

AUTOREFERAT
AUTHOR'S REVIEW

AUTOREFERAT

OPIS DZIAŁALNOŚCI NAUKOWEJ, DYDAKTYCZNEJ I ORGANIZACYJNEJ W NAUCE

dr inż. Janusz Hołowaty

SZCZECIN, styczeń 2014 r.

1. **Imię i nazwisko:** Janusz HOŁOWATY

2. Posiadane dyplomy, stopnie naukowe oraz inne studia i uprawnienia

- a) technik budowlany w specjalności drogi i mosty kołowe, Technikum Budowlane im. K. Wielkiego w Szczecinie, 1976 r.
- b) mgr inż. budownictwa lądowego w specjalności drogi i ulice, Politechnika Szczecińska, Wydział Budownictwa i Architektury, praca dyplomowa „Projekt wiaduktu kolejowego o minimalnej wysokości konstrukcyjnej”, 1981 r.
- c) dr inż. nauk technicznych w dyscyplinie budownictwo – Politechnika Wroclawska, Instytut Inżynierii Lądowej, praca doktorska „Wpływy reologiczne w ciągłych wieloprzęsłowych obiektach mostowych wykonywanych odcinkami”, 1995 r.

ponadto:

- d) egzamin resortowy z j. angielskiego MNiSzW, Warszawa 1986 r.
- e) studia podyplomowe : Komputerowe Wspomaganie Projektowania Mostów, Politechnika Wroclawska, Instytut Inżynierii Lądowej, 1990 r.
- f) studia podyplomowe : Metody Komputerowe w Mechanice Konstrukcji, Politechnika Szczecińska, Wydział Techniki Morskiej, 1991 r.
- g) staż naukowy, Petersburski Instytut Inżynierów Komunikacji, Katedra Mostów, grudzień 1991 r.
- h) uprawnienia budowlane Nr 131/Sz/94 w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej w zakresie mostów, 1994 r.
- i) uprawnienia rzeczoznawcy budowlanego Lp. 48/Rz/94 w specjalności konstrukcyjno-inżynierskiej w zakresie projektowania mostów, 1994 r.

3. Informacja o zatrudnieniu

- 1981 – 1996 praca na stanowisku asystenta, starszego asystenta i wykładowcy w Zakładzie Budowy Mostów i Kolei, Politechnika Szczecińska
- 1992 - 1993 praca na stanowisku zastępcy kierownika budowy w Przedsiębiorstwie Budowy Tras Komunikacyjnych “Trakt” w Szczecinie
- 1993 - 1995 praca na stanowisku starszego asystenta i projektanta w Zespole Mostów, Biuro Projektów Kolejowych w Szczecinie
- 1996 - 1997 praca na stanowisku adiunkta w Zakładzie Budowy Mostów i Kolei, Politechnika Szczecińska
- 1997 - 2014 praca na stanowisku adiunkta w Zakładzie Dróg i Mostów, Politechnika Szczecińska (od 1.01.09 r. Zachodniopomorski Uniwersytet Technologiczny w Szczecinie)
- 1996 – 2014 właściciel i projektant, Pracownia Projektowa Dróg i Mostów w Szczecinie

4. Wskazanie osiągnięcia wynikającego z art. 16 ust.2 ustawy z dnia 14 marca 2003 r. o stopniach naukowych i tytule naukowym oraz o stopniach i tytule w zakresie sztuki (Dz. U. nr 65, poz. 595 ze zm.)

Osiągnięciem naukowym wynikającym z w/w ustawy jest cykl publikacji na temat:

Ocena zachowania się mostów w czasie

Cykl jednotematycznych publikacji składa się z osiemnastu artykułów w czasopismach z listy JCR, w czasopismach zagranicznych i recenzowanych czasopismach krajowych. Artykuły w czasopismach są uzupełnione czternastoma artykułami opublikowanymi i wygłoszonymi na konferencjach zagranicznych i międzynarodowych oraz dwunastoma artykułami w specjalistycznych czasopismach krajowych i dwudziestoma sześcioma artykułami opublikowanymi i wygłoszonymi na konferencjach krajowych.

a) spis publikacji stanowiących osiągnięcie naukowe, które stanowią podstawę wniosku do przeprowadzenia postępowania habilitacyjnego

- artykuły w czasopismach z listy Journal Citation Report

1. **J. Hołowaty, *Live Load Distribution for Assessment of Highway Bridges in American and European Codes* (Rozdział obciążeń ruchomych w amerykańskich i europejskich normach w ocenie mostów drogowych).** Structural Engineering International, SEI Volume 22, Number 4, November 2012. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Szwajcaria: 574-578, udział własny: 100% (sto procent)
2. **J. Hołowaty, *Removing Weak Spots from Polish Railways* (Usuwanie słabych miejsc z polskich linii kolejowych).** Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 1, February 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Szwajcaria: 85-88, udział własny: 100% (sto procent)
3. **J. Hołowaty, *Carbon fibre composites in retrofitting of RC highway bridge* (Kompozyty z włókien węglowych we wzmocnieniu żelbetowego wiaduktu drogowego).** Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 3, August 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Szwajcaria: 323-326, udział własny: 100% (sto procent)
4. **J. Hołowaty, B. Wichtowski, *Properties of structural steel in early railway bridges* (Właściwości stali konstrukcyjnych wczesnych mostów kolejowych).** Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 4 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Szwajcaria: 512-518, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)

- artykuły w czasopismach zagranicznych (angielskojęzycznych recenzowanych)

5. **J. Hołowaty, *Poland's only movable railway bridge still in use* (Jedyny kolejowy most zwodzony w Polsce jest ciągle czynny).** Bridge Engineering, Volume 164, Issue BE3 September 2011. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Wielka Brytania: 115-12, udział własny: 100% (sto procent)

- artykuły w recenzowanych czasopiśmie krajowych

6. **J. Hołowaty**, J. Biliszczyk, *Redystrybucja momentów zginających w ciągłych mostach betonowych wykonywanych odcinkami*, Inżynieria i Budownictwo 1996 nr 5: 292-296, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
7. **J. Hołowaty**, Cz. Machelski, *Efekty osiadania łożysk w ukośnym przęśle wiaduktu kolejowego*, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów nr 1-2/1997: 39-47, udział własny: 90% (dziewięćdziesiąt procent)
8. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości stali w najstarszych spawanych mostach kolejowych w Polsce w świetle badań*. Inżynieria i Budownictwo 2009 nr 5: 263-267, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
9. **J. Hołowaty**, *Europejskie stale konstrukcyjne w obiektach mostowych*. Inżynieria i Budownictwo 2009 nr 5: 258-262, udział własny: 100% (sto procent)
10. J. Biliszczyk, **J. Hołowaty**, *Po katastrofie mostu o rekordowej rozpiętości przęsła z betonu sprężonego w Palau*. Inżynieria i Budownictwo 2010 nr 9: 489-493, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
11. **J. Hołowaty**, *Numeryczny sposób rozdziału obciążeń ruchomych w mostach drogowych*. Drogi i Mosty nr 4/2010: 29-46, udział własny: 100% (sto procent)
12. **J. Hołowaty**, *Przebudowa mostu kolejowego z zastosowaniem prefabrykatów przepustów drogowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 5, 2011: 279-281, udział własny: 100% (sto procent)
13. **J. Hołowaty**, *Technologie betonowania wiaduktów zespolonych węzła „Prymasa Tysiąclecia” drogi ekspresowej S8 w Warszawie*. Inżynieria i Budownictwo nr 6, 2012: 303-307, udział własny: 100% (sto procent)
14. **J. Hołowaty**, *Prefabrykaty przęsła z dźwigarów stalowych obetonowanych w przebudowie wiaduktu kolejowego*. Inżynieria i Budownictwo nr 4, 2013: 205-207, udział własny: 100% (sto procent)
15. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Analiza właściwości materiałowych i spawalności stali zlewnej mostów kolejowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 5, 2013: 247-251, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
16. **J. Hołowaty**, *Porównanie pełzania betonu cementowego w ujęciu normy mostowej i Eurokodu 2*. Inżynieria i Budownictwo nr 6, 2013: 338-342, udział własny: 100% (sto procent)
17. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *O stanie technicznym najstarszego wiaduktu drogowego w Polsce ze stali zlewnej*. Inżynieria i Budownictwo nr 7/8, 2013: 404-407, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
18. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Badania udarnośćowe stali zlewnej mostów kolejowych*. Inżynieria i Budownictwo nr 1, 2014: 28-31, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)

- artykuły na konferencjach zagranicznych i międzynarodowych (opublikowane i wygłoszone)

19. **J. Hołowaty**, *Comparison of Load Distribution for Assessment of Highway Bridges in American and European Codes* (Porównanie metod rozdziału obciążeń dla oceny nośności mostów drogowych w normach amerykańskich i europejskich). Proceedings of the Joint IABSE - fib Conference on "Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice". Cavtat, Dubrovnik-Neretva County, Croatia May 3-5, 2010, Chorwacja, udział własny: 100% (sto procent)

20. **J. Hołowaty**, *Numerical method for live load distribution in road bridges* (*Numeryczna metoda rozdziału obciążeń ruchomych w mostach drogowych*). Proceedings of the Fourth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation. 6-8 September 2010, Cape Town, South Africa. Republika Południowej Afryki, udział własny: 100% (sto procent)
21. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *An analysis of the properties of structural steel in a railway bridge with 123 years' service life* (*Analiza właściwości stali konstrukcyjnej mostu kolejowego po 123 latach eksploatacji*). XII International Conference on "Metal Structures – Wrocław 2011". Wrocław, 15-17 June 2011, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
22. **J. Hołowaty**, *Application of Advanced Composites in Strengthening and Retrofitting of an Existing RC Bridge* (*Zastosowanie zaawansowanych kompozytów we wzmocnieniu i przebudowie wiaduktu żelbetowego*). IABSE Conference Sharm El Sheikh 2012 – Global Thinking in Structural Engineering: Recent Achievements, Sharm El-Sheikh, Egypt, May 7-9, 2012, Egipt, udział własny: 100% (sto procent)
23. **J. Hołowaty**, *Widening and Upgrading of a RC Slab Bridge for Improved Sustainability* (*Poszerzenie i podniesienie parametrów eksploatacyjnych żelbetowego mostu płytowego w poprawie zrównoważonego rozwoju*). Proceedings of fib Symposium STOKHOLM 2012 "Concrete Structures for Sustainable Community". Stockholm, Sweden, 11-14 June, 2012, Szwecja, udział własny: 100% (sto procent)
24. **J. Hołowaty**, *Technology of Concrete Placement in Bridge Decks for S5/S10 Expressway Extension* (*Technologia betonowania ustrojów nośnych mostów na rozbudowywanej drodze ekspresowej S5/S10*). Proceedings of fib Symposium Tel-Aviv 2013 "Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction". Tel-Aviv, Israel, 22-24 April, 2013, Israel, udział własny: 100% (sto procent)
25. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Testing the Properties of Structural Cast Steel (Flußstahl) in Old Railway Bridges* (*Badanie właściwości stali zlewnej starych mostów kolejowych*). IABSE Conference Rotterdam 2013 – Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure, Rotterdam, The Netherlands, May 6-7, 2013, Holandia, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
26. **J. Hołowaty**, *Removing Weak Spots from Railway Lines*. (*Usuwanie słabych miejsc z linii kolejowych*). IABSE Conference Rotterdam 2013 – Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure, Rotterdam, The Netherlands, May 6-7, 2013, Holandia, udział własny: 100% (sto procent)
27. **J. Hołowaty**, *Adapting a historic truss viaduct to modern requirements* (*Adaptacja historycznego wiaduktu drogowego o konstrukcji kratowej do współczesnych wymagań*). ICOSA 2013 Second International Conference – Structures and Architecture: Concepts, Applications and Challenges. Guimaraes, Portugal, July 24-26, 2013, Portugalia, udział własny: 100% (sto procent)
28. **J. Hołowaty**, *Usability of numerical models for live load distribution in composite slab bridge deck* (*Przydatność modeli numerycznych do rozdziału obciążeń ruchomych w zespolonym płytowym prześle mostowym*). 20th International Conference on Computer Methods in Mechanics – CMM 2013. Poznań, Poland, August 27-31, 2013, udział własny: 100% (sto procent)
29. **J. Hołowaty**, *Comparison of Eurocode 2 and Polish bridge standards for creep and shrinkage of concrete – necessity for implementation* (*Porównanie pelzania i skurczu betonu*

wg Eurokodu 2 i polskich norm mostowych – potrzeba zastosowania). CCC 2013 – Central European Congress on Concrete Engineering – Concrete Structures in Urban Areas. Wrocław, Poland, September 4-6, 2013, udział własny: 100% (sto procent)

30. **J. Hołowaty, *Refurbishment of solid slab bridge over the Drawa River (Wzmocnienie mostu płytowego nad rzeką Drawą)***. CCC 2013 – Central European Congress on Concrete Engineering – Concrete Structures in Urban Areas. Wrocław, Poland, September 4-6, 2013, udział własny: 100% (sto procent)
31. **J. Hołowaty, *Investigation of fastening failure in tram track structure on a bridge over the Vistula River (Badanie uszkodzeń elementów zamocowania nawierzchni tramwajowej mostu nad Wisłą)***. 36th IABSE Symposium – Long Span Bridges and Roads – Development, Design and Implementation, Kolkata, India, September 24-27, 2013, Indie, udział własny: 100% (sto procent)
32. **J. Hołowaty, *Widening and Strengthening of a Two-Span Arch Bridge (Poszerzenie i wzmocnienie dwuprzęsłowego mostu łukowego)***. Arch 2013 – 7th International Conference on Arch bridges. Trogir - Split, Croatia, October 2-4, 2013, Chorwacja, udział własny: 100% (sto procent)

- artykuły w specjalistycznych czasopismach krajowych

33. **J. Hołowaty, *Koncepcje przystosowania istniejących mostów do przeprowadzenia ścieżek rowerowych***. Mosty nr 2/2009, udział własny: 100% (sto procent)
34. **J. Hołowaty, *Konstrukcje zintegrowane jako element zwiększania trwałości obiektów mostowych***. Mosty nr 1/2010, udział własny: 100% (sto procent)
35. **J. Hołowaty, *Wzmocnienie belek żelbetowych wiaduktu drogowego taśmami i kształtkami z włókien węglowych***. Mosty nr 3/2010, udział własny: 100% (sto procent)
36. **J. Hołowaty, *Płyty przejściowe w mostach zintegrowanych***. Obiekty Inżynierskie nr 3/2010, udział własny: 100% (sto procent)
37. **J. Hołowaty, *Uprozczone metody rozdziału poprzecznego obciążeń w mostach drogowych***. Mosty nr 4/2010, udział własny: 100% (sto procent)
38. **J. Hołowaty, *Sposób oceny rezerw nośności mostów dźwigarowych***. Mosty nr 1/2011, udział własny: 100% (sto procent)
39. **J. Hołowaty, G. Zimny, *Projekt i budowa małego mostu żelbetowego bez dylatacji w nawierzchni***. Mosty nr 3/2011, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
40. **J. Hołowaty, *Naprawa i wzmocnienie przęsła z belek „Wągrowiec” poprzez uciąglenie z przyczółkami***. Mosty nr 5/2011, udział własny: 100% (sto procent)
41. **J. Hołowaty, B. Wichtowski, *Ocena właściwości stali mostów na modernizowanych regionalnych liniach kolejowych województwa zachodniopomorskiego***. Mosty nr 2/2012, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
42. **J. Hołowaty, *Naprawa skorodowanych pasów w kolejowym moście blachownicowym***. Mosty nr 1/2013, udział własny: 100% (sto procent)
43. **J. Hołowaty, B. Wichtowski, *Badania belek stalowych z rozebranego mostu kolejowego w celu ich powtórnego wykorzystania***. Mosty nr 4/2013, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
44. **J. Hołowaty, *Porównanie pelzania i skurczu betonu konstrukcyjnego w mostach – potrzeba wprowadzenia Eurokodów***. Mosty nr 1/2014, udział własny: 100% (sto procent)

- artykuły na konferencjach i seminariach krajowych (opublikowane i wygłoszone)

45. **J. Hołowaty**, *Identification of transversal behaviour of composite bridge deck* (Identyfikacja zachowania się mostu zespolonego w kierunku poprzecznym) XIII Polish Conference on Computer Methods in Mechanics. Poznań, 5-8 May 1997, udział własny: 100% (sto procent)
46. **J. Hołowaty**, *O możliwości zwiększenia trwałości małych mostów na etapie projektowania*. V Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy projektowania, budowy oraz utrzymania mostów małych i średnich rozpiętości”. Wrocław, 2-3 grudnia 2004 r., udział własny: 100% (sto procent)
47. **J. Hołowaty**, *Koncepcje przystosowania istniejących mostów do przeprowadzenia ścieżek rowerowych*. V Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 5-6 listopada 2008 r., udział własny: 100% (sto procent)
48. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości stali w spawanych mostach kolejowych po 70 latach eksploatacji*. V Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 5-6 listopada 2008 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
49. **J. Hołowaty**, *Wzmocnienie pomostu zespolonego poprzez wymianę płyty żelbetowej*. Konferencja Naukowa: Zespolone Konstrukcje Mostowe. Kraków, 13-15.05.2009 r., udział własny: 100% (sto procent)
50. **J. Hołowaty**, *Zalecane rozwiązania płyt przejściowych w mostach zintegrowanych*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Obiekty mostowe na autostradach i drogach ekspresowych. Wrocław, 26-27 listopada 2009 r., udział własny: 100% (sto procent)
51. **J. Hołowaty**, *Naprawa przęsa z belek prefabrykowanych poprzez uciąglenie*. II Międzynarodowa Konferencja Mostowa im. Rudolfa Modrzejewskiego: Mosty. Tradycja i Nowoczesność. Bydgoszcz, 19-21 maja 2010 r., udział własny: 100% (sto procent)
52. **J. Hołowaty**, *Most Cłowy ma nowe gzymsy*. II Międzynarodowa Konferencja Mostowa im. Rudolfa Modrzejewskiego: Mosty. Tradycja i Nowoczesność. Bydgoszcz, 19-21 maja 2010 r., udział własny: 100% (sto procent)
53. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Ocena spawalności i szacowanie właściwości mechanicznych stali zlewnej dwóch mostów kolejowych*. II symposium naukowo-techniczne „Eksploatacja, utrzymanie budynków i obiektów budowlanych”. Zeszyty Naukowe. Serii Budownictwo, Zeszyt nr 2. Kielce, 18-19 październik 2010 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
54. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Analiza stali starych mostów kolejowych według badań twardości i składu chemicznego*. Konferencja Naukowo-Techniczna "Awarie Budowlane. Zapobieganie – Diagnostyka – Naprawy – Rekonstrukcje". Szczecin-Międzyzdroje, 24-27 maja 2011, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
55. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Szacowanie właściwości mechanicznych i spawalności stali mostów kolejowych oddanych do eksploatacji w roku 1875*. III symposium naukowo-techniczne „Eksploatacja, utrzymanie budynków i obiektów budowlanych”. Zeszyty Naukowe. Serii Budownictwo, Zeszyt nr 3. Kielce, 17 październik 2011 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
56. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Badanie właściwości stali mostów na modernizowanych regionalnych liniach kolejowych województwa zachodniopomorskiego*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Aktualne realizacje mostowe. Wrocław, 24-25 listopada 2011 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)

57. **J. Hołowaty**, D. Jurkowski, G. Zimny, *Projekt modernizacji kładki dla pieszych na stacji Krzyż*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Aktualne realizacje mostowe. Wrocław, 24-25 listopada 2011 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
58. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości i spawalność stali ze starych mostów kolejowych w świetle badań*. XVIII Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 22-24 maja 2012 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
59. **J. Hołowaty**, *Pelzanie betonu w normie mostowej i Eurokodzie 2*. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 24-25 maja 2012 r., udział własny: 100% (sto procent)
60. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Stan techniczny stalowego wiaduktu drogowego z 1857 roku w świetle badań*. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 24-25 maja 2012 r., udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
61. **J. Hołowaty**, *Poszerzenie i wzmocnienie żelbetowego mostu płytowego w aspekcie zrównoważonego rozwoju*. Konferencja: Dni betonu. Tradycja i nowoczesność. Wisła, 8-10 października 2012, udział własny: 100% (sto procent)
62. **J. Hołowaty**, *Współczesne modele pelzania betonu cementowego*. Konferencja: Dni betonu. Tradycja i nowoczesność. Wisła, 8-10 października 2012, udział własny: 100% (sto procent)
63. **J. Hołowaty**, *Materiały kompozytowe w wiadukcie żelbetowym po 12 latach eksploatacji*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012 r., udział własny: 100% (sto procent)
64. **J. Hołowaty**, *Uszkodzenia korozyjne pasów i ich naprawa w blachownicowym moście kolejowym*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012 r., udział własny: 100% (sto procent)
65. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Możliwość powtórnego wykorzystania belek stalowych ze zdemontowanego mostu w świetle badań*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012 r., udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
66. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Aspekty projektowo-wykonawcze związane z remontem blachowniczego mostu kolejowego*. XIX Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 4-6 czerwca 2013, udział własny: 80% (osiemdziesiąt procent)
67. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Udarność stali zlewnej starych mostów kolejowych*. XIX Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 4-6 czerwca 2013, udział własny: 50% (pięćdziesiąt procent)
68. **J. Hołowaty**, *Uszkodzenia bezpodsypkowej nawierzchni tramwajowej Mostu Śląsko-Dąbrowskiego*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013 r., udział własny: 100% (sto procent)
69. **J. Hołowaty**, *Wzmocnienie i poszerzenie mostu drogowego w Drawsku Pomorskim*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013 r., udział własny: 100% (sto procent)
70. **J. Hołowaty**, *Pelzanie i skurcz betonu w konstrukcjach mostowych – potrzeba wprowadzenia Eurokodów*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013 r., udział własny: 100% (sto procent)

- b) Omówienie celu naukowego w/w prac i osiągniętych wyników wraz z omówieniem ich wykorzystania

I. Wprowadzenie

Podstawowe materiały konstrukcyjne stosowane w obiektach mostowych, jak stal i beton, ulegają starzeniu, korozji, uszkodzeniom i zniszczeniu, a konstrukcje obiektów lub same obiekty ulegają starzeniu funkcjonalnemu. Parametry materiałów konstrukcyjnych podlegają zmianom w czasie, w betonie występują opóźnione odkształcenia w czasie wywołane skurczem i pęczaniem betonu, w stali sprężającej występuje relaksacja naprężeń. Starzejąc się beton i stal twardnieją w różnym stopniu i zmieniają swoje właściwości. Na materiały oddziałuje otaczające środowisko powodując karbonatyzację betonu oraz korozję zarówno betonu jak i stali. Niektóre pierwotne parametry materiałów ulegają zmianie w okresie eksploatacji w wyniku naturalnego starzenia, jak i w wyniku oddziaływania otaczającego środowiska i występujących obciążeń. Pierwotne parametry materiałów konstrukcyjnych zależą od zastosowanych składników do ich wytwarzania, jak i metod produkcji. Zarówno dla stali, jak i betonu stosowane składniki ulegają zmianie i modyfikacji, a metody produkcji ciągle ewoluują. Powoduje to, że materiały konstrukcyjne wytworzone dawniej mają inne parametry i właściwości niż materiały stosowane obecnie. Metody produkcji i stosowane dodatki, zmieniające się na przestrzeni czasu, powodują mimo ogólnych podobieństw, że poszczególne materiały mają inne parametry początkowe, a ich właściwości zmieniają się w czasie.

Obecnie znajduje się w eksploatacji wiele obiektów mostowych, stalowych lub żelbetowych, zbudowanych w drugiej połowie XIX wieku lub na początku XX wieku. Większość stalowych mostów na liniach kolejowych zbudowano w drugiej połowie XIX i znacząca ich część jest ciągle w eksploatacji. Zastosowano w mostach stale lub betony konstrukcyjne z tamtych okresów, zgodnie z warunkami stosowania i poziomem wiedzy z tamtych lat. Ich aktualne parametry odzwierciedlają stan techniki i technologii z okresu budowy i wieloletni okres eksploatacji w często zmiennych warunkach. Część obiektów posiada uszkodzenia korozyjne, a część zachowała się w dość dobrym stanie. Wszystkie materiały konstrukcyjne takich obiektów zestarzały się strukturalnie, a część obiektów zestarzała się również funkcjonalnie. Ocena aktualnych parametrów takich mostów jest niezbędna do oceny dalszej ich przydatności użytkowej i możliwości zachowania w eksploatacji.

Z drugiej strony, współczesne mosty budowane są na planowany okres eksploatacji i w części obiektów już na etapie projektowania należy uwzględnić zmianę parametrów mechanicznych i odkształcalności materiałów konstrukcyjnych w okresie eksploatacji do ich poprawnej i bezpiecznej eksploatacji w przyszłości. Skurcz i pęczanie betonu są czynnikami wpływającymi na stopniową zmianę odkształceń i naprężeń w mostach betonowych. Wpływ na nie ma bardzo wiele parametrów, co wpływa na dokładność szacowania odkształceń skurczu i pęczania betonu. Choć opracowano wiele modeli betonu do opisu zależnych od czasu jego właściwości, ewolucja technologii cementów i betonów, wprowadzanie nowych dodatków do betonów oraz wprowadzanie betonów wyższych wytrzymałości i betonów samozagęszczalnych wymaga aktualizowania stosowanych procedur szacowania odkształceń opóźnionych betonów. Współczesne betony cechują się stosowaniem aktualnie produkowanych cementów o wyższych

ciepłach hydratacji i dodatków chemicznych polepszających parametry mieszanki betonowej. Czynniki te wpływają znacząco na uzyskane parametry betonu w okresach wczesnego dojrzewania jak i dalszego twardnienia. Ogólnie obecnie stosowane betony konstrukcyjne charakteryzują się większym skurczem i pęczaniem, jak i potencjalnie większą możliwością zarysowania we wczesnym okresie dojrzewania.

Wpływ otaczającego środowiska, bardzo często agresywnego, i środków do zwalczania śliskości zimowej powoduje występowanie uszkodzeń korozyjnych i zniszczeń elementów konstrukcyjnych mostów. Stopień uszkodzeń korozyjnych elementów mostów może być bardzo zróżnicowany, z reguły im konstrukcja mostu jest starsza, tym uszkodzenia te mogą być większe. Ilość czynników wpływających na możliwość powstawania i potęgowania uszkodzeń korozyjnych jest bardzo duża. W budowie mostów stalowych i betonowych, od początku ich stosowania występują różne ich typy i rozwiązania konstrukcyjne zmieniające się wraz z rozwojem budownictwa mostowego. Stosowanie różnych typów obiektów mostowych podyktowane było aktualnymi możliwościami technologicznymi, jak i względami ekonomicznymi. Różne typy obiektów lub stosowane rozwiązania konstrukcyjne charakteryzowały się różną odpornością korozyjną i wrażliwością na uszkodzenia. Rozpoznanie typów obiektów mostowych, stosowanych w nich materiałów i ocena aktualnych ich parametrów z uwzględnieniem występujących uszkodzeń są niezbędne w planowaniu remontów, modernizacji i wzmocnień.

II. Cel i zakres badań

Celem badań było teoretyczne i doświadczalne rozpoznawanie zachowania się obiektów w czasie budowy, eksploatacji. Badania wykonywano dla rozpoznania teoretycznego i rzeczywistego zachowania się mostów w przewidywanym lub rzeczywistym okresie eksploatacji.

Obiekty mostowe jako konstrukcje, a także ich materiały konstrukcyjne wykazują zmienne w czasie zachowanie. Wiele mostów stalowych, zwłaszcza kolejowych, znacznie przekroczyło już przewidywany dla nich okres eksploatacji (80-100 lat) lub się do niego zbliża, a obiekty są w dalszej eksploatacji. Wiele obiektów żelbetowych także osiąga już prognozowaną dla nich granicę przydatności do eksploatacji. Zachowanie się wielu obiektów mostowych w dobrym stanie jest możliwe dzięki stosowaniu konserwatywnych metod projektowych i przewidywaniu przez ich projektantów występowania uszkodzeń w okresie planowanej eksploatacji.

Współczesne obiekty mostowe cechują się stosowaniem różnorodnych technologii budowy i znacznie wyższym stopniem wykorzystania wytrzymałości materiałów. W niektórych typach obiektów stadia budowy i zastosowane materiały konstrukcyjne mają decydujące znaczenie dla wytrzymałości konstrukcji i jej trwałości w aspekcie uzyskanych efektów ekonomicznych. Zrównoważony i ekonomiczny rozwój społeczeństwa wymaga prawidłowej oceny zachowania się mostów w czasie z uwzględnieniem zastosowanych do nich metod budowy i produkcji materiałów budowlanych oraz zmienności ich parametrów w czasie z uwzględnieniem stopniowej degradacji lub występujących uszkodzeń.

Starzejąca się infrastruktura mostowa i jej pogarszający się stan techniczny, przy braku dostatecznych środków na modernizację i poprawę jej stanu wymaga prawidłowej oceny stopnia

i postępu starzenia się obiektów w perspektywie ich trwałości i bezpieczeństwa. Dotyczy to szczególnie starzenia się i zmiany właściwości materiałów konstrukcyjnych obiektów. Utrzymanie istniejących mostów w ciągłej eksploatacji było tematem serii międzynarodowych projektów naukowo-badawczych, które wymagały odpowiednich badań i analiz, precyzujących charakter i wielkość zmian w długotrwanie eksploatowanym materiale. Wyniki tych projektów są wykorzystywane w pracach nad uregulowaniami krajowymi, w tym między innymi w przygotowanych aktualnie „Wytycznych i procedurach monitorowania obiektów mostowych”, dotyczących metodyki systematycznych obserwacji stanu technicznego obiektów na potrzeby oceny ich trwałości. Włączając się w ten problem, autor przeprowadził badania i prognozowanie właściwości materiałów konstrukcyjnych mostów po i w perspektywie kilkudziesięcioletniej eksploatacji. Wykonane badania umożliwiają rozpoznawanie właściwości materiałów konstrukcyjnych w okresie ich wbudowywania, jak i po wieloletniej eksploatacji.

Wykonane badania miały charakter ogólny lub wycinkowy związane z analizowanymi problemami zachowania się obiektów mostowych w czasie. Procedury ogólne stosowano do oceny odkształceń reologicznych konstrukcji betonowych w perspektywie ich długoletniej eksploatacji z uwzględnieniem wpływu technologii budowy. Badania stali konstrukcyjnej wczesnych mostów wykonywano wycinkowo na podstawie próbek materiałów pobranych z eksploatowanych obiektów. Celem badań stali konstrukcyjnych z wczesnych mostów stalowych była ocena ich parametrów mechanicznych i właściwości plastycznych po okresie wieloletniej eksploatacji. Badania udarności stali zlewnych przeprowadzono w różnych zakresach temperatur na próbkach starzonych naturalnie i normalizowanych do oceny stopnia degradacji materiału.

III. Metody badań

Do oceny zachowania się mostów w czasie stosowano badania teoretyczne oraz doświadczalne badania nieniszczące i niszczące. W badaniach teoretycznych odkształceń opóźnionych betonów konstrukcyjnych stosowano współczesne i konwencjonalne modele betonów (fib MC2010, EC2, ACI, B3, PN-91/S-10042). Analizę odkształceń opóźnionych betonów konstrukcyjnych przeprowadzono z wykorzystaniem własnych programów obliczeniowych. W badaniach odkształcalności betonów zastosowano metodę porównawczą i parametrową.

W ocenie parametrów stali konstrukcyjnych stosowano badania nieniszczące i niszczące na próbkach wyciętych z istniejących mostów. Do oceny składu chemicznego stali stosowano tradycyjną metodę „na mokro” i badania spektrometryczne. Analiza składu chemicznego stali umożliwiła określenie ich gatunku i parametrów spawalności. Badania parametrów mechanicznych i plastycznych stali przeprowadzono w maszynie wytrzymałościowej z ciągłą rejestracją odkształceń i naprężeń, co umożliwiło uzyskanie wykresów σ - ϵ . Wykonane próby rozciągania umożliwiły określenie wytrzymałości obliczeniowych badanych stali. Oceny zachowania się stali w wypadku ewentualnego występowania warunków sprzyjających kruchemu pękaniu spowodowanemu obecnością karbu i odkształceniami o dużej szybkości, przeprowadzono na podstawie prób udarności. W badaniach stosowano próbki Charpy’ego

(KCV) badane w różnych zakresach temperatur. Parametry badanych stali zlewnych porównywano z wymaganiami dla współczesnych stali konstrukcyjnych.

Ocenę ubytków korozyjnych w mostach eksploatowanych przez dłuższy okres wykonywano poprzez pomiar grubości lub zakresu ubytków elementów skorodowanych. Badano próbki wycięte z konstrukcji i elementy w istniejących konstrukcjach. W elementach dostępnych jednostronnie stosowano grubościomierz ultradźwiękowy.

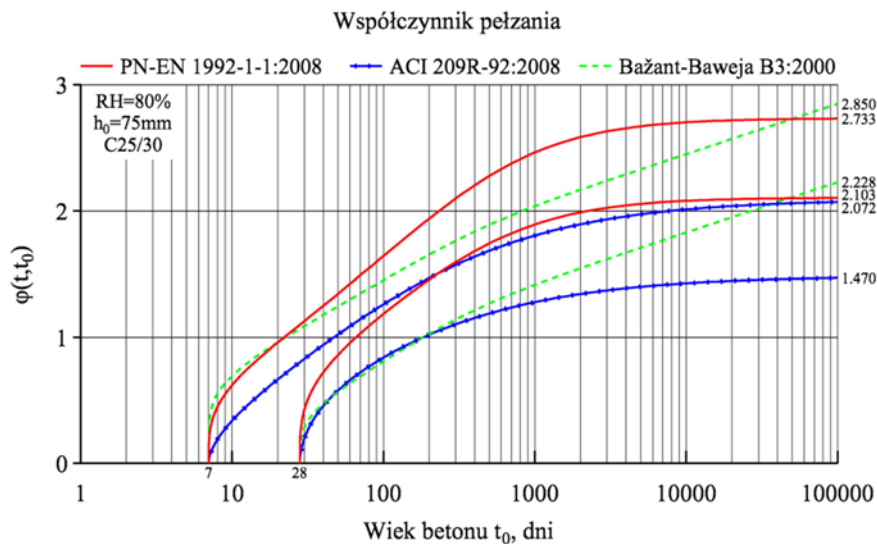
IV. Wyniki badań

- Ocena zachowania się betonów konstrukcyjnych w mostach

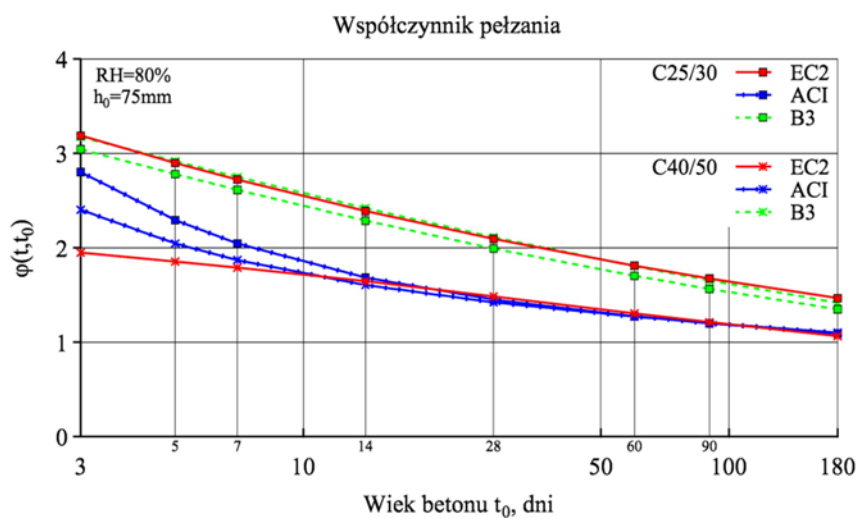
Mosty w okresie planowanej eksploatacji powinny wykazywać wymaganą trwałość i zdolność do przenoszenia występujących obciążeń ruchomych. Odształcenia opóźnione betonu konstrukcyjnego mają duże znaczenie w pewnych typach mostów, w których odształcenia wywołane skurczem i pełzaniem mogą kilkakrotnie przekraczać odształcenia sprężyste występujące w chwili przyłożenia obciążeń. Odształcenia opóźnione betonu są ważne nie tylko w dużych mostach betonowych budowanych metodą wspornikową. Skutki niedoszacowania lub przeszacowania wartości odształceń opóźnionych wpływają głównie na stany graniczne użyteczności mostów. Odształcenia opóźnione betonu są większe w konstrukcjach sprężonych niż żelbetowych. Przewidywanie odształceń opóźnionych betonu jest zawsze związane z dużą ilością zmiennych i niepewnych czynników. Dla prostych, nieskomplikowanych konstrukcji można stosować uproszczone procedury określania odształceń opóźnionych betonu. Projektowanie lub analiza konstrukcji podatnych na wpływy reologiczne wymaga stosowania modeli uwzględniających przebieg odształceń w czasie. Do takich konstrukcji należą m.in. mosty wykonywane metodą „przesło po przesło”. Analiza reologiczna takich mostów była tematem mojej pracy doktorskiej i publikacji z tym związanych opublikowanych po doktoracie.

W ramach moich prac badawczych opracowałem procedury obliczeniowe do analizy wielkości odształceń skurczowych i pełzania dla większości obecnie stosowanych modeli betonu cementowego. Pomimo stosowania różnorodnych parametrów wejściowych do opisu zmiennego w czasie zachowania się betonu, uzyskiwane wyniki odształceń opóźnionych różnią się czasami dość znacznie przy zastosowaniu różnych modeli. Trudności z szacowaniem opóźnionych odształceń betonu są spowodowane nie tylko niedoskonałościami stosowanych modeli obliczeniowych, ale także zmieniającą się technologią produkcji betonów. Wyniki prac przedstawiłem w artykułach na recenzowanych czasopismach krajowych oraz konferencjach międzynarodowych i krajowych.

Przykład porównania zmienności w czasie współczynników pełzania betonu $\varphi(t, t_0)$ dla dwóch wartości wieku betonu w chwili obciążenia $t_0 = 7$ i 28 dni przedstawiono na Rys. 1. Do porównania zastosowano trzy współczesne modele reologiczne betonu: Eurokod 2, amerykańskie wytyczne ACI-209R-92 i model Bażanta-Baweja (B3). Na Rys. 2 przedstawiono porównanie końcowych wartości współczynników pełzania betonu $\varphi(\infty, t_0)$ dla tych modeli, dla różnych wieków betonu w chwili obciążenia w przypadku betonów o klasie wytrzymałości C25/30 i C40/50.

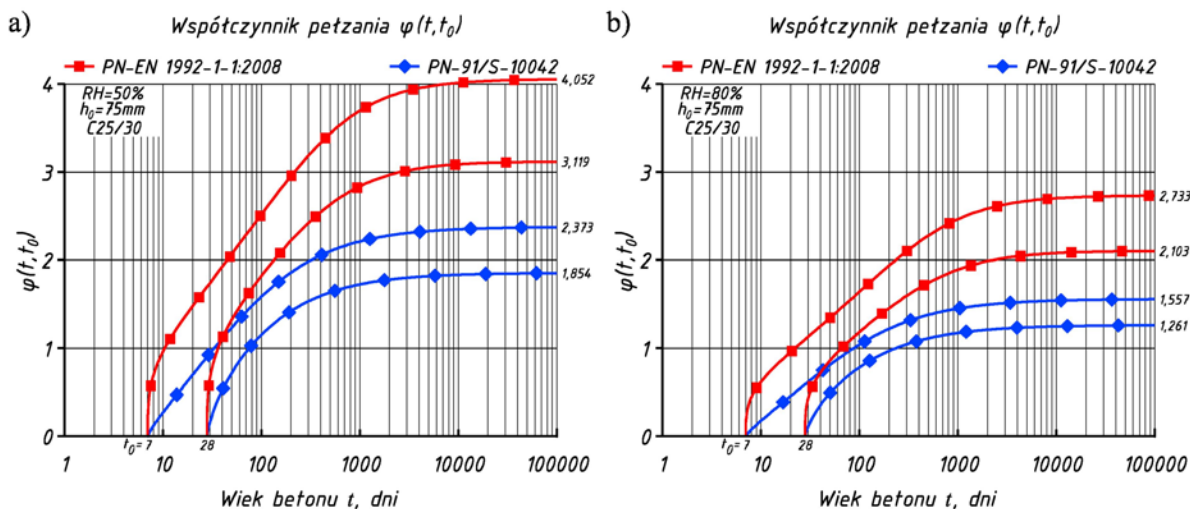


Rys. 1. Porównanie zmienności w czasie współczynników pełzania betonu $\varphi(t, t_0)$ wg EC2, ACI-209-92 i B3 w przypadku betonu klasy C25/30, RH=80%

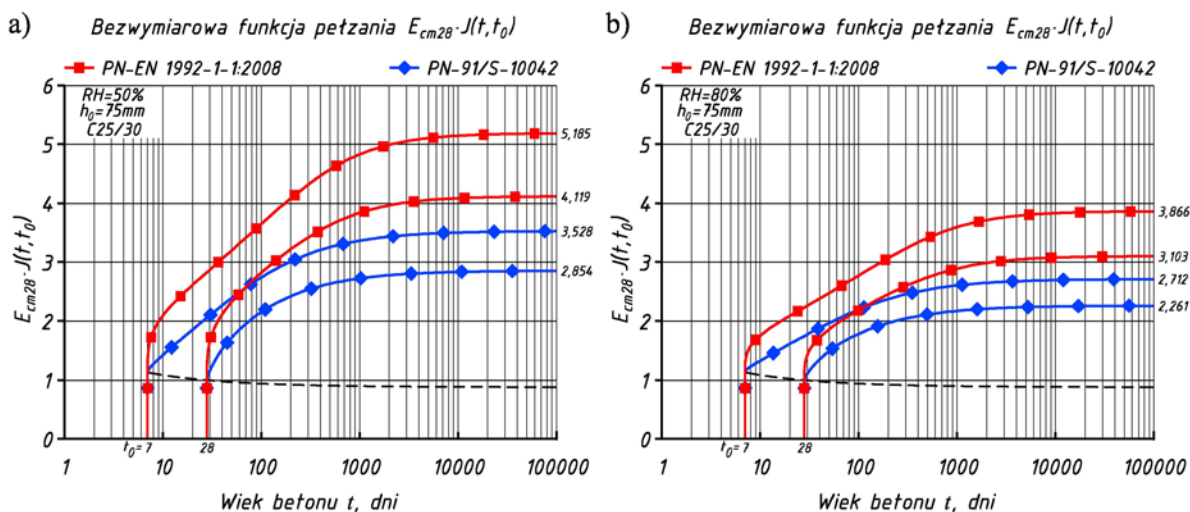


Rys. 2. Końcowe wartości współczynników pełzania betonu $\varphi(\infty, t_0)$ wg EC2, ACI-209-92 i B3 w przypadku betonu klasy C25/30 i C40/50, RH=80% w zależności od wieku betonu w chwili obciążenia t_0

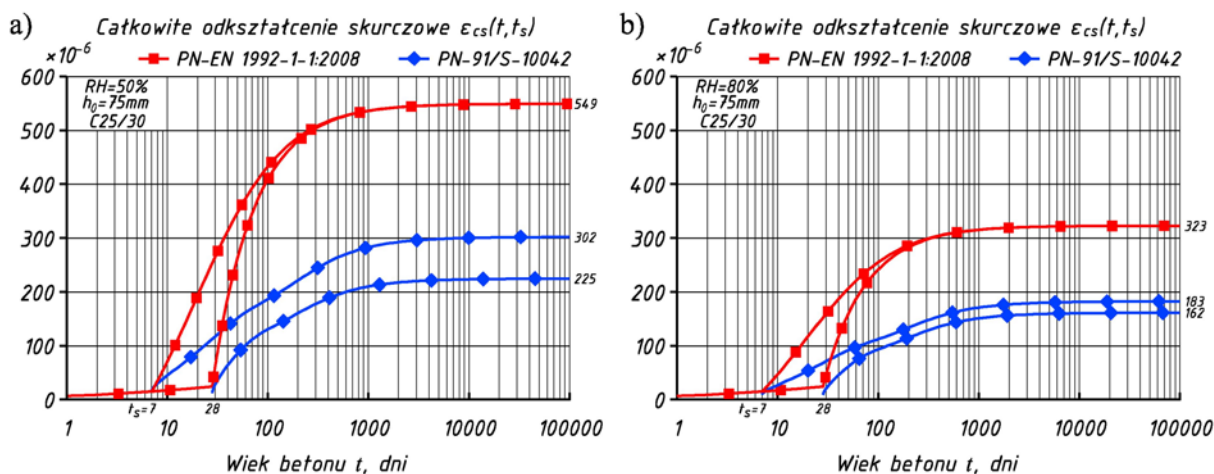
Opracowałem także porównania innych parametrów wpływający na pełzanie betonu cementowego, jak wymiar nominalny elementu h_0 i wilgotność względna środowiska RH. W analizowanych modelach reologicznych betonu, prostych i skomplikowanych, rozrzut uzyskiwanych wyników jest dosyć duży, więc dokładność tych modeli jest zależna od stosowanych parametrów wejściowych i baz danych na których były kalibrowane. Na Rys. 3 przedstawiono porównanie przebiegu współczynników pełzania betonu $\varphi(t, t_0)$ betonu zwykłego klasy C25/30 wg PN-91/S-10042 i Eurokodu 2 dla dwóch wilgotności względnych środowiska RH = 50 i 80% i dwóch wieków betonów w chwili obciążenia $t_0 = 7$ i 28 dni. Porównanie funkcji pełzania (podatności) betonu przedstawiono na Rys. 4. Dla takich samych parametrów betonu, środowiska, grubości zastępczej i wieków obciążenia porównanie wielkości odkształceń skurczowych przedstawiono na Rys. 5.



Rys. 3. Porównanie zmienności w czasie współczynników pełzania betonu $\varphi(t, t_0)$ wg EC2 i normy mostowej w przypadku betonu zwykłego



Rys. 4. Porównanie zmienności w czasie funkcji pełzania betonu $J(t, t_0)$ wg EC2 i normy mostowej w przypadku betonu zwykłego



Rys. 5. Porównanie zmienności w czasie odkształceń skurczowych betonu $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ wg EC2 i normy mostowej w przypadku betonu zwykłego

Uzyskane wyniki teoretycznych badań numerycznych wskazują, że współcześnie stosowane betony wykazują większe wartości odkształceń pęczania i skurczu niż podają aktualnie stosowane reguły projektowe zawarte w normie mostowej do projektowania mostów betonowych. Wymaga to pilnego wprowadzenia Eurokodów konstrukcyjnych do projektowania mostów w Polsce.

Zaniżone wartości opóźnionych w czasie odkształceń konstrukcji betonowych mogą powodować problemy eksploatacyjne, a nawet wytrzymałościowe. Niedoszacowanie odkształceń opóźnionych we współczesnych betonach konstrukcyjnych stosowanych w obiektach mostowych, oznacza nierzeczywiste projekty pod względem użyteczności, zarysowania i ugięcia. Większość nowych mostów to konstrukcje sprężone, które są bardzo podatne na efekty reologiczne. Współczesne technologie w mostach cechują się stosowaniem dużych ciągłych betonowań i stosowaniem cementów o dużych wczesnych wytrzymałościach i krótkich czasach wiązania. Stosowane są różne dodatki do betonów, stosowane do polepszenia właściwości mieszanek betonowych i jakości betonu. Większość z tych dodatków, jeśli nie wszystkie, zawierają związki chemiczne znacząco wpływające na właściwości betonu. Obecność jednego dodatku z reguły wpływa na działanie drugiego. Takie spodziewane zmiany parametrów betonu są znacznie lepiej ujęte w modelu betonu stosowanym przez Eurokod, który dostosowany jest do aktualnych parametrów betonów i cementów.

- Ocena zachowania się stali konstrukcyjnych we wczesnych mostach

Wykonano badania stali konstrukcyjnej kilkunastu obiektów mostowych po dłuższym okresie ich użytkowania. Większość z badanych stali to była stal zlewna pochodząca z mostów kolejowych z drugiej połowy XIX w. Zbadano także stal z najstarszego w Polsce wiaduktu drogowego ze stali zlewnej.

Skład chemiczny stali wybranych mostów kolejowych podano w tabl. 1. W trzech mostach, nr 6, 7 i 8, skład ten określono metodą moką jedynie dla 5 podstawowych pierwiastków, natomiast w mostach pozostałych za pomocą spektrometrów jarzeniowych. Przyjęto zasadę, że dla tych samych badanych elementów w moście, niezależnie od liczby badanych próbek, podano tylko wartość średnią. Dla badanych elementów o zróżnicowanej konstrukcji średnią wartość podano dla każdego elementu. Przykładowo dla mostów nr 1, 2 i 3, usytuowanych na byłej linii kolejowej Berlin-Wrocław i oddanych do eksploatacji 15 maja 1875 r., podane wartości pierwiastków to wartości średnie z 6 próbek, wyciętych z takich samych elementów na trzech przęsłach. Natomiast w moście nr 4, usytuowanym na tej samej linii kolejowej, podano średni skład chemiczny stali trzech elementów o zróżnicowanej konstrukcji, tj. podłużnicy z I500 oraz kątownika 90x90x10 mm i blachy średnika słupka kratownicy.

Podany w tablicy 1 skład chemiczny 24 elementów konstrukcyjnych z 16 mostów kolejowych wykazuje duży rozrzut zawartości poszczególnych pierwiastków. Zawartości trzech podstawowych pierwiastków wynoszą: węgla od 0,016 do około 0,30%, manganu od 0,24 do prawie 1,0%, a krzemu od 0,0 do 0,24%. Jednocześnie fosforu i siarki, z wyjątkiem 7 przypadków (14,6%), jest mniej (dla każdego z tych składników) od 0,05%, to jest od wartości uważanej za szkodliwą.

Tablica 1. Skład chemiczny stali zlewnej 16 mostów kolejowych, %

| Most | Rok budowy | C | Mn | Si | P | S | Cr | Ni | Mo | V | Cu | Al |
|------|------------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 1875 | 0,0453 | 0,538 | 0,00 | 0,0174 | 0,0246 | 0,0200 | 0,1035 | 0,0145 | 0,00 | 0,1778 | 0,0001 |
| 2 | 1875 | 0,2329 | 0,685 | 0,1777 | 0,0357 | 0,0411 | 0,0193 | 0,0447 | 0,0139 | 0,00 | 0,1404 | 0,0001 |
| 3 | 1875 | 0,2992 | 0,984 | 0,1817 | 0,0202 | 0,0280 | 0,0186 | 0,0334 | 0,0133 | 0,00 | 0,1584 | 0,0002 |
| 4 | 1875 | 0,0292 | 0,656 | 0,00 | 0,0414 | 0,0240 | 0,0473 | 0,0495 | 0,0132 | 0,00 | 0,0626 | 0,00 |
| | | 0,2577 | 0,687 | 0,2145 | 0,0268 | 0,0421 | 0,0365 | 0,2164 | 0,0144 | 0,00 | 0,2232 | 0,0000 |
| | | 0,2579 | 0,496 | 0,1687 | 0,0243 | 0,0430 | 0,0136 | 0,0553 | 0,0135 | 0,00 | 0,2584 | 0,0006 |
| 5 | 1876 | 0,0350 | 0,449 | 0,00 | 0,0392 | 0,0218 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0395 | 0,0006 |
| | | 0,0424 | 0,400 | 0,00 | 0,0342 | 0,0204 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0600 | 0,0008 |
| 6 | 1879 | 0,06 | 0,28 | 0,24 | 0,044 | 0,030 | - | - | - | - | - | - |
| 7 | 1879 | 0,07 | 0,24 | 0,20 | 0,101 | 0,033 | - | - | - | - | - | - |
| 8 | 1879 | 0,08 | 0,29 | 0,20 | 0,090 | 0,042 | - | - | - | - | - | - |
| 9 | 1882 | 0,0298 | 0,319 | 0,0040 | 0,0310 | 0,0240 | 0,0100 | 0,0370 | 0,0030 | 0,00 | 0,0510 | 0,0020 |
| 10 | 1882 | 0,0328 | 0,454 | 0,00 | 0,0523 | 0,0191 | 0,0113 | 0,0161 | 0,0110 | 0,00 | 0,1988 | 0,00 |
| | | 0,0331 | 0,540 | 0,00 | 0,0299 | 0,0148 | 0,0145 | 0,0181 | 0,0111 | 0,00 | 0,2124 | 0,00 |
| 11 | 1885 | 0,0736 | 0,390 | 0,00 | 0,0279 | 0,0151 | 0,00 | 0,0302 | 0,0001 | 0,00 | 0,1260 | 0,0070 |
| 12 | 1885 | 0,1770 | 0,736 | 0,0003 | 0,0352 | 0,0722 | 0,00 | 0,0295 | 0,00 | 0,00 | 0,1000 | 0,0029 |
| 13 | 1887 | 0,0281 | 0,516 | 0,00 | 0,0624 | 0,0250 | 0,00 | 0,0424 | 0,0018 | 0,00 | 0,0507 | 0,0040 |
| | | 0,0370 | 0,528 | 0,00 | 0,0879 | 0,0415 | 0,00 | 0,0353 | 0,0020 | 0,00 | 0,0506 | 0,0034 |
| 14 | 1888 | 0,0280 | 0,370 | 0,00 | 0,0057 | 0,0156 | 0,00 | 0,0922 | 0,0026 | 0,00 | 0,170 | 0,0075 |
| | | 0,0475 | 0,343 | 0,0009 | 0,0156 | 0,0309 | 0,00 | 0,1320 | 0,0017 | 0,0001 | 0,233 | 0,0057 |
| 15 | 1888 | 0,0307 | 0,370 | 0,00 | 0,0996 | 0,0268 | 0,00 | 0,0305 | 0,0001 | 0,00 | 0,0077 | 0,0160 |
| | | 0,0778 | 0,323 | 0,00 | 0,0281 | 0,0322 | 0,00 | 0,0298 | 0,0003 | 0,00 | 0,0267 | 0,0919 |
| 16 | 1890 | 0,0164 | 0,644 | 0,00 | 0,0403 | 0,0155 | 0,00 | 0,1700 | 0,0149 | 0,0184 | 0,0289 | 0,0067 |
| | | 0,0328 | 0,756 | 0,0013 | 0,0327 | 0,0127 | 0,00 | 0,1600 | 0,0149 | 0,0199 | 0,0330 | 0,0057 |

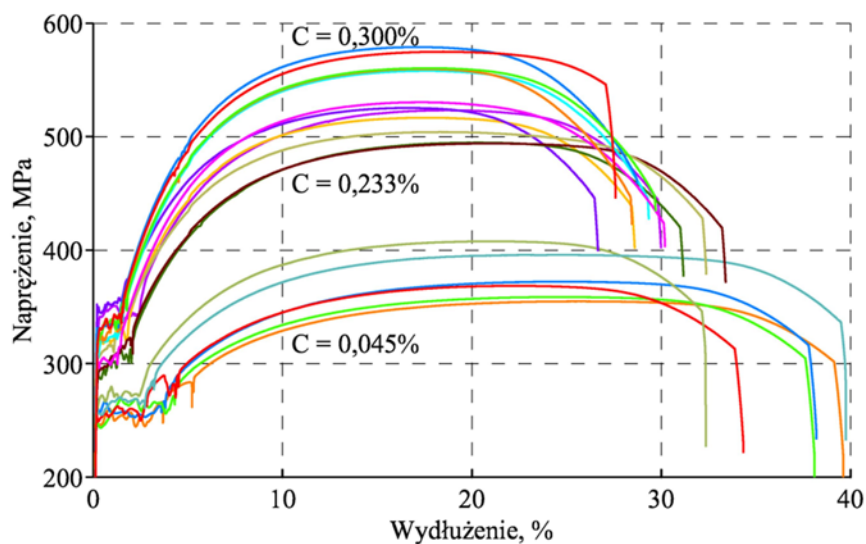
Zaskakującym wydaje się fakt wybudowania, już w roku 1875, kratownicowych dźwigarów nośnych w trzech mostach nr 2, 3, i 4 ze stali wysokowęglowej o zawartości węgla 0,25÷0,30% i wytrzymałości na rozciąganie R_m większej od 500 MPa. Fakt ten, według rozeznania literaturowego, nie został odnotowany w żadnej znanej literaturze technicznej. Pomierzone wykresy rozciągania próbek tych stali o C = 0,233 i 0,300% w porównaniu do stali niskowęglowej o zawartości węgla C = 0,045% przedstawiono na Rys.6.

Do oceny wpływu starzenia stali zlewnej na parametry wytrzymałościowe wykonywano na trzech rodzajach próbek stali oznaczanych:

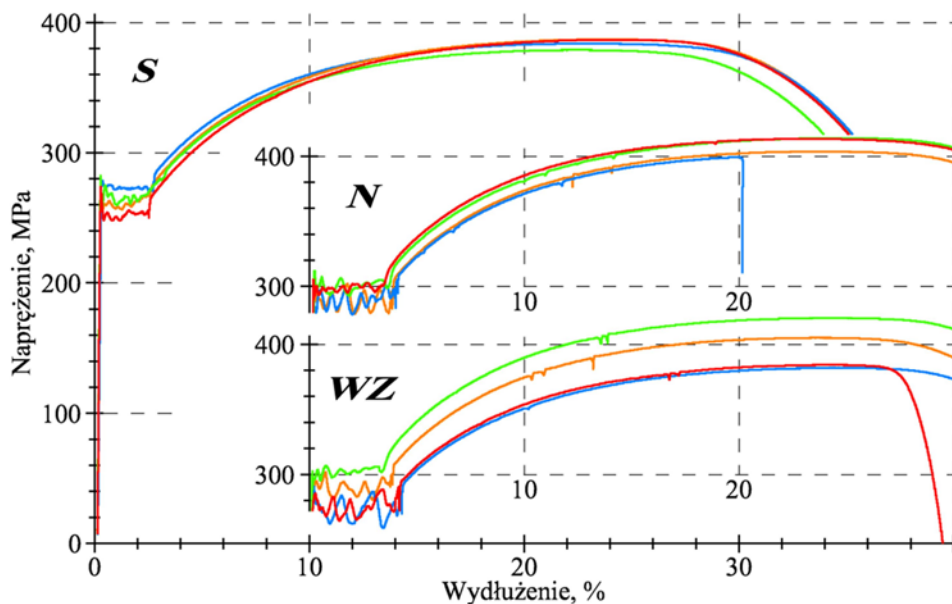
- S to próbki z materiału w stanie aktualnym, czyli starzonym samorzutnie przez 123 lata
- N to próbki poddane wyjarzaniu normalizującemu w temperaturze 930°C przez jedną godzinę i studzone na powietrzu

- WZ to próbki wyżarzane zupełnie, podobnie jak próbki WN w temperaturze 930°C przez jedną godzinę, lecz studzone razem z piecem

Badania umożliwiły porównanie aktualnych parametrów mechanicznych i plastycznych stali z parametrami w chwili wbudowywania. Struktura próbek normalizowanych odtwarzała stan stali w chwili wbudowywania. Charakterystyczne wykresy statycznego rozciągania stali zlewnej niskowęglowej (σ - ϵ), dla tych trzech rodzajów próbek (S, N i WZ) dla stali niskowęglowej o zawartości węgla $C = 0,037\%$ przedstawiono na Rys. 7



Rys. 6. Wykresy rozciągania próbek stali mostów o zawartości węgla $C = 0,300\%$, $C = 0,233\%$ i $C = 0,045\%$



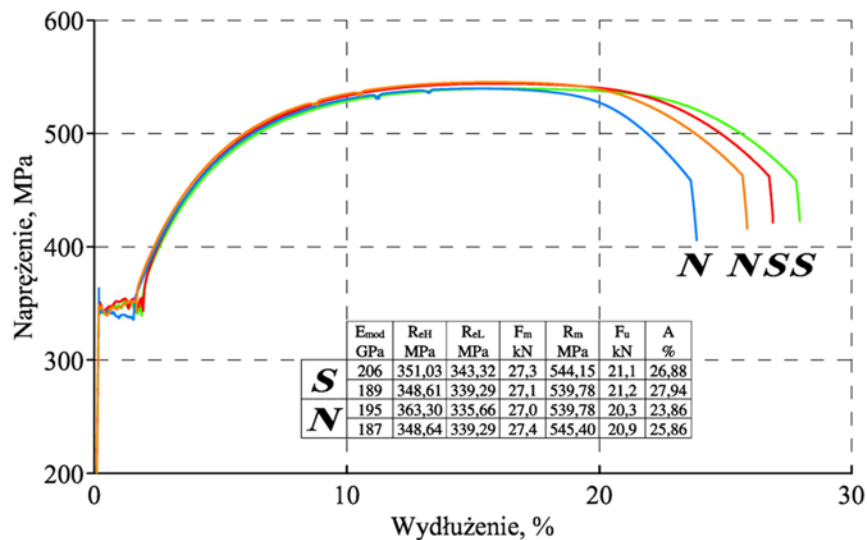
Rys. 7. Wykresy rozciągania trzech rodzajów próbek (S, N i WZ) stali o zawartości węgla $C = 0,037\%$

Właściwości mechaniczne stali wybranych mostów kolejowych podano w tabl. 2 (w nawiązaniu do tabl. 1). Z porównania uzyskanych wartości R_e i R_m w badaniach tych dwóch typów próbek, w czterech mostach, wynika, że efekt starzenia jest znaczny tylko w jednym moście nr 9. W stali tego mostu zwiększyła się granica plastyczności aż o 26,4%, przy jednoczesnym zmniejszeniu wartości R_m o 4,5%. W pozostałych mostach wpływ ten jest nieznaczny (rys. 8) i zmiana wartości R_e waha się od 1,2 do 9,1% a wartości R_m od 0,2 do 5,1%. Jednocześnie badania wykazały, we wszystkich mostach, duży wpływ okresu eksploatacji na ich zmianę odporności na obciążenia udarowe. Każdorazowo uzyskano duży „wskaźnik starzenia”, równy ilorazowi udarności po starzeniu do udarności materiału niestarzonego (próbki normalizowane).

Tablica 2. Własności materiałowe stali mostów

| Most | Rok budowy | C % | R_e MPa | R_m MPa | $\alpha = R_e/R_m$ | Twardość Brinella | | | | R_e/R_{eB} | R_m/R_{mB} |
|------|------------|--------|--------------|--------------|--------------------|-------------------|--------------|----------------|--------------|------------------|------------------|
| | | | | | | HB | R_{mB} | α_B | R_{eB} | | |
| 1 | 1875 | 0,0453 | 253 | 376 | 0,673 | 111 | 375 | 0,70 | 262 | 0,966 | 1,003 |
| 2 | 1875 | 0,2329 | 318 | 510 | 0,624 | 146 | 488 | 0,63 | 307 | 1,036 | 1,045 |
| 3 | 1875 | 0,2992 | 322 | 560 | 0,575 | 160 | 537 | 0,58 | 311 | 1,035 | 1,043 |
| 4 | 1875 | 0,0292 | – | – | – | 113 | 381 | 0,70 | 267 | – | – |
| | | 0,2577 | 344 | 553 | 0,622 | 156 | 523 | 0,63 | 329 | 1,046 | 1,057 |
| | | 0,2579 | 341 (337) | 542 (543) | 0,629 (0,621) | 147 (151) | 491 (504) | 0,63 (0,63) | 309 (317) | 1,104 (1,063) | 1,104 (1,077) |
| 5 | 1876 | 0,0350 | 318 | 413 | 0,770 | 121 | 404 | 0,70 | 283 | 1,124 | 1,022 |
| | | 0,0424 | 337 | 428 | 0,787 | 123 | 409 | 0,70 | 286 | 1,178 | 1,046 |
| 6 | 1879 | 0,0600 | 273 | 350 | 0,780 | – | – | – | – | – | – |
| 7 | 1879 | 0,0700 | 294 | 370 | 0,795 | – | – | – | – | – | – |
| 8 | 1879 | 0,0800 | 304 | 396 | 0,768 | – | – | – | – | – | – |
| 9 | 1882 | 0,0298 | 335 (265) | 359 (376) | 0,933 (0,705) | 121 (114) | 404 (383) | 0,70 (0,70) | 283 (268) | 1,183 (0,989) | 0,889 (0,982) |
| 10 | 1882 | 0,0328 | – | – | – | 118 | 395 | 0,70 | 276 | – | – |
| | | 0,0331 | – | – | – | 118 | 395 | 0,70 | 276 | – | – |
| 11 | 1885 | 0,0736 | – | – | – | 111 | 375 | 0,78 | 292 | – | – |
| 12 | 1885 | 0,1770 | – | – | – | 143 | 479 | 0,63 | 302 | – | – |
| 13 | 1887 | 0,0281 | 252 (260) | 381 (388) | 0,661 (0,670) | 116 (126) | 389 (418) | 0,70 (0,70) | 272 (292) | 0,926 (0,890) | 0,979 (0,928) |
| | | 0,0370 | 259 (285) | 387 (408) | 0,669 (0,698) | 121 (132) | 405 (441) | 0,70 (0,70) | 283 (308) | 0,915 (0,625) | 0,956 (0,925) |
| 14 | 1888 | 0,0280 | – | – | – | 103 | 345 | 0,70 | 241 | – | – |
| | | 0,0475 | – | – | – | 116 | 389 | 0,70 | 272 | – | – |
| 15 | 1888 | 0,0307 | – | – | – | 121 | 405 | 0,70 | 283 | – | – |
| | | 0,0778 | – | – | – | 124 | 412 | 0,78 | 321 | – | – |
| 16 | 1890 | 0,0164 | 230 (242) | 362 (373) | 0,635 (0,649) | 117 (115) | 392 (386) | 0,64 (0,64) | 251 (247) | 0,916 (0,980) | 0,923 (0,966) |
| | | 0,0328 | 258 | 372 | 0,694 | 123 | 409 | 0,70 | 286 | 0,902 | 0,910 |

wartości w nawiasach dotyczą stali normalizowanej



Rys. 8. Wykresy rozciągania próbek naturalnie starzonych (S) i normalizowanych (N) stali mostu o zawartości węgla $C = 0,258\%$

W aktualnych stalach mostowych zawartość węgla waha się od 0,18 do 0,20%, natomiast w stalach omawianych mostów od 0,016 do 0,30%. Tak znaczne zróżnicowanie procentowej zawartości węgla (prawie dziewiętnastokrotne) oraz liczba badanych elementów (24 sztuki) pozwoliła wyznaczyć zróżnicowane wartości współczynnika $\alpha = R_e/R_m$ wykorzystywanego przy szacowaniu wytrzymałości obliczeniowej stali f_d według twardości. Słuszność takiego postępowania potwierdzają wartości granicy plastyczności R_e uzyskane z badań statycznego rozciągania stali i z badań jej twardości HB. Występujące różnice wahają się od -12,4 do +11,0%. Duże zróżnicowanie zawartości węgla w stalach mostów pozwala ocenić wpływ węgla na mikrostrukturę i właściwości badanych stali. Wytrzymałość i twardość rosną wraz ze wzrostem węgla w stali, natomiast ciągliwość, odporność na pęknięcie i spawalność maleją.

Analiza wykonanych badań wytrzymałościowych (rozciąganie statyczne i twardość) próbek w stanie starzonym wykazała, że nie w pełni one obrazują stan zdegradowania materiału. Podstawowym czynnikiem określającym cechy materiału są zmiany jego budowy wewnętrznej wynikające ze strukturalnych procesów degradacyjnych. Zmiany struktury stali znalazły odzwierciedlenie w wykonanych badaniach udarności stali.

Badania udarności stali wykonano w pięciu mostach o konstrukcji ze stali zlewnej, których skład chemiczny przedstawiono w tabl. 3. Do badań wybrano konstrukcje przęseł, które zbudowane były w drugiej połowie XIX wieku. Dla porównania podano także typowe składy chemiczne stali zlewnych i zgrzewnych z tego okresu. Podano również skład chemiczny do niedawna stosowanej w mostownictwie stali St3M wg PN-89/H-84023/04. Porównanie składu chemicznego poszczególnych gatunków stali wskazuje, że konstrukcje wszystkich analizowanych mostów zostały wykonane ze stali zlewnej. W czterech obiektach, nr 2÷5, jest to stal niskowęglowa o zawartości węgla od 0,016% do 0,037%, manganu od 0,319% do 0,644% i prawie zerowej zawartości krzemu. Jedynie kratownicowy most nr 1 został wybudowany w 1875 r. ze stali wysokowęglowej o zawartości węgla 0,258%, manganu 0,496% i krzemu 0,169%. Ze stali każdego mostu wykonano próbki z materiału w stanie aktualnym, czyli zestarzone samorzutnie – S, oraz próbki z materiału poddanego wyżarzaniu

normalizującym – N. Parametry próbek N są porównywalne z właściwościami stali w fazie dostawy, czyli z cechami stali z okresu budowy mostu. Badania udarności przeprowadzono na próbkach Charpy’ego o wymiarach 10×10×55 mm z karbem V wykonanym wg PN-EN ISO 148-1:2010.

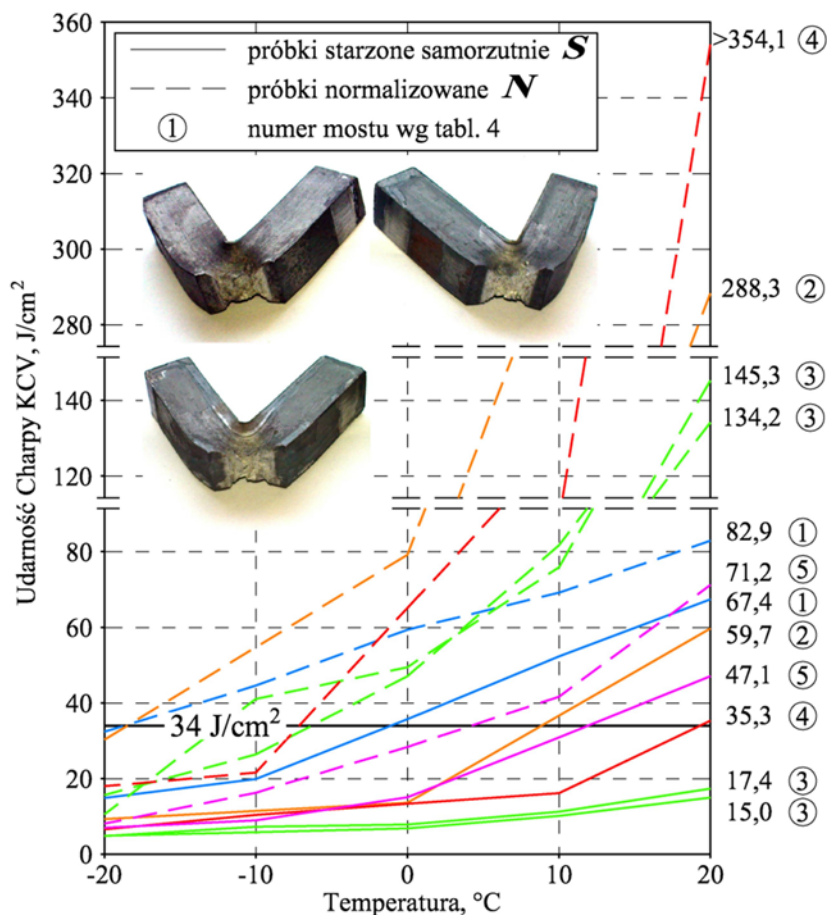
Tablica 3. Skład chemiczny stali próbek w badaniach udarności, %

| Nr mostu | Próbka | C | Mn | Si | P | S | Cu | Cr | Ni | Al |
|---------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | bl. t=12 | 0,2579 | 0,496 | 0,169 | 0,024 | 0,043 | 0,258 | 0,014 | 0,055 | 0,001 |
| 2 | L200×100×14 | 0,030 | 0,319 | 0,004 | 0,031 | 0,024 | 0,051 | 0,010 | 0,037 | 0,002 |
| 3 | środek I360 | 0,028 | 0,516 | 0,00 | 0,062 | 0,025 | 0,051 | 0,00 | 0,042 | 0,004 |
| | środek I380 | 0,037 | 0,528 | 0,00 | 0,088 | 0,042 | 0,051 | 0,00 | 0,035 | 0,003 |
| 4 | pas górny IP600 | 0,0164 | 0,644 | 0,00 | 0,040 | 0,015 | 0,029 | 0,00 | 0,170 | 0,007 |
| 5 | bl. t=10 | 0,025 | 0,400 | 0,001 | 0,041 | 0,020 | 0,229 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Stal zgrzewna | | 0,018 ±0,30 | ślady ±0,33 | 0,01 ±0,33 | 0,02 ±0,46 | 0,01 ±0,06 | - | - | - | - |
| Stal zlewna | | 0,03 ±0,35 | 0,04 ±0,75 | ślady ±0,18 | 0,004 ±0,16 | 0,004 ±0,115 | 0,11 ±0,14 | 0,11 ±0,14 | 0,03 ±0,04 | 0,01 ±0,02 |
| Stal St3M | | max 0,20 | min 0,04 | 0,12 ±0,30 | max 0,050 | max 0,050 | - | max 0,30 | max 0,30 | min 0,02 |

Tablica 4. Udarność próbek Charpy, J/cm²

| Rodzaj próbki | Dane próbek | | | | Nr mostu | Udarność KCV | | | | |
|---------------|-------------|---------|----------------------|--------|----------|--------------|--------|------|-------|-------|
| | przekrój mm | karb mm | pole mm ² | liczba | | -20 °C | -10 °C | 0 °C | 10 °C | 20 °C |
| S | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 1 | 14,9 | 19,9 | 35,7 | 52,3 | 67,4 |
| | | | | 9 | 2 | 9,3 | - | 13,6 | - | 59,7 |
| | | | | 15 | 3 | 4,9 | 5,8 | 6,9 | 10,2 | 15,0 |
| | | | | 15 | | 4,8 | 7,3 | 7,9 | 11,3 | 17,4 |
| | | | | 15 | 4 | 6,6 | 10,4 | 13,4 | 16,2 | 35,3 |
| | | | | 15 | 5 | 7,0 | 9,0 | 15,1 | 30,9 | 47,1 |
| N | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 1 | 32,4 | 44,6 | 59,4 | 69,2 | 82,9 |
| | | | | 9 | 2 | 30,3 | - | 79,2 | - | 288,3 |
| | | | | 15 | 3 | 10,6 | 41,1 | 49,5 | 75,9 | 145,3 |
| | | | | 15 | | 15,7 | 26,4 | 47,1 | 81,7 | 134,2 |
| | | | | 15 | 4 | 18,0 | 21,6 | 65,1 | 108,4 | 354,1 |
| | | | | 15 | 5 | 8,1 | 16,3 | 28,4 | 41,7 | 71,2 |
| WZ | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 3 | 5,7 | 10,1 | 12,3 | 17,0 | 20,2 |
| | | | | 15 | | 5,8 | 11,6 | 14,4 | 17,6 | 23,1 |

W tabelicy 4. podano dla poszczególnego mostu jedynie średnie wartości udarności uzyskanej z badań 3 próbek w danej temperaturze. Zamieszczone wyniki otrzymano z łącznego przebadania 198 próbek. Jedynie dla mostu nr 3 badaniom poddano dodatkowe próbki, wyżarzone zupełnie – WZ. Uzyskane wyniki dla próbek S i N z tej tabelicy zobrazowano graficznie na rys. 9. Poziomą linią zaznaczono tam wartość udarności na poziomie 34 J/cm^2 – jako wielkość krytyczną stawianą przez Eurokod 3 stalom badanych próbek o $A = 80 \text{ mm}^2$, za wartość minimalną w nowych konstrukcjach stalowych (PN-EN 1993-1-10).



Rys. 9. Średnia udarność badanych próbek S i N stali pięciu analizowanych mostów, (fot. trzech próbek mostu nr 4 ze złamem z rozwarstwieniem w temperaturze $+20 \text{ }^\circ\text{C}$)

Badana stal niskowęglowa mostów nr 2 ÷ 5, o zawartości $C \leq 0,037\%$, wykazała niską udarność. Dla klasy jakości J0 w temperaturze $0 \text{ }^\circ\text{C}$, udarność ta wynosi od $6,3$ do $15,1 \text{ J/cm}^2$ co stanowi jedynie $20,3\%$ i $44,4\%$ wymaganej aktualnie udarności krytycznej 34 J/cm^2 .

Jedynie stal mostu nr 1, o zawartości $C = 0,258\%$, ma udarność w temperaturze $0 \text{ }^\circ\text{C}$ $KCV = 35,7 \text{ J/cm}^2$, która tylko o 5% przekracza wartość 34 J/cm^2 . Normalizacja stali znacznie podwyższyła jej udarność. Średnie zwiększenie tej udarności dla mostów nr 2÷4 wyniosło $4,7$ razy, a dla mostów nr 1 i 5 – $1,8$ razy. Udarność stali w fazie dostawy, w okresie budowy mostów, była niewystarczająca jedynie dla mostu nr 5 (rys. 5) i dla klasy jakości J0 nie

spełniała wymogu normy PN-EN 10025-2. Dla pozostałych mostów, przy temperaturze 0 °C, wynosiła od 47,1 do 79,2 J/cm² i przekraczała wymóg normy $KCV = 34$ J/cm².

W przeciwieństwie do wyżarzania normalizującego wyżarzanie zupełne nieznacznie zwiększa udarność stali (tabl. 4). Dla stali mostu nr 3, omawianej wyżej odmiany plastyczności J0, zwiększenie udarności nastąpiło o 78,3 i 82,3%, a dla klasy jakości J2 (-20 °C) jedynie o 16,3% i 20,8%.

W przeciwieństwie do wyżarzania normalizującego wyżarzanie zupełne nieznacznie zwiększa udarność stali (tabl. 4). Dla stali mostu nr 3, omawianej wyżej odmiany plastyczności J0, zwiększenie udarności nastąpiło o 78,3 i 82,3%, a dla klasy jakości J2 (-20 °C) jedynie o 16,3% i 20,8%.

Wyniki badań udarności nie są wykorzystywane bezpośrednio w obliczeniach konstrukcyjnych tak, jak wytrzymałość na rozciąganie czy granica plastyczności. Próby udarności stosuje się najczęściej w celu określenia temperatury przejścia materiału od stanu plastycznego do stanu kruchego (temperatura przejścia plastyczno – kruchego t_p).

Uzyskane wartości udarności stali zlewnych świadczą o znacznym wpływie tzw. efektu starzenia. Dla stali w stanie poeksploatacyjnym (S) mostów nr 1 i 2 oraz 4 i 5, temperatura przejścia plastyczno-kruchego kształtuje się w zakresie od -1 °C do +20 °C, a dla mostu nr 3 jest niemożliwa do określenia (rys. 9). Fakt ten należy uznać za zjawisko nadzwyczaj niebezpieczne z punktu widzenia eksploatacyjnego, z uwagi na możliwość powstania pęknięć kruchych w warunkach zimowych. Uzyskane wyniki badań dotyczą stali zlewnej i nie należy ich odnosić bezpośrednio do stali nowych obiektów mostowych.

Podobne wyniki badań stali konstrukcyjnych z wczesnych obiektów mostowych uzyskano w innych krajach. Wykonane badania mogą przyczynić się do lepszego rozpoznania zachowania się obiektów mostowych eksploatowanych przez czas dłuższy i podejmować prawidłowe decyzje w zakresie możliwości i bezpieczeństwa ich dalszej eksploatacji.

- Numeryczne modelowanie rozdziału obciążeń w mostach do oceny ich zachowania się

W projektowaniu i ocenie nośności drogowych obiektów mostowych stosuje się wiele metod numerycznych i empirycznych. Zazwyczaj procedury określania nośności projektowej lub sprawdzania nośności obiektów mostowych są znormalizowane w każdym kraju. W normach lub wytycznych w niektórych krajach stosuje się uproszczone, ale z reguły bardzo bezpieczne procedury obliczeniowe, w innych krajach wymagana jest bardzo szczegółowa i staranna analiza obliczeniowa. Podawane w normach amerykańskich współczynniki rozdziału obciążeń są zależne od modelu obciążenia i mogą być stosowane tylko dla modeli obciążeń drogowych podanych w tych normach.

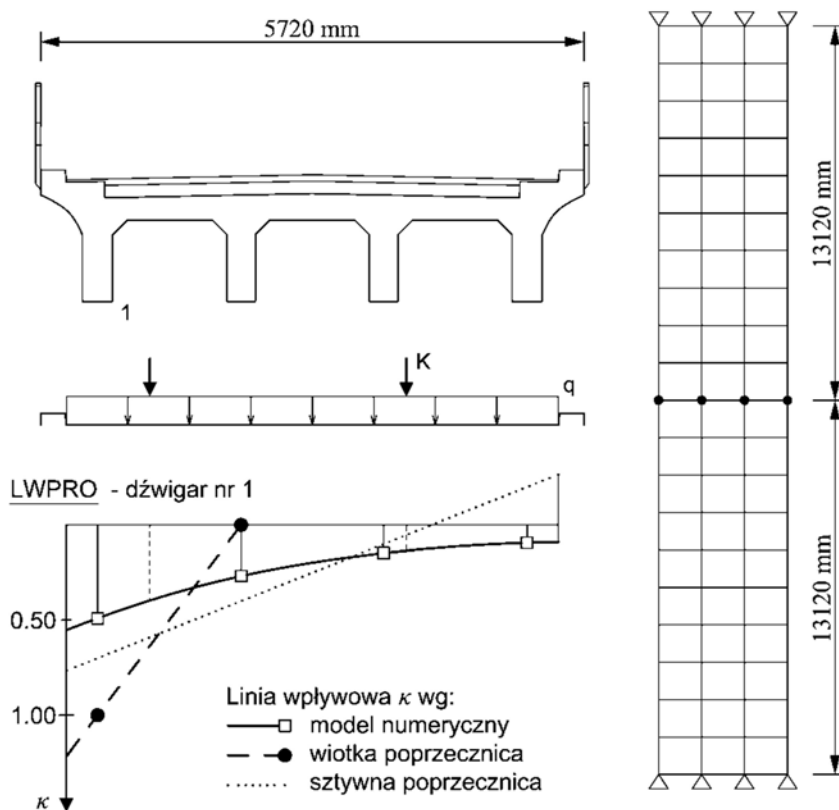
W cyklu publikacji przedstawiłem metodę numerycznego określania współczynników poprzecznego rozdziału obciążeń κ_{ik} z wykorzystaniem numerycznej analogii rusztowej. Wykorzystałem zasadę klasycznej metody rozdziału obciążeń obciążając dźwigary przęsła mostowe obciążeniem skupionym w przekroju przęsłowym. Różne ugięcia dźwigarów przęsła wskazują na różny rozdział obciążeń na dźwigary. Ugięcie dźwigara i od obciążenia skupionego na dźwigarze k jest określone jako f_{ik} . Całkowite ugięcie f_N w przekroju przęsłowym jest równe

sumie ugięć wszystkich N dźwigarów przęsła. Współczynnik poprzecznego rozdziału obciążeń κ_{ik} jest określany jako:

$$\kappa_{ik} = \frac{f_{ik}}{f_N} \quad (1)$$

gdzie: κ_{ik} – współczynnik rozdziału obciążeń dla dźwigara i w punkcie k ,
 f_{ik} – ugięcie dźwigara i od obciążenia skupionego na dźwigarze k ,
 f_N – suma ugięć wszystkich dźwigarów.

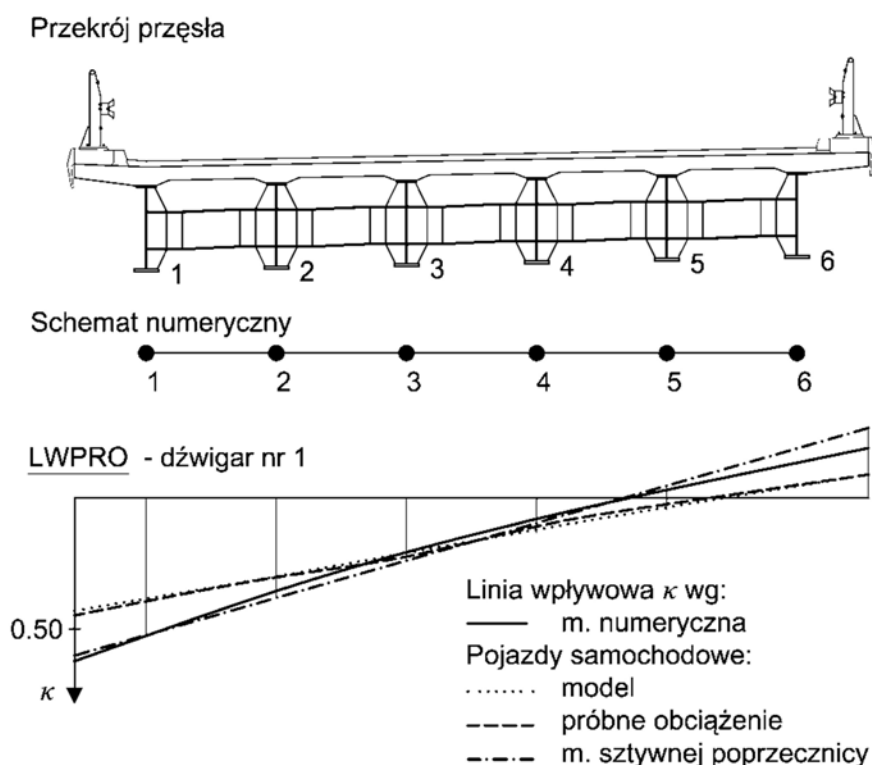
Zastosowanie metody rusztów umożliwia modelowanie różnych typów przęseł mostowych w aktualnym ich stanie, umożliwia także uwzględnianie istniejących uszkodzeń. Uzyskiwane współczynniki rozdziału obciążeń ruchomych są przedstawiane w klasycznej formie linii wpływowych poprzecznego rozdziału obciążeń, co umożliwia zastosowanie w obliczeniach różnych modeli obciążeń ruchomych: projektowych, eksploatacyjnych i ponadnormatywnych. Metodę przedstawiono w ujęciu jak najbardziej zbliżonym do metod dobrze znanych w środowisku inżynierskim z zachowaniem klasycznego podejścia do określania rozdziału obciążeń na podstawie ugięć. Dalszym rozwinięciem metody i zwiększenia dokładności obliczeń może być określanie współczynników rozdziału obciążeń dla momentów zginających, sił tnących.



Rys. 10. Przekrój poprzeczny mostu i rozdział poprzeczny obciążeń dla zewnętrznego dźwigara w czterodźwigarowym moście betonowym oraz zastosowana siatka dyskretyzacji w modelu przęsła (ruszt płaski)

Metoda numeryczna rozdziału obciążeń poprzez zastosowanie współczesnych programów komputerowych umożliwia bardzo dokładne modelowanie konstrukcji, więc wyniki obliczeń numerycznych rozdziału obciążeń są dokładne pomimo zastosowania uproszczonej procedury rozdziału obciążeń w analizie przęseł mostowych. Przykład analizy numerycznej metody rozdziału obciążeń w analizie rozdziału obciążeń ruchomych po okresie wieloletniej eksploatacji przedstawiono na rys. 10. Analiza posłużyła do oceny nośności dwuprzęsłowego mostu żelbetowego o rozpiętości przęseł 13,12 m. Przekrój poprzeczny mostu jest płytowo-belkowy, bez poprzecznicy przęsłowych. Przeprowadzono ocenę stanu technicznego mostu i sprawdzenie nośności przęsła w celu dopuszczenia do ruchu cięższych maszyn rolniczych.

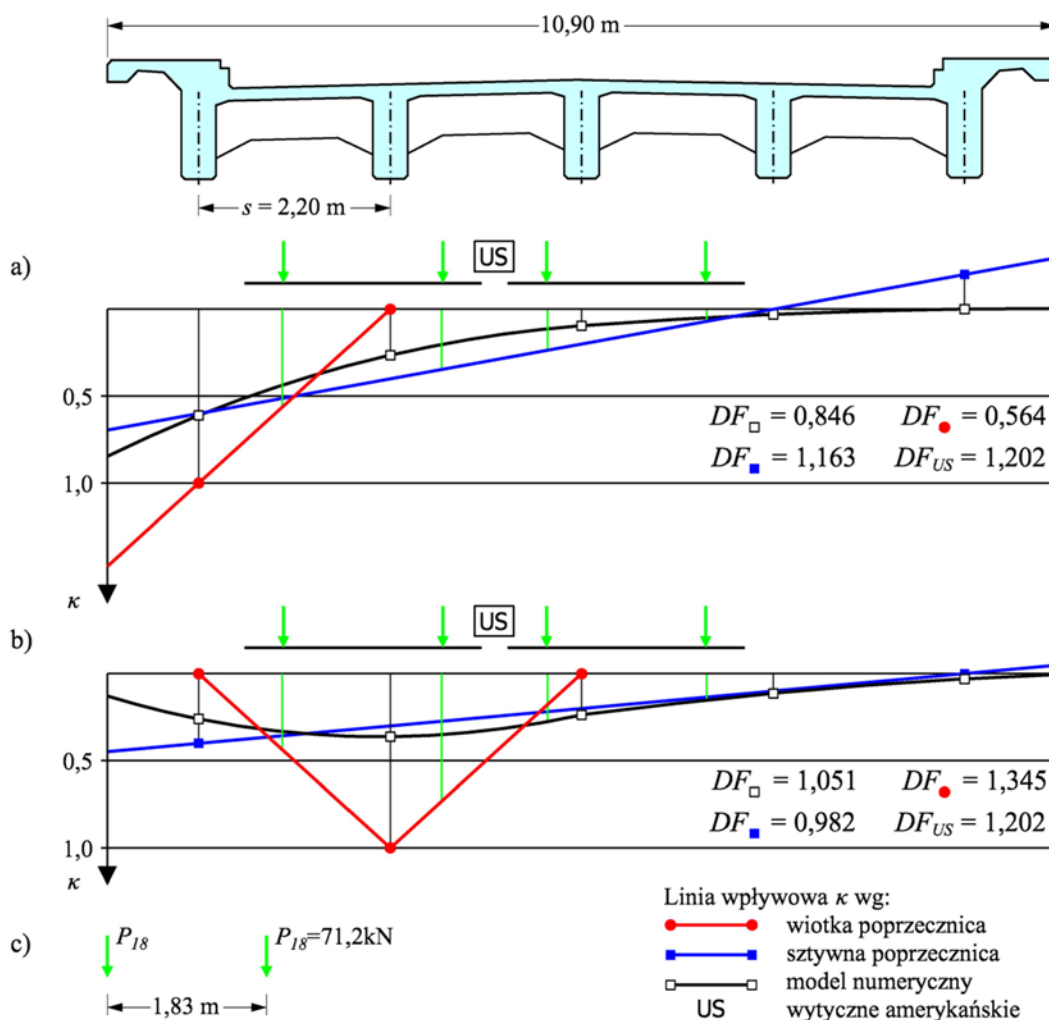
Metodę numerycznego rozdziału obciążeń porównano z wynikami uzyskanymi w czasie próbnego obciążenia mostu zespolonego. Wykorzystano wyniki uzyskane w czasie badań odbiorczych konstrukcji zespolonych obiektu mostowego pod dwie jezdnie drogi ekspresowej S3 na odcinku Szczecin – Gorzów. Na rys. 11 porównano obliczony metodą numeryczną rozdział poprzeczny obciążeń w dźwigarze skrajnym sześciobelkowego mostu zespolonego z rozdziałem uzyskanym na podstawie wyników próbnego obciążenia. Rozpiętość teoretyczna przęseł wynosi $28,0 + 35,0 + 35,0 + 35,0 + 28,0$ m. Rozstaw dźwigarów jest stały i wynosi 2,0 m. Wyniki przedstawiono dla przęsła środkowego o rozpiętości $L = 35$ m. Wyniki obliczeń współczynników rozdziału wykonano dla obciążenia siłą P (m. numeryczna) i obciążenia pojazdami zastosowanymi w próbnym obciążeniu. Do obliczeń wykorzystano model ustroju nośnego mostu w postaci rusztu wieloprzęsłowego zastosowany w próbnym obciążeniu.



Rys. 11. Przekrój poprzeczny przęsła i rozdział poprzeczny obciążeń dla zewnętrznego dźwigara w sześciodźwigarowym moście zespolonym

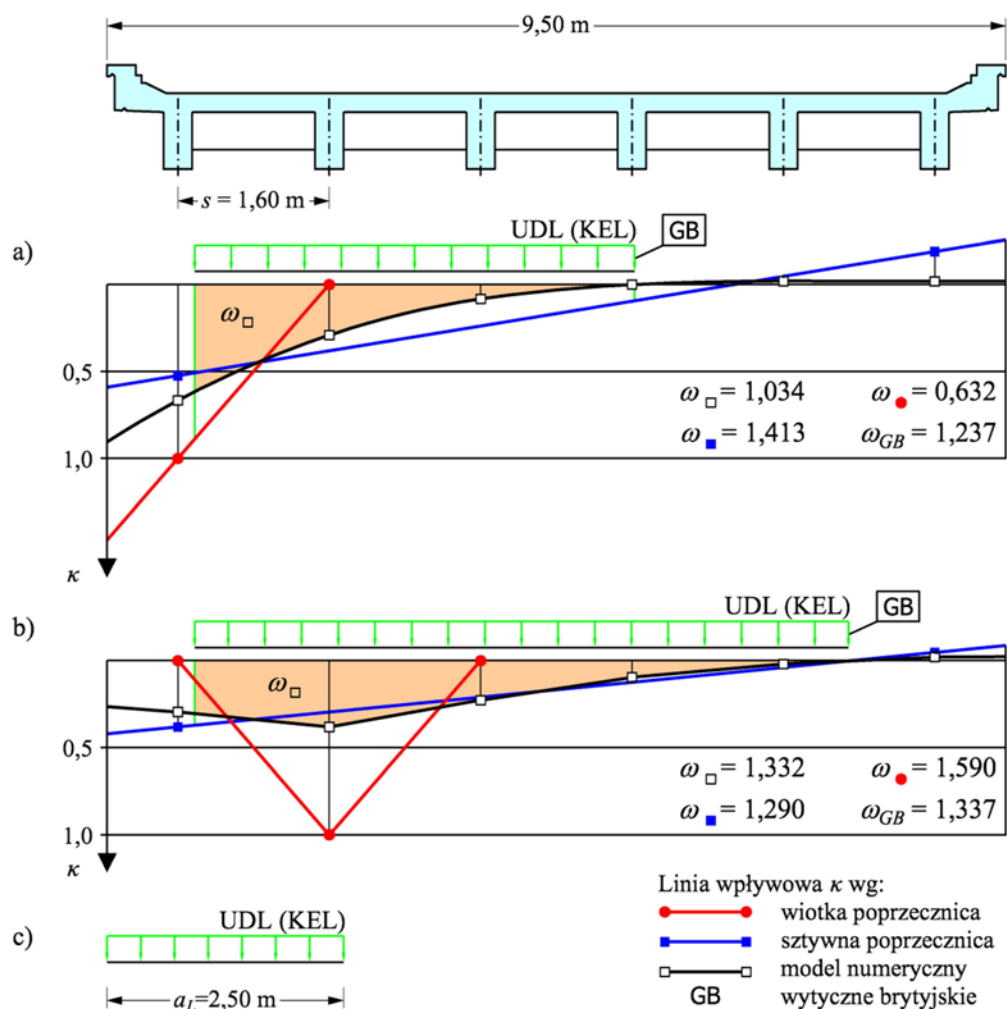
Linie wpływowe rozdziału poprzecznego obciążeń określono na podstawie ugięć pomierzonych we wszystkich dźwigarach dla jednego ze schematów próbnego obciążenia. Pomierzone i obliczone rozdziały obciążeń porównano także z rozdziałem obciążeń według metody sztywnej poprzeczniczycy.

Metodę numerycznego rozdziału obciążeń ruchomych porównano z metodami rozdziału obciążeń stosowanymi w innych krajach do oceny nośności istniejących mostów drogowych. Na rys. 12 przedstawiono porównanie obliczonych rozdziałów obciążeń w postaci współczynników DF (distribution factors) obliczonych według metody z normy AASHTO do oceny nośności mostów drogowych, metody numerycznej oraz metod uproszczonych rozciętej i sztywnej poprzeczniczycy. Uzyskano bardzo konserwatywne wartości rozdziału obciążeń obliczone według normy AASHTO. Inne uproszczone metody także nie umożliwiają poprawne oszacowanie rozdziału obciążeń w stosunku do metody numerycznej.



Rys. 12. Rozdział poprzeczny obciążeń w pięciodźwigarowym moście betonowym: a) dźwigar skrajny, b) dźwigar wewnętrzny, c) model obciążenia do oceny nośności mostów wg AASHTO

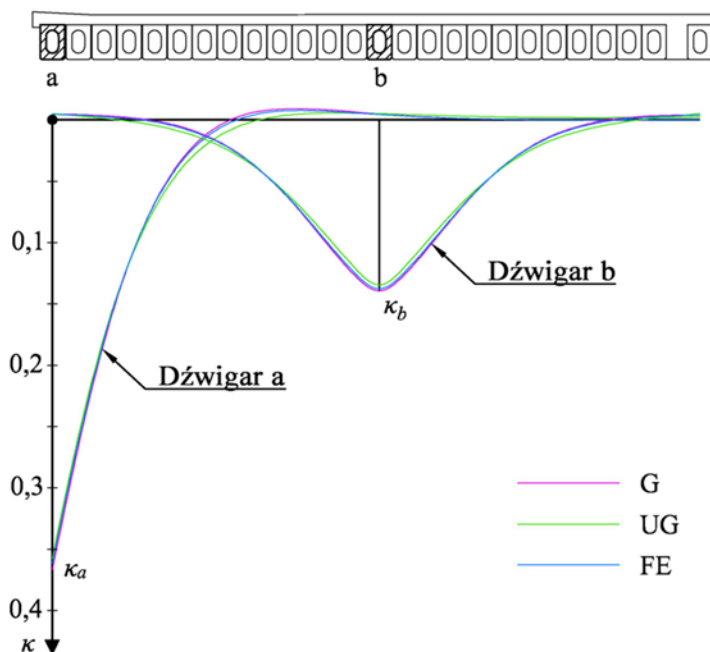
Na rys. 13 przedstawiono porównanie obliczonych rozdziałów obciążeń w postaci nominalnych powierzchni rozdziału ω obliczonych według metody z wytycznych brytyjskich do oceny nośności mostów, metody numerycznej oraz metod uproszczonych rozciętej i sztywnej poprzecznicy. Uzyskano dobrą zgodność rozdziału obciążeń obliczonych według wytycznych brytyjskich i metody numerycznej. Inne uproszczone metody także nie umożliwiają poprawnego oszacowania rozdziału obciążeń.



Rys. 13. Rozdział poprzeczny obciążeń w sześciodźwigarowym moście betonowym: a) dźwigar skrajny, b) dźwigar wewnętrzny, c) model obciążenia do oceny nośności mostów wg wytycznych brytyjskich

Metoda numeryczna rozdziału obciążeń ruchomych może także być zastosowana do oceny przydatności różnych modeli numerycznych w analizie mostów. Pomimo szerokiego stosowania programów komputerowych do obliczeń mostów, ciągle występuje niepewność co do poprawności rezultatów obliczeń zwłaszcza dla bardziej rozbudowanych modeli obliczeniowych. Zasada wyznaczania współczynników poprzecznego rozdziału obciążeń κ_{ik} ma również zastosowanie do modeli trójwymiarowych obiektów mostowych, co umożliwia ocenę ich przydatności.

Przykład zastosowania metody rozdziału obciążeń do oceny przydatności różnych modeli numerycznych w postaci rusztów płaskich (G), rusztów przestrzennych (UG) i modeli przestrzennych z elementami skończonymi (FE) przedstawiono na rys. 14. Przydatność modeli oceniono dla prawidłowego określenia nośności istniejącego mostu drogowego o przęśle z żelbetonowych belek prefabrykowanych „Wągrowiec” z monolityczną płytą nadbetonu. Most, usytuowany w ciągu drogi krajowej o dużym natężeniu ruchu samochodowego, ze względu na destrukcję nawierzchni asfaltowej przewidziany był do remontu. Ze względu na zwiększenie wymagań odnośnie klas obciążenia na drogach krajowych, zweryfikowano także jego nośność. Do oceny nośności zastosowano model przęsła w postaci rusztu płaskiego, a wyniki obliczeń sprawdzono modelami trójwymiarowymi (ruszt przestrzenny UG i model przestrzenny z elementami płytowych i belkowych FE). Porównanie uzyskanych linii wpływowych rozdziału obciążeń wykonano dla dźwigara skrajnego (a) i dźwigara wewnętrznego (b). Pomimo, że modele przestrzenne bardziej dokładnie opisują zachowanie się przęsła pod obciążeniami ruchomymi, uzyskano bardzo duże podobieństwo w rozdziale obciążeń przy zastosowaniu prostego modelu w postaci rusztu płaskiego. Modele przestrzenne przęsła mostu potwierdziły założenia przyjęte w modelu rusztu płaskiego zastosowanego do oceny nośności mostu. Umożliwiło to weryfikację projektowej nośności przęsła mostu i podniesienie jego nośności obliczeniowej.



Rys. 14. Porównanie rozdziału poprzecznego obciążeń w zespolonym moście betonowym: a) dźwigar skrajny, b) dźwigar wewnętrzny

Metoda numerycznego rozdziału obciążeń określa prawidłowo rozdział obciążeń z kół i osi pojazdów, pomimo zastosowania upraszczających założeń. Duża dostępność programów komputerowych umożliwia dokładne modelowanie przęseł mostowych i uzyskiwanie dokładnych wartości rozdziału obciążeń nawet dla nietypowych przęseł i złożonych warunków podporowych. Można ją stosować do indywidualnej analizy przęseł, a także do sprawdzania obliczeń numerycznych wykonywanych różnymi programami komputerowymi. Metodą numeryczną rozdziału obciążeń ruchomych wykonałem weryfikację nośności kilkudziesięciu mostów, we wszystkich przypadkach stwierdzono istnienie rezerw nośności przęseł.

c) Podsumowanie

Podsumowując mój dorobek naukowy stanowi m.in. 4 artykuły w czasopismach z listy *Journal Citation Report* o sumarycznym IF w roku 2012 wynoszącym 0,524. Indeks Hirscha według bazy Web of Science na dzień 27.01.2013 r. wynosił 0, a liczba cytowań bez autocytowań 0. Posumowanie dorobku naukowego przed i po doktoracie przedstawiono w tabeli poniżej.

Tabela. Dorobek naukowy

| | Lista publikacji po doktoracie | Lista publikacji przed doktoratem |
|---|--------------------------------|-----------------------------------|
| Publikacje ogółem | 139 | 20 |
| Artykuły w czasopismach z listy Journal Citation Report | 4 | 0 |
| Artykuły w recenzowanych czasopismach angielskojęzycznych | 1 | 0 |
| Artykuły w recenzowanych czasopismach polskich | 36 | 3 |
| Artykuły w materiałach konferencji międzynarodowych | 24 | 7 |
| Artykuły w materiałach konferencji krajowych | 70 | 10 |
| Rozdziały w książkach | 4 | 0 |

Wykaz opublikowanych prac naukowych znajduje się w załączniku 4.

Podsumowując, w ramach cyklu jednotematycznych publikacji stanowiących osiągnięcie naukowe, o którym mowa w art. 16 ust. 2 ustawy z dnia 14 marca 2003 r o stopniach naukowych i tytule naukowym oraz o stopniach i tytule w zakresie sztuki opublikowałem 37 artykułów w czasopismach zagranicznych, krajowych czasopismach recenzowanych i na konferencjach międzynarodowych, oraz 40 artykułów w specjalistycznych czasopismach krajowych i na konferencjach krajowych. Do najważniejszych wyników przedstawionych i omówionych w tym cyklu publikacji należą:

- Ocena zachowania się betonów konstrukcyjnych w mostach:
 - ocena wpływu różnych parametrów na wielkości skurczu i pęczania betonu
 - ocena wpływów termicznych w procesach betonowania ustrojów nośnych i płyt pomostów mostów
 - ocena wpływu etapowania budowy mostów betonowych na redystrybucję sił wewnętrznych
 - ocena różnych modeli betonu w obliczaniu odkształceń opóźnionych betonu

- ocena zachowania się w czasie betonowych mostów integralnych
- opracowanie procedur wzmacniania i przebudowy istniejących mostów betonowych
- Ocena zachowania się stali konstrukcyjnych we wczesnych mostach:
 - badania składu chemicznego stali zlewnych
 - badanie własności mechanicznych i plastycznych stali zlewnych
 - ocena twardości stali zlewnych
 - badanie udarnośći stali zlewnych i ocena stopnia degradacji
 - ocena parametrów spawalności stali zlewnych
 - ocena uszkodzeń i ubytków korozyjnych po okresie długotrwałej eksploatacji
 - porównanie parametrów stali zlewnych i współczesnych stali konstrukcyjnych
 - opracowanie procedur rehabilitacji i wzmacniania mostów stalowych
- Numeryczne modelowanie rozdziału obciążeń w mostach do oceny ich zachowania się :
 - opracowanie numerycznych procedur rozdziału obciążeń ruchomych
 - identyfikacja modeli numerycznych różnych typów mostów pod obciążeniami użytkowymi
 - ocena przydatności modeli numerycznych do rozdziału obciążeń ruchomych
 - numeryczne modelowania uszkodzeń w obiektach mostowych
 - weryfikacja nośności istniejących mostów

Do najważniejszych osiągnięć w moich pracach naukowych, wg mojej opinii, należą wyniki prac nad odkształceniami reologicznymi betonu oraz wyniki badań stali konstrukcyjnych we wczesnych mostach kolejowych i drogowych. Mam nadzieję, że wyniki moich prac umożliwią bardziej prawidłowe projektowanie i ocenę zachowania się mostów betonowych wrażliwych na wpływy odkształceń opóźnionych. Badania stali zlewnych powinny wpłynąć na zmianę opinii o ich spawalności i zakresie stosowanych wytrzymałości stali konstrukcyjnych we wczesnych mostach. Uzyskane wyniki badań powinny umożliwić bardziej racjonalną ocenę mostów eksploatowanych przez dłuższy czas pod względem stanu technicznego, nośności, trwałości i przydatności eksploatacyjnej.

Janusz Błotnicki

SUMMARY OF PROFESSIONAL ACCOMPLISHMENTS

**DESCRIPTION OF SCIENTIFIC, DIDACTIC AND
ORGANIZATIONAL ACTIVITIES IN SCIENCE**

Janusz Hołowaty, PhD. Eng.

SZCZECIN, January 2014

1. First name and surname: Janusz HOŁOWATY

2. Owned diplomas, scientific degrees as well as other studies and licences

- a) Construction technician in the line "roads and vehicular bridges", Kazimierz Wielki Construction Technical College Szczecin, 1976
- b) Civil Engineering M.Sc. in the line "roads and streets", Szczecin University of Technology Szczecin, Faculty of Civil Engineering and Architecture, diploma's thesis „Design Project of a Railway Viaduct of a Minimum Structural Depth”, 1981
- c) PhD. Eng. in the discipline "construction" – Wrocław University of Technology, Institute of Civil Engineering, doctor's thesis "Rheological Effects in Continuous Multi-Span Bridge Facilities Made by Sections", 1995

Besides:

- d) Government Department Examination in English, Ministry of Sciences and Higher Education, Warsaw 1986
- e) Post-graduate studies: Computer-Aided Designing of Bridges, Wrocław University of Technology, Institute of Civil Engineering, 1990
- f) Post-graduate studies: Computer Methods in Mechanical Engineering of Structures, Szczecin University of Technology, Department of Marine Technology, 1991
- g) Scientific internship, Petersburg Institute of Transport Engineers, Chair of Bridges, December 1991
- h) Construction licence No. 131/Sz/94 in the design-engineering line in the field of construction of bridges, 1994
- i) Construction expert licence No. 48/Rz/94 in the design-engineering line in the field of designing of bridges, 1994

3. Information on the employment

- 1980 – 1996 Work in the position of assistant, senior assistant and lecturer at the Department of Bridges and Railways Construction, Szczecin University of Technology
- 1992 - 1993 Work in the position of deputy manager on the construction site with the "Trakt" Transport Routes Construction Company in Szczecin
- 1993 - 1995 Work in the position of senior assistant and designer with the Bridges Team, Railway Design Project Office in Szczecin
- 1996 - 1997 Work in the position of senior lecturer with the Department of Bridges and Railways Construction, Szczecin University of Technology
- 1997 - 2014 Work in the position of senior lecturer with the Department of Roads and Bridges (since 1.01.2009, West-Pomeranian University of Technology, Szczecin)
- 1996 – 2014 Owner and Designer, Design Workroom of Roads and Bridges in Szczecin

4. Indication of the achievement resulting from Art. 16 Para. 2 of the law of 14 March 2003 on scientific degrees and the scientific title as well as degrees and the title in the area of art (Journal of Laws No. 65, Item 595 as amended)

A scientific achievement deriving from the above-mentioned law is a series of publications on the subject:

Time-dependant behaviour of bridges

The series of monothematic publications is made up of eighteen papers cited in journals from the Journal Citation Report, JCR, in foreign journals and reviewed domestic journals. The papers in journals are supplemented by fourteen papers published and delivered at foreign and international conferences as well as twelve papers published in specialist domestic journals and twenty-six papers published and delivered at domestic conferences.

a) Listing of publications constituting scientific achievements that make a basis to carry out the application to conduct postdoctoral proceedings:

- Papers in the journal from the Journal Citation Report listing
 1. **J. Hołowaty, *Live Load Distribution for Assessment of Highway Bridges in American and European Codes***. Structural Engineering International, SEI Volume 22, Number 4, November 2012. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Switzerland: 574-578, own contribution: 100% (a hundred percent)
 2. **J. Hołowaty, *Removing Weak Spots from Polish Railways***. Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 1, February 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Switzerland: 85-88, own contribution: 100% (a hundred percent)
 3. **J. Hołowaty, *Carbon fibre composites in retrofitting of RC highway bridge***. Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 3, August 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Switzerland: 323-326, own contribution: 100% (a hundred percent)
 4. **J. Hołowaty, B. Wichtowski, *Properties of structural steel in early railway bridges***. Structural Engineering International, SEI Volume 23, Number 4 2013. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE), Switzerland: 512-518, own contribution: 80% (an eighty percent)
- Papers in foreign journals (written in English, reviewed)
 5. **J. Hołowaty, *Poland's only movable railway bridge still in use***. Bridge Engineering, Volume 164, Issue BE3 September 2011. Proceedings of Institution of Civil Engineers, Great Britain: 115-121, own contribution: 100% (a hundred percent)
- Papers in reviewed domestic journals
 6. **J. Hołowaty, J. Biliszczyk, *Redystrybucja momentów zginających w ciągłych mostach betonowych wykonywanych odcinkami (Redistribution of bending moments in continuous concrete bridges constructed span-by-span)***, Inżynieria i Budownictwo 1996 nr 5: 292-296, own contribution: 80% (an eighty percent)
 7. **J. Hołowaty, Cz. Machelski, *Efekty osiadania łożysk w ukośnym przęśle wiaduktu kolejowego (Effects of bearing settlements in a skew span of a railway viaduct)***, Prace

- Instytutu Badawczego Dróg i Mostów nr 1-2/1997: 39-47, own contribution: 90% (a ninety percent)
8. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości stali w najstarszych spawanych mostach kolejowych w Polsce w świetle badań (Properties of steel in the oldest welded railway bridges in Poland in research)*. Inżynieria i Budownictwo 2009 nr 5: 263-267, own contribution: 50% (a fifty percent)
 9. **J. Hołowaty**, *Europejskie stale konstrukcyjne w obiektach mostowych (European structural steels in bridge structures)*. Inżynieria i Budownictwo 2009 nr 5: 258-262, own contribution: 100% (a hundred percent)
 10. J. Biliszczuk, **J. Hołowaty**, *Po katastrofie mostu o rekordowej rozpiętości przęsła z betonu sprężonego w Palau (After the collapse of the record span prestressed concrete bridge in Palau)*. Inżynieria i Budownictwo 2010 nr 9: 489-493, own contribution: 80% (an eighty percent)
 11. **J. Hołowaty**, *Numeryczny sposób rozdziału obciążeń ruchomych w mostach drogowych (Numerical method of live load distribution in road bridges)*. Drogi i Mosty nr 4/2010: 29-46, own contribution: 100% (a hundred percent)
 12. **J. Hołowaty**, *Przebudowa mostu kolejowego z zastosowaniem prefabrykatów przepustów drogowych (Rebuilding of railway bridge using precast sections of road culverts)*. Inżynieria i Budownictwo nr 5, 2011: 279-281, own contribution: 100% (a hundred percent)
 13. **J. Hołowaty**, *Technologie betonowania wiaduktów zespolonych węzła „Prymasa Tysiąclecia” drogi ekspresowej S8 w Warszawie (Technology of concrete placement for composite bridges of interchange “Prymasa Tysiąclecia” on S8 expressway in Warsaw)*. Inżynieria i Budownictwo nr 6, 2012: 303-307, own contribution: 100% (a hundred percent)
 14. **J. Hołowaty**, *Prefabrykaty przęsła z dźwigarów stalowych obetonowanych w przebudowie wiaduktu kolejowego (Precast sections of rolled beams embeded in concrete in rebuilding of railway viaduct)*. Inżynieria i Budownictwo nr 4, 2013: 205-207, own contribution: 100% (a hundred percent)
 15. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Analiza właściwości materiałowych i spawalności stali zlewnej mostów kolejowych (Analysis of properties and weldability of cast steels from railway bridges)*. Inżynieria i Budownictwo nr 5, 2013: 247-251, own contribution: 50% (a fifty percent)
 16. **J. Hołowaty**, *Porównanie pełzania betonu cementowego w ujęciu normy mostowej i Eurokodu 2 (Comparison of creep of cement concrete in bridge standards and Eurocode 2)*. Inżynieria i Budownictwo nr 6, 2013: 338-342, own contribution: 100% (a hundred percent)
 17. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *O stanie technicznym najstarszego wiaduktu drogowego w Polsce ze stali zlewnej (Technical condition of the oldest road viaduct in Poland made from cast steel)*. Inżynieria i Budownictwo nr 7/8, 2013: 404-407, own contribution: 80% (an eighty percent)
 18. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Badania udarnościami stali zlewnej mostów kolejowych (Toughness tests of cast steels from railway bridges)*. Inżynieria i Budownictwo nr 1, 2014: 28-31, own contribution: 50% (a fifty percent)
- Papers at foreign and international conferences (both published and delivered)
19. **J. Hołowaty**, *Comparison of Load Distribution for Assessment of Highway Bridges in American and European Codes*. Proceedings of the Joint IABSE - fib Conference on

- "Codes in Structural Engineering. Developments and Needs for International Practice". Cavtat, Dubrovnik-Neretva County, Croatia May 3-5, 2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
20. **J. Hołowaty**, *Numerical method for live load distribution in road bridges*. Proceedings of the Fourth International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation. 6-8 September 2010, Cape Town, South Africa, own contribution: 100% (a hundred percent)
 21. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *An analysis of the properties of structural steel in a railway bridge with 123 years' service life*. XII International Conference on "Metal Structures – Wrocław 2011". Wrocław, 15-17 June 2011, own contribution: 50% (a fifty percent)
 22. **J. Hołowaty**, *Application of Advanced Composites in Strengthening and Retrofitting of an Existing RC Bridge*. IABSE Conference Sharm El Sheikh 2012 – Global Thinking in Structural Engineering: Recent Achievements, Sharm El-Sheikh, Egypt, May 7-9, 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
 23. **J. Hołowaty**, *Widening and Upgrading of a RC Slab Bridge for Improved Sustainability*. Proceedings of fib Symposium STOKHOLM 2012 "Concrete Structures for Sustainable Community". Stockholm, Sweden, 11-14 June, 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
 24. **J. Hołowaty**, *Technology of Concrete Placement in Bridge Decks for S5/S10 Expressway Extension*. Proceedings of fib Symposium Tel-Aviv 2013 "Engineering a Concrete Future: Technology, Modeling & Construction". Tel-Aviv, Israel, 22-24 April, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 25. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Testing the Properties of Structural Cast Steel (Flußstahl) in Old Railway Bridges*. IABSE Conference Rotterdam 2013 – Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure, Rotterdam, The Netherlands, May 6-7, 2013, own contribution: 80% (an eighty percent)
 26. **J. Hołowaty**, *Removing Weak Spots from Railway Lines*. IABSE Conference Rotterdam 2013 – Assessment, Upgrading and Refurbishment of Infrastructure, Rotterdam, The Netherlands, May 6-7, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 27. **J. Hołowaty**, *Adapting a historic truss viaduct to modern requirements*. ICSA 2013 Second International Conference – Structures and Architecture: Concepts, Applications and Challenges. Guimaraes, Portugal, July 24-26, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 28. **J. Hołowaty**, *Usability of numerical models for live load distribution in composite slab bridge deck*. 20th International Conference on Computer Methods in Mechanics – CMM 2013. Poznań, Poland, August 27-31, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 29. **J. Hołowaty**, *Comparison of Eurocode 2 and Polish bridge standards for creep and shrinkage of concrete – necessity for implementation*. CCC 2013 – Central European Congress on Concrete Engineering – Concrete Structures in Urban Areas. Wrocław, Poland, September 4-6, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 30. **J. Hołowaty**, *Refurbishment of solid slab bridge over the Drawa River*. CCC 2013 – Central European Congress on Concrete Engineering – Concrete Structures in Urban Areas. Wrocław, Poland, September 4-6, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
 31. **J. Hołowaty**, *Investigation of fastening failure in tram track structure on a bridge over the Vistula River*. 36th IABSE Symposium – Long Span Bridges and Roads – Development, Design and Implementation, Kolkata, India, September 24-27, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)

32. **J. Hołowaty**, *Widening and Strengthening of a Two-Span Arch Bridge*. Arch 2013 – 7th International Conference on Arch bridges. Trogir - Split, Croatia, October 2-4, 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
- Articles in specialist domestic journals
33. **J. Hołowaty**, *Koncepcje przystosowania istniejących mostów do przeprowadzenia ścieżek rowerowych* (Design concepts of adaptation of existing bridges to carry cycle tracks). Mosty nr 2/2009, own contribution: 100% (a hundred percent)
34. **J. Hołowaty**, *Konstrukcje zintegrowane jako element zwiększania trwałości obiektów mostowych* (Integrated structures as an element of improving the durability of bridge structures). Mosty nr 1/2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
35. **J. Hołowaty**, *Wzmocnienie belek żelbetowych wiaduktu drogowego taśmami i kształtkami z włókien węglowych* (Strengthening of reinforced concrete beams of the road viaduct with carbon fibre strips and shaped plates). Mosty nr 3/2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
36. **J. Hołowaty**, *Płyty przejściowe w mostach zintegrowanych* (Run-on slabs in integral bridges). Obiekty Inżynierskie nr 3/2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
37. **J. Hołowaty**, *Uproszczone metody rozdziału poprzecznego obciążeń w mostach drogowych* (Simplified methods of lateral load distribution in road bridges). Mosty nr 4/2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
38. **J. Hołowaty**, *Sposób oceny rezerw nośności mostów dźwigarowych* (Method for assessment of load bearing capacity reserves in girder bridges). Mosty nr 1/2011, own contribution: 100% (a hundred percent)
39. **J. Hołowaty**, G. Zimny, *Projekt i budowa małego mostu żelbetowego bez dylatacji w nawierzchni* (Design and construction of a small reinforced concrete bridge without dilatation gaps in road pavement). Mosty nr 3/2011, own contribution: 80% (an eighty percent)
40. **J. Hołowaty**, *Naprawa i wzmocnienie przęsła z belek „Wągrowiec” poprzez uciąglenie z przyczółkami* (Repair and strengthening of the span with "Wągrowiec" beams by making it continuous with abutments). Mosty nr 5/2011, own contribution: 100% (a hundred percent)
41. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Ocena właściwości stali mostów na modernizowanych regionalnych liniach kolejowych województwa zachodniopomorskiego* (Steel property assessment in bridges on modernized regional railway lines of West Pomeranian Province). Mosty nr 2/2012, own contribution: 80% (an eighty percent)
42. **J. Hołowaty**, *Naprawa skorodowanych pasów w kolejowym moście blachownicowym* (Repair of the corroded flanges in a railway plate girder bridge). Mosty nr 1/2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
43. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Badania belek stalowych z rozebranego mostu kolejowego w celu ich powtórnego wykorzystania* (Testing of steel beams from demolished railway bridge for their re-use). Mosty nr 4/2013, own contribution: 80% (an eighty percent)
44. **J. Hołowaty**, *Porównanie pelzania i skurczu betonu konstrukcyjnego w mostach – potrzeba wprowadzenia Eurokodów* (Comparison of creep and shrinkage of structural concrete in bridges – necessity to introduce the Eurocodes). Mosty nr 1/2014, own contribution: 100% (a hundred percent)

- Papers at domestic conferences and seminars (both published and delivered)
45. **J. Hołowaty**, *Identification of transversal behaviour of composite bridge deck*. XIII Polish Conference on Computer Methods in Mechanics. Poznań, 5-8 May 1997, own contribution: 100% (a hundred percent)
 46. **J. Hołowaty**, *O możliwości zwiększenia trwałości małych mostów na etapie projektowania (About a possibility of increasing the durability of small bridges at the design stage)*. V Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy projektowania, budowy oraz utrzymania mostów małych i średnich rozpiętości”. Wrocław, 2-3 grudnia 2004, own contribution: 100% (a hundred percent)
 47. **J. Hołowaty**, *Koncepcje przystosowania istniejących mostów do przeprowadzenia ścieżek rowerowych (The concepts of adapting existing bridges for accommodation of cycle tracks)*. V Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 5-6 listopada 2008, own contribution: 100% (a hundred percent)
 48. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości stali w spawanych mostach kolejowych po 70 latach eksploatacji (Properties of steel in welded railway bridges after 70 years in service)*. V Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 5-6 listopada 2008, own contribution: 50% (a fifty percent)
 49. **J. Hołowaty**, *Wzmocnienie pomostu zespolonego poprzez wymianę płyty żelbetowej (Strengthening of composite bridge deck by replacement of reinforced concrete slab)*. Konferencja Naukowa: Zespolone Konstrukcje Mostowe. Kraków, 13-15.05.2009, own contribution: 100% (a hundred percent)
 50. **J. Hołowaty**, *Zalecane rozwiązania płyt przejściowych w mostach zintegrowanych (Recommended solutions of run-on slabs in integrated bridges)*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Obiekty mostowe na autostradach i drogach ekspresowych. Wrocław, 26-27 listopada 2009, own contribution: 100% (a hundred percent)
 51. **J. Hołowaty**, *Naprawa przęsła z belek prefabrykowanych poprzez uciąglenie (Repair of the span from precast beams by making it semi-continuous)*. II Międzynarodowa Konferencja Mostowa im. Rudolfa Modrzejewskiego: Mosty. Tradycja i Nowoczesność. Bydgoszcz, 19-21 maja 2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
 52. **J. Hołowaty**, *Most Clowy ma nowe gzymsy (Custom bridge has got new parapet beams)*. II Międzynarodowa Konferencja Mostowa im. Rudolfa Modrzejewskiego: Mosty. Tradycja i Nowoczesność. Bydgoszcz, 19-21 maja 2010, own contribution: 100% (a hundred percent)
 53. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Ocena spawalności i szacowanie właściwości mechanicznych stali zlewnej dwóch mostów kolejowych (Assessment of weldability and rough estimation of mechanical properties of cast steel in two railway bridges)*. II sympozjum naukowo-techniczne „Eksploatacja, utrzymanie budynków i obiektów budowlanych”. Zeszyty Naukowe. Serii Budownictwo, Zeszyt nr 2. Kielce, 18-19 październik 2010, own contribution: 50% (a fifty percent)
 54. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Analiza stali starych mostów kolejowych według badań twardości i składu chemicznego (The analysis of steel from old railway bridges according to the tests of hardness and chemical composition)*. Konferencja Naukowo-Techniczna "Awaryjne Budowlane. Zapobieganie – Diagnostyka – Naprawy – Rekonstrukcje". Szczecin-Międzyzdroje, 24-27 maja 2011, own contribution: 50% (a fifty percent)

55. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Szacowanie właściwości mechanicznych i spawalności stali mostów kolejowych oddanych do eksploatacji w roku 1875 (Assessment of mechanical properties and weldability of steel in railway bridges constructed in 1875)*. III sympozjum naukowo-techniczne „Eksploatacja, utrzymanie budynków i obiektów budowlanych”. Zeszyty Naukowe. Serii Budownictwo, Zeszyt nr 3. Kielce, 17 października 2011, own contribution: 50% (a fifty percent)
56. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Badanie właściwości stali mostów na modernizowanych regionalnych liniach kolejowych województwa zachodniopomorskiego (Testing of steel properties of in bridges on retrofitting regional railway lines in West Pomeranian Province)*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Aktualne realizacje mostowe. Wrocław, 24-25 listopada 2011, own contribution: 50% (a fifty percent)
57. **J. Hołowaty**, D. Jurkowski, G. Zimny, *Projekt modernizacji kładki dla pieszych na stacji Krzyż (Retrofitting design of the pedestrian bridge on the Krzyż railway station)*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Aktualne realizacje mostowe. Wrocław, 24-25 listopada 2011, own contribution: 50% (a fifty percent)
58. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Właściwości i spawalność stali ze starych mostów kolejowych w świetle badań (Properties and weldability of structural steel from the old railway bridges in research)*. XVIII Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 22-24 maja 2012, own contribution: 50% (a fifty percent)
59. **J. Hołowaty**, *Pełzanie betonu w normie mostowej i Eurokodzie 2 (Creep of concrete in the bridge standard and Eurocode 2)*. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 24-25 maja 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
60. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Stan techniczny stalowego wiaduktu drogowego z 1857 roku w świetle badań (The technical condition of the steel road viaduct from 1857 in research)*. VI Ogólnopolska Konferencja Mostowców: Konstrukcja i Wyposażenie Mostów. Wisła, 24-25 maja 2012, own contribution: 80% (an eighty percent)
61. **J. Hołowaty**, *Poszerzenie i wzmocnienie żelbetowego mostu płytowego w aspekcie zrównoważonego rozwoju (Widening and strengthening of reinforced concrete slab bridge in the aspect of sustainable development)*. Konferencja: Dni betonu. Tradycja i nowoczesność. Wisła, 8-10 października 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
62. **J. Hołowaty**, *Współczesne modele pełzania betonu cementowego (Contemporary models of creep of cement concrete)*. Konferencja: Dni betonu. Tradycja i nowoczesność. Wisła, 8-10 października 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
63. **J. Hołowaty**, *Materiały kompozytowe w wiadukcie żelbetowym po 12 latach eksploatacji (Advanced in reinforced concrete viaduct after 12 years of service)*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
64. **J. Hołowaty**, *Uszkodzenia korozyjne pasów i ich naprawa w blachownicowym moście kolejowym (Corrosion damages of top flanges and their repair in a plate girder railway bridge)*. Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012, own contribution: 100% (a hundred percent)
65. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Możliwość powtórnego wykorzystania belek stalowych ze zdemontowanego mostu w świetle badań (Possibility for re-use of steel beams from the*

- demolished bridge in research*). Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Trwałość obiektów mostowych. Wrocław, 22-23 listopada 2012, own contribution: 50% (a fifty percent)
66. **J. Hołowaty**, B. Wichtowski, *Aspekty projektowo-wykonawcze związane z remontem blachownicowego mostu kolejowego* (*Design and construction aspects for renovation of railway plate-girder bridge*). XIX Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 4-6 czerwca 2013, own contribution: 80% (an eighty percent)
67. B. Wichtowski, **J. Hołowaty**, *Udarność stali zlewnej starych mostów kolejowych* (*Toughness of cast steels from old railway bridges*). XIX Naukowo-Techniczna Krajowa Konferencja Spawalnicza "Postęp, innowacje i wymagania jakościowe procesów spajania". Międzyzdroje, 4-6 czerwca 2013, own contribution: 50% (a fifty percent)
68. **J. Hołowaty**, *Uszkodzenia bezpodsytkowej nawierzchni tramwajowej Mostu Śląsko-Dąbrowskiego* (*Fastening failure in tram track structure on Śląsko-Dąbrowski Bridge*). Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
69. **J. Hołowaty**, *Wzmocnienie i poszerzenie mostu drogowego w Drawsku Pomorskim* (*Strengthening and widening of a road bridge in Drawsko Pomorskie*). Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)
70. **J. Hołowaty**, *Pęczanie i skurcz betonu w konstrukcjach mostowych – potrzeba wprowadzenia Eurokodów* (*Creep and shrinkage of concrete in bridge structures – necessity for implementation of Eurocodes*). Wrocławskie Dni Mostowe. Seminarium: Miejskie obiekty mostowe. Wrocław, 21-22 listopada 2013, own contribution: 100% (a hundred percent)

b) Discussion of the scientific objective of the above-specified papers jointly with the discussion of their utilization

I. Introduction

The basic structural materials used in bridge facilities, such as steel and concrete, are subject to aging, corrosion, damages and destruction, whereas the structures of facilities are subject to functional aging. The parameters of structural materials undergo changes in time, time-delayed strains appears in concrete caused by concrete shrinkage and creep, the relaxation of stresses follows in tensioning steel. While aging, concrete and steel are hardened to a different degree and change their properties. The surrounding environment interferes with the materials, producing the concrete carbonatization and corrosion both of concrete and steel. Some primary parameters of the materials are undergoing changes in the life of their operation as a result of natural aging as well as a result of the appearing loads. The primary parameters of the construction materials depend on the components for their manufacture as well as production methods. Both for steel and concrete, the components applied are subject to changes and modification, and the production methods permanently evaluate. This produces that structural materials manufactured in the past have other parameters and properties than presently-used materials. The production methods and additives applied, changing over the span of

time, produce , despite similar probabilities, that individual materials have other initial parameters, and their properties are changing in time.

Presently, there are many bridge facilities, from steel and reinforced concrete, in operation, built in the second half of the 19th Century or at the beginning of the 20th Century. The majority of steel bridges on railway lines were constructed in the second half of the 19th Century and a significant part of them are still in operation. The structural steels or concretes from those times were applied in bridges, according to the conditions of use and know-how level of those times. Their present-day parameters reflect the state of technique and technology from the time of the construction and a multi-years' time of operation under often variable conditions. A part of the facilities have corrosion damages, and a part have been remained in a fairly good state. All structural materials of such facilities have aged naturally, a part of the facilities have also aged functionally. The evaluation of the up-to-date parameters of such bridges is also necessary for the evaluation of their further utility fitness and the potential for keeping in operation.

On the other hand, modern bridges are constructed for a scheduled time period of operation and in a part of facilities already at the stage of designing a change to the mechanical parameters and strain ability of structural materials should be considered in the time period of their operation for their correct and safe operation in the future. The concrete shrinkage and creep are factors affecting the gradual change in strains and stresses in concrete bridges. Very many parameters affect them, which affects the accuracy of assessment of strain shrinkage and creep for concrete. Although many concrete models have been developed to the description of time-dependant properties, the evolution of the technology of cements and concretes, the introduction of new additives to concretes as well as the introduction of concretes of a higher strength and self-concentrating concretes requires the updating of the procedures applied to assess strains of strain-delayed concretes. Modern concretes are characterized by the use of presently manufactured cements of higher hydration heats and chemical additives that ameliorate the parameters for a concrete mix. These factors significantly affect the concrete parameters achieved in the time periods of early maturing and a further hardening. Generally, the presently used structural concretes are characterized by a higher shrinkage and creep as well as a higher potential for scratching at an early time period of maturing.

The effect of the surrounding environment, very often aggressive, and the agents to counteract the winter slipperiness results in the appearance of corrosion damages and damages of bridges' structural elements. The degree of corrosion damage to bridges' elements can be very differentiated, as a rule, the older is the construction, the higher can be the damages to the bridge. The number of factors affecting the potential for creation and magnification of corrosion damages is very high. In the construction of steel and concrete bridges, from the very beginning of their use, various types and construction have been appearing, changing with the development of the bridge building trade. The use of various types of facilities was dictated by the current engineering process capabilities as well as business aspects. Various types of facilities or structural solutions applied were characterized by a different corrosion resistance and sensitivity to damages. The identification of bridge facility types, the materials used in them and the assessment of their current parameters taking into consideration the appearing damages are necessary to schedule overhauls, upgrading and strengthening.

II. Testing Objective and Scope

The testing objective was to identify, theoretically and experimentally, the behaviour of facilities during the construction and operation. The testing was performed to recognize, theoretically and actually, the behaviour of bridges in the anticipated or actual operation time period.

Bridge facilities as structures, as well as their structural materials, demonstrate a variable in time behaviour. Many steel bridges, especially railway bridges, have considerably exceeded the operations life anticipated for them (80-100 years) or are approaching this time period, and the facilities are in a further operation. Many reinforced concrete facilities also reach the limit of operational usefulness already anticipated for them. The behaviour of many bridge facilities in a good state is possible due to the use of conservative design methods and the anticipation by the designers of the appearance of damages in the time period of the scheduled operation.

The modern bridge facilities are characterized by the use of various construction technologies and a considerably higher degree of utilization of the strength of materials. In some type of facilities, the construction studies and the materials applied have a decisive significance for the effort of the construction and its toughness in the terms of business effects obtained. The balanced and economic development of the society requires a correct assessment of the behaviour of bridges in time with the consideration of the construction methods and the production of structural materials production used for them as well as the variability of their parameters in time taking into account the gradual degradation or appearing damages.

The aging bridge infrastructure and its deteriorating technical state, at the lack of sufficient means for their upgrading and improvement, requires a correct assessment of the degree and progress of the aging of facilities in the perspective of their toughness and safety. This applies in particular to the aging and the change in the properties of facilities' structural materials. The maintenance of the existing bridges in a permanent operation was the subject matter of a series of international scientific and research projects that required the appropriate testing and analyses to precise the nature and size of changes in a material that has been operated for a longer time. The results of these design projects are used in the work on the national regulations, including, among others, in the currently prepared "Guidelines and Procedures to Monitor the Bridge Facilities", related to the methodology of systematic observations of the technical state of facilities for the needs of the assessment of their toughness. By getting involved in this problem, the author has conducted the testing and the forecasting of the properties of bridges' structural materials after and in the perspective of several dozen years of operation. The testing performed allows to identify the properties of structural materials in the time period of their building-in and after a many-years' operation.

The testing conducted had a general or a sectional nature, related to the problems analysed of the behaviour of bridge facilities in time. General procedures were used for the evaluation of rheological strains of concrete constructions in the perspective of their many-years' operation taking into account the impact of the construction technology. The testing of the structural steel of early bridges was conducted fragmentary on the basis of specimens taken from the facilities being operated. The objective of the testing of the structural steels from early bridge facilities was the assessment of their mechanical parameters and plastic properties after a time period of many-years' operation. The testing of the impact strength of cast steels was conducted within various

temperature ranges on specimens naturally aged and normalized for the evaluation of the material's degree of degradation.

III. Testing Methods

To evaluate the behaviour of bridges in time, the theoretical research and experimental non-destructive and destructive testing were applied. In the theoretical research on strains of delayed structural concretes modern and conventional concrete models were used (fib MC2010, EC2, ACI, B3, PN-91/S-10042). The analysis of strains of strain-delayed structural concretes was conducted using own computational programmes. In the testing of concrete strains the comparative and parametric methods were used.

In the evaluation of structural steels' parameters non-destructive and destructive testing on specimens cut out from the existing bridges were used. To evaluate the chemical composition the traditional "wet" and spectrometric testing were applied. The analysis of the chemical composition of steels allowed to determine their grade and the weldability parameters. The testing of the mechanical and plastic parameters of steels was conducted on the strength testing machine with a continuous recording of strains and stresses, which allowed to obtain σ - ε diagrams. The tensile testing made allowed to determine the computational strengths of the tested steels. The assessment of the steel behaviour in the case of a potential appearance of conditions contributing to a brittle cracking due to the presence of a notch and high-rate strains was conducted on the basis of impact tests. In the testing Charpy specimens (KCV) were used that were tested within various temperature ranges. The parameters of the tested cast steels were compared against the requirements for modern structural steels. The assessment of corrosion losses in bridges operated over a longer time period was conducted through the measurement of the thickness or of the scope of losses on corroded elements.

IV. Test Results

- Assessment of structural concretes' behaviour in bridges

Bridges in the time period of their scheduled operations should demonstrated the required toughness and the ability to transfer the appearing live loads. The delayed strains of structural concrete have a big significance in some types of bridges in which strains caused by shrinkage and creep can, many times, transform the elastic strain appearing at the moment of loads' application. The delayed strains of concrete are important not only in big concrete bridges constructed using the cantilever method. The effects of the under-assessment or over-assessment of delayed strains mainly affect the limit states of bridges' functional quality. Delayed strains of concrete are higher in compressed structures than in reinforced concrete ones. The forecasting of the delayed strains of concrete is always related to a high number of variables and uncertain factors. For simple, uncomplicated structures simplified procedures to determine concrete's delayed strains can be used.

The designing or the analysis of structures susceptible to rheological effects requires the use of models that consider the course of strains in time. Pertaining to such structures are, among others, bridges constructed using the "span-by-span" method. The rheological analysis of such bridges was the subject matter of my doctor's thesis and related publications published after the doctorate.

Under my research work I have developed the computational procedures to analyse the size of shrinkage strains and creep for the majority of presently used models of cement concrete. Despite the

use of multiple input parameters for the description of the variable in time behaviour of concrete, the results obtained of delayed strains sometimes differ quite considerably when using various models. The difficulties with the assessment of concrete's delayed strains are due not only to the imperfections of the computational models used but also the changing technology of concretes' manufacture. The results of the research work are presented in reviewed domestic journals and at international and domestic conferences.

An example of the comparison of the variability in time of concrete creep coefficients $\varphi(t, t_0)$ for two values of the concrete age at the moment of load $t_0 = 7$ and 28 days is presented in Fig. 1. Three modern rheological models of concrete were used for the comparison: Eurocode 2, US guidelines ACI-209R-92 and the Bažant-Baweja model (B3). Fig. 2 presents the comparison of limit values of the creep coefficient for concrete $\varphi(\infty, t_0)$ for these models, for various concrete ages at the moment of load in case of concretes of the strength class C25/30 and C40/50.

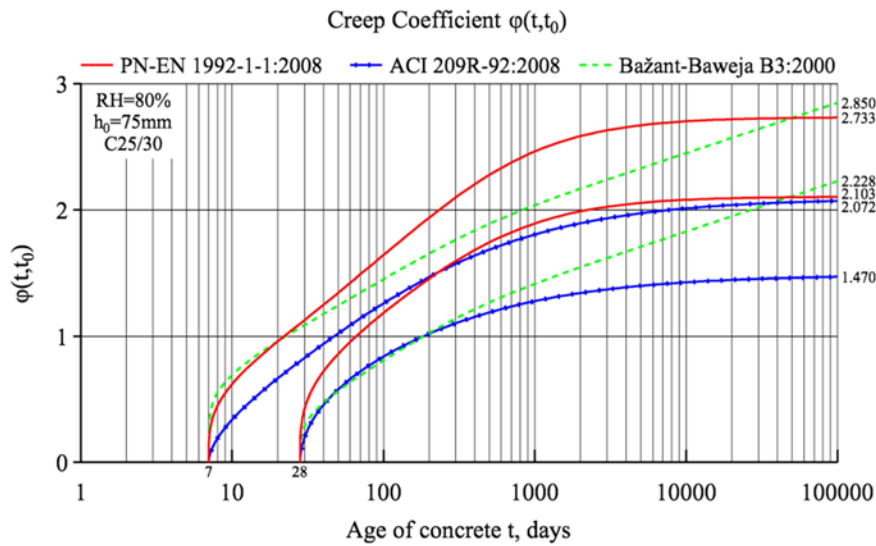


Fig. 1. Creep coefficients $\varphi(t, t_0)$ for concrete C25/30

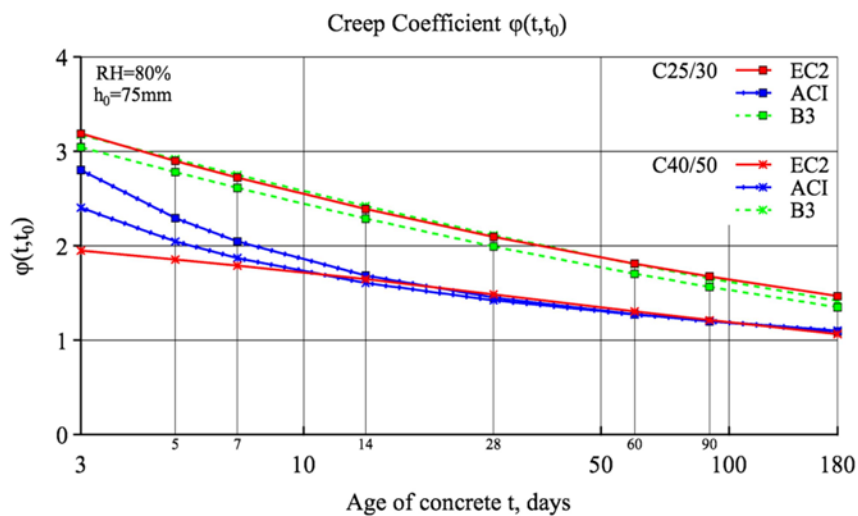


Fig. 2. Final creep coefficients $\varphi(\infty, t_0)$

I have also developed the comparisons of other parameters affecting the creep of cement concrete, such as the rated dimension of the element h_0 and the relative humidity of the RH environment. In the analysed rheological models for concrete, both simple and complicated, the scatter of the results obtained is quite large, so the accuracy of the models is dependent on the input parameters applied and the data bases on which they were calibrated.

Fig. 3 presents a comparison of the course of the creep coefficients for concrete $\varphi(t, t_0)$ of the plain concrete of the C25/30 class as per PN-91/S-10042 and Eurocode 2 for two relative humidity values of the RH environment = 50 and 80% and two concrete ages at the moment of load $t_0 = 7$ and 28 days. The comparison of the creep function (susceptibility) for concrete is presented in Fig. 4. For the same parameters for concrete, the environment, the substitute thickness and the ages of load, the comparison of the size of strains is presented in Fig. 5.

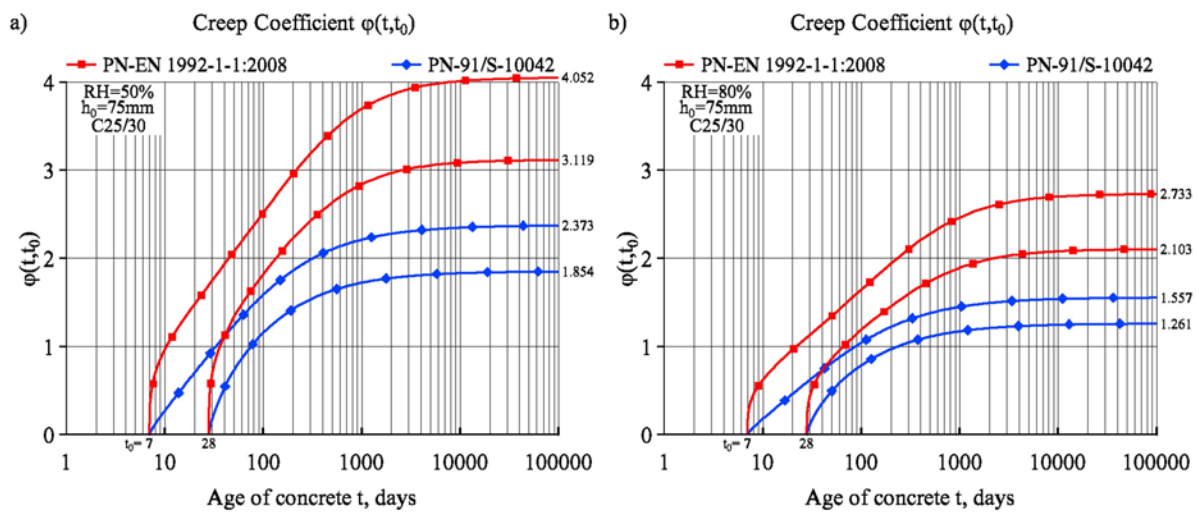


Fig. 3. Comparison of creep coefficients $\varphi(t, t_0)$ for concrete C25/30

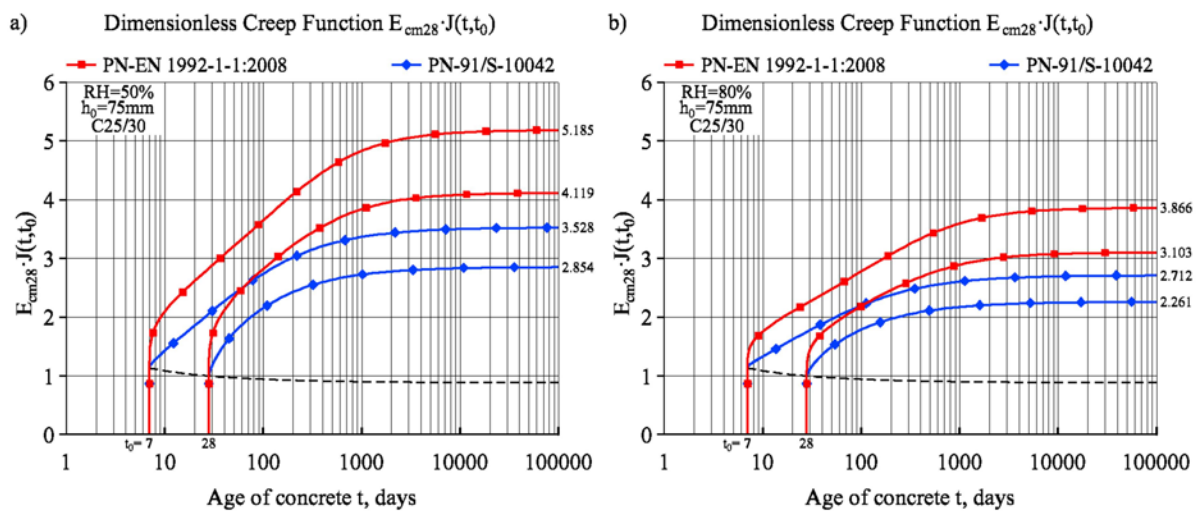


Fig. 4. Comparison of dimensionless creep function $E_{cm28} \cdot J(t, t_0)$

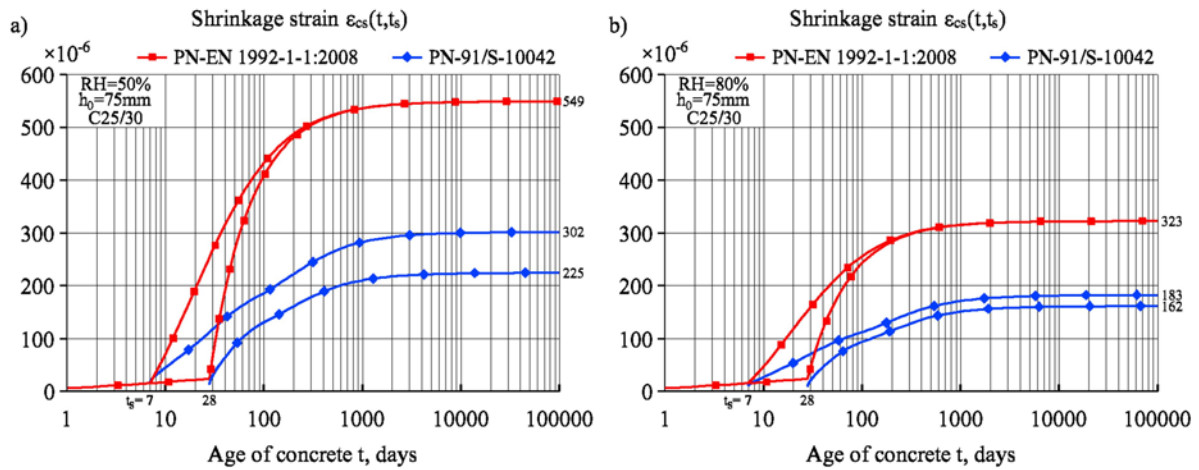


Fig. 5. Comparison of shrinkage strains $\epsilon_{cs}(t, t_s)$

The results obtained of the theoretical numerical analysis demonstrate that currently used concretes show high values of creep and shrinkage strains than those specified by the currently used design rules included in the bridge standard to design concrete bridges. This requires an urgent introduction of structural Eurocodes to design bridges in Poland.

The understated values of time-delayed strains for concrete structures can produce operational problems, even strength problems. The undervaluation of delayed strains in modern structural concretes used in bridge facilities means unrealistic projects in terms of functional quality, scratches and deflection. The majority of new bridges are compressed structures that are susceptible to rheological effects. Modern technologies in bridges are characterized by the use of large continuous concreting and the application of cements of high early strengths and short bonding times. Various additives to concretes are used, that are applied to improve the properties of concrete mixes and concrete quality. The majority of these additives, if not all, include chemical compounds significantly affecting the concrete properties. As a rule, the presence of one additive affects the interference of another one. Such expected changes to concrete parameters are much better seized in the model for concrete used by Eurocode that is adapted to the up-to-date parameters of concretes and cements.

- Assessment of the behaviour of structural steels in modern bridges

The testing of structural steel was conducted for a dozen or so bridge facilities after a longer time period of their use. The majority of tested steels was cast steel originating from railway bridges from the second half of the 19th Century. Also the steel from the Poland's oldest road viaduct from cast steel was tested.

The chemical composition of selected railway bridges is specified in Tab. 1. In three bridges, Nos. 6, 7 and 8, this chemical composition was determined using the wet method for 5 basic chemical elements only, on the other hand, in other bridges it was determined using glow-discharge spectrometers. The rule was adopted that for the same tested elements in a bridge, irrespectively of the number of tested specimens, the mean value only was specified. For the tested elements of a differentiated structure, the mean value was specified for each element. For instance, for bridges Nos. 1, 2 and 3, located on the former railway line Berlin-Wroclaw and commissioned on 15 May 1875, the specified values of elements are the mean values from 6 specimens, cut out from the same elements on three spans. On the other hand, in bridge No. 4, located on the same railway line, the

mean chemical composition of three elements of a differentiated structure, i.e., stringer from I500 and angle bar 90x90x10 mm and truss post web metal sheet was specified.

The chemical composition as specified in Table 1 of 24 structural elements from 16 railway bridges shows a high scatter of the contents of individual chemical elements. The contents of three basic chemical elements total: carbon from 0.016 up to ca. 0.30%, manganese from 0.24 up to almost 1.0%, and silicon from 0.0 up to 0.24%. At the same time, the contents of phosphorus and sulphur, excluding 7 cases (14.6%), are lower (for each of the components) from 0.05%, i.e., from the value considered as harmful.

Table 1. Chemical composition of cast steel from 16 railway bridges, %

| Bridge | Year of construction | C | Mn | Si | P | S | Cr | Ni | Mo | V | Cu | Al |
|--------|----------------------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1 | 1875 | 0,0453 | 0,538 | 0,00 | 0,0174 | 0,0246 | 0,0200 | 0,1035 | 0,0145 | 0,00 | 0,1778 | 0,0001 |
| 2 | 1875 | 0,2329 | 0,685 | 0,1777 | 0,0357 | 0,0411 | 0,0193 | 0,0447 | 0,0139 | 0,00 | 0,1404 | 0,0001 |
| 3 | 1875 | 0,2992 | 0,984 | 0,1817 | 0,0202 | 0,0280 | 0,0186 | 0,0334 | 0,0133 | 0,00 | 0,1584 | 0,0002 |
| 4 | 1875 | 0,0292 | 0,656 | 0,00 | 0,0414 | 0,0240 | 0,0473 | 0,0495 | 0,0132 | 0,00 | 0,0626 | 0,00 |
| | | 0,2577 | 0,687 | 0,2145 | 0,0268 | 0,0421 | 0,0365 | 0,2164 | 0,0144 | 0,00 | 0,2232 | 0,0000 |
| | | 0,2579 | 0,496 | 0,1687 | 0,0243 | 0,0430 | 0,0136 | 0,0553 | 0,0135 | 0,00 | 0,2584 | 0,0006 |
| 5 | 1876 | 0,0350 | 0,449 | 0,00 | 0,0392 | 0,0218 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0395 | 0,0006 |
| | | 0,0424 | 0,400 | 0,00 | 0,0342 | 0,0204 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,0600 | 0,0008 |
| 6 | 1879 | 0,06 | 0,28 | 0,24 | 0,044 | 0,030 | - | - | - | - | - | - |
| 7 | 1879 | 0,07 | 0,24 | 0,20 | 0,101 | 0,033 | - | - | - | - | - | - |
| 8 | 1879 | 0,08 | 0,29 | 0,20 | 0,090 | 0,042 | - | - | - | - | - | - |
| 9 | 1882 | 0,0298 | 0,319 | 0,0040 | 0,0310 | 0,0240 | 0,0100 | 0,0370 | 0,0030 | 0,00 | 0,0510 | 0,0020 |
| 10 | 1882 | 0,0328 | 0,454 | 0,00 | 0,0523 | 0,0191 | 0,0113 | 0,0161 | 0,0110 | 0,00 | 0,1988 | 0,00 |
| | | 0,0331 | 0,540 | 0,00 | 0,0299 | 0,0148 | 0,0145 | 0,0181 | 0,0111 | 0,00 | 0,2124 | 0,00 |
| 11 | 1885 | 0,0736 | 0,390 | 0,00 | 0,0279 | 0,0151 | 0,00 | 0,0302 | 0,0001 | 0,00 | 0,1260 | 0,0070 |
| 12 | 1885 | 0,1770 | 0,736 | 0,0003 | 0,0352 | 0,0722 | 0,00 | 0,0295 | 0,00 | 0,00 | 0,1000 | 0,0029 |
| 13 | 1887 | 0,0281 | 0,516 | 0,00 | 0,0624 | 0,0250 | 0,00 | 0,0424 | 0,0018 | 0,00 | 0,0507 | 0,0040 |
| | | 0,0370 | 0,528 | 0,00 | 0,0879 | 0,0415 | 0,00 | 0,0353 | 0,0020 | 0,00 | 0,0506 | 0,0034 |
| 14 | 1888 | 0,0280 | 0,370 | 0,00 | 0,0057 | 0,0156 | 0,00 | 0,0922 | 0,0026 | 0,00 | 0,170 | 0,0075 |
| | | 0,0475 | 0,343 | 0,0009 | 0,0156 | 0,0309 | 0,00 | 0,1320 | 0,0017 | 0,0001 | 0,233 | 0,0057 |
| 15 | 1888 | 0,0307 | 0,370 | 0,00 | 0,0996 | 0,0268 | 0,00 | 0,0305 | 0,0001 | 0,00 | 0,0077 | 0,0160 |
| | | 0,0778 | 0,323 | 0,00 | 0,0281 | 0,0322 | 0,00 | 0,0298 | 0,0003 | 0,00 | 0,0267 | 0,0919 |
| 16 | 1890 | 0,0164 | 0,644 | 0,00 | 0,0403 | 0,0155 | 0,00 | 0,1700 | 0,0149 | 0,0184 | 0,0289 | 0,0067 |
| | | 0,0328 | 0,756 | 0,0013 | 0,0327 | 0,0127 | 0,00 | 0,1600 | 0,0149 | 0,0199 | 0,0330 | 0,0057 |

The fact of building-in, already in 1875, of truss load-carrying girders in three bridges Nos. 2, 3, and 4 from high-carbon steel of the carbon content of 0.25÷0.30% and the tensile strength of R_m higher than 500 MPa is surprising. This fact, according to the literature cognizance, has not been noted in any known technical literature. The measured diagrams of the extension of the specimens from these

steels with the carbon content $C = 0.233$ and 0.300% as compared to low-carbon steel of the carbon content $C = 0.045\%$ is presented in Fig. 6.

For the assessment of the impact of aging of cast steel on the strength parameters the testing was performed on three types of steel specimens designated as:

- S are the specimens from a material in the up-to-date state, that is aged spontaneously for 123 years;
- N are the specimens subject to normalizing annealing at 930°C for one hour and cooled down in the air;
- WZ are the dead- annealed specimens, likewise the normalizing-annealed (WN) specimens at 930°C for one hour, however, cooled down jointly with the oven.

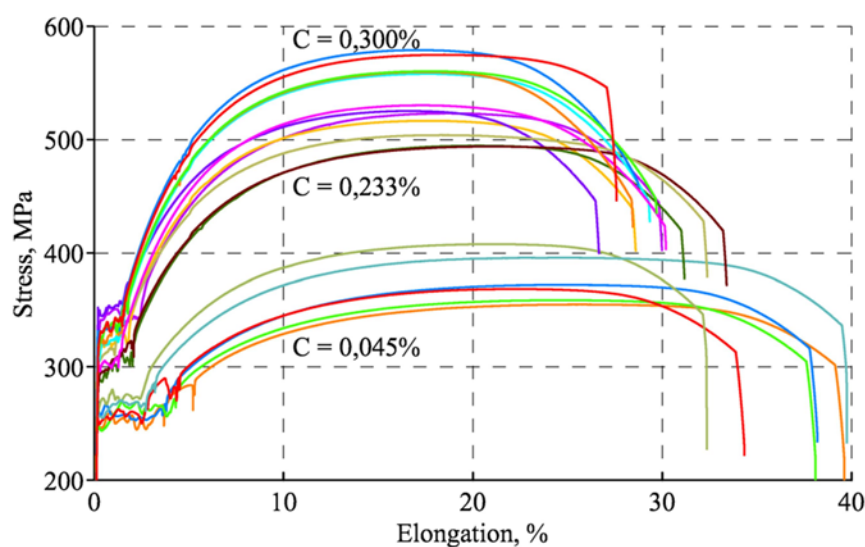


Fig. 6. Stress-strain curves of for bridge steels with the carbon content $C = 0.300\%$, $C = 0.233\%$ and $C = 0.045\%$

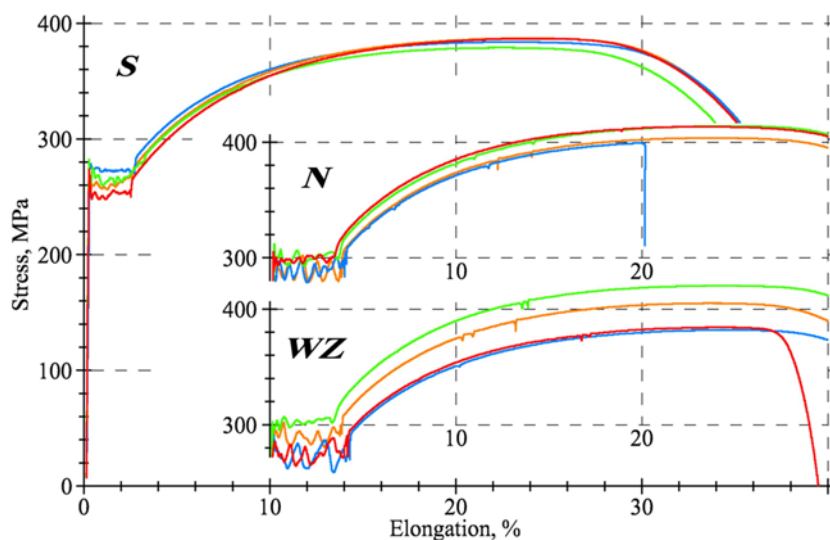


Fig. 7. Stress-strain curves for three types of bridge steel specimens (S, N and WZ) with the carbon content $C = 0.037\%$

The testing allowed to compare the up-to-date mechanical parameters to the plastic ones of steels with parameters at the moment of building-in. The structure of normalized specimens reproduced the state of steel at the moment of building-in. The characteristic diagrams of the static extension of low-carbon cast steel (σ - ε) for three specimen types of low-carbon steel with the carbon content $C = 0.037\%$ is presented in Fig. 7.

The mechanical properties of the selected railway bridges are specified in Table 2 (in reference to Table 1). It follows from the comparison of the values R_e and R_m obtained in the testing of these two specimen types that the effect of aging is significant in one bridge No. 9 only. In the steel of this bridge the field strength increased as much as by 26.4%, with the simultaneous reduction in the value of R_m by 4.5%.

Table2. Material properties of bridge steel

| Bridge | Year of construction | C % | R_e MPa | R_m MPa | $\alpha = R_e/R_m$ | Brinell Hardness | | | | R_e/R_{eB} | R_m/R_{mB} |
|--------|----------------------|--------|--------------|--------------|--------------------|------------------|--------------|----------------|--------------|------------------|------------------|
| | | | | | | HB | R_{mB} | α_B | R_{eB} | | |
| 1 | 1875 | 0,0453 | 253 | 376 | 0,673 | 111 | 375 | 0,70 | 262 | 0,966 | 1,003 |
| 2 | 1875 | 0,2329 | 318 | 510 | 0,624 | 146 | 488 | 0,63 | 307 | 1,036 | 1,045 |
| 3 | 1875 | 0,2992 | 322 | 560 | 0,575 | 160 | 537 | 0,58 | 311 | 1,035 | 1,043 |
| 4 | 1875 | 0,0292 | – | – | – | 113 | 381 | 0,70 | 267 | – | – |
| | | 0,2577 | 344 | 553 | 0,622 | 156 | 523 | 0,63 | 329 | 1,046 | 1,057 |
| | | 0,2579 | 341 (337) | 542 (543) | 0,629 (0,621) | 147 (151) | 491 (504) | 0,63 (0,63) | 309 (317) | 1,104 (1,063) | 1,104 (1,077) |
| 5 | 1876 | 0,0350 | 318 | 413 | 0,770 | 121 | 404 | 0,70 | 283 | 1,124 | 1,022 |
| | | 0,0424 | 337 | 428 | 0,787 | 123 | 409 | 0,70 | 286 | 1,178 | 1,046 |
| 6 | 1879 | 0,0600 | 273 | 350 | 0,780 | – | – | – | – | – | – |
| 7 | 1879 | 0,0700 | 294 | 370 | 0,795 | – | – | – | – | – | – |
| 8 | 1879 | 0,0800 | 304 | 396 | 0,768 | – | – | – | – | – | – |
| 9 | 1882 | 0,0298 | 335 (265) | 359 (376) | 0,933 (0,705) | 121 (114) | 404 (383) | 0,70 (0,70) | 283 (268) | 1,183 (0,989) | 0,889 (0,982) |
| 10 | 1882 | 0,0328 | – | – | – | 118 | 395 | 0,70 | 276 | – | – |
| | | 0,0331 | – | – | – | 118 | 395 | 0,70 | 276 | – | – |
| 11 | 1885 | 0,0736 | – | – | – | 111 | 375 | 0,78 | 292 | – | – |
| 12 | 1885 | 0,1770 | – | – | – | 143 | 479 | 0,63 | 302 | – | – |
| 13 | 1887 | 0,0281 | 252 (260) | 381 (388) | 0,661 (0,670) | 116 (126) | 389 (418) | 0,70 (0,70) | 272 (292) | 0,926 (0,890) | 0,979 (0,928) |
| | | 0,0370 | 259 (285) | 387 (408) | 0,669 (0,698) | 121 (132) | 405 (441) | 0,70 (0,70) | 283 (308) | 0,915 (0,625) | 0,956 (0,925) |
| 14 | 1888 | 0,0280 | – | – | – | 103 | 345 | 0,70 | 241 | – | – |
| | | 0,0475 | – | – | – | 116 | 389 | 0,70 | 272 | – | – |
| 15 | 1888 | 0,0307 | – | – | – | 121 | 405 | 0,70 | 283 | – | – |
| | | 0,0778 | – | – | – | 124 | 412 | 0,78 | 321 | – | – |
| 16 | 1890 | 0,0164 | 230 (242) | 362 (373) | 0,635 (0,649) | 117 (115) | 392 (386) | 0,64 (0,64) | 251 (247) | 0,916 (0,980) | 0,923 (0,966) |
| | | 0,0328 | 258 | 372 | 0,694 | 123 | 409 | 0,70 | 286 | 0,902 | 0,910 |

Values in brackets are for normalized steel.

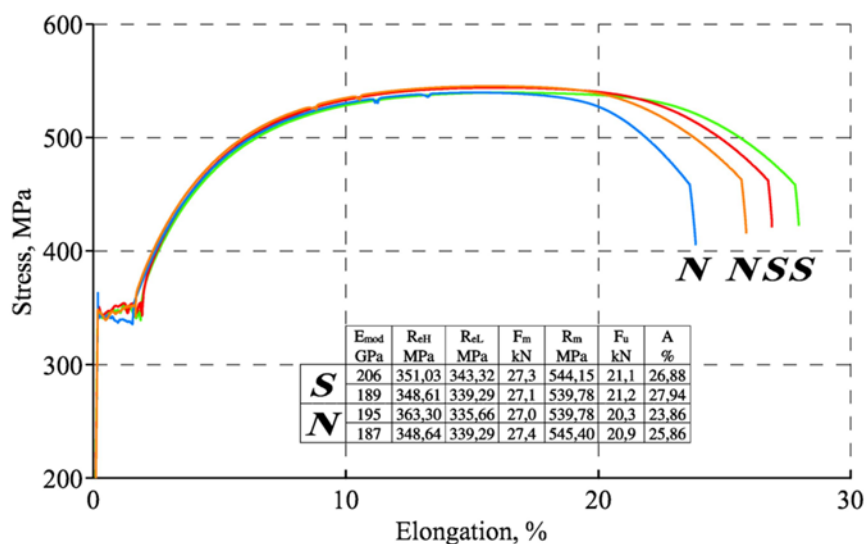


Fig. 8. Stress-strain curves of naturally aging specimens (S) and normalized specimens (N) for bridge steel with the carbon content $C = 0.258\%$

In the other bridges this effect is insignificant (Fig. 8) and the change in the values of R_e oscillates from 1.2 to 9.1% and of the value of R_m from 0.2 to 5.1%. At the same time, the testing demonstrated that in all the bridges a high impact of the time period of their operation on the change in the impact strength to impact loads. Each time a high "aging index" was obtained, equal to the quotient of the impact strength after aging to that of the non-aged material (normalized specimens).

In the present-day bridge steel the carbon content oscillates from 0.18 to 0.20%, on the other hand, in the steel of the bridges under discussion it oscillates from 0.016 to 0.30%. Such a considerable differentiation of the percentage content of carbon (almost 19-fold) as well as the number of tested elements (24 pieces) allowed to determine the differentiated values of the coefficient $\alpha = R_e/R_m$ used for the assessment of the computational strength of steel f_d by hardness. The validity of such proceedings is confirmed by the values of the yield strength R_e obtained from the static testing of steel extension and from the testing of its hardness HB. The appearing differences oscillate from -12.4 to +11.0%. The high differentiation of the carbon content in bridges' steel allows to assess the impact of carbon on microstructure and the properties of the tested steels. The strength and the hardness grow with the grow of carbon in steel, on the other hand, ductility, resistance to cracking and weldability decrease.

The analysis of the strength testing performed (static extension and hardness) of specimens in the aged state demonstrated that they do not fully reflect the degradation state of the material. The basic factor to determine the features of the material are changes to its internal structure resulting from the structural degradation processes. Changes to the steel structure found a reflection in the conducted testing of the impact resistance for steel.

The impact testing of steel was performed in five bridges from cast steel the chemical composition of which is presented in Table 3. For the testing a structure of spans was selected that were constructed in the second half of the 19th Century. For comparison, typical chemical compositions of cast steel and weldable steels from that time period were also specified. Also, the chemical composition of the steel St3M as per PN-89/H-84023/04 used until recently in the bridge

building trade was specified. The comparison of the chemical composition of individual steel grades shows that the structures of all the bridges under study were made from cast steel. In four facilities, Nos. 2÷5, this is a low-carbon steel of the carbon content from 0.016% to 0.037%, manganese from 0.319% to 0.644% and a almost zero-content of silicon. It is only the truss bridge No. 1 that was built in 1875 from a high-carbon steel of the carbon content 0.258%, manganese content 0.496% and silicon content 0.169%.

Table 3. Chemical composition of steel in toughness tests, %

| Bridge | Sample | C | Mn | Si | P | S | Cu | Cr | Ni | Al |
|--------------|---------------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| 1 | plate $t=12$ | 0,2579 | 0,496 | 0,169 | 0,024 | 0,043 | 0,258 | 0,014 | 0,055 | 0,001 |
| 2 | L 200× 100×14 | 0,030 | 0,319 | 0,004 | 0,031 | 0,024 | 0,051 | 0,010 | 0,037 | 0,002 |
| 3 | web I360 | 0,028 | 0,516 | 0,00 | 0,062 | 0,025 | 0,051 | 0,00 | 0,042 | 0,004 |
| | web I380 | 0,037 | 0,528 | 0,00 | 0,088 | 0,042 | 0,051 | 0,00 | 0,035 | 0,003 |
| 4 | top flange IP600 | 0,0164 | 0,644 | 0,00 | 0,040 | 0,015 | 0,029 | 0,00 | 0,170 | 0,007 |
| 5 | plate $t=10$ | 0,025 | 0,400 | 0,001 | 0,041 | 0,020 | 0,229 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| Wrought iron | | 0,018 ±0,30 | ślady ±0,33 | 0,01 ±0,33 | 0,02 ±0,46 | 0,01 ±0,06 | - | - | - | - |
| Cast steel | | 0,03 ±0,35 | 0,04 ±0,75 | ślady ±0,18 | 0,004 ±0,16 | 0,004 ±0,115 | 0,11 ±0,14 | 0,11 ±0,14 | 0,03 ±0,04 | 0,01 ±0,02 |
| Steel St3M | | max 0,20 | min 0,04 | 0,12 ±0,30 | max 0,050 | max 0,050 | - | max 0,30 | max 0,30 | min 0,02 |

Table 4. Toughness of Charpy specimens, J/cm²

| Sample type | Sample data | | | | Bridge number | Toughness <i>KCV</i> | | | | |
|-------------|-------------|----------|----------------------|--------|---------------|----------------------|--------|------|-------|-------|
| | Section mm | Notch mm | Area mm ² | Number | | -20 °C | -10 °C | 0 °C | 10 °C | 20 °C |
| S | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 1 | 14,9 | 19,9 | 35,7 | 52,3 | 67,4 |
| | | | | 9 | 2 | 9,3 | - | 13,6 | - | 59,7 |
| | | | | 15 | 3 | 4,9 | 5,8 | 6,9 | 10,2 | 15,0 |
| | | | | 15 | | 4,8 | 7,3 | 7,9 | 11,3 | 17,4 |
| | | | | 15 | 4 | 6,6 | 10,4 | 13,4 | 16,2 | 35,3 |
| | | | | 15 | 5 | 7,0 | 9,0 | 15,1 | 30,9 | 47,1 |
| N | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 1 | 32,4 | 44,6 | 59,4 | 69,2 | 82,9 |
| | | | | 9 | 2 | 30,3 | - | 79,2 | - | 288,3 |
| | | | | 15 | 3 | 10,6 | 41,1 | 49,5 | 75,9 | 145,3 |
| | | | | 15 | | 15,7 | 26,4 | 47,1 | 81,7 | 134,2 |
| | | | | 15 | 4 | 18,0 | 21,6 | 65,1 | 108,4 | 354,1 |
| | | | | 15 | 5 | 8,1 | 16,3 | 28,4 | 41,7 | 71,2 |
| WZ | 10×10 | 2 | 80 | 15 | 3 | 5,7 | 10,1 | 12,3 | 17,0 | 20,2 |
| | | | | 15 | | 5,8 | 11,6 | 14,4 | 17,6 | 23,1 |

Specimens from each bridge were made in the current state, that is spontaneously aged – S, and specimens from a material subject to normalizing annealing – N. The parameters of N specimens are comparable to the properties of steel at the stage of delivery, that is with the features of the steel from the time period of the bridge construction. The impact testing was conducted on Charpy specimens of 10×10×55 mm dimensions with a V notch made as per PN-EN ISO 148-1:2010.

Just mean values of the impact strength obtained from the testing of 3 specimens at the given temperature are specified in Table 4. The inserted results were obtained from the combined testing of 198 specimens. It is only for the bridge No. 3 that additional specimens, dead-annealed, WZ, were subject to the testing. The results obtained for S and N specimens from this table are graphically presented in Fig. 9. The value of the impact strength is marked over there with a horizontal line at the level of 34 J/cm² – as the critical size set by Eurocode 3 to the steels of the tested specimens with $A = 80 \text{ mm}^2$, as the minimum value in new steel structures (PN-EN 1993-1-10).

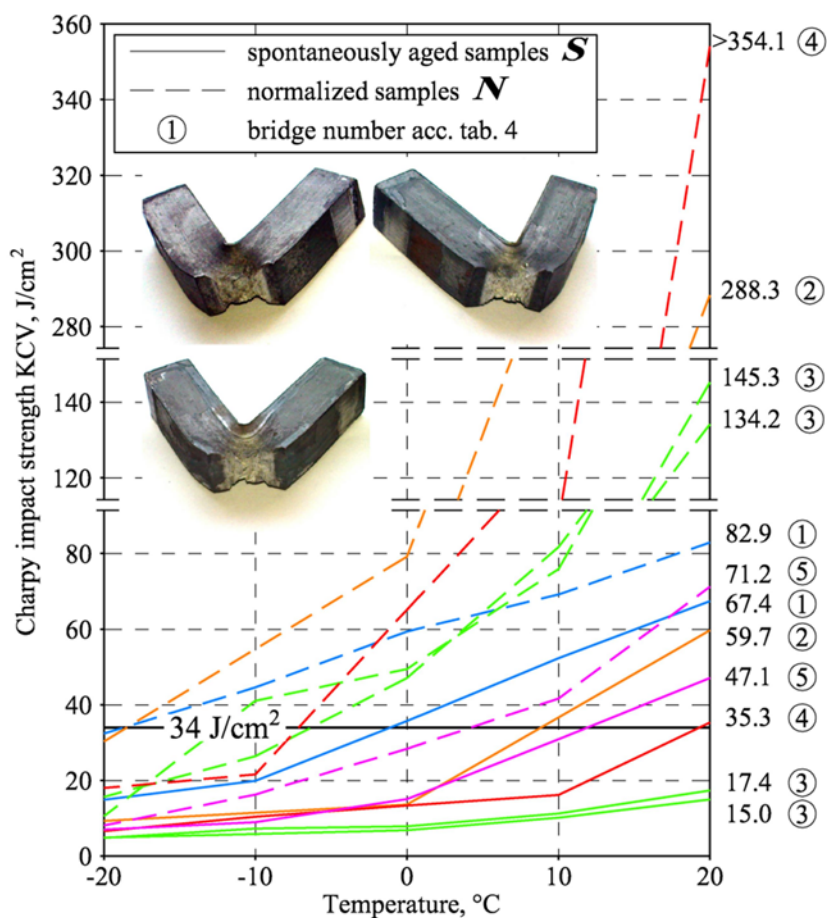


Fig. 9. Average notch toughness for S and N steel specimens from five analyzed bridges, (photos of three specimens from bridge No. 4 at temperature +20 °C)

The tested low-carbon steel of the bridges Nos. 2 ÷ 5, of the carbon content $C \leq 0,037\%$, showed a low impact strength. For the quality class J0 at 0 °C, the impact strength amounts to 6.3 to 15.1 J/cm², which just makes 20.3% and 44.4% of the presently required critical strength of 34 J/cm².

It is only the steel of the bridge No. 1, of the carbon content $C = 0.258\%$, that has the impact strength at $0\text{ }^{\circ}\text{C}$ of $KCV = 35,7\text{ J/cm}^2$, that exceeds, only by 5%, the value of 34 J/cm^2 .

The normalization of steel considerably exceeded its impact strength. An average increase in this impact strength for the bridges Nos. 2÷4 was 4.7 times, and for the bridges Nos. 1 and 5 – 1.8 times. The impact strength of steel, at the stage of delivery, in the time period of the construction of bridges was insufficient for the bridge No. 5 (Fig. 5) only and for the quality class J0 it does not meet the requirement of the standard PN-EN 10025-2. For the other bridges, at $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, it amounted to 47.1 to 79.2 J/cm^2 and exceeded the standard requirement of $KCV = 34\text{ J/cm}^2$.

Unlike the normalizing annealing, the dead annealing insignificantly increases the impact strength of steel (Table 4). For the steel of the bridge No. 5, of the plasticity grade J0 as discussed above, the rise in the impact strength followed from 78.3 and 82.3%, and for the quality class J2 (-20°C) only by 16.3% and 20.8%.

The results of the impact strength testing are not used directly in the design calculations such as the tensile strength and yield strength. The impact strength testing is most often used in order to determine the temperature of the material transition from the plastic state to the brittle state (plastic – brittle transition state temperature t_p).

The impact strength values obtained on cast steels give evidence for a considerable effect of the so-called aging effect. For steels in an post-operation state (S) of the bridges Nos. 1 and 2 as well as 4 and 5, the plastic-brittle state transition temperature is shaped within the range of $-1\text{ }^{\circ}\text{C}$ trough $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$, and for the bridge No. 3 it is impossible to determine (Fig. 9). This fact should be used as an extremely dangerous phenomenon from the point of view of operation, due to the potential for the appearance of brittle cracks under winter conditions. The test results obtained are applicable to cast steel and should not be related indirectly to the steel of new bridge facilities.

Similar test results on structural steels from early bridge facilities were obtained in other countries. The testing performed can contribute to a better recognition of the behaviour of bridge facilities operated for a longer time and to the taking of correct decisions in the area of capacities and safety of their further operation.

- Numerical modelling of the distribution of loads in bridges for the assessment of their behaviour

In the designing and assessment of the load-carrying capacity of road bridge facilities many numerical and empirical methods are used. Usually, the procedures to determine the design load-carrying capacity or to verify the load-carrying capacity of bridge facilities are normalized in each country. In the standards and guidelines of some countries simplified but, as a rule, very safe computational procedures are used, in other countries a very detailed and thorough computational analysis is required. The coefficients of load distribution specified in US specification are dependent on the load model and can be used only for models of road loads specified in those standards.

I have presented, in a series of publications, the method of numerical determination of the coefficients of transverse distribution of loads κ_{ik} using the numerical grillage mesh analogy. The rule of the classic method of load distribution was used by loading the bridge girders with a concentrated load in the span section. Various deflections of the span girders demonstrate a different distribution of loads on girders. The deflection of the girder i from the concentrated load on the girder

k is determined as f_{ik} . The total deflection f_N in the bridge span is equal to the sum of deflections of all N span girders. The coefficient of the transverse distribution of loads κ_{ik} is determined as:

$$\kappa_{ik} = \frac{f_{ik}}{f_N} \quad (1)$$

where:

κ_{ik} – load distribution coefficient for the girder i at the point k ,

f_{ik} – deflection of the girder i from the load concentrated on the girder k ,

f_N – sum of deflections of all girders.

The application of the grillage mesh method allows the modelling of various types of bridge spans in their present-date state, it also allows to take into consideration the existing damages. The live load distribution coefficients obtained are presented in a classic form of inflow lines of the transverse load distribution, which allows to use, in the calculations, various models of live loads: design, operational and oversize loads. The method was presented in an approach being the nearest to the methods well known in the engineering environment while maintaining the classic approach to the determination of the load distribution on the basis of deflections. A further development of the method and an increase in the accuracy of calculations can be the determination of load distribution coefficients for bending moments and shearing forces.

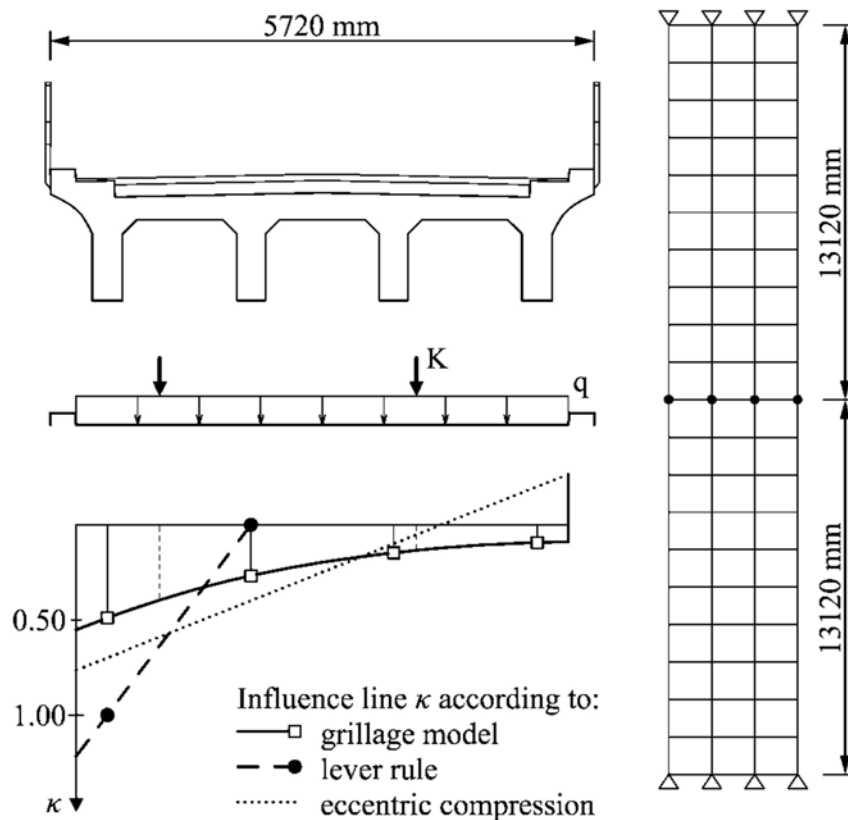


Fig. 10. Grillage mesh, cross section and load distribution for external girder in four-girder concrete bridge

Through the use for the load distribution of modern computer programmes, the method allows to model structures very thoroughly, therefore the results of numerical calculations of the load

distribution are accurate despite the use of the simplified procedure for load distribution in the analysis of bridge spans. An example of the numerical analysis of the load distribution method in the analysis of live load distribution after a multi-years' time period operation is presented in Fig. 10. The analysis was used to assess the load-carrying capacity of a two-span reinforced concrete bridge of a span spread of 13.12 m. The cross-section of the bridge is of a slab-beam type, without span transoms. The assessment of the bridge's technical state and the verification of the span's load-carrying capacity were performed in order to allow the bridge for the traffic of heavier farming machines.

The numerical method of the load distribution was compared against the results obtained during the test load of the composite bridge. The results obtained during the acceptance testing of composite structures of the bridge facilities for two roadways of the express way S3 over the road section Szczecin – Gorzów were used. In Fig. 11 the calculated numerical model of the transverse load distribution in the extreme girder of a six-girder composite bridge was compared against the load distribution obtained on the basis of test load results. The theoretical spread of spans is 28.0 + 35.0 + 35.0 + 35.0 + 28.0 m. The spread of spans is constant and totals 2.0 m. The results were presented for the central span of a spread $L = 35$ m. The calculation results of the load distribution coefficients was made for the load with a force P (numerical method) and the load from vehicles used in the test load. For the calculation the model of a load-carrying system of the bridge in form of a multi-span grillage mesh used in the test load.

The inflow line of the cross-sectional load distribution was determined on the basis of deflections measured in all girders for one of the test load schemes. The measured and calculated load distributions were also compared against the load distributions according to the stiff transom method.

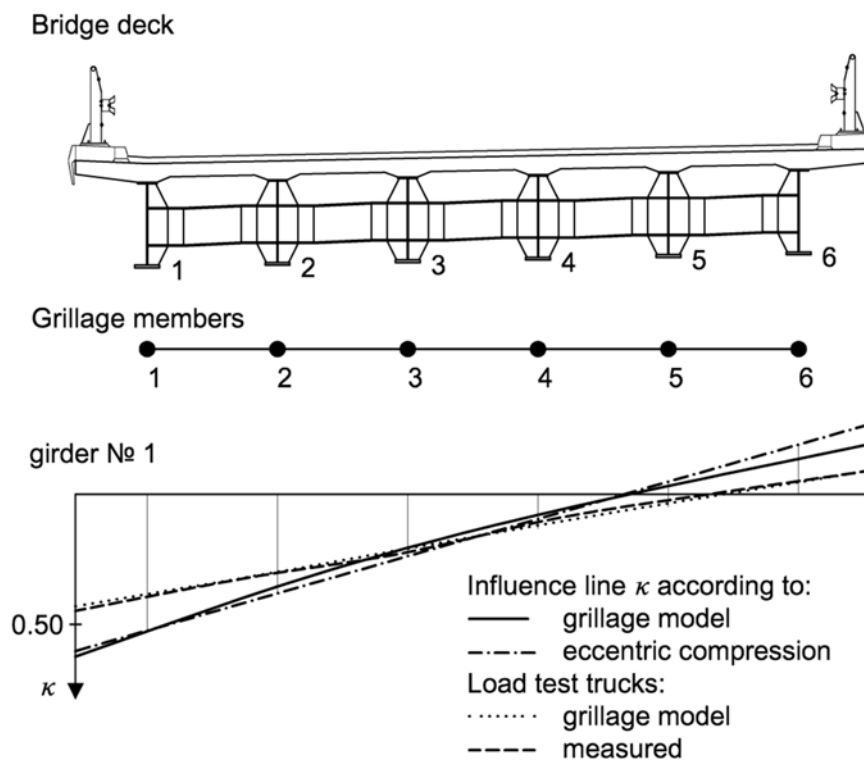


Fig. 11. Cross section and live load distribution for an external girder in a six-girder composite bridge

The live load distribution method was compared against the load distribution method used in other countries to assess the load-carrying capacity of the existing road bridges. Presented in Fig. 12 is the comparison of the calculated load distributions in form of distribution factors, DF, calculated according to the method from the AASHTO standard for the assessment of the load-carrying capacity of road bridges, according to the numerical method and the simplified method of dissected and stiff transom. Very conservative values of the load distribution calculated according to the AASHTO standard were obtained. Neither do other simplified methods allow to correctly assess the load distribution in relation to the numerical method.

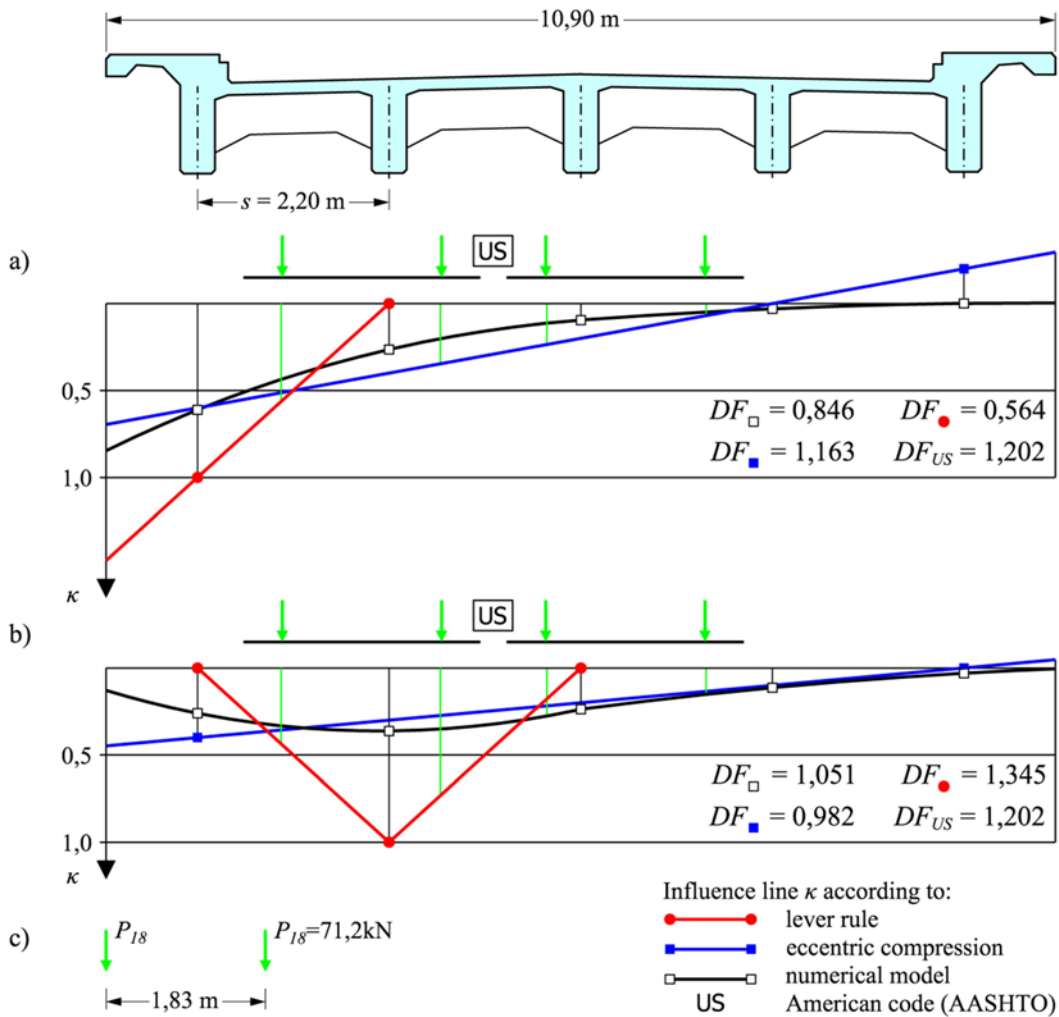


Fig. 12. Load distribution in a five-girder concrete bridge: a) external girder, b) internal girder c) AASHTO assessment vehicle

Fig. 13 presents the comparison of the calculated load distributions in form of the rated interfaces ω calculated according to the method from the British guideline to evaluate the load-carrying capacity of bridges, to the numerical method and the simplified methods of a dissected and stiff transom. A good compliance of the load distribution was obtained when calculated according to the British guidelines and the numerical method. Neither do other simplified methods allow a correct assessment of the load distribution.

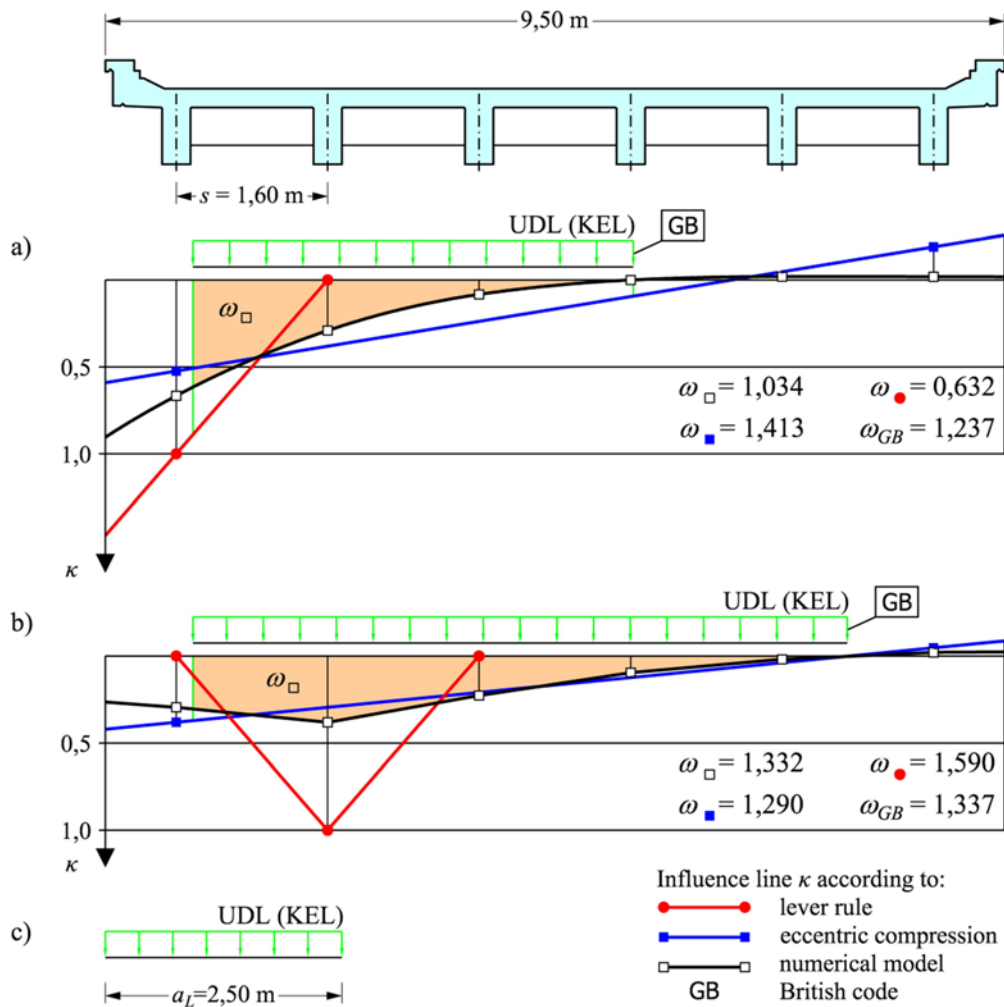


Fig. 13. Load distribution in six-girder concrete bridge: a) external girder, b) internal girder, c) HA loading for assessment

The numerical method of the live load distribution can also be used to evaluate the usefulness of various numerical models in the analysis of bridges. Despite a broad application of computer programmes for the calculation of bridges, there continuously appears an uncertainty with respect to the correctness of the calculation results, especially for more complex computational models. The rule to determine the coefficients of the transverse load distribution κ_{ik} is also applicable to three-dimensional bridge facilities, which makes possible the evaluation of their usefulness.

An example of the live load distribution for the assessment of the usefulness of various numerical models in form of flat grillage meshes (G), spatial grillage meshes (UG) and finite elements (FE) are presented in Fig. 14. The usefulness of the models was evaluated for the correct determination of the load-carrying capacity of a road bridge with a span from reinforced concrete prefabricated beams type "Wągrowiec" with a monolithic concrete overlay. Located in the course of the national road of a high vehicle traffic intensity, the bridge was foreseen for an overhaul due the destruction of the asphalt road surface. Due to the increase in the requirements for the load classes on national roads, its load-carrying capacity was also verified. For the assessment of the load-carrying capacity a span model in form of a spatial grillage mesh (UG) was used, and the calculation results were verified with 3D models (a spatial grillage mesh model, UG, and a spatial

model from slab and beam elements, FE). The comparison of the inflow lines obtained of the load distribution was carried out for the extreme girder (a) and the internal girder (b). Despite the fact that spatial models more precisely describe the behaviour of a span under live loads, a very high probability was obtained in the load distribution when using a simple model in form of a flat grillage mesh. The spatial models of a bridge span confirmed the assumptions adopted in the flat grillage mesh model used to evaluate the bridge's load-carrying capacity. This allowed to verify the design load-carrying capacity of the bridge span and to increase its computational load-carrying capacity.

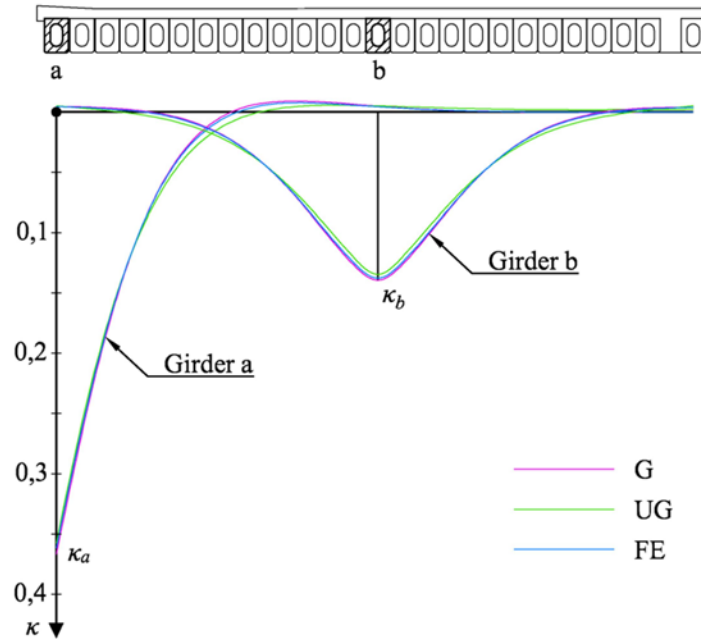


Fig. 14. Comparison of live load distribution in a composite slab bridge: a) external girder, b) internal girder

The numerical method of the load distribution correctly determines the load distribution of vehicle wheels and axles despite the use of simplified assumptions. The high availability of computer programmes allows to exactly model bridge spans and to obtain accurate load distribution values, even for untypical spans and complex supporting conditions. It can be used for the individual analysis of spans as well as to verify the numerical calculations made using various computer programmes individually. I have made the verification of the load-carrying capacity of several dozen of bridges using the numerical method, in all the cases the existence of the load-carrying capacity reserve has been found.

c) Summary

To sum up, my scientific output constitutes , among others, 4 papers in scientific journals from the *Journal Citation Report* listing with a total IF in year 2012 amounting to 0.524. The Hirsch index according to the Web of Science base as of 27.01.2013 was 0, and the number of citation without self-citations was 0. The summary of the scientific output before and after the doctorate is presented in the table below.

Table. Scientific output

| | List of publications after the doctorate | List of publications before the doctorate |
|---|--|---|
| Total number of publications | 139 | 20 |
| Papers in journal form the <i>Journal Citation Report</i> listing | 4 | 0 |
| Papers in reviewed journals written in English | 1 | 0 |
| Papers in Polish reviewed journals | 36 | 3 |
| Papers in the proceedings of international conferences | 24 | 7 |
| Papers in domestic conference proceedings | 70 | 10 |
| Chapters in books | 4 | 0 |

The list of the published scientific papers is to be found in Attachment 4.

To sum up, under the series of monothematic publications constituting a scientific achievement, as mentioned in Art. 16 Para. 2 of the law of 14 March 2003 on scientific degrees and the scientific title as well as degrees and the title in the area of art, I have published 18 papers in foreign and domestic reviewed papers that are supplemented by 14 papers at international conferences and 38 papers in specialist domestic journals and at domestic conferences. The following belongs to the most important results presented and discussed in this series of publications:

- Assessment of behaviour of structural concrete in bridges:
 - assessment of the impact of various parameters on the size of concrete shrinkage and creep
 - assessment of the thermal effects in the concreting processes of load-carrying systems and slabs of bridge landings
 - assessment of the impact of the concrete bridge construction staging on the redistribution of internal forces
 - assessment of various concrete models in the calculation of delayed strains for concrete
 - assessment of the behaviour of concrete integral bridges
 - development of procedures to strengthen and reconstruct the existing bridges
- Assessment of the behaviour of structural steel in early bridges:
 - testing of the chemical composition of cast steels
 - testing of the mechanical and plastic properties of cast steels
 - assessment of the hardness of cast steels
 - testing of impact strength of cast steel and assessment of the degree of degradation

- evaluation of the weldability parameters of cast steels
- assessment of corrosion damages and losses after a many-years' operation
- comparison of the parameters of cast steels and modern structural steels
- development of the procedures to rehabilitate and strengthen the bridges
- Numerical modelling of load distribution in bridges for assessment of their behaviour:
 - development of numerical procedures for the live load distribution
 - identification of numerical models of various types of bridges under usable loads
 - assessment of the usefulness of numerical models for the live load distribution
 - numerical modelling of damages in bridge facilities
 - verification of the load-carrying capacity of the existing bridges

The results of the research work on the rheological strains for concrete and test results of structural steels in early railway and road bridges belong, in my opinion, to the most important achievements in my scientific work. I do hope that the results of my research work will allow a more correct designing and assessment of the behaviour of concrete bridges sensitive to the effects of delayed strains. The testing of cast steels should affect a change in the opinion on their weldability and the range of structural steels' strengths applied in early bridges. The test results obtained should allow a more rational assessment of bridges operated over a longer time period in terms of technical state, load-carrying capacity, toughness and operational usefulness.

Janusz Holowaty