrukcji żelbetowych elementami zakłócającymi propagację fal jest zbrojenie, zarysowanie betonu, a także wysoki poziom naprężeń. Poznanie charakteru tych zakłóceń umożliwia wykorzystanie ich do szeroko pojętej ultrasonografii konstrukcji żelbetowych.

1. Wstęp

Diagnozowanie stanu technicznego konstrukcji żelbetowej obejmuje przede wszystkim określenie właściwości mechanicznych betonu, ilości i rozmieszczenia zbrojenia, morfologii rys oraz stopnia degradacji betonu i stali zbrojeniowej, przy możliwie najszerszym zastosowaniu metod nieniszczących. Znana jest od dawna ultradźwiękowa metoda określania wytrzymałości betonu w konstrukcji na podstawie pomiarów prędkości fal podłużnych i ewentualnie poprzecznych. Rozszerzenia tej metody na badanie innych właściwości betonu lub też na inne materiały niż beton mają charakter eksperymentalny. Współczesna technika pomiarowa pozwala na wykorzystanie zjawisk odbicia, dyfrakcji i efektów rezonansowych fal do wykrywania i lokalizacji niewidocznych na zewnątrz zarysowań betonu, co znamionuje elementy defektoskopii ultradźwiękowej. Dalszy rozwój metod ultradźwiękowych powinien zmierzać do opracowania podstaw teoretycznych monitoringu i ultrasonografii konstrukcji żelbetowych, z równoczesnym tworzeniem niezbędnej do tego aparatury.

W badaniach ultradźwiękowych mających na celu określenie właściwości mechanicznych betonu (najczęściej wytrzymałości), zaleca się wykonywanie pomiarów tylko w strefach ściskanych, ponieważ w strefach rozciąganych zlokalizowane jest zbrojenie i mogą występować zarysowania. Stanowią one elementy nieciągłości ośrodka i powodują zakłócenia w swobodnej propagacji fal. Wpływa to niekorzystnie na dokładność oceny wytrzymałości betonu, ale też stwarza możliwość identyfikacji zbrojenia zawartego w konstrukcji, oceny parametrów geometrycznych rys w głębi betonu, a także w niektórych okolicznościach umożliwia pomiar grubości elementu i oszacowanie poziomu naprężeń.

2. Elementy betonowe o małych wymiarach

Badania ultradźwiękowe małych elementów dotyczą na ogół próbek wycinanych z konstrukcji lub próbek i innych modeli doświadczalnych formowanych technologicznie. Mają one charakter pomocniczy w badaniach laboratoryjnych właściwości fizycznych różnych betonów, a także służą do doświadczalnego ustalania zależności między wytrzymałością betonu w konstrukcji a prędkością fal ultradźwiękowych.

Fale ultradźwiękowe, poczynając już od niewielkiej odległości od głowicy nadawczej, rozprzestrzeniają się radialnie niezależnie od sposobu i powierzchni sprzężenia jej z betonem. Na wszystkich powierzchniach ograniczających geometrycznie badany element fala ultradźwiękowa ulega refrakcji, przy czym w kontakcie z powietrzem jej odbicie jest prawie całkowite. Przy współosiowym układzie głowicy nadawczej i odbiorczej poza strefą przypowierzchniową, efekty odbicia nie wpływają jednak na wyniki pomiarów czasu i prędkości fali.

Prędkość fali V , określana na podstawie pomiaru drogi i czasu odebrania przechodzącego sygnału ultradźwiękowego metodą betonoskopową, powszechnie uznawana jako wielkość miarodajna w badaniach betonu, jest nieco mniejsza od prędkości fazowej c_f

$$V = \frac{l}{t} < c_f = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (1)$$

Fala podłużna, transmitowana do warstwy przypowierzchniowej o grubości równej jej długości λ , nazywana falą podpowierzchniową, ma prędkość V_p mniejszą niż fala przechodząca poza tą warstwą, ale też większą prędkość od fali dylatacyjnej typu płytowego c_p

$$V > V_p > c_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \frac{1}{(1-\nu^2)}} \quad (2)$$

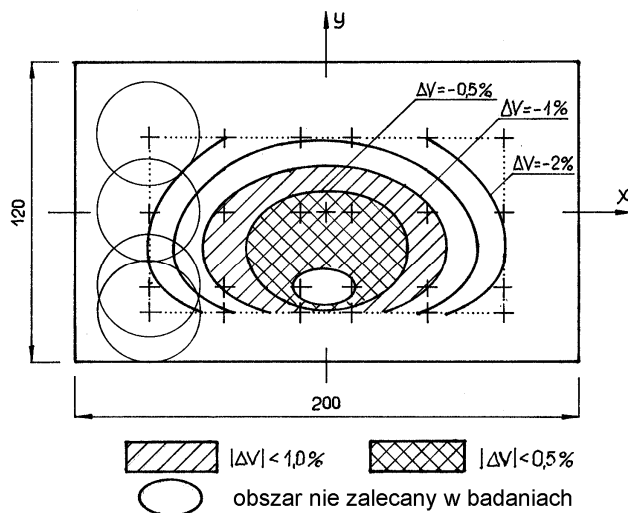
Efekt ten występuje zarówno przy powierzchniach ciętych, jak i formowanych technologicznie.

W małych elementach betonowych formowanych do różnych celów badawczych na ogół występuje pewne zróżnicowanie struktury jako skutek częściowej segregacji składników. Objawia się to przede wszystkim zwiększeniem wskaźnika wodno-cementowego w górnej, swobodnie formowanej warstwie betonu w stosunku do dolnej części elementu, która ponadto na ogół jest zagęszczona najlepiej. Stosownie do zmian strukturalnych na wysokości liczonej w kierunku betonowania, zmienia się prędkość fali ultradźwiękowej.

Badania płyt i belek o małej wysokości, wykonywane głowicami o punktowym kontakcie z betonem (głowicami stożkowymi lub eksponencjalnymi) [1], wykazywały wyraźne zmniejszenie prędkości fal w górnych warstwach betonu. Podobny efekt występuje przy zastosowaniu głowic płaskich o średnicy $d = 40$ mm, porównywalnej z długością fali $d \approx \lambda$. Uśrednione wyniki takich badań, wykonywanych na bloczkach betonowych $12 \times 20 \times 60$ cm, przedstawia rys. 1 w postaci izolinii prędkości względnych

$$\Delta V = \frac{V - V_0}{V_0} \quad (3)$$

gdzie V_0 jest prędkością fali w środku przekroju ($x = 0$, $y = 0$). Zobrazowanie to zawiera łączne wpływy zmian strukturalnych betonu na wysokości elementu i efekty jego ograniczeń geometrycznych (ścian pionowych i poziomych). Statystyczne ujęcie prędkości fal ultradźwiękowych w oddzielnych zbiorach, obejmujących strefę brzegową i środkową znajduje się w pracy [2].



Rys. 1. Izolinie prędkości względnych ΔV w przekroju 12×20 cm bloku betonowego o długości 60 cm

Fig. 1. Isolines of relative velocities ΔV across the cross-section of 12×20 cm in a concrete block 60 cm long

Ogólnie przyjmuje się, że w badaniach konstrukcji dokładność pomiaru prędkości fali $\Delta V = \pm 1,0\%$ jest wystarczająca, ale w badaniach laboratoryjnych wymagana jest większa dokładność $|\Delta V| \leq 0,5\%$. Na rys. 1 wskazano obszary, w których można spodziewać się odchyłek nie przekraczających poziomu $\Delta V = \pm 1,0\%$ i $\pm 0,5\%$. Niekorzystne do badań są obszary dużego zagęszczenia izolinii prędkości ze względu na możliwość popełnienia większego błędu $|\Delta V| > 1,0\%$.

3. Propagacja fal ultradźwiękowych w strefie zbrojenia

Zabetonowany pręt stalowy jest liniowym elementem niejednorodności ośrodka, wywierającym wpływ na charakter propagacji fal ultradźwiękowych. Beton i zawarte w nim zbrojenie tworzą ośrodek zespolony dzięki przyczepności betonu do stali. Na powierzchni zespolenia drgania cząstek obydwu materiałów są takie same. Oznacza to, że powierzchnie czołowe fali zachowują ciągłość w całym polu ultradźwiękowym, jednakże ulegają deformacji na skutek wzajemnego oddziaływania mechanicznego dwóch materiałów o odmiennej charakterystyce akustycznej. Prędkość fal ultradźwiękowych w zabetonowanym pręcie stalowym c_{sc} jest mniejsza niż w pręcie swobodnym ($c_{sc} < c_s$), natomiast prędkość fal w betonie otaczającym zbrojenie V_{cs} jest większa niż w betonie niezbrojonym ($V_{cs} > V$).

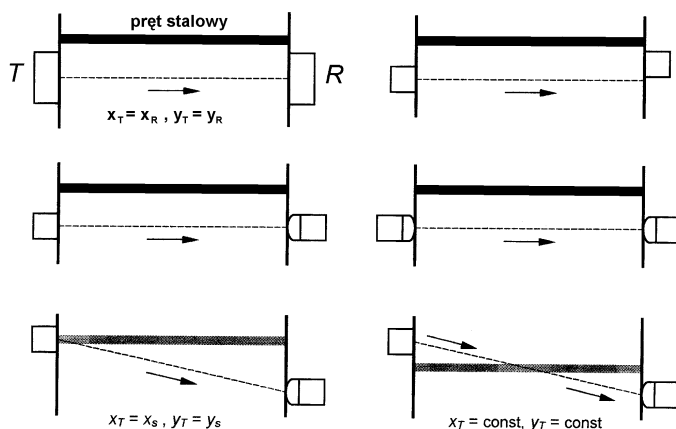
Prędkość fali w zabetonowanym pręcie c_{sc} jest zależna od jego średnicy oraz od parametrów akustycznych betonu i może być określona jedynie metodą doświadczalną. Teoretycznie promień wpływu pręta stalowego na wynik pomiaru prędkości fal ultradźwiękowych w betonie V_{cs} jest także zależny od długości odcinka pomiarowego l (drogi impulsu)

$$r = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{c_{sc} - V}{c_{sc} + V}} \quad (4)$$

Pomiary ultradźwiękowe w odległości $a < r$ wykazują zwiększanie prędkości fali w miarę zbliżania się do pręta, oczywiście do wartości $V_{cs} = c_{sc}$ dla $a = 0$.

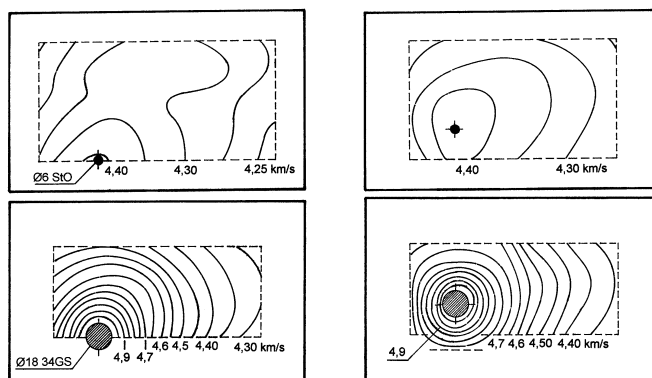
Potwierdzeniem tezy o wzajemnym oddziaływaniu zbrojenia i betonu w polu ultradźwiękowym są wyniki badań bloków o przekroju 12×20 cm i długościach 60 i 40 cm, z zabetonowanym w nich prętem stalowym. Badania obejmowały wielopunktowe sondowanie ultradźwiękowe w kierunkach równoległych do zbrojenia przy współosiowych układach głowic oraz sondowanie radialne ze stałego punktu transmisji, przy mimośrodkowo ustawianej głowicy odbiorczej względem głowicy nadawczej (rys. 2). Badania wykonywano różnymi zestawami głowic płaskich o średnicach $d = 40$ mm i $d = 16,8$ mm oraz głowicami sferycznymi o punktowym kontakcie z betonem. Wyniki zobrazowano w postaci izolinii prędkości fali, które mają charakter ultrasonogramów przekroju poprzecznego, co przykładowo pokazano na rys. 3.

Koncentryczny układ izolinii wokół pręta jednoznacznie wskazuje jego usytuowanie w przekroju, a ponadto zwiększający się stosownie do grubości pręta gradient prędkości fali (zagęszczenie izolinii) może być wskaźnikiem, a nawet miernikiem jego średnicy. Wszystkie ultrasonogramy otrzymywane z sondowania równoległego do zbrojenia różnymi typami głowic praktycznie są takie same – różnią się tylko szczegółami. Sondowanie radialne ze stałego usytuowania głowicy nadawczej daje zbliżony efekt, jednakże otrzymywane ultrasonogramy są nieco mniej kontrastowe.



Rys. 2. Schematy pomiarów równoległych i radialnych elementów z zabetonowanym prętem stalowym

Fig. 2. Diagrams of parallel and radial measurements made on elements with a steel bar embedded in concrete

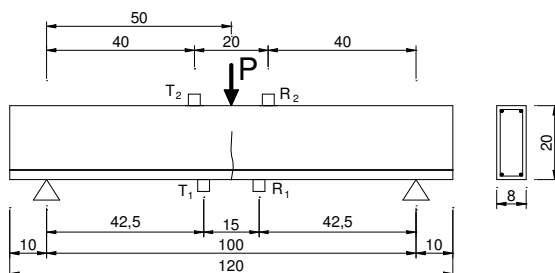


Rys. 3. Przykłady ultrasonogramów modeli betonowych, z elementami zbrojenia stalowego, otrzymane z pomiarów przy współosiowych układach głowic: $x_T = x_R, y_T = y_R$

Fig. 3. Examples of ultrasonograms of concrete-made models with steel reinforcement obtained from measurements taken with heads arranged coaxially: $x_T = x_R, y_T = y_R$

naprężeń w betonie na prędkość i ewentualne tłumienie fal ultradźwiękowych obejmuje jeszcze rozszerzenie jej na naprężenia rozciągające, a także uwzględnienie kierunku naprężeń i propagacji fal. Pomiary ultradźwiękowe w kierunku równoległym do naprężeń możliwe są jedynie w elementach zginanych i to zarówno w strefie ściskanej, jak i rozciąganej.

Niniejsze opracowanie zawiera wyniki badań ultradźwiękowych belek o przekroju 80×200 mm, zbrojonych w strefie rozciąganej dwoma prętami ($2\varnothing 8$), obciążanych narastającą siłą skupioną w środku rozpiętości wg schematu pokazanego na rys. 5. Fale ultradźwiękowe emitowane przez płaską głowicę nadawczą T_1 lub T_2 rozprzestrzeniają się promieniście we wszystkich kierunkach, w tym także wzdłuż powierzchni badanego elementu między głowicami T_1 i R_1 oraz T_2 i R_2 jako fala podłużna, podpowierzchniowa o niewielkiej na ogół energii.



Rys. 5. Schemat układu pomiarowego na belce żelbetowej

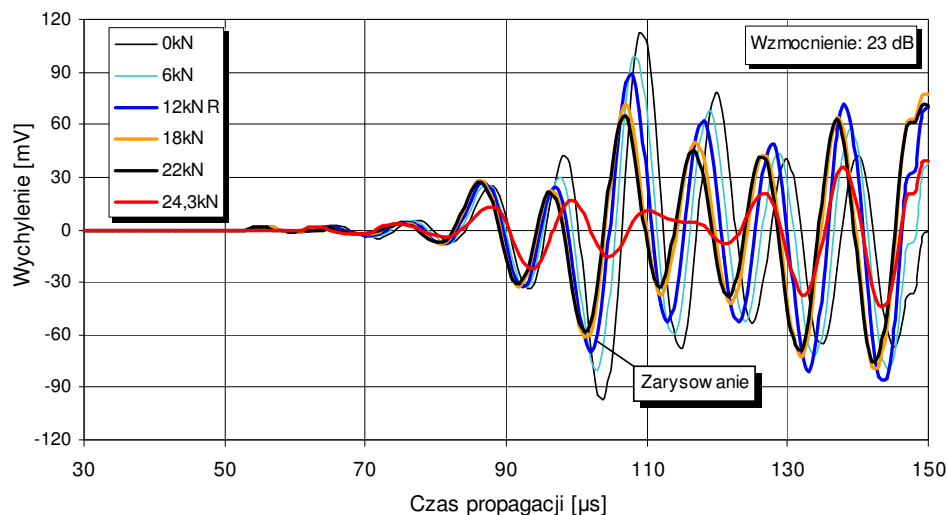
Fig. 5. Diagram of the measuring circuit on the reinforced concrete beam

Pierwszą rejestrację amplitudowo-czasową impulsów odbieranych przez głowice R_1 i R_2 wykonywano przed obciążeniem belki ($P = 0$). Dalsze rejestracje wykonywano przy każdym przyroście siły obciążającej $\Delta P = 2$ kN, a oprócz tego w chwili pojawienia się rysy oraz po wyczerpaniu nośności belki na zginanie. Z części poza podporowych każdej belki wycinano próbki $80 \times 80 \times 80$ mm do badań wytrzymałościowych i ultradźwiękowych w kierunku prostopadłym do narastającej siły ściskającej.

Badanie obejmowało pełny cykl obciążania z monitoringiem ultradźwiękowym czterech belek zbrojonych jednakowo ($2\varnothing 8$ w strefie rozciąganej), ale różniących się wytrzymałością betonu $f_c = 40 \div 65$ MPa. Pomiary ultradźwiękowe wykonywano przy zastosowaniu głowic płaskich o częstotliwości 100 kHz w układzie T_2 i R_2 . Pierwsze rysy występowały przy obciążeniu $P = 12 \div 14$ kN, natomiast wyczerpanie nośności na skutek uplastycznienia zbrojenia rozciąganego i zmiażdżenia strefy ściskanej, przy praktycznie takim samym obciążeniu $P = 23,3 \div 24,3$ kN (średnio $P = 23,7$ kN).

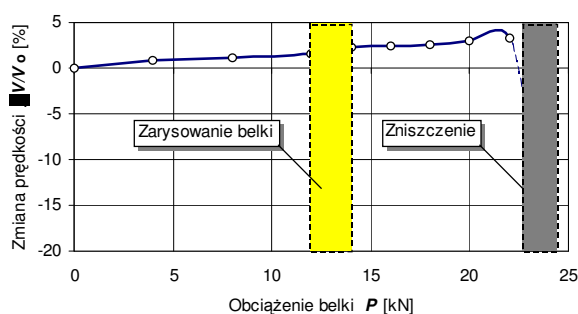
Nomogramy rejestracji amplitudowo-czasowych odbieranych impulsów ultradźwiękowych, wykonane dla wszystkich belek są podobne, a wspólną ich cechą jest przemieszczanie się całych impulsów w stronę krótszych czasów, co

ilustruje rys. 6. Oznacza to narastanie prędkości fali wraz ze wzrostem obciążenia belki, a tym samym w miarę zwiększania naprężeń ściskających w betonie (rys. 7). Przyrost prędkości jest proporcjonalny do obciążenia aż do siły poprzedzającej wyczerpanie nośności belki ($P = 22 \text{ kN}$), osiągając maksymalną wartość $\Delta V/V_0 = 3,3\%$. Całkowite uplastycznienie betonu (zmiażdżenie) w stanie zniszczenia belki powoduje gwałtowny spadek prędkości fali, dochodzący do około 20%. Rozrzuty zmian prędkości fali $\Delta V/V_0$ we wszystkich badanych belkach są nieznaczne i w całym zakresie badań nie przekraczają $\pm 1,0\%$.



Rys. 6. Wybrane rejestracje odbieranych impulsów w ściskanej strefie belki

Fig. 6. Selected records of received impulses in the compressed zone of the beam

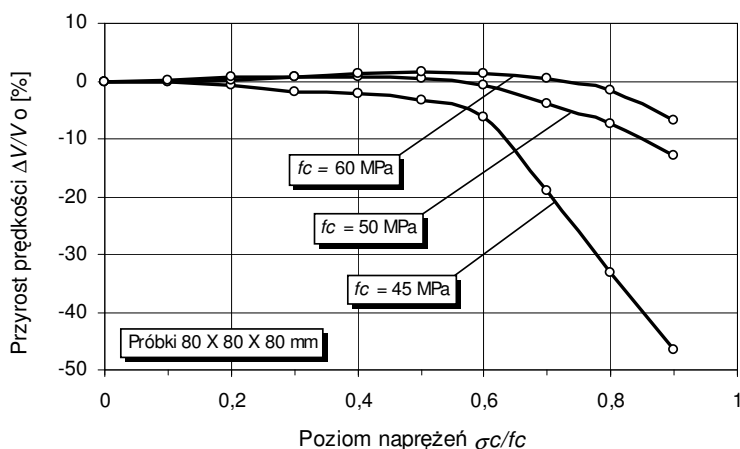


Rys. 7. Zmiany prędkości fali w ściskanej strefie belki przy narastającym obciążeniu

Fig. 7. Variations in wave velocity in the compressed zone of the beam at increasing load

Badania ultradźwiękowe w kierunku prostopadłym do naprężeń ściskających wykonywano na próbkach kostkowych $80 \times 80 \times 80 \text{ mm}$ wyciętych z belek. W odróżnieniu do badań wykonywanych na belkach, zastosowano tu sinusoidalny

tryb pracy miernika UMT-1 w impulsach 8-okresowych, licząc na możliwość pomiarów tłumienia fal. Rejestracje amplitudowo-czasowe tych impulsów w zakresie $0 \div 0,8 f_c$ i częściowo na poziomie naprężeń $\sigma_c = 0,9 f_c$ charakteryzowały się zbyt dużymi deformacjami, by wykonać dostatecznie dokładne pomiary tłumienia fal. W tej sytuacji ograniczono się jedynie do analizy prędkości fali, która także zmieniała się w różny sposób, zależnie od wytrzymałości betonu (rys. 8).



Rys. 8. Zmiany prędkości fali przy narastających naprężeniach ściskających w próbkach betonowych

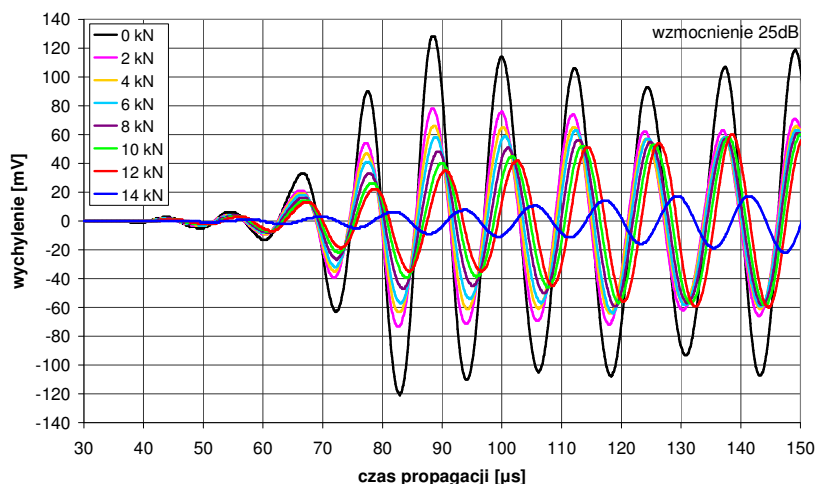
Fig. 8. Variations in wave velocity in concrete test pieces at increasing compressive stresses

W próbkach o wysokiej wytrzymałości $f_c = 60$ MPa obserwowano równomierny wzrost prędkości fali do wartości $\Delta V/V_0 \approx 1,5\%$ na poziomie naprężeń $\sigma_c/f_c = 0,5$, natomiast przy dalszym zwiększaniu naprężeń prędkość fali malała. W próbkach z betonu o niższej wytrzymałości obserwowano zmniejszanie prędkości fali rozpoczynające się już na poziomie naprężeń $\sigma_c/f_c = 0,2$, a następnie zdecydowany spadek prędkości powyżej poziomu naprężeń $\sigma_c/f_c = 0,6$.

5. Badania ultradźwiękowe betonu w zbrojonej strefie rozciąganej

Impulsy ultradźwiękowe transmitowane z głowicy T_1 i odbierane przez głowicę R_1 oraz rejestrowane przy narastającym obciążeniu belki, charakteryzowały się systematycznie malejącymi amplitudami. Wynika to przede wszystkim z osłabienia sprzężenia akustycznego głowic z betonem w czasie badań i dlatego nie pozwala na śledzenie wpływu naprężeń na tłumienie fal. Ułatwia natomiast wizualne porównanie rejestracji odbieranych impulsów w różnych fazach wyężenia przekroju zginanego w belce bez potrzeby korygowania ich amplitud.

Przykład monitoringu ultradźwiękowego jednej z badanych belek, przedstawiony na rys. 9, obejmuje tylko fazę poprzedzającą zarysowanie betonu. Chwilowa wartość modułu sprężystości zmniejsza się stosownie do poziomu naprężeń i związanego z tym nasilenia mikrorys. Do chwili zarysowania obserwuje się systematyczne opóźnienia czasowe wszystkich amplitud, a więc całego odbieranego impulsu. Równocześnie oznacza to nieznaczne zmniejszanie się prędkości fali w strefie rozciąganej.

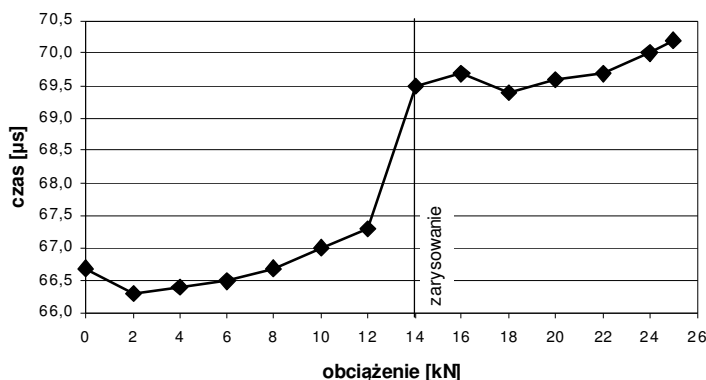


Rys. 9. Rejestracje odbieranych impulsów w rozciąganej strefie belki od stanu nieobciążonego, do chwili zarysowania przy obciążeniu siłą $P = 14$ kN

Fig. 9. Records of received impulses in the tensioned zone of the beam at increasing load from no-load up to $P = 14$ kN when a cracking occurs

Badania kostek betonu wyciętych z tej belki wykazały wytrzymałość gwarantowaną na ściskanie $f_{c,cube}^G = 42,3$ MPa i na tej podstawie przyjęto średnią wytrzymałość betonu na rozciąganie $f_{cm} = 3,1$ MPa oraz moduł sprężystości $E_{cm} = 33,3$ GPa. Przy wskaźniku wytrzymałości przekroju sprowadzonego belki dla strefy rozciąganej $W_{cp} = 585,4$ cm³, moment rysujący $M_{cr} = 3,63$ kNm powinien wystąpić przy obciążeniu $P = 14,53$ kN. W rzeczywistości rysa pojawiła się wcześniej (przy obciążeniu nieco mniejszym niż 14 kN), co wyraźnie uwidoczniło się zmniejszeniem amplitudy i przesunięciem czasowym odbieranego impulsu (rys. 9 i 10). Jest to wynik rejestracji odbieranego impulsu fali ugiętej na krawędzi rysy, oprócz wcześniejszego odbioru fali przechodzącej przez rysę wzdłuż zbrojenia.

Zapis amplitudowo-czasowy impulsu po zarysowaniu belki umożliwia określenie zasięgu rysy w głębi betonu bez potrzeby pomiaru optycznego, co w niektórych sytuacjach może być korzystne. Metodyka takich pomiarów, przedstawiona w pracach [2 i 4], polega na odfiltrowaniu zakłócenia spowodowanego przejściem fali przez rysę wzdłuż zbrojenia oraz na wykorzystaniu podstawowych zależności geometrycznych trójkąta lub elipsy do określenia drogi fali ugiętej.



Rys. 10. Czas zarejestrowania wybranej (trzeciej) amplitudy impulsu w zależności od obciążenia belki

Fig. 10. Recording time of the selected (third) impulse amplitude vs. beam load

Zwiększanie obciążenia belki po zarysowaniu powoduje dalsze deformacje impulsu ultradźwiękowego, wskazujące na rozszerzanie się widma częstotliwości. Może to być związane z osiągnięciem naprężeń krytycznych σ_{cr} w betonie i niestabilnym rozwojem mikrorys w strefie ściskanej [3].

6. Podsumowanie

Każde badanie ultradźwiękowe betonu, mające na celu identyfikację jego właściwości mechanicznych, musi być pozbawione wpływów zakłócających propagację fal lub też musi być wykonywane w ściśle określonych warunkach, w których czynniki zakłócające są zminimalizowane i jednakowe we wszystkich pomiarach. W badaniach ultradźwiękowych małych elementów, gdzie można spodziewać się segregacji składników betonu, a także w celu uniknięcia wpływu efektu ściennego, korzystne jest wykonywanie pomiarów w środkowej strefie przekroju.

W konstrukcji żelbetowej zbrojenie jest liniowym elementem nieciągłości ośrodka propagacji fal ultradźwiękowych, o zdecydowanie innych właściwościach akustycznych niż beton. Powoduje ono zmianę parametrów propagacji fal, a zwłaszcza prędkości w bezpośrednim jego otoczeniu. Jest to niekorzystne ze względu na badanie betonu, ale też może stanowić informację o usytuowaniu elementów zbrojenia w konstrukcji, a także wskazywać w przybliżeniu ich średnice.

Naprężenia w betonie poniżej poziomu σ_{cr} , przy których zaczyna się niestabilny rozwój mikrorys, poprzedzający zniszczenie przez ściskanie lub osiągnięcie wytrzymałości na rozciąganie, wpływa na prędkość fal ultradźwiękowych, ale też zależy od kierunku badania oraz kierunku i rodzaju naprężeń. Naprężenia rozciągające powodują zmniejszenie prędkości fali do 1,5%, natomiast naprężenia ściskające wpływają na prędkość odwrotnie. W kierunku zgodnym z naprężeniami prędkość

wzrasta do około 3,5%, natomiast w kierunku prostopadłym prędkość fali może ulec znacznemu zmniejszeniu, zależnie od rodzaju betonu.

W przyszłości rozwój techniki pomiarowej może doprowadzić do szeroko pojętej ultrasonografii konstrukcji żelbetowych w zakresie identyfikacji zbrojenia i stanu jej zarysowania. Teoretycznie jest to możliwe już teraz poprzez wykorzystanie poznanych zakłóceń swobodnej propagacji fal ultradźwiękowych w betonie przez elementy jego nieciągłości w postaci zbrojenia stalowego i ekranów odbijających fale, np. zarysowań.

Literatura

- [1] **Stawiski B.:** Ultradźwiękowe badania betonów i zapraw głowicami punktowymi. Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Prace Naukowe Instytutu Budownictwa, nr 92, Monografie, nr 39, Wrocław 2009.
- [2] **Kaszyński J.:** Ultradźwiękowe badania betonu z uwzględnieniem strefy zbrojenia i zarysowania. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej nr 575. Katedra Konstrukcji Żelbetowych i Technologii Betonu, nr 2, Szczecin 2003.
- [3] **Hoła J.:** Naprężenia inicjujące i krytyczne, a destrukcja naprężeniowa w betonie ściskany. Politechnika Wrocławska. Prace Naukowe Instytutu Budownictwa, nr 76, Monografie, nr 33, Wrocław 2000.
- [4] **Kaszyński J.:** Badania ultradźwiękowe betonu przy zwiększających się naprężeniach. Inżynieria i Budownictwo, nr 5/2007, s. 270-272.

FACTORS INTERFERING WITH PROPAGATION OF ULTRASONIC WAVES IN CONCRETE

Summary

Laboratory tests aimed at concrete identification by means of ultrasonic waves are performed on elements of small dimensions, geometric constraints of which and possible components segregation in which, present factors interfering with propagation of waves. The least interferences occur in the middle zones where comparable test results may be obtained. The propagation of ultrasonic waves in reinforced concrete constructions under test may be interfered by the reinforcement, crackings in the concrete and also by a high level of stresses. Investigating the character of these interferences will improve the ultrasonography of reinforced concrete constructions.

