VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Rimantas KUPLIAUSKAS

CENTRIŠKAI TEMPIAMŲJŲ ARMUOTO BETONO ELEMENTŲ ĮTEMPIŲ IR DEFORMACIJŲ BŪVIO ANALIZĖ

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,
STATYBOS INŽINERIJA (T 002)

Vilnius Tech leidykla TECHNIKA, 2020

Disertacija rengta 1980–2020 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.
Disertacija ginama eksternu.

Vadovai

prof. habil. dr. Antanas KUDZYS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002) (1980–1984),
doc. dr. Eugedijus Juozas DULINSKAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002) (1993–2002).

Mokslinis konsultantas

dr. Viktor GRIBNIAK (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002).

Vilniaus Gedimino technikos universiteto Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo taryba:

Pirmininkas

prof. dr. Juozas VALIVONIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002).

Nariai

doc. dr. Bronius JONAITIS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002),
doc. dr. Vladimir POPOV (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, statybos inžinerija – T 002),
prof. habil. dr. Sigitas TAMULEVIČIUS (Kauno technologijos universitetas, medžiagų inžinerija – T 008),
dr. Carlos ZANUY SANCHEZ (Madrido technikos universitetas, Ispanija, statybos inžinerija – T 002).

Disertacija bus ginama viešame Statybos inžinerijos mokslo krypties disertacijos gynimo tarybos posėdyje **2020 m. spalio 23 d. 13 val.** Vilniaus Gedimino technikos universiteto senato posėdžių salėje.

Adresas: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lietuva.

Tel.: (8 5) 274 4956; faksas (8 5) 270 0112; el. paštas doktor@vgtu.lt

Pranešimai apie numatomą ginti disertaciją išsiųsti 2020 m. rugsėjo 22 d.

Disertaciją galima peržiūrėti Vilnius Tech talpykloje <http://dspace.vgtu.lt> ir Vilniaus Gedimino technikos universiteto bibliotekoje (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lietuva).

Vilnius Tech leidyklos TECHNIKA 2020-034-M mokslo literatūros knyga
<http://leidykla.vgtu.lt>

© Vilnius Tech leidykla TECHNIKA, 2020

© Rimantas Kupliauskas, 2020

rimantas.kupliauskas@gmail.com

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Rimantas KUPLIAUSKAS

ANALYSIS OF DEFORMATION BEHAVIOUR OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS UNDER PURE TENSION

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,
CIVIL ENGINEERING (T 002)

Vilnius Tech Press TECHNIKA, 2020

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 1980–2020.

The dissertation is defended as an external work.

Supervisors

Prof. Dr Habil. Antanas KUDZYS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002) (1980–1984),

Assoc. Prof. Dr Eugedijus Juozas DULINSKAS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002) (1993–2002).

Scientific Consultant

Dr Viktor GRIBNIAK (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002).

The Dissertation Defence Council of Scientific Field of Civil Engineering of Vilnius Gediminas Technical University:

Chairman

Prof. Dr Juozas VALIVONIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002).

Members

Assoc. Prof. Dr Bronius JONAITIS (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002),

Assoc. Prof. Dr Vladimir POPOV (Vilnius Gediminas Technical University, Civil Engineering – T 002),

Prof. Dr Habil. Sigita TAMULEVIČIUS (Kaunas University of Technology, Materials Engineering – T 008),

Dr Carlos ZANUY SANCHEZ (Technical University of Madrid, Spain, Civil Engineering – 02T).

The dissertation will be defended at the public meeting of the Dissertation Defense Council of Civil Engineering in the Senate Hall of Vilnius Gediminas Technical University at **1 p. m. on 23 October 2020.**

Address: Saulėtekio al. 11, LT-10223 Vilnius, Lithuania.

Tel.: +370 5 274 4956; fax +370 5 270 0112; e-mail: doktor@vgtu.lt

A notification on the intend defending of the dissertation was send on 22 Septemeber 2020.

A copy of the doctoral dissertation is available for review at Vilnius Tech repository <http://dspace.vgtu.lt> and at the Library of Vilnius Gediminas Technical University (Saulėtekio al. 14, LT-10223 Vilnius, Lithuania).

Reziumė

Disertacijoje nagrinėjamas tempiamųjų armuoto betono elementų, veikiamų trumpalaikė apkrova įtempių ir deformacijų būvis, atsižvelgiant į ilgalaikius procesus – traukumą bei valkšnumą, pasireiškusius betone iki mechaninės apkrovos. Nagrinjamų deformacijų diapazonas nesiekia armatūros takumo ribos. Analizuojama nevienalytės betono struktūros įtaka tempiamųjų elementų deformacijoms ir pleišėjimui, atskleidžiant deterministinio požiūrio trūkumus. Apžvelgiami tempiamųjų elementų eksperimentinių tyrimų metodai, pabrėžiant jų ypatumus ir trūkumus. Aptariami armuoto betono deformacijų būvio modeliai, pagrindinį dėmesį skiriant šiuolaikiniams skaitinio modeliavimo metodams.

Disertacijos autoriaus ir kitų mokslininkų tyrimais įrodyta, kad tempiamojo sustandėjimo modelis yra svarbus veiksnys, užtikrinantis armuoto betono deformacijų bei pleišėjimo skaitinės analizės rezultatų adekvatumą. Didelė eksperimentinių rezultatų sklaida, dažniausiai siejama su stochastinio pobūdžio struktūriniais defektais bei ilgalaikiais procesais vykstančiais betone, komplikuoja modeliavimą. Dėl minėtų ilgalaikių procesų vykstančių betone, eksperimentiniai trumpalaikių bandymų rezultatai gali būti nepatikimi ir klaidinantys.

Pateikti skaitinio (baigtinių elementų metodo) modeliavimo rezultatai rodo, kad tempiamuosiuose elementuose deformacijos betone kinta ne tik išilgine elemento kryptimi, bet ir pačiame apsauginiame betono sluoksnyje. Rezultatai patvirtina, kad efektyviojo tempiamojo betono koncepcijos, taikomos projektavimo taisyklėse, adekvatumas nėra pakankamas ir priklauso nuo apkrovimo sąlygų, deformacijų būvio bei elemento geometrijos.

Darbe pasiūlytas stochastinio modeliavimo būdas, kuris galėtų būti taikomas tikimybiname projektavime. Betono struktūros heterogeniškumas siejamas su tempiamojo sustandėjimo modeliu. Siūloma metodika paremta *Monte Karlo* stochastinio imitavimo samprata – struktūriniai atsakai generuojami vertinant *a priori* tempiamojo sustandėjimo tikimybinį pasiskirstymą. Prognozių (*a posteriori*) tikimybinis pasiskirstymas nustatomas pagal sugeneruotų rezultatų rinkinį. Stochastinių principų taikymas modeliuojant tempiamąjį sustandėjimą leidžia prognozuoti ne tik vidutinės armuoto betono elemento deformacijas, bet ir vertinti šių prognozių pokyčius. Skirtingai nuo projektavimo ir mokslinių tyrimų praktikos, buvo atsižvelgta į betono traukumą esant trumpalaikiam apkrovimui.

Disertaciją sudaro įvadas, keturi skyriai, bendrosios išvados, naudotos literatūros ir autoriaus publikacijų disertacijos tema sąrašai ir penki priedai. Darbo tema paskelbti 9 straipsniai: 5 straipsniai žurnaluose, įtrauktuose į Mokslinės informacijos instituto (*Clarivate Analytics*) pagrindinį sąrašą, 2 – konferencijų straipsnių rinkiniuose, įrašytuose į *Clarivate Analytics* duomenų bazę, 2 – kitų konferencijų straipsnių rinkiniuose; skaityti 4 pranešimai Lietuvos ir kitų šalių konferencijose.

Abstract

This dissertation investigates deformations of reinforced concrete (RC) elements subjected to short-term tension, accounting for the long-term processes, i.e. shrinkage and creep, realised in the concrete before the mechanical load; the yielding of steel reinforcement limits the considered deformation range. The effect of heterogeneity of the concrete structure on the deformation of the tensile elements is analysed, revealing limitations of the deterministic modelling approaches. The tensile test methods are explored discussing the corresponding beneficial aspects and constraints. The deformation models and, in particular, the modern numerical simulation techniques are also discussed.

The results gathered by the author and reported in the literature proved the importance of the tension-stiffening model as an input parameter for adequate prediction of the deformations and cracking. However, a substantial scatter of test results, related to the structural defects of the concrete having stochastic nature, in combination with time-dependent effects acting in the concrete complicates the modelling. Thus, the reliability of the test results even gathered during the short-term tests, is insufficient, owing the long-term processes in the concrete.

The finite element simulation results indicate that strain distribution in the concrete of the tensile elements varies not only along the element length but also within the cover depth. That proves the limited suitability of the effective area concept, accepted in the design codes, which adequacy is dependent on the loading and deformation conditions, and shape of the element.

A stochastic approach to the modelling, suitable for a probabilistic design, has been proposed in this work. The heterogeneity of the concrete was related to the tension-stiffening model. The proposed methodology is accomplished using *Monte Carlo* simulations that allows generating an extensive collection of structural responses with a frequency related to the *a priori* probability distribution. Based on the array of the generated structural response, the *a posteriori* probability distribution of the deformation response of a particular RC member is assessed. The application of the stochastic principles enables predicting not only the average deformation response of RC elements but also the probabilistic bounds of these predictions. In contrast to the common practice, shrinkage of concrete is taken into account in the short-term numerical simulation.

The dissertation contains the introduction, four chapters, general conclusions, and lists of literature references and publications by the author on the topic of the research. It also includes five annexes. Nine papers are published on the research topic: five articles in the journals referred in the *Clarivate Analytics* WoS Database (DB), two works in the WoS Proceedings DB and two in other proceedings. Four presentations were made at national and international conferences.

Turinys

IVADAS	1
Problemos formulavimas.....	1
Darbo aktualumas.....	2
Tyrimų objektas	3
Darbo tikslas.....	3
Darbo uždaviniai	3
Tyrimų metodika	3
Darbo mokslinis naujumas	4
Darbo rezultatų praktinė reikšmė	4
Ginamieji teiginiai	5
Darbo rezultatų aprobavimas.....	5
Disertacijos struktūra.....	6
1. TEMPIAMOJO ARMUOTO BETONO TYRIMŲ APŽVALGA.....	7
1.1. Fizikiniai reiškiniai, veikiantys betono deformacijų būvį	7
1.1.1. Betono struktūra	7
1.1.2. Betono pleišėjimas.....	10
1.1.3. Armatūros strypų ir betono sąveika (tempiamasis sustandėjimas)	13
1.1.4. Ilgalaikiai procesai betone	17
1.2. Eksperimentiniai deformacijų ir pleišėjimo tyrimai	22
1.2.1. Betono tyrimai	22
1.2.2. Armuoto betono deformacijų stadijos.....	29
1.2.3. Armuoto betono tyrimai	34

1.3. Armuoto betono skaitinis modeliavimas	42
1.4. Literatūros analizės rezultatų aptarimas	46
1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir tyrimo uždavinių formulavimas	48
2. TEMPIAMOJO SUSTANDĖJIMO MODELIS	49
2.1. Modeliavimo prielaidos.....	49
2.1.1. Pagrindinės analitinės išraiškos	50
2.1.2. Betono traukumo įtakos įtempių ir deformacijų būviui vertinimas	51
2.2. Eksperimentinių duomenų imties sudarymas	53
2.2.1. Bandinių charakteristikos	53
2.2.2. Duomenų suderinamumo analizė	54
2.3. Alternatyvių modelių kūrimas	58
2.3.1. Deterministinis modelis	58
2.3.2. Stochastinė modelio dalis	60
2.3.3. Modeliavimo rezultatai	63
2.4. Antrojo skyriaus rezultatų aptarimas.....	64
2.5. Antrojo skyriaus išvados	65
3. STOCHASTINIO MODELIAVIMO METODIKOS PRITAIKOMUMO ANALIZĖ	67
3.1. Modeliavimo principai	67
3.1.1. Modifikuotas sluoksniuotojo skerspjūvio modelis	69
3.1.2. Betono traukumo ir valkšnumo poveikio modeliavimas	70
3.1.3. Rezultatų neapibrėžtumo vertinimas	71
3.2. Deformacijų nustatymas.....	73
3.2.1. Bandinių charakteristikos	73
3.2.2. Deformacijų skaičiavimo rezultatai	74
3.3. Deformacijų skaičiavimo rezultatų aptarimas	80
3.3.1. Rezultatų kokybė	80
3.3.2. Strypų išdėstymo įtaka modeliavimo adekvatumui	83
3.3.3. Neapibrėžtumo priežasčių analizė	85
3.4. Trečiojo skyriaus išvados	85
4. ARMUOTO BETONO TEMPIMO BANDYMAI	87
4.1. Pagrindiniai tyrimų aspektai.....	87
4.2. Pleišėjimo ir deformacijų tyrimai	89
4.2.1. Deformacijų pirminiai tyrimai (1993 m.)	90
4.2.2. Deformacijų antrojo etapo tyrimai (2013 m.)	93
4.3. Armatūros strypų išdėstymo įtaka elementų deformacijoms.....	96
4.3.1. Skaitinio modeliavimo koncepcija	100
4.3.2. Skaitinis deformacijų modeliavimas.....	102
4.4. Reprezentatyvaus bandinio koncepcija	107
4.4.1. Reprezentatyvumo idėja	108
4.4.2. Bandinio reprezentatyvumo vertinimas	110
4.4.3. Klasifikuoti bandymai	114
4.5. Ketvirtąjo skyriaus išvados	115
BENDROSIOS IŠVADOS	117

LITERATŪRA IR ŠALTINIAI.....	119
AUTORIAUS MOKSLINIŲ PUBLIKACIJŲ DISERTACIJOS TEMA SĄRAŠAS ..	139
SANTRAUKA ANGLŲ KALBA	141
PRIEDAI.....	157
A priedas. Atsitiktinio didžio tikimybinio pasiskirstymo normalumo tikrinimas	158
B priedas. Kumuliacinio tikimybinio pasiskirstymo modelio parametrai	158
C priedas. Statistinių duomenų grupavimas	159
D ¹ priedas. Sąžiningumo deklaracija (pateikta CD)	163
E priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos (pateiktos CD)	164

¹D ir E priedai pateikiami pridėtoje kompaktinėje plokštelėje.

Contents

INTRODUCTION	1
Problem Formulation.....	1
Relevance of the Thesis.....	2
Research Object	3
Aim of the Research	3
Research Objectives	3
Research Methodology	3
Scientific Novelty of the Thesis	4
Practical Significance of the Research Findings	4
Defended Statements.....	5
Approval of the Research Findings	5
Dissertation Structure	6
1. REVIEW OF RESEARCHES OF TENSILE REINFORCED CONCRETE	7
1.1. Physical Phenomena Controlling the Deformation Behaviour	7
1.1.1. Structure of Concrete	7
1.1.2. Cracking of Concrete	10
1.1.3. Tension-Stiffening Effect	13
1.1.4. Time-Dependent Processes in Concrete	17
1.2. Experimental Investigation of Deformations and Cracking	22
1.2.1. Investigations on Concrete	22
1.2.2. Deformation Stages of Reinforced Concrete	29
1.2.3. Investigations on Reinforced Concrete.....	34

1.3. Numerical Modelling of Reinforced Concrete	42
1.4. Discussion of the Literature Analysis.....	46
1.5. Conclusions of the Chapter 1 and Formulation of the Research Objectives	48
2. TENSION-STIFFENING MODEL	49
2.1. Modelling Assumptions	49
2.1.1. Governing Equations	50
2.1.2. Accounting for the Shrinkage Effect on the Stress-Strain Behaviour.....	51
2.2. Composing Experimental Database	53
2.2.1. Description of the Test Specimens	53
2.2.2. Consistency Analysis of the Test Data	54
2.3. Development of Alternative Models	58
2.3.1. Deterministic Model	58
2.3.2. Stochastic Model Component.....	60
2.3.3. Modelling Results.....	63
2.4. Discussion of the Results of the Chapter 2.....	64
2.3. Conclusions of the Chapter 2	65
3. APPLICATION ANALYSIS OF STOCHASTIC MODELLING TECHNIQUE	67
3.1. Modelling Assumptions	67
3.1.1. Modified Layered Section Model.....	69
3.1.2. Modelling of Shrinkage and Creep Effects.....	70
3.1.3. Estimating Uncertainty of the Results	71
3.2. Deformation Assessment.....	73
3.2.1. Description of the Test Specimens	73
3.2.2. Deformation Prediction Results.....	74
3.3. Discussion of the Deformation Prediction Results	80
3.3.1. Prediction Quality.....	80
3.3.2. Reinforcement Arrangement Effect on the Modelling Results.....	83
3.3.3. Analysis of the Uncertainty Causes	85
3.4. Conclusions of the Chapter 3	85
4. TENSION TESTS OF REINFORCED CONCRETE ELEMENTS	87
4.1. General Aspects of the Research.....	87
4.2. Investigation of Cracking and Deformations.....	89
4.2.1. Initial Deformation tests Carried Out in 1993	90
4.2.2. The Second Round Deformation Tests Carried Out in 2013	93
4.3. The Effect of Reinforcement Arrangement on Deformation of Elements.....	96
4.3.1. Numerical Modelling Concept	100
4.3.2. Deformation Predictions	102
4.4. Concept of the Representative Specimen	107
4.4.1. Representativeness Idea.....	108
4.4.2. Representativeness Estimation of the Specimen.....	110
4.4.3. Classified Tests.....	114
4.5. Conclusions of the Chapter 4	115
GENERAL CONCLUSIONS	117

REFERENCES	119
LIST OF SCIENTIFIC PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE DISSERTATION TOPIC.....	139
SUMMARY IN ENGLISH.....	141
ANNEXES	157
Annex A. Normality Test of Probability Distribution of Random Variable.....	158
Annex B. Governing Parameters of Cumulative Probability Distribution Function	158
Annex C. Grouping of Statistical Data.....	159
Annex D ¹ . Declaration of Academic Integrity (enclosed CD)	163
Annex E. Copies of the Scientific Publications on the Dissertation Topic by the Author (enclosed CD).....	164

¹Annexes D and E are supplied in the attached compact disc.

Įvadas

Problemos formulavimas

Statybinių konstrukcijų laikomosios galios nustatymo uždavinių sprendimas nėra sudėtingas, kadangi juose taikomi fundamentiniai deformuojamo kūno mechanikos principai ir prielaidos. Viena aktualiausių ir iki šiol neišspręstų armuoto betono konstrukcijų problema – betono pleišėjimas. Vadovaujantis taikomąja gelžbetonio teorija, pleišėjimo analizės uždaviniai iki šiol buvo sprendžiami pusiau empiriniais metodais. Tiesioginis fenomenologinių kontinuumo ir irimo mechanikos metodų taikymas pleišėjimui modeliuoti dėl itin didelio skaičiavimo resursų poreikio projektavime nėra taikomas. Naudojamų skaičiavimuose diskretaus ir vidutinio pleišėjimo modelių (angl. *discrete, smeared cracks models*) galimybės ribojamos sąlygiškai paprastais įtempių ir deformacijų būviais, o tikslumu juos neretai pranoksta empiriniai projektavimo normų metodai. Šių metodų alternatyva – stochastiniais principais paremti modeliavimo būdai.

Šiame disertaciniame darbe pasiūlytas stochastinio modeliavimo būdas, kuris galėtų būti taikomas tikimybiniam projektavimui. Betono struktūros heterogeniškumas siejamas su tempiamojo sustandėjimo (angl. *tension-stiffening*) modeliu. Siūloma metodika paremta *Monte Karlo* stochastinio imitavimo samprata – struktūriniai atsakai generuojami vertinant *a priori* tempiamojo sustandėjimo tikimybinį pasiskirstymą. Prognozių (*a posteriori*) tikimybinis pasiskirstymas

nustatomas pagal sugeneruotų rezultatų rinkinį. Stochastinių principų taikymas tempiamajam sustandėjimui modeliuoti leidžia prognozuoti ne tik vidutinę armuoto betono elemento reakciją, bet ir vertinti šių prognozių pokyčius. Tai ypač svarbu vertinant skaičiavimo rezultatų patikimumą. Skirtingai nuo bendrosios projektavimo ir mokslinių tyrimų praktikos, darbe nagrinėjamos trumpalaikė apkrova sukeltos deformacijos, atsižvelgiant į ilgalaikius procesus, pasireiškusius betone iki mechaninės apkrovos.

Darbe pateikti skaitinio (baigtinių elementų metodo) modeliavimo rezultatai rodo, kad tempiamuosiuose elementuose deformacijos betone kinta ne tik išilgine elemento kryptimi, bet ir pačiame apsauginiame betono sluoksnyje. Gauti rezultatai patvirtina, kad efektyviojo tempiamojo betono koncepcijos, taikomos projektavimo taisyklėse, adekvatumas yra ribotas. Taikant šią koncepciją turi būti atsižvelgiama į apkrovimo sąlygas, deformacijų būvį ir elemento konfigūraciją.

Darbo aktualumas

Pastaruosius 50 metų visame pasaulyje betonas vis plačiau naudojamas tiek civiliniams, tiek pramonės ir infrastruktūros statiniams. Skirtingai nuo plieninių ar medinių konstrukcijų, betono gamyboje naudojamos vietinės žaliavos, todėl betono konstrukcijos kaina yra gerokai mažesnė. Betoniniai statiniai taip pat išsiskiria ilgaamžiškumu ir neribota architektūrinės formos įvairove. Svarbūs inžineriniai statiniai projektuojami 80–100 metų eksploatacijos laikotarpiui, todėl statinio ilgaamžiškumo užtikrinimo klausimas tampa ypač reikšmingas. Cementinis betonas apibūdinamas kaip gniuždymui atspari medžiaga, tačiau trapi ir mažai atspari pleišėjimui. Šis trūkumas gali būti kompensuojamas armuojant tempiamąją betono zoną. Betonui pleišėjant, kinta jo mechaninės savybės ir atsparumas žalingiems aplinkos poveikiams. Siekiant patikimai prognozuoti betoninių konstrukcijų eksploatacines savybes, būtina žinoti atitinkamų fizikinių savybių kitimo tendencijas. Dažniausiai jos apytiksliai nustatomos pagal tam tikras empirines išraiškas. Toks modeliavimas neleidžia vertinti atitinkamų prognozių neapibrėžtumo. Esminiai standartizuotų bandymų ribojimai (armuoto betono bandymų nebuvimas) neleidžia vertinti skirtingais būdais nustatytų mechaninių savybių sklaidos.

Šiame darbe nagrinėjamas armuotasis betonas, dvikomponentis betono ir stypinės armatūros kompozitas. Nagrinėjami elementai yra centriškai tempiami. Siekiama įvertinti bandinio formos įtaką nustatytų betono mechaninių savybių pokyčiams (variacijai) bei galimybes unifikuoti (klasifikuoti) esamų eksperimentinių tyrimų metodikas. Taip pat siekiama pasiūlyti stochastinio modeliavimo būdą, kuris galėtų būti taikomas tikimybiniam projektavimui.

Tyrimų objektas

Šio mokslinio darbo tyrimų objektas – centriškai tempiamųjų armuoto betono elementų įtempių ir deformacijų būvis. Trumpalaikė apkrova sukeltos deformacijos nagrinėjamos atsižvelgiant į betono traukumą ir valkšnumą – ilgalaikius procesus, pasireiškiančius betone iki mechaninės apkrovos.

Darbo tikslas

Įvertinti tempiamųjų elementų deformacijų pasiskirstymą betone ir pasiūlyti stochastinio deformacijų vertinimo būdą, kuris galėtų būti taikomas tikimybiniam projektavimui.

Darbo uždaviniai

Darbo tikslui pasiekti iškelti šie uždaviniai:

1. Sudaryti literatūroje paskelbtų tempiamųjų armuoto betono elementų deformacijų matavimo rezultatų imtį. Statistiškai patikrinti duomenų suderinamumo sąlygas. Palyginti bandymų metodikas.
2. Atlikti armuoto betono elementų tempimo bandymus ir nustatyti deformacijų pasiskirstymą betone. Įvertinti betono traukumo poveikį bandymų rezultatams.
3. Atlikti skaitinę armuoto betono elementų įtempių ir deformacijų būvio analizę, įvertinant elemento traukumą. Ištirti bandinio formos įtaką armuoto betono mechaninėms savybėms.
4. Pasiūlyti stochastiniais principais paremtą deformacijų vertinimo būdą, kuris galėtų būti taikomas tikimybiniam projektavimui.
5. Statiškai įvertinti kontroliuojamų parametrų (bandymo greičio, matavimo būdo, tikslumo, bandinių dydžio, jų formos ir kt.) ir nekontroliuojamų parametrų (geometrijos netikslumų, betono struktūros nevienalytiškumo ir kt.) įtaką tempimo bandymo rezultatams.

Tyrimų metodika

- Logikos teiginių analizės bei sintezės metodai buvo taikomi analizuojant literatūros šaltinius ir formuluojant tyrimo uždavinius.

- Matematinės statistikos metodai taikomi sudarant eksperimentinių duomenų imtį bei vertinant jų suderinamumą.
- Tiesioginio ir atvirkštinio matematinio programavimo principai bei stochastinio (*Monte Karlo*) modeliavimo metodas buvo taikomi kuriant armuoto betono tempiamojo sustandėjimo modelį ir vertinant jo pritaikymo galimybes.
- Medžiagų fizikinių savybių eksperimentinio vertinimo būdai taikomi atliekant armuoto betono elementų fizikinius bandymus.
- Skaitinio (baigtinių elementų) modeliavimo metodas taikomas nagrinėjant bandymų rezultatų sklaidą.

Darbo mokslinis naujumas

Rengiant disertaciją buvo gauti šie statybos inžinerijos mokslui nauji rezultatai:

1. Remiantis daugiau nei 300 centriškai tempiamųjų armuoto betono elementų bandymų duomenimis, surinktais atsižvelgiant į jų suderinamumo sąlygą, pasiūlyta metodika, kuri leidžia sudaryti įvairaus sudėtingumo tempiamojo sustandėjimo modelius. Modeliavimas gali būti atliekamas betono traukumą vertinant tiesiogiai, t. y. traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikius nagrinėjant kaip du atskirus modelio komponentus.
2. Parodyta, jog reikšmingi prognozavimo adekvatumo skirtumai dėl alternatyvių traukumo modeliavimo koncepcijų taikymo būdingi tempiamiesiems elementams, kurių armavimo koeficientas $p > 1$ %. Deformacijų vertinimo rezultatų sklaida sumažėjo beveik 25 %, prognozės tapo tikslesnės, kai traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikiai buvo vertinami atskirai.
3. Pasiūlyta stochastinio deformacijų nustatymo metodika leidžia apskaičiuoti ne tik vidutinės deformacijų reikšmes, bet ir 50 bei 95 % prognozavimo ribas, svarbias vertinant skaičiavimo rezultatų patikimumą.

Darbo rezultatų praktinė reikšmė

1. Pasiūlytas stochastinio imitavimo būdas taikytinas tikimybiniam projektavimui. Stochastinių principų taikymas leidžia prognozuoti ne tik vidutinės armuoto betono elemento deformacijas, bet ir vertinti šių prognozių variaciją. Tai ypač svarbu vertinant konstrukcijos atitiktį tinkamumo sąlygoms.
2. Pasiūlytas būdas nustatyti „neefektyvios“ betono dalies dydį tempiamojo elemento kraštinėse zonose, naudojant armatūros ir betono paviršiaus vidutinių deformacijų matavimo reikšmes. Sukurta eksperimentinė procedūra

leidžia identifikuoti pakraščio reiškinių ir tokiu būdu užtikrinti reprezentatyvius bandinių deformacijų būvio bei pleišėjimo parametrus. Siūlomas metodas yra itin svarbus interpretuojant bei lyginant eksperimentinius rezultatus, gautus taikant skirtingus bandymo būdus.

3. Pasiūlyta bandinio reprezentatyvumo sąlyga leidžia:

- sumažinti eksperimentinių duomenų sklaidą (vertinant pakraščio reiškinių);
- sukurti patikimą deformacijų bei pleišėjimo parametrų vertinimo procedūrą, taikytiną ribotų stebėjimo galimybių atvejais (pvz., kai neįmanomas tiesioginis armatūros deformacijų matavimas, stebint pastatų konstrukcijų būklę).

Ginamieji teiginiai

1. Armatūros ir betono deformacijų modulių santykis, betono stipris, armavimo koeficientas, strypo skersmuo bei strypų skaičius skerspjuvyje turi statistiškai reikšmingą įtaką tempiamojo sustandėjimo reiškiniui.
2. Itin didelė deformacijų sklaida būdinga tempiamiems elementams, kurių armavimo koeficientas mažesnis nei 0,4 % (kai kuriais atvejais rezultatų išsibarstymas viršijo 500 %). Didesnis strypų skaičius mažina šių rezultatų sklaidą.
3. Deformacijų gradientas betone kinta ne tik išilgai tempiamojo armatūros strypo, bet ir apsauginiame betono sluoksnyje. Deformacijos mažėja tolstant nuo armatūros. Nuo apsauginio betono sluoksnio storio priklauso eksperimentinių rezultatų sklaida dėl betono pleišėjimo stochastinio pobūdžio.
4. Klasifikuotos fizikinių bandymų metodikos, atitinkančios tyrimų objekto reprezentatyvumo kriterijus, mažina eksperimentinių duomenų sklaidą ir sudaro galimybes nagrinėti faktorių, minėtų pirmajame teiginyje, poveikius armuoto betono bandymo rezultatams.

Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema paskelbti 9 straipsniai: 5 – žurnaluose, įtrauktuose į Mokslinės informacijos instituto (*Clarivate Analytics, Web of Science*) pagrindinį sąrašą (Gribniak *et al.* 2010b, 2015b, 2016b; Kaklauskas *et al.* 2012; Jakubovskis *et al.* 2018), 2 – konferencijų straipsnių rinkiniuose, įrašytuose į Mokslinės informacijos instituto (*Clarivate Analytics, Proceedings*) duomenų bazę (Kaklauskas *et al.* 2013; Rimkus *et al.* 2017), 2 – konferencijų straipsnių rinkiniuose (Gudonis *et al.*

2013; Kaklauskas *et al.* 2015). Disertacijos tema skaityti 4 pranešimai šiose tarptautinėse konferencijose:

- 2-oji konferencija „Performance-based and Life-cycle Structural Engineering (PLSE 2015)“, vykusi 2016 m. gruodžio 9–11 d., Brisbane, Australijoje.
- 12-oji konferencija „Modern Building Materials, Structures and Techniques, MBMST 2016“, vykusi 2016 m. gegužės 26–27 d., Viliuje, Lietuvoje.
- 19-oji konferencija „Mechanika 2014“, vykusi 2014 m. gegužės 24–25 d., Kaune, Lietuvoje.
- 11-oji konferencija „Numerical Analysis and Applied Mathematics ICNAAM 2013“, vykusi 2013 m. rugsėjo 21–27 d., Rode, Graikijoje.

Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro įvadas, keturi skyriai ir bendrosios išvados. Taip pat darbe yra penki priedai.

Darbo apimtis – 140 puslapių, neįskaitant priedų bei santraukos anglų kalba. Tekste yra 37 numeruotos formulės, 73 paveikslai ir 12 lentelių. Rašant disertaciją panaudoti 294 literatūros šaltiniai.

Padėka

Disertacinio darbo autorius nuoširdžiai dėkoja mokslinio darbo konsultantui dr. V. Gribniak ir visiems kolegoms, 40 metų draugiškai prisidėjusiems prie šio darbo tyrimų. Be Jūsų pagalbos ir vertingų pastabų šis darbas niekada nebūtų įgyvendintas!

Tempiamojo armuoto betono tyrimų apžvalga

Šiame skyriuje aptariama betono heterogeninės struktūros įtaka armuoto betono elementų deformacijoms ir pleišėjimui veikiant, trumpalaikė apkrova. Apžvelgiami tempiamųjų elementų eksperimentinių tyrimų metodai, jų ypatumai bei trūkumai. Aptariami deformacijų būvio modeliai, pagrindinį dėmesį skiriant šiuolaikiniams skaitinio modeliavimo metodams. Skyriaus pabaigoje pateiktos analizės išvados ir suformuluoti disertacinio darbo uždaviniai. Kartu su bendraautoriais skyriaus tematika paskelbti du disertacijos autoriaus straipsniai (Gudonis *et al.* 2014; Rimkus *et al.* 2017).

1.1. Fizikiniai reiškiniai, veikiantys betono deformacijų būvį

1.1.1. Betono struktūra

Betonas pagal savo struktūrą yra kompozitinė medžiaga, kurią sudaro stambieji ir smulkieji užpildai, cementinė matrica bei priedai. Kietėdama cemento tešla tampa akmeniu ir suriša užpildo daleles į monolitinę struktūrą, tačiau vandens praradimas, kuris vyksta kietėjimo metu (vanduo dalyvauja hidratacijos reakcijoje bei

garuoja), sukelia smulkių porų ir kapiliarų atsiradimą cementiniame akmenyje. Toks vandens praradimas tampa pagrindiniu veiksniu, lemiančiu cementinio akmens traukimąsi. Stambieji betono užpildai varžo šį traukimąsi, todėl cementiniame akmenyje gali atsirasti įtrūkių, kurie kartu su defektais, atsiradusiais dėl blogo mišinio sutankinimo betonuojant, pažeidžia monolitinę betono struktūrą. Labai svarbi betono struktūros dalis yra cementinio akmens ir užpildo kontakto zona (angl. *interfacial transition zone*). Nors ši zona būna mažesnė nei 30–50 mikronų storio, tačiau, normalaus stiprio betone ji sudaro apie 20–30 % cementinio akmens (Scrivener 2004). Lyginant su cementinio akmens struktūra, kontakto zonos mikrostruktūra yra išskirtinė – joje labai mažai mikroporų ir daug susikristalizavusių hidratų junginių, kurie gali padidinti šios zonos stiprumą, tačiau nere-tai čia atsiranda defektų (Caliskan 2003).

Apie 20–30 % normalaus stiprio betono tūrio sudaro cementinis akmuo, likusieji 70–80 % – užpildai. Akivaizdu, kad betono mechanines savybes lemia jo struktūros heterogeniškumas, t. y. sudedamųjų komponentų (smulkiojo ir stambiojo užpildų, cementinio akmens, priedų) sąveikos mechanizmai. Užpildo įtaką betono mechaninėms savybėms nagrinėjo daug tyrėjų (L'Hermite 1955, Ickovič 1983, Tasong *et al.* 1998, Wu *et al.* 2001, Prado & Van Mier 2003, Chen & Liu 2007, Elices & Rocco 2008, Neville 2011 ir kiti). Ferronskaja (2006) įvardijo pagrindinius faktorius, veikiančius betono deformacijas:

- Rišamųjų medžiagų savybės, jų koncentracija bei santykis su vandeniu betono mišinyje. Šie parametrai lemia betono struktūros pradinį poringumą.
- Rišamųjų medžiagų hidratų ir chemiškai nesureagavusių jų dalių koncentracija sukietėjusiam cementiniame akmenyje. Šie parametrai lemia porų, atsiradusiųjų cementiniame akmenyje, tūrį ir formą.
- Rišamųjų medžiagų hidratų dalelių savybės, lemiančios betono stiprį.
- Hidratacijos greitis ir jos metu išsiskiriančios šilumos kiekis.
- Kietėjančio mišinio temperatūra ir kietėjimo aplinkos savybės.
- Betonavimo priedų savybės.

Įsivaizduojant betono struktūrą, kaip atsitiktinai išdėstytųjų erdvėje dalelių ir šių dalelių sąveikos jėgų sistemą (1.1 pav.) galima išskirti keturis struktūros sudėtingumo lygmenis (Sestoperev & Ivanov 1980):

1. Atomų-molekulių lygmuo. Tai žemiausias lygmuo, kuris lemia betono chemines savybes, jo galimybę reaguoti su vandeniu, atsparumą korozijai bei aukštų temperatūrų poveikiams.
2. Elementariųjų junginių (C-S-H amorfinių dalelių ir mikrokristolų) lygmuo. Šiuo lygmeniu nagrinėjami fazių atskyrimo paviršiai. Dalelių paviršiaus energija lemia betono fizikines savybes (traukimąsi, temperatūros plėtimąsi, skysčių adsorbciją).

3. Užpildo dalelių junginių ir porų sistema (mezostruktūrinis lygmuo). Šie parametrai lemia svarbesnes betono charakteristikas – jo poringumą, stiprumą bei atsparumą pleišėjimui. Poringumas nusako betono gebą priešintis išoriniams poveikiams (užšalimo / atšilimo bei vandens prisisotinimo / džiūvimo ciklams). Kietųjų dalelių išdėstymas betono struktūroje nusako plyšių atsiradimą ir jų vystymąsi.
4. Statybinių konstrukcijų elementai. Šiuo makrostruktūriniu lygmeniu nagrinėjama konstrukcinių elementų matmenų ir formos įtaka jų laikomajai galiai, atsparumui pleišėjimui bei deformavimui.

Atitinkamai parenkant betono granulimetrinę sudėtį, galima varijuoti jo fizikines savybes (tankį, stiprį, atsparumą korozijai ir pan.). Optimalus užpildų parinkimas bei jų išdėstymas betono struktūroje leidžia labai padidinti jo eksploatacines charakteristikas, o ypač stiprį. Užpildo pasiskirstymas optimizuojamas didinant dalelių kontaktų skaičių (Gribniak 1972, 1997). Rvačiov (1963, 1974), Stojan & Ponomarenko (1975), Stojan & Jakovlev (1986), Černomorec (1993) ir Yu *et al.* (1993, 1996) darbuose šis uždavinys buvo sprendžiamas teoriškai. Medžiagų struktūros optimizavimo eksperimentinius tyrimus atliko Ochotin (1929), McGeary (1961), Milnea *et al.* (1993), Yu *et al.* (1996) ir kiti mokslininkai. Van Mier & Van Vliet (2003), išnagrinėję atliktų tyrimų rezultatus, atskleidė stambiojo užpildo pasiskirstymo betono struktūroje įtaką tempiamųjų betoninių elementų mechaninėms savybėms. Parodyta, kad tempiamųjų elementų deformavimo uždavinį būtina nagrinėti mezostruktūriniu lygmeniu, tačiau betoninių konstrukcijų deformavimas dažniausiai nagrinėjamas makrostruktūriniu lygmeniu, tačiau nemažai tyrimų atskleidė tokio požiūrio trūkumus (Bažant 1987, Lu & Lin 2002, Mae-kawa *et al.* 2003, Hueste *et al.* 2004, Schuler *et al.* 2006, Elices & Rocco 2008).

1.1 pav. Betono struktūros lygmenys
Fig. 1.1. Structural levels of concrete

Svarbiausiu makrostruktūrinio požiūrio trūkumu galima įvardyti tai, kad makrostruktūrinis požiūris neleidžia įvertinti atsitiktinio struktūrinių dalelių išsidėstymo įtakos betono makrofizikinėms savybėms. Pažymėtina, kad betono pleišėjimo procesas yra ypač jautrus betono struktūros ypatumams (Faust & Voigr 1999, Slowik & de Barros Leite 2000, Guinea *et al.* 2002, Budi Aulia 2003, Prado & Van Mier 2003, Nagai *et al.* 2004, Comby-Peyrot *et al.* 2009).

1.1.2. Betono pleišėjimas

Betono pleišėjimas – sudėtingas fizikinis procesas, prasidedantis mikrostruktūriniu lygmeniu ir tampantis akivaizdžiu mezostruktūriniu lygmeniu (Elaqra *et al.* 2007). *Mindess* (1990) rekomenduoja, plyšius, kurių plotis neviršija 6 mikronų, laikyti mikroplyšiais, tačiau pasaulyje plačiau paplitusi 10 mikronų riba, atskirianti makroplyšį nuo mikroplyšio.

Kaip pavaizduota 1.2 paveiksle, betono sudedamosios dalys yra skirtingų fazių, todėl betono struktūra – heterogeninė. Būtent šią struktūros savybę plati mokslinė visuomenė laiko pagrindiniu veiksniu, lemiančiu betono pleišėjimo procesą, kurį „valdo“ struktūros silpnos vietos (poros ir įvairūs defektai). Faktiškai visuose betoniniuose elementuose, dar iki jų apkrovimo, būna nemažai struktūrinių defektų, kurie gali atsirasti dėl technologinio proceso nukrypimų (netinkamos užpildų kokybės, netinkamų betono mišinio proporcijų parinkimo, betonavimo klaidų ir pan.). *Gao et al.* (2002) bei *Gonen & Yazicioglu* (2007) teigė, kad atsparumą betono pleišėjimui galima padidinti naudojant vandens kiekį mažinančius priedus bei užtikrinus tankesnę betono struktūrą (atitinkamai parenkant jo sudėtį ir taikant tinkamas technologines priemones). Pradiniame pleišėjimo etape betono struktūros defekto vietoje atsiranda mikroplyšys. *Jensen & Chatterji* (1996) išskyrė penkias mikroplyšių atsiradimo priežastis:

1. Šilumos išskyrimas cemento hidratacijos metu. Demontavus klojinius, kai konstrukciją veikia išorinė aplinka, kurios temperatūra gerokai mažesnė nei kietėjančio betono, vyksta pleišėjimas dėl stambiojo užpildo ir cementinio akmens temperatūrų plėtimosi koeficientų skirtumo. Plyšiai koncentruojasi aplink užpildo daleles. Toks pleišėjimo tipas yra ypač aktualus masyvioms konstrukcijoms, pagamintoms iš stambiagrūdžio betono.
2. Vandens praradimas betonui kietėjant. Vandens praradimą lemia cementinio akmens traukimosi deformacijos. Plyšių gali atsirasti šalia elemento paviršiaus ir aplink stambiojo užpildo daleles dėl traukiamąsi suvaržančių deformacijų. Šis pleišėjimo tipas dažniausiai tampa pagrindiniu veiksniu, lemiančiu defektų atsiradimą (Brunauer 1957). Jis yra ypač aktualus sausoje aplinkoje kietėjantiems elementams.
3. Pirmų dviejų veiksnių derinys. Konstrukcijai kietėjant atvirame ore, betono pleišėjimas spartinamas dėl bendro minėtų veiksnių poveikio.

1.2 pav. Heterogeninė betono struktūra (Tijssens *et al.* 2001)

Fig. 1.2. Heterogeneous structure of concrete (Tijssens *et al.* 2001)

4. Užšalimo-atšilimo ciklai. Porose užšalusio vandens tūris didėja ir inicijuoja pleišėjimą aplink poras. Priklausomai nuo ciklų greičio, plyšiai gali atsirasti elemento viduje arba šalia jo paviršiaus. Toks pleišėjimo tipas svarbus konstrukcijoms, eksploatuojamoms atvira ore drėgnoje aplinkoje.
5. Mechaninis apkrovimas. Pleišėjimas priklauso nuo lokalsios betono struktūros, užpildų, cementinio akmenų, jų kontakto zonos stiprumo ir standumo, elemento geometrijos, lokaliųjų defektų ir porų pasiskirstymo betono struktūroje.

Kaip pavaizduota 1.3 paveiksle, betoniniuose elementuose dar iki apkrovimo atsiranda mikroplyšių, kurie po apkrovimo vystosi, auga ir jungiasi tarpusavyje, kol transformuojasi į makroplyšius. Makroplyšiai vystosi plokštumose, statmenose pagrindinių tempimo įtempių veikimo kryptims, tačiau jų vystymąsi cementiniame akmenyje gali skatinti stambiojo užpildo pasiskirstymas betono struktūroje. Standžios užpildo dalelės bei užpildo ir cementinio akmenų *kontakto zona* (žr. 1.1.1 skyrelį) gali varžyti makroplyšių vystymąsi. Tokiu atveju lemiamu veiksnium tampa šios kontakto zonos bei užpildų mechaniniai parametrai (Mindess 1983, Rachel & Kumar 1989, Bentz & Garboczi 1991, Bentz *et al.* 1992, Tschegg 1995).

Be užpildo pasiskirstymo, plyšių vystymąsi veikia ir porų bei defektų struktūra, kuri priklauso nuo vandens ir cemento santykio bei cemento hidratacijos laipsnio. *Scrivener* (1989) teigė, kad aplink užpildo daleles porų koncentracija didėja maždaug 30 %, tačiau *Diamond* (1999) skenuojančiuoju elektroniniu mikroskopu nustatė, kad normaliomis sąlygomis tik nežymi porų dalis koncentruojasi aplink užpildo daleles. Vėlesniuose tyrimuose *Diamond* (2004) kontakto zonoje aptiko lokalias porų koncentracijas, kurios dažniausiai ir tampa pleišėjimo priežastimi.

1.3 pav. Betono pleišėjimas: a) nanolygmeniu (Diamond 2004); b) mikrolygmeniu (Elaqra *et al.* 2007); c) mezolygmeniu (Chiaia *et al.* 1998)

Fig. 1.3. Cracking of concrete: a) nano-scale (Diamond 2004); b) micro-scale (Elaqra *et al.* 2007); c) mezo-scale (Chiaia *et al.* 1998)

Garboczi *et al.* (1995) ir Bullard & Garboczi (2006) darbuose buvo parodyta, kad hidratacijos procesas intensyvėjo tuomet, kai vietoj apvalios formos užpildo (žvyro) buvo panaudotas netaisyklingos formos užpildas (skalda). Hidratacijos metu vyksta cheminės reakcijos, formuojančios cementinės matricos ir užpildo kontakto zoną (Lothenbach & Winnefeld 2006). Jensen & Chatterj (1996) išskyrė du ryšių, užtikrinančių matricos ir dalelių kontaktą, tipus: cheminį ir fizikinį. Sujungti tarpusavyje užpildo ir matricos atomai sudaro cheminį kontaktą. Visi kiti kontaktų tipai laikomi fizikiniais. Fizikiniai ryšiai ganėtinai lengvai susidaro ir nutrūksta. Cheminiai ryšiai daugiau nei 10 kartų stipresni už bet kokius fizikinius ryšius (Lea 1971), tačiau pastarieji normaliajame betone sudaro tik labai mažą kontaktų dalį (Chattmji & Jeffery 1967, Chattmji 1974). Todėl tik „silpni“ fizikiniai kontaktai turi būti nagrinėjami tiriant betono pleišėjimą. Kontakto zonos tyrimams buvo skirti Buyukozturk & Lee (1992a, 1992b), Lee *et al.* (1992), Bentz *et al.* (1992, 1995), Nemati (1997), Chiaia *et al.* (1998), Tasong *et al.* (1998), Diamond (2004) ir kitų mokslininkų darbai. Chiaia *et al.* (1998), o vėliau Caliskan (2003) eksperimentiškai nustatė, kad užpildo dalelių standumas, stiprumas ir tankis veikia betono deformacijų būvį bei atsparumą pleišėjimui. Šių tyrėjų darbuose buvo patvirtinta, kad yra ryšys tarp stambiojo užpildo dalelių dydžio ir kontakto zonos stiprio. Tyrimų metu nustatyta, kad mažesnis užpildo dalelių dydis užtikrina stipresnį kontaktą su cementiniu akmeniu. Van Mier & Van Vliet (2003) paaiškino šį reiškinį ir parodė, kaip betono mezostruktūra veikia betoninių elementų pleišėjimą. Išnagrinėję skirtingo dydžio betoninius tempiamuosius elementus, jie atskleidė betoninių elementų dydžio įtakos šių elementų stiprumui mezostruktūrinę kilmę. Šis reiškinys, vadinamas *elementų dydžio efektu* (angl. *size effect*), tarpusavyje sieja maksimalų užpildo dydį ir tiriamojo elemento matmenis. Jis plačiau aptartas 1.2 poskyryje.

Armuotajame betone minėti reiškiniai įgauna kur kas sudėtingesnę charakterį. Kitame skyrelyje aptariami procesai, vykstantys plieninės armatūros strypų ir cementinio akmens kontakto zonoje.

1.1.3. Armatūros strypų ir betono sąveika (tempiamasis sustandėjimas)

Nors šiuolaikiniame pasaulyje betonas žinomas kaip statybinė medžiaga daugiau nei 2000 metų (Jackson *et al.* 2009), tačiau gelžbetonio atradėju laikomas *Joseph-Louis Lambot*, kuris 1848 m. pastebėjo, kad metaliniai strypai arba plaušai, armuojant betoninius gaminius, gerokai padidina jų laikomąją galią ir praplečia naudojimo galimybes. Vėliau, 1898–1899 m., tirdamas tempiamųjų gelžbetoninių elementų deformacijas, *de Guy Joly* ir *Armand Considère* pastebėjo, kad supleišusių elementų deformacijos iki pat suirimo lieka mažesnės nei to paties armatūros strypo, išbandyto atskirai (be betono). Šis efektas buvo pavadintas armuoto betono tempiamuoju sustandėjimu (angl. *tension-stiffening*).

Lygaus paviršiaus plieniniai strypai naudojami betoninėms konstrukcijoms armuoti nuo XX a. pradžios, tačiau buvo pastebėta, kad deformuoti strypai užtikrina kur kas geresnį sukibimą su betonu. Pasaulyje sukurta daug skirtingų formų strypų konstrukciniam naudojimui. Nemažai jų užpatentuota – keletas ankstesnių strypo formos pavyzdžių, tyrinėtų *Abrams* (1913), parodyta 1.4 paveiksle. Pastebima didelė variacija skerspjūvių formų ir rumbelių aukščių, todėl ilgą laiką nebuvo tiksliai įvertinta šių parametrų įtaka armatūros ir betono sukibimo savybėms.

A. P. Clark 1946 m. pasiūlė įvairios paviršiaus formos strypų sukibimo su betonu vertinimo metodiką, pagal kurią strypų vidutiniai sukibimo įtempiai buvo nustatomi esant tam tikroms iš anksto nustatytoms praslydimo reikšmėms. Ši bandymų metodika pateikta JAV standartuose (ASTM 1947, 1949). Taip pat buvo standartizuoti apskritojo skerspjūvio strypų rumbelių aukščiai bei atstumas tarp rumbelių; aprašyti stačiakampio skerspjūvio strypų tipai, pagal skerspjūvio plotį atitinkantys apskritojo skerspjūvio strypus (Howell 2007). JAV iki šiol naudojami įvairaus paviršiaus tipo strypai (panašiai parodytiems 1.5 pav.). Europoje paplitę dviejų tipų armatūros strypų profiliai, parodyti 1.6 paveiksle. Konstrukciniam armavimui lygaus paviršiaus strypai beveik nenaudojami.

1.4 pav. D. A. Abrams 1913 m. išbandyti armatūros strypai (Abrams 1913)

Fig. 1.4. Reinforcement bars tested by Abrams (1913)

Armatūros ir betono sukibimas užtikrina įtempių perskirstymą armuotajame betone. Žinoma, kad armavimo efektyvumas tiesiogiai priklauso nuo armatūros ir betono sukibimo mechaninių savybių. Galima išskirti šiuos sukibimo mechanizmus (Xing *et al.* 2015): cheminis sukibimas, adhezija ir mechaninis sukibimas (angl. *mechanical interlock*). Pirmi du mechanizmai būdingi lygaus paviršiaus strypams; rumbuotų strypų sukibimo kokybė daugiausia priklauso tik nuo mechaninio sukibimo. Mechaninio sukibimo modeliai pateikti 1.7 paveiksle.

1.5 pav. A. P. Clark 1946 m. išbandyti armatūros strypai (Clark 1946)

Fig. 1.5. Reinforcement bars tested by Clark (1946)

1.6 pav. Šiuolaikiniai armatūros strypų profiliai: karštai valcuotas (viršuje), šaltai temptas (apačioje)

Fig. 1.6. Current reinforcement surface types: hot-rolled (top), cold-worked (bottom)

1.7 pav. Rumbuoto paviršiaus armatūros strypų mechaninio sukibimo modeliai: a)

Tepfers (1979) pasiūlytas modelis; b) bei *Cairns & Jones* (1995) modelis

Fig. 1.7. Mechanical interlock bond models of the ribs of a deformed bar proposed by: a) *Tepfers* (1979); b) *Cairns & Jones* (1995)

1.8 pav. Plyšių formavimasis armatūros ir betono kontakto zonoje: a) plyšiai aplink 32 mm strypų su skirtingu atstumu tarp rumbelių (Goto 1971); b) *Borosnyói & Snóbli* (2010) eksperimentiškai nustatyti plyšių pločio pokyčiai apsauginio betono sluoksnyje
Fig. 1.8. Cracking around reinforcement bars in concrete: a) crack patterns around 32 mm bar with different rib spacing (Goto 1971); b) experimental crack width variation in the cover concrete (Borosnyói & Snóbli 2010)

Atsiradus plyšiams tempiamajame betone, armatūros strypai leidžia perduoti tempimo deformacijas plyšių plokštumose, formuojant armuotajame betone galimybę toliau vystyti plyšiams. Dėl armatūros ir betono sukibimo tempimo įtempiai betone auga ir tam tikru atstumu nuo magistralinio plyšio pasiekia betono pleišėjimo ribą, tačiau dėl įtempių koncentracijos armatūros rumbelių ir betono kontakto vietose aplink rumbelius plyšiai taip pat formuojasi. *Goto* (1971) pavadino juos antriniais plyšiais (angl. *secondary cracks*). Šis pleišėjimo modelis pateiktas 1.8 paveiksle. *Broms* (1965) išskyrė dviejų tipų skirtingos topologijos plyšius. Pirminiai, arba pagrindiniai, plyšiai (angl. *primary cracks*) yra matomi betono paviršiuje, antriniai plyšiai betono paviršiaus nepasiekia.

Kaip galima matyti 1.8b paveiksle, tolstant nuo armatūros strypo, plyšio plotis didėja. Nors per praėjusį šimtmetį buvo atlikta nemažai eksperimentinių bei teorinių pleišėjimo tyrimų, priklausomybė tarp plyšio pločio pačiame betone (šalia armatūros strypo) ir betono paviršiuje nebuvo nustatyta (*Beeby* 1978). Taip pat nepasiekta bendro susitarimo dėl betono ploto aplink armatūros strypą, kuriame efektyviai persiskirsto sukibimo įtempiai (pasaulyje ši koncepcija žinoma kaip *effective area concept*).

Įvairios formos bei dydžio bandiniai naudojami tam, kad eksperimentiškai būtų galima analizuoti įtempių ir deformacijų pasiskirstymą armuotajame betone. Šią geometrijos bei medžiagų savybių įvairovę natūraliai didina bandymo rezultatų sklaida (*Lee & Kim* 2009; *Gribniak et al.* 2015b). Centriškai tempiamojo elemento bandymas yra vienas plačiausiai paplitusių eksperimentinių tyrimų metodų. Dažniausiai toks bandymas atliekamas tempiant betoninę kvadratinio skerspjūvio prizmę, armuotą vienu strypu (išdėstytu prizmės centre). Bandymo metu armatūros strypas fiksuojamas tempimo mašinos griebtuose. Tempimas atliekamas laipsniškai didinant apkrovą ir kontroliuojant bandinio poslinkius arba

jo reakciją į apkrovą (Ingaffea *et al.* 1984). Nors bandymo schema yra palyginti paprasta, eksperimentiniai rezultatai gali būti interpretuoti neadekvačiai. Eksperimentiškai nustatyta (Gribniak *et al.* 2017), kad plačiai taikoma prielaida apie vidutinių armatūros ir betono deformacijų vienodumą nėra teisinga. Prielaida apie tai, kad visas tempiamojo elemento betono plotas yra efektyvus, taip pat yra tinkama tik ribotame apsauginio betono sluoksnio storio kitimo intervale.

Eksperimentiniai tyrimai rodo, kad armatūros išdėstymas lemia plyšių formavimąsi (Broms & Lutz 1965, Borosnyói & Snóbli 2010, Caldentey *et al.* 2013, Gudonis *et al.* 2014; Jakubovskis *et al.* 2014; Gribniak *et al.* 2016a). Rostásky *et al.* (1976), Hwang (1983), Williams (1986) ir Purainer (2005) įrodė, kad tempiamųjų elementų standumas (ankstyvoje pleišėjimo stadijoje) gali būti padidintas, išdėstant tą patį armatūros suminį plotą su didesniu mažesnio skersmens strypų skaičiumi. Tokį standumo padidėjimą galėtų lemti du efektai. Viena vertus, kartu su bendro armatūros ir betono sukibimo plotu didėja sukibimo stipris; taip pat didėja ir irimo energija, išskiriama plyšių armatūros ir betono kontakto zonoje atsivėrimo metu. Kita vertus, radialinių įtempių atsiradimas (1.7 pav.) varžo plyšių vystymąsi zonose, esančiose tarp artimai vienas šalia kito išdėstytų armatūros strypų. Otsuka & Ozaka (1992) pagrindė šį pastebėjimą, analizuodami armatūros strypų ištraukimo iš masyvaus betoninio bloko bandymų rezultatus, kai strypų grupės buvo įtvirtintos betone, keičiant atstumą tarp strypų (1.9a–1.9c pav.). Broms & Lutz (1965) paskelbti eksperimentų rezultatai patvirtina šią hipotezę. Parodyta (1.9d pav.), kad plyšių, atsivėrusių tarp nedideliu atstumu išdėstytų strypų, skaičius gali viršyti plyšių, atsivėrusių kitose betono zonose, skaičių.

1.9 pav. Plyšiai aplink 22 mm skirtingu atstumu išdėstytus armatūros strypus, ištraukiamus iš betoninio bloko (Otsuka & Ozaka 1992): a) vienas strypas; b) du strypai, atstumas 33 mm; c) du strypai, atstumas 89 mm; d) Broms & Lutz (1965) paskelbti tempiamųjų elementų bandymų rezultatai

Fig. 1.9. Crack patterns around 22 mm bars spaced at different distances in a concrete block (Otsuka & Ozaka 1992): a) single bar; b) two bars, clear spacing 33 mm; c) two bars clear spacing 89 mm; d) test result of tensile elements reported by Broms & Lutz (1965)

Rimkus et al. (2017) eksperimentiškai, atlikdami armuoto betono elementų su skirtingai išdėstytais armatūros strypais tempimo bandymus, nustatė, kad pleišėjimo charakteris tiesiogiai priklauso nuo apsauginio betono sluoksnio storio. Plyšiai betone gali būti skirstomi į dvi grupės: 1) atsiradusieji dėl išorinės apkrovos; 2) atsiradusieji nepriklausomai nuo apkrovimo (Leonhardt 1977). Pastarieji gali atsirasti cemento hidratacijos metu dėl temperatūrinio gradiento arba kietėjimo metu dėl betono traukimosi sausoje aplinkoje. Betono traukimosi ir valkšnumo efektai plačiau aptarti 1.1.4 skyrelyje.

1.1.4. Ilgalaikiai procesai betone (betono traukumas)

Makroskopiniu lygmeniu traukumas galėtų būti laikomas betono tūrio mažėjimu laikui bėgant. Tai sudėtingas reiškinys, apimantis keletą fizikinių tarpusavyje susijusių procesų: betono struktūros formavimąsi dėl cemento hidratacijos, struktūros komponentų fizikinių savybių pokyčių, laikui bėgant, bei drėgmės persiskirstymą, keičiantis vandens būsenai (surištasis / nesurištasis) ir jo kiekiui betone. Galima išskirti keturis betono traukumo deformacijas lemiančius mechanizmus (Gribniak *et al.* 2013b). Tai plastinis, savaiminis (angl. *autogenous*), karbonizacijos ir džiūvimo traukumas:

1. Plastinis traukumas siejamas su nesukietėjusio betono drėgmės nuostoliais, vandeniui garuojant į aplinką.
2. Savaiminis traukumas pasireiškia ankstyvosiose betono kietėjimo stadijose dėl kapiliarinio vandens praradimo cemento hidratacijos metu. Šis traukumas vyksta nepriklausomai nuo drėgmės praradimo dėl kontakto su aplinka. Savaiminis traukumas didėja esant santykinai mažoms vandens ir cemento (V/C) santykio reikšmėms ir/arba didėjant cemento kiekiui betone. Šis susitraukimas pirmiausia siejamas su cheminiais procesais – mišinio tūrio mažėjimu dėl cemento hidratacijos bei vidinio vandens sąryšio (angl. *self-desiccation*) – santykinai standžiuose betono mišiniuose ($0,20 < V/C < 0,42$).
3. Karbonizacijos traukumas vyksta dėl cemento hidratacijos produktų ir aplinkoje esančio anglies dvideginio cheminių reakcijų.
4. Sukietėjusio betono tūrio mažėjimas dėl drėgmės nuostolių vadinamas džiūvimo traukumu. Šis traukumas siejamas su drėgmės, esančios betono porose, išskyrimu į aplinką. Procesas vyksta dėl aplinkos ir betono kapiliarų slėgio skirtumų. Didėjant tiesiogiai aplinkos poveikių paveikto elemento paviršiaus ploto ir elemento tūrio (storio) santykiui, betono džiūvimo traukumas sparčiai didėja ir gali tapti reikšmingiausia iš įvardytų traukumo komponentų.

Mokslinių tyrimų praktikoje dažniausiai nagrinėjamos tik dvi pagrindinės traukumo deformacijų komponentės – betono džiūvimo ir savaiminis traukumas. Nors savaiminis betono traukumas buvo ištirtas praėjusio amžiaus pradžioje,

tačiau ilgą laiką jis nebuvo atskirai vertinamas. Tuo metu naudojami betonai turėjo gana aukštą V/C santykį – tokiems betonams savaiminis traukumas nėra būdingas. Dėmesio centre savaiminis traukumas atsidūrė 1970 m. pradžioje tik po suintensyvėjusio didelio stiprio betono naudojimo JAV.

Džiūvimo ir savaiminio traukumo proporcijos įvairaus stiprio betonuose schemiškai pavaizduotos 1.10 paveiksle. Galima pastebėti, kad normalaus (iki 40–50 MPa) gniuždomojo stiprio betono savaiminis traukumas sudaro tik mažą dalį bendrų traukumo deformacijų, todėl šių deformacijų komponentių atskirai nagrinėti nereikia. Visiškai kita situacija būdinga didelio stiprio (daugiau nei 70–80 MPa) betonams – savaiminio betono traukumo deformacijų reikšmės sudaro daugiau nei pusę bendrų traukumo deformacijų, todėl jas būtina vertinti atskirai nuo džiūvimo traukumo (Gribniak *et al.* 2011).

Vandens ir cemento santykis – vienas pagrindinių parametru, apibūdinančių traukumo deformacijų dydį (Beygi *et al.* 2013). Taip pat traukumas priklauso nuo mišinio proporcijų, fizikinių ir cheminių užpildų savybių, betono kietėjimo sąlygų, aplinkos temperatūros ir drėgmės bei pačio elemento geometrijos. Tremper (1961) išskyrė šiuos betono traukumui reikšmingus veiksnius:

1. Cheminė cemento sudėtis. Gipso dalis, esanti klinkeryje jo smulkinimo (trynimo) metu, turi didelį poveikį betono traukumui.
2. Molio dalelės (taip pat ir užpildų užterštumas) didina džiūvimo traukumą.
3. Net ir švarūs užpildai turi įtakos džiūvimo traukumui – didėjant užpildų absorbcijai, didėja traukumo deformacijos.
4. Vandens kiekis. Betono traukumas ir mišinio slankumas tiesiogiai koreliuoja.
5. Traukumo deformacijos varžomos proporcingai bendro užpildų tūrio betone. Mažesnio maksimalaus dydžio užpildų naudojimas reikalauja daugiau vandens to paties mišinio slankumui pasiekti, atitinkamai didėja betono traukumas.
6. Mišinio (arba aplinkos) temperatūros didėjimas betono gamybos metu didina vandens poreikį, atitinkamai didėja betono traukumas.

1.10 pav. Traukumo deformacijų komponentės: a) normalaus stiprio betonas; b) didelio stiprio betonas

Fig. 1.10. Shrinkage components: a) normal-strength concrete; a) high-strength concrete

7. Normaliomis sąlygomis 70 maišyklės apsisukimų užtenka betono mišiniui transportuoti. Padidinus maišyklės apsakas, dėl dilimo dulkių susidarymo ir šilumos skleidimo išaugo maišymo vandens poreikis. Atitinkamai didėja betono traukumas.
8. Kai kurie vandens poreikį mažinantys cheminiai priedai gali padidinti džiūvimo traukumą.

Vertindamas betono, pagaminto iš aukštos kokybės medžiagų, kurių idealios proporcijos yra išlaikomos, traukumą nominaliu, t. y. normalizuotai lygiu vienetui, *Tremper* (1961) sieja traukumo padidėjimą su nukrypimu nuo idealių sąlygų. Šie nukrypimai turi kumuliacinį poveikį, pateiktą 1.1 lentelėje. Pažymėtina, kad mišinio gamybos klaidos gali padidinti betono traukumą iki 5 kartų (!).

Užpildų mechaninės savybės taip pat turi įtakos betono traukumo deformacijoms. *Lura et al.* (2003) duomenimis, džiūvimo traukumas gali padidėti iki 2,5 karto, didėjant užpildų deformacijos moduliui. Kitaip nei džiūvimo, savaiminis traukumas nepriklauso nuo užpildų deformacinių savybių. *Matsushita & Tsuruta* (1999) paskelbė, kad stipraus betono savaiminis traukumas išlieka pastovus, kai užpildų bendras tūris nekinta, nepriklausomai nuo stambiojo užpildo tipo.

Traukumo greitis laikui bėgant sparčiai mažėja. Pastebėta, kad 14–34 % galutinio traukumo pasireiškia per pirmas dvi betono kietėjimo savaites, 40–80 % – per tris mėnesius, o 66–85 % – per pirmuosius kietėjimo metus. Šiame disertaciniame darbe betono traukumo priežastys neatskiriamos – nagrinėjamos tik bendros (galutinės) traukumo deformacijos, kurios ir vadinamos traukumo deformacijomis. Terminas *laisvas traukumas* (angl. *free shrinkage*) vartojamas betono, kietėjančio aplinkoje, kurios drėgnumas yra mažesnis nei 100 %, traukumui apibūdinti. Žodis *laisvas* reiškia atvejį, kai nagrinėjamas elementas gali deformuotis (trumpėti) be juokų apribojimų ir jame neatsiranda įtempių dėl deformacijų suvaržymo. Suvaržant traukumo deformacijas, betonas gali pleišėti. Toks betono pleišėjimo pavyzdys parodytas 1.11a paveiksle. Šiame paveiksle sugretintos betono stiprio didėjimo bei suvaržyto betono traukumo sukeltų įtempių pokyčių tendencijos. Atsižvelgiant į tai, kad tiek betono stipris, tiek suvaržyto traukumo įtempiai didėja laikui einant, šių kreivių susikirtimo momentu (jei susikirtimo taškas egzistuoja) elemente formosis plyšiai. Akivaizdu, kad tuo atveju, kai betono stipris viršys įtempius, – elementas nepleišės.

Tiksliai nustatyti suvaržyto betono traukumo sukeltų įtempių dydį nėra lengva, nes dėl betono valkšnumo jie nėra lygūs įtempiams apskaičiuotiems esant tamprios stadijos, t. y. nustatytiems kaip suvaržytų deformacijų ir betono tampaumo modulio sandauga. Ankstyvojoje betono kietėjimo stadijoje, suvaržyto traukumo sukelti įtempiai betone dėl valkšnumo įtakos gali sumažėti nuo 30 % iki 70 % (*Gribniak et al.* 2011). Betono traukumo deformacijų mažėjimas dėl valkšnumo schemiškai pavaizduotas 1.11b paveiksle. Galima pastebėti, jog:

1.1 lentelė. Pagrindiniai veiksniai, lemiantys betono traukumo dydį (Tremper 1961)**Table 1.1.** Main factors influenced shrinkage magnitude of concrete (Tremper 1961)

Daugikliai	Traukumo didėjimo atvejai
$1,00 \times 1,25 = 1,25$	Cemento parinkimas
$1,25 \times 1,25 = 1,57$	Molio užpildų užterštumas
$1,57 \times 1,50 = 2,35$	Užpildams būdingų gerųjų savybių, lemiančių betono susitraukimą, praradimas
$2,35 \times 1,30 = 3,06$	Maksimalaus užpildų dydžio mažėjimas nuo 38 mm iki 19 mm
$3,06 \times 1,10 = 3,36$	Optimalaus (75-100 mm) mišinio slankumo didėjimas iki 150–180 mm
$3,36 \times 1,05 = 3,50$	Mišinio optimalios (16 °C) temperatūros didėjimas maišant iki 27 °C
$3,50 \times 1,10 = 3,85$	Paruošto mišinio transportavimo ir/arba laukimo statybos aikštelėje laiko padidinimas arba transportavimo maišytuvo apsisukimų skaičiaus padidinimas
$3,85 \times 1,30 = 5,00$	Netinkamas cheminių priedų parinkimas

1.11 pav. Suvaržyto traukumo sukelti įtempiai betone: a) įtempių evoliucija; b) šių įtempių pokyčiai dėl betono valkšnumo**Fig. 1.11.** Restrained shrinkage-induced stresses in concrete: a) stress development; b) conceptual description of the stress relaxation

1. Džiovinamame bandinyje, kurio ilgis L , susiformuoja traukumo deformacijos (laikoma, kad jos yra vienodos visame skerspjūvyje).
2. Laisvo traukumo metu, elemento sutrumpėjimas būtų lygus ΔL^+ .
3. Elementą būtina fiktyviai paveikti išorine jėga siekiant išvengti ilgio pokyčių (suvaržyti traukumo deformacijas).
4. Jei traukumo deformacijos nebūtų varžomos, atitinkamas elemento pailgėjimas, veikiant fiktyviai jėgai (atitinkančiai betono suvaržyto traukumo poveikį), būtų lygus ΔL^- .
5. Siekiant užtikrinti aktualias suvaržymo sąlygas, dar pridedama viena (priešingos krypties nei traukumas) fiktyvi jėga.
6. Atitinkamai sumažėja suvaržyto traukumo sukelti įtempiai betone.

Dėl didelio naudojamų užpildų deformacijų modulio didėja paties betono tamprumo modulis, taip pat betone didėja įtempiai dėl cementinio akmens traukumo deformacijų suvaržymo kietėjant betonui. *Krauss & Rogalla (1996)* teigia,

jog santykinai mažo deformacijų modulio, mažo temperatūrinio plėtimosi koeficiento ir aukšto terminio laidumo užpildų naudojimas mažina tiek betono traukumo deformacijas, tiek įtempius dėl temperatūros skirtumų.

Traukumo sukeltų defektų atsiradimo tikimybę galima sumažinti mažinant šių deformacijų konstrukcinio suvaržymo laipsnį (pvz., armatūros kiekį). Taip pat projektavimo etape gali būti sumažintas atstumas tarp deformacinių siūlių. Iš dalies pakeitus smėlį vandens prisotintais lengvaisiais užpildais, galima sumažinti vidinį drėgmės poreikį, naudojant papildomą vandens kiekį likusioms cemento dalelėms hidratuoti. Pagal *Miller et al.* (2006) paruoštas tiltų konstrukcijų priežiūros rekomendacijas, betono traukumo įtaka gali būti mažinama:

1. Mažinant cemento poreikį, pvz., didinant maksimalų užpildų dydį;
2. Naudojant cemento hidratacijos lėtiklius (pvz., lakiuosius pelenus), mažėja vandens poreikis bei hidratacijos sukelta mišinio temperatūra;
3. Užtikrinant betono liejimo ir kietėjimo sąlygų kokybę;
4. Mažinant vandens ir cemento santykį;
5. Naudojant priedus, kompensuojančius betono traukumo deformacijas.

Russell (2004) taip pat pateikė keletą praktinių pasiūlymų, kurie galėtų sumažinti defektų, atsirandančių konstrukcijose dėl betono traukumo varžymo:

1. Sumažinti armavimo strypų skersmenį bei atstumą tarp strypų;
2. Sumažinti betono stiprį;
3. Minimizuoti drėgmės garavimą nuo šviežio betono paviršiaus;
4. Užtikrinti tinkamas betono kietėjimo sąlygas (pakankamą drėgmės kiekį) mažiausiai 7 dienas po betonavimo;
5. Uždengti betonines konstrukcijas po drėgno kietėjimo siekiant sumažinti drėgmės garavimą į aplinką.

Teigiamas prailginto kietėjimo drėgnoje aplinkoje laikotarpio poveikis siejamas su tankesnės betono struktūros formavimu (mažėja betono vandens pralaidumas), didesniu cemento hidratacijos laipsniu, todėl mažėja laisvo vandens kiekis betone ir atitinkamai mažėja traukumas. Be to, didėja betono stipris traukumo pradžioje, tai lemia didesnę konstrukcijos atsparumą pleišėjimui (1.11a pav.).

Dėl mažo betono atsparumo plėšėjimui, traukumo deformacijų varžymas neretai lemia konstrukcijų eksploatacinių savybių praradimą dėl plieninės armatūros korozijos, tačiau betono traukumo bei jo lydinčio valkšnumo poveikiai tradiciškai vertinami tik atliekant ilgalaikių poveikių konstrukcijoms analizę arba nustatant išankstinio armatūros įtemimo nuostolius. Būtinumas vertinti suvaržyto betono traukumo deformacijas buvo pabrėžtas jau antroje praėjusios amžiaus pusėje. *Lash* (1953), *Scanlon* (1971) ir kiti mokslininkai pabrėžė šio reiškinio svarbą ir eksperimentais įrodė tokios analizės būtinumą. Remiantis akustinių bangų emisija bei elektronine mikroskopija parodyta, kad defektai betono struktūroje atsiranda ir be traukumo deformacijų suvaržymo (*Shiotania et al.* 1993).

Nuo pirmųjų bandymų sukurti betono traukumo įtakos konstrukcijų pleišėjimo atsparumui vertinimo sistemą tyrimai buvo vykdomi dviem iš esmės skirtingais būdais. Viena vertus, traukumas buvo laikomas betono medžiagos savybe. Medžiagotyros specialistai (Matsushita & Tsuruta 1999, Lura *et al.* 2003, Acker 2004, Topçu & Bilir, 2010 ir kiti), įgiję patirties nagrinėdami betono sudėtį bei tirdami cheminius priedus ir jų įtaką betono traukumui, praktiškai ignoravo konstrukcinius ypatumus, siejamus su traukumo deformacijų varžymu. Kita vertus, konstrukcijų savybių analizės pusės, pripažįstant traukumo svarbą, tyrimai buvo koncentruojami į atskirų konstrukcinių elementų elgseną. *Bischoff* (2001) ir *Fields & Bischoff* (2004) nagrinėjo tempiamuosius elementus, *Bischoff & Johnson* (2007) ir *Scanlon & Bischoff* (2008) tyrinėjo lenkiamųjų elementų elgseną. Buvo sukurti atitinkami empiriniai modeliai, skirti traukumo paveiktų betoninių elementų atsparumui pleišėjimui prognozuoti. Visgi iki šiol išlieka dvi praktiškai atskiros tyrimo kryptys.

Iki šių dienų betono traukumo ir ypač jo įtakos armuoto betono konstrukcijų pleišėjimui vertinimas išlieka vienu iš sudėtingesnių inžinerinės praktikos uždavinių dėl sudėtingų šio proceso fizikinių bei cheminių mechanizmų bei medžiagų savybių neapibrėžtumo, lydinčio betono traukumą. Būtina pabrėžti, kad skaitinių priemonių kūrimas dešimtmečiais buvo siejamas su plačiu kompiuterių technikos taikymu statybinėms konstrukcijoms projektuoti, tačiau skaičiavimo rezultatų adekvatumas visada priklauso nuo naudotų medžiagų modelių. Netikslūs modeliai gali sukelti reikšmingų projektavimo klaidų. Siekdami išvengti nepageidaujamų klaidų, inžinieriai turi suprasti betono traukumo svarbą prognozuojant statybinių konstrukcijų eksploatacines savybes. Atliktas ribotas atitinkamų mokslinių tyrimų skaičius; vertingų rezultatų gavo *Gilbert* (1999, 2001), *Bischoff* (2001) bei *Gribniak et al.* (2013b).

1.2. Eksperimentiniai deformacijų ir pleišėjimo tyrimai

1.2.1. Betono tyrimai

Supleišėjusio armuoto betono elementų deformacijų būvis dėl įvairių sudėtinių komponentų stiprio bei tamprumo modulio, armatūros ir betono sąveikos, stambiųjų užpildų bei cemento matricos sukibimo pleišėjimo metu yra sudėtingas fizinis reiškinys. Net ir esant santykinai mažoms apkrovoms, betono deformacijos yra netiesinės ir analitiškai sunkiai prognozuojamos. Šiame darbe nagrinėjamos trumpalaikė apkrova sukeltos deformacijos, atsižvelgiant į ilgalaikius procesus, pasireiškusius betone iki mechaninės apkrovos, betono traukumą bei valkšnumą; kai nagrinėjamų deformacijų diapazonas nesiekia armatūros takumo ribos. Valkšnumas suprantamas kaip medžiagos klampiai tampri (angl. *viscoelastic*)

deformacija, viršijanti pradinę (pasireiškusią tik įtempiams susidarius) tamprios deformacijos reikšmę. Įtempiai betone susidaro ne tik dėl mechaninio apkrovimo, bet ir dėl traukumo suvaržyto. Šis efektas aptartas 1.1.4 skyrelyje.

Slate & Matheus (1967) nustatė, kad susitraukimas, vykstant cemento hidratacijai bei kietėjant betonui, gali sukelti pleišėjimo procesą. Iškart po betonavimo atviras aplinkai betono paviršius labai jautriai reaguoja į ankstyvą džiūvimą, todėl reikalauja tinkamos priežiūros. Intensyvus vandens garavimas (betono džiūvimo procesas) prasideda iškart, kai tik betoninis elementas išformuojamas. *Acker & Ulm* (2001) išskyrė du pleišėjimo mechanizmus, apibūdinančius šį procesą. Pirmasis – savaiminis džiūvimas (angl. *self-desiccation*) – pasireiškia per pirmąsias valandas, kai vandens kiekis betone yra didelis. Šiuo metu atviraime betono paviršiuje besiformuojantys plyšiai santykinai siauri, jie išdėstę nereguliariai. Kitas, ilgalaikis pleišėjimo procesas, pasireiškia labai lėtai: per 10 metų gali supleišėti 16 cm skersmens cilindras arba 12 cm storio skliautas. Pleišėjimo proceso trukmė didėja, didėjant storiui. Nuo 50 cm betono storio džiūvimo trukmė skaičiuojama šimtmečiais – 1 m storio betonas supleišėtų per 300 metų. Masyviose konstrukcijose džiūvimo trukmė dažnai viršija jų numatomą naudojimo laiką, o inžinieriui svarbus ne galutinis (asimptotinis) traukumo dydis, bet jo didėjimo greitis.

Džiūvimo procesas betone vyksta netolygiai ir dažniausiai pasireiškia plyšių atsivėrimu atviraime betono paviršiuje. Todėl džiūvimo susitraukimo eksperimentiniai matavimai yra labai jautrūs bandinių matmenų, formos ir atrėmimo sąlygų pokyčiams (Neville 2011). Todėl nėra lengva interpretuoti eksperimentinius rezultatus. Pleišėjimo tikimybė gali būti sumažinta mažinant bandinio storį – tai galės padidinti eksperimentinių duomenų patikimumą.

Betono, naudojamo pastatų konstrukcijose, traukumas dažniausiai kinta nuo -2×10^{-4} iki -6×10^{-4} . Nepaisant fizikinio traukumo proceso sudėtingumo, santykinė drėgmė, mikrostruktūra, geometrija bei vandens ir kietųjų medžiagų sąveika turi didžiausią įtaką betono deformacijoms (Chaube *et al.* 1993, Guidoum *et al.* 1993, Shimomura & Maekawa 1993, Baroghel-Bouny 1996, Van Breugel 2000). Eksperimentų rezultatai rodo, kad džiūvimo traukumo deformacijos yra proporcingos santykiniam drėgmės (*RH*) kiekiui, kai *RH* lygus 50–100 % (Day *et al.* 1984, Baroghel-Bouny *et al.* 1999). Pagal šią prielaidą buvo sukurti džiūvimo traukumo modeliai (Bažant & Chern 1985, Bažant & Xi 1994, Obeid *et al.* 2002), tačiau *Benboudjema et al.* (2005) pasiūlė džiūvimo traukumą vertinti proporcingai vandens kiekio pokyčiui betone. Pažymėtina, kad abu šie modeliavimo būdai yra ekvivalentiniai, nes vandens absorbcija tiesiškai priklauso nuo minėtų (50–100 %) *RH* ribų (Baroghel-Bouny *et al.* 1999), nors vandens kiekį betone lengviau pamatuoti (pagal svorio nuostolius) nei *RH*. *Miyazawa & Monteiro* (1996) cemento pastos traukumo tyrimų rezultatai pateikti 1.12a paveiksle. To paties V/C santykio, bet skirtingo storio bandiniai buvo laikomi vandens garų prisotintoje aplinkoje. Buvo matuojami bandinių svorio pokyčiai. Iš 1.12a paveikslo duomenų

akivaizdu, kad traukumo deformacijos priklauso nuo vandens prasiskverbimo į bandinius greičio: kietos porėtos medžiagos mažas skvarbos potencialas riboja vandens judėjimą. Tas pats cementas tomis pačiomis pradinėmis sąlygomis įsiplės arba susitrauks, priklausomai nuo vandens galimybių patekti į poras.

Acker (2004) teigė, kad mažų V/C bandinių saugojimas drėgmės prisotintoje aplinkoje savaime neužtikrina adekvačių traukumo savybių, nes vidinė santykinė drėgmė greitai mažėja, sukeldama drėgmės gradientą šalia bandinio paviršiaus. Sandarus bandinių izoliavimas – patikimiausias būdas drėgmės gradientui slopinti. Šis būdas buvo taikomas Barogel-Bouny *et al.* (2006) didelio V/C cemento pastos cilindrų tyrimuose. Šie rezultatai pateikti 1.12b paveiksle.

Kaip parodyta 1.1.4 skyrelyje, valkšnumas yra neatsiejamas betono deformavimosi atributas. Betono valkšnumas susideda iš dviejų, pagrindinio bei džiūvimo, komponentų. Valkšnumas priklauso nuo vandens kiekio betone: pagrindinė jo dalis pasireiškia izoliuotame betone (be vandens apsikeitimo su aplinka), tačiau džiūvimo valkšnumas siejamas su drėgmės garavimu į aplinką. Du esminiai pagrindinio valkšnumo mechanizmai buvo identifikuoti pagal grynųjų cemento pastų (Guénot-Delahaie 1997) ir betonų (Acker & Ulm 2001) deformavimosi kinetikos analizės rezultatus. Abu šie mechanizmai siejami su vandens judėjimu betone. Ganėtinai trumpas (iki 10 parų) pirmojo mechanizmo pasireiškimo laikas sieja šį valkšnumą su įtempių persiskirsimu betone dėl vandens judėjimo didesnio skersmens porų link (charakteringas vandens judėjimo atstumas – nuo 0,1 iki 1 mm). Ruetz (1966) ir Wittmann (1982) pirmi pasiūlė tokį trumpalaikio valkšnumo mechanizmo paaiškinimą. Atitinkamų įtempių persiskirstymas gali būti siejamas su slėgio pusiausviros sąlyga uždarojoje erdvėje bei mikropleišėjimu.

1.12 pav. Cemento pastos traukumas: a) skirtingos geometrijos bandiniai vandens garų prisotintoje aplinkoje, kai $V/C = 0,30$ (Miyazawa & Monteiro 1996); b) skirtingo V/C izoliuoti $\varnothing 20 \times 160$ mm cilindrai, kai aplinkos temperatūra yra 20°C (Baroghel-Bouny *et al.* 2006)

Fig. 1.12. Shrinkage of cement paste: a) different geometry samples ($W/C = 0.30$) stored in a vapour-saturated air (Miyazawa & Monteiro 1996); b) sealed $\varnothing 20 \times 160$ mm cylinders with various W/C and temperature = 20°C (Baroghel-Bouny *et al.* 2006)

Ekperimentiniai rezultatai (Ulm *et al.* 1999) rodo, kad trumpalaikis valkšnumas, esant vienašiam įtempių pasiskirstymui, pasireiškia betono tūrio didėjimu. Benboudjema *et al.* (2005) parodė, kad tiesinė priklausomybė leidžia paaiškinti didžiąją džiūvimo traukumo rezultatų dalį. Todėl džiūvimo traukumo bei vandens kiekio diagramų netiesiškumas galėtų būti siejamas su pleišėjimo procesu. Antrasis pagrindinio valkšnumo mechanizmas pasireiškia negrįžtamomis klampiomis deformacijomis ir yra panašus į klampų tekėjimą (slopstantis laikui bėgant medžiagos sluoksnių praslydimas, kai jie praranda skirtingą vandens kiekį). Šis palyginti ilgalaikis klampaus susisluoksniavimo valkšnumas vyksta beveik be medžiagos tūrio pokyčių (Ulm *et al.* 1999). Džiūvimo valkšnumas suprantamas kaip dviejų komponentų suma: vidinis džiūvimas ir struktūrinis valkšnumas, atsirandantis dėl nevienodai išdžiūvusio bandinio mikropleišėjimo. Bažant & Xi (1994) nustatė, kad džiūvimo valkšnumas vyksta dėl mikropleišėjimo bei įtempių sukulto traukumo. Nustatyta, kad įtempių sukeltas traukumas nuolat didėja, o pleišėjimas, pasireiškiantis ankstyvoje betono kietėjimo stadijoje, vėliau mažėja.

Wittmann & Roelfstra (1980) nustatė betono traukumo didėjimą gniuždomuosiuose elementuose, lyginant su panašiais elementais, neapkrautais mechanškai. Priešingai nei gniuždymo atveju, tempimo apkrova skatina plyšių formavimąsi betone ir taip mažina traukumo deformacijas (lyginant su neapkrauto elemento deformacijomis). Kovler (1995) atitinkamai sukritikavo mikropleišėjimo galimybę skatinti džiūvimo valkšnumą, tačiau Altoubat & Lange (2002) tyrimų rezultatai leido neatsisakyti hipotezės apie tempiamojo valkšnumo pleišėjimo prigimtį. Parodyta, kad mikropleišėjimo sukeltas „minkštėjimas“ (angl. *softening*) neišvengiamas, šis procesas mažina traukumo sukeltus įtempius. Todėl mikropleišėjimas ir traukumo sukelti įtempiai turi skirtingas veikimo kryptis, kaip parodyta 1.13a paveiksle. Grynas skirtumas tarp traukumo komponentų dėl įtempių ir medžiagos mikropleišėjimo (minkštėjimo) gali būti vertinamas kaip tempiamojo valkšnumo padidėjimas ir taip gali būti paaiškintas traukumo mažėjimas.

Svarbus analizės aspektas siejamas su betono traukumu, esant betone įtempiams dėl tempimo apkrovos. Šiuo atveju bendras traukumas yra lygus laisvojo betono traukumui, sumažėjusiam dėl tempimo apkrovos sukeltų įtempių (medžiagos minkštėjimo). Toks atvejis pavaizduotas 1.13b paveiksle. Wittmann (1993) teigė, kad būtent tempimo įtempių įtaka gali kiekybiškai paaiškinti traukumo ir valkšnumo sukeltų deformacijų skirtumą. Kita vertus, betono pleišėjimo apkrovos dydis bei suvaržyto betono deformavimosi mechanizmas priklauso nuo plyšių formavimosi betono paviršiuje. Pleišėjimo sukeltas medžiagos „minkštėjimas“ prisideda prie tempiamojo betono valkšnumo (Altoubat & Lange 2001, 2002). Taigi traukumas priklauso ne tik nuo drėgmės difuzijos bei įtempių ir deformacijų pasiskirstymo, bet ir nuo medžiagos „minkštėjimo“ (mikropleišėjimo). Bažant & Rafshol (1982) ir Alvaredo & Wittmann (1993) taip pat atkreipė dėmesį į deformacijų minkštėjimo (angl. *strain softening*) įtaką betono traukumui.

Sukietėjusiam betone plyšiai gali atsirasti dėl įvairių priežasčių: išorinės apkrovos, drėgmės ir temperatūros gradientų, nesuderinamųjų medžiagų cheminių reakcijų (pvz., šarminės užpildų reakcijos) arba aplinkos poveikio (pvz., vandens užšalimo užaklintose betono erdvėse). Dažniausiai pasitaikinantys pleišėjimo atvejai pateikti 1.2 lentelėje, plyšių klasifikacija – 1.14 paveiksle.

1.13 pav. Betono valkšnumas (Altoubat & Lange 2002): a) džiūvimo valkšnumo komponentės; b) tempiamojo betono susitraukimas

Fig. 1.13. Creep of concrete (Altoubat & Lange 2002): a) drying creep components; b) shrinkage under tensile load

1.2 lentelė. Plyšių klasifikacija (TRB 2006)

Table 1.2. Classification of cracks (TRB 2006)

Plyšių tipas	Plyšių forma	Atsiradimo priežastys	Atsiradimo laikas
Plastiniai	Formuojasi šalia armatūros strypų	Netinkamos mišinio proporcijos, mišinio išsisluoksniavimas, pernelyg intensyvus vibravimas	Nuo 10 min. iki 3 val.
Plastinio traukumo	Įstriži arba atsitiktiniai	Intensyvūs, ankstyvas vandens garavimas	Nuo 30 min. iki 6 val.
Temperatūros poveikio	Statmenai elemento ilgiausiai kraštinei	Intensyvus šilumos sklidimas, didelis temperatūrinis gradientas	Nuo 1 d. iki 2–3 sav.
Džiūvimo traukumo	Statmeni, reguliarūs arba žemėlapijo formos	Vandens mišinyje perteklius, deformacijų suvaržymas, didelis atstumas tarp betonavimo siūlų	Nuo 1 sav. iki kelių mėn.
Užšalimo / atšilimo poveikio	Lygiagrečiai su elemento paviršiumi	Uždara porų sistema, neatsparūs užpildai	Po vienos arba kelių žiemų
Armatūros korozijos	Pagal armatūros išdėstymą	Nepakankamas apsauginio betono storis, chloridų poveikis	>2 metai
Šarminių užpildų reakcijos	Reguliarūs, lygiagrečiai su mažiau suvaržyta kraštine	Chemiškai aktyvūs užpildai, paveikti drėgmės bei šarmų vandenilio oksido	>5 metai (bet su netinkamais užpildais gali pasireikšti per keletą savaičių)
Sulfatų poveikio	Reguliarūs	Sulfatų poveikis etingitui besiformuojant	Nuo 1 iki 5 metų

1.14 pav. Pagrindiniai betono pleišėjimo atvejai (Weiss 2002)

Fig. 1.14. Common causes for cracking in concrete structures (Weiss 2002)

Vis daugiau kompiuterinių modelių inžinieriai taiko projektuodami infrastruktūros elementų ir statinių renovacijos veiksmų procesus bei imituodami ilgalaikius eksploatacijos poveikius, tačiau JAV Transporto tyrimų taryba (TRB 2006) pabrėžė betono pleišėjimo proceso ir jo įtakos pastatų konstrukcijų mechaninių savybių pokyčiams svarbą. Betono konstrukcijų pleišėjimo problema nėra išspręsta. Prieštaringai vertinamos plyšių atsiradimo laiko ir vietos prognozės. *Shionaga et al.* (2004), nagrinėdamas įvairių pastatų konstrukcijas, pateikė keletą plyšių prevencijos pavyzdžių.

Kietėjančiame betone plyšiai atsiranda dėl plastinio nusėdimo (angl. *plastic settlement*), pastato dalių judėjimo bei intensyvaus vandens garavimo. Tokie plyšiai vadinami plastiniais (angl. *plastic cracks*). Jų formavimosi galima išvengti kruopščiai parenkant mišinio komponentes ir proporcijas, betonavimo technologiją bei išlietas konstrukcijos laikymo sąlygas kietėjimo metu.

Betono tempiamojo stiprio ir pleišėjimo deformacijų (angl. *tensile strain capacity*) kriterijai plačiausiai taikomi siekiant įvertinti betono elementų pleišėjimo galimybes. Pleišėjimo deformacija suprantama kaip maksimali tempimo deformacija, kurią betonas gali pasiekti be matomų plyšių formavimosi (Wee *et al.* 2000). Būtent pleišėjimo deformacijas vietoj betono tempiamojo stiprio pasiūlė taikyti *Swaddiwudhipong et al.* (2003) kaip labiau adekvatų pleišėjimo kriterijų. Juolab tempiamasis stipris, netiesiogiai vertinamas pagal lenkimo arba skėlimo bandymo rezultatus, laikomas tiesiogiai proporcingu deformacijoms iki pat betono pleišėjimo, kai iš tikrųjų įtempių ir deformacijų kreivė tampa nelinijine jau ankstyvose deformavimo stacijose (Zheng *et al.* 2001). Daugelis tyrėjų siūlė taikyti betono tempimo (Crino & Slate 1976, Wee *et al.* 2000, Swaddiwudhipong *et al.* 2003) arba lenkimo (Houk *et al.* 1970, Houghton 1976, Liu & McDonald 1978) bandymus pleišėjimo deformacijoms nustatyti, tačiau tyrimai (Houghton

1976, Liu & McDonald 1978) parodė, jog plėšėjimo deformacijas galima nesudėtingai nustatyti naudojant lenkimo bandymo rezultatus. Tokio bandymo metu įtempiai elemento skerspjūvyje pasiskirsto nevienodai, kas labiau atitinka tikrą pastatų konstrukcijų elgseną (Tongaroonsri & Tangtermsirikul 2006). Tiesinio tempimo metu pastovių įtempių laukas formuojasi betoninio elemento skerspjūvyje. Kalbama apie vidinę tempiamojo elemento dalį, nes, kaip parodė *Hammer et al.* (2007) bei *Tammo & Thelandersson* (2009), tempiamojo elemento kraštuose formuojasi įtempių koncentracijos – pasireiškia vadinamasis pakraščio efektas (angl. *end-effect*).

Medžiagos tempiamasis stipris priklauso nuo betono struktūros. Pavyzdžiui, šalia porų arba cementinio akmens ir užpildų kontakto zonose tempimo įtempių koncentracijos gali viršyti tempimo stiprio reikšmes. Idealizuotai toks procesas galėtų būti aprašytas taikant tiesinę irimo mechaniką, nagrinėjant idealizuotos formos plyšį (Broek 1982). Toks idealizavimas taikytinas nagrinėjant betono pleišėjimą mikrostruktūriniu lygmeniu (kai išskiriamos atskiros poros bei užpildo dalelės), tačiau kai betonas laikomas homogeniniu kūnu, būtina taikyti sudėtingas irimo mechanikos teorijas. *Hillerborg et al.* (1976) bei *Hordijk* (1991) sukūrė vieną žinomiausių tempiamojo betono irimo mechanikos modelių. Taip pat šioje srityje dirbo *Bažant* (1972, 1987), *Carpinteri* (Carpinteri & Ingraffea 1984, Carpinteri & Chiaia 1996) bei kiti mokslininkai (Hordijk 1991, Buyukozturk & Lee 1992b, Fantilli *et al.* 2007 ir kt.). Nepaisant pastangų pritaikyti irimo mechanikos principus armuoto betono pleišėjimo analizei, praktiškai realizuoti tokius algoritmus nepavyko.

Tamprumo modulis – viena svarbiausių savybių, apibūdinančių medžiagos elgseną. *Maruyama & Sato* (2005) tyrė stipraus betono gniuždomojo stiprio bei tamprumo modulio pokyčius laike. Šių tyrimų rezultatai pateikti 1.15 paveiksle.

1.15 pav. Betono gniuždomojo stiprio ir tamprumo modulio santykiniai pokyčiai:

- a) *Maruyama & Sato* (2005), *Sato et al.* (1999), ir *Tanimura et al.* (2002) bandymai;
- b) *Maruyama & Sato* (2005) ir *Sato et al.* (1999) bandymai

Fig. 1.15. Relative development of compressive strength and elasticity modulus of concrete: a) tests by *Maruyama & Sato* (2005), *Sato et al.* (1999), and *Tanimura et al.* (2002); b) tests by *Maruyama & Sato* (2005) and *Sato et al.* (1999)

Tyrimai buvo atliekami 20 °C temperatūroje vandens garų prisotintoje aplinkoje (angl. *saturated conditions*). Taip pat 1.15a paveiksle parodyti *Sato et al.* (1999) bei *Tanimura et al.* (2002) atliktų bandymų rezultatai. Visuose šiuose tyrimuose buvo bandomi Ø100×200 mm cilindrai. Visi bandymai (ir stipriui, ir tamprumo moduliui nustatyti) buvo pradedami iškart po cemento sukietėjimo.

Kalbant apie betoną, tamprumo modulio (E_c) įtaka pasireiškia dėl deformacijų (taip pat ir traukumo) suvaržymo. Toks suvaržymas būdingas visoms konstrukcijoms dėl atrėmimo sąlygų, standžiosios armatūros, taip pat stambiojo užpildo betone. Suvaržymas pasireiškia jau labai ankstyvame betono amžiuje bei kinta stiprėdamas laikui einant. Tamprumo modulis, kaip ir betono stipris (1.15a pav.), nuo minimalios reikšmės didėja iki tam tikros ribinės reikšmės, kaip parodyta 1.15b paveiksle. Šie pakeitimai rodo svarbius betono vidinės struktūros pokyčius, kurie negali būti tiesiogiai paaiškinti kietųjų medžiagų kiekio padidėjimu, net jei ir visos sudedamosios medžiagos yra susijusios su medžiagos standumo pokyčiais. Pabrėžtina, kad temperatūra gali aktyvinti šį procesą. Kaip ir daugelis cheminių reakcijų, *Arrhenius* koncepcija apibūdina cemento hidratacijos procesą. Todėl tamprumo modulis gali būti išreikštas kaip monotoniškai didėjanti betono kietėjimo laiko funkcija (Acker & Ulm 2001). Remiantis *Tomosawa et al.* (1997) tyrimų rezultatais, pasiūlyta tokia išraiška tamprumo moduliui nustatyti:

$$E_c(t) = E_c \cdot \exp \left(s_E \left[1 - \sqrt{\frac{28-t_{fs}}{t-t_{fs}}} \right] \right), \quad (1.1)$$

čia $E_c(t)$ – t dienų amžiaus betono tamprumo modulis; E_c – betono, kietėjusio 28 paras normaliomis sąlygomis, tamprumo modulis; s_E – daugiklis, atitinkantis tamprumo modulio pokyčio greitį; t_{fs} – betono amžius, kai cementas visiškai praranda plastiškumą (angl. *final setting time*); t – betono amžius, modifikuotas kietėjimo temperatūrai įvertinti. Modifikuotas amžius apskaičiuojamas taip

$$t = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[13,65 - \frac{4000}{273+T(\Delta t_i)/T_0} \right], \quad (1.2)$$

čia Δt_i – temperatūros T dienų skaičius. Efektyviausias būdas koreguoti modulį E_c – pasirinkti užpildus pagal jų specifinius modulius. Visų pirma, stambiųjų užpildų mechaninės savybės turi didesnę įtaką betono savybėms nei cemento matrica. Stambieji užpildai taip pat mažina galimybes keistis betono savybėms laikui bėgant dėl cemento pastos savybių pokyčių.

1.2.2. Armuoto betono deformacijų stadijos

Kaip minėta 1.1.3 skyrelyje, ašinio tempimo bandymo rezultatų interpretacija, kai bandoma vienu strypu armuota betoninė prizmė, gali būti neadekvati. Šis neadekvatumas gali būti siejamas su dviem žinomais, bet dažnai ignoruojamais reiškiniais: 1) supleišėjusio tempiamojo betono „efektyvumu“ (angl. *effective concrete*); 2) armatūros perduotų deformacijų lokalizavimu betoninio elemento

kraštinėse zonose. Toks deformacijų lokalizavimas neretai vadinamas pakraščio reiškiniu (angl. *end effect*). Svarbu pažymėti, kad ir betono efektyvumas, ir pakraščio efekto reikšmė tiesiogiai priklauso nuo nagrinėjamo deformacijų lygio bei nuo apsauginio betono sluoksnio storio. Šis sudėtingas procesas galėtų būti imituojamas diskretaus pleišėjimo (angl. *discrete crack*) modeliu, tačiau negali būti tiksliai atvaizduotas, pritaikant supaprastintas vidutinio pleišėjimo (angl. *smeared crack*) modeliavimo koncepcijas, pagal kurias visose apkrovimo stadijose (taip pat ir po pleišėjimo) nagrinėjamas tik vidutinės elemento deformacijos.

Tempimo apkrovą P sukelia įrašos armatūros strypse N_s ir betone N_c (1.16a pav.). Pagal įrašų persiskirstymo koncepciją jas galima išreikšti taip:

$$P = N_s + N_c. \quad (1.3)$$

Pagal taip vadinamąją plokščiųjų pjūvių hipotezę, įrašas (1.1) formulėje galima išreikšti atitinkamomis vidutinėmis deformacijomis ε_s ir ε_c , o pagal plačiai taikomą prielaidą apie šių deformacijų ekvivalentiškumą (1.1) formulė gali būti transformuota kaip (Bischoff 2001):

$$P = A_s E_s \varepsilon_{s,m} + A_c E'_c \varepsilon_{c,m} = (A_s E_s + A_c E'_c) \varepsilon_m, \quad (1.4)$$

čia A_s , $\varepsilon_{s,m}$ ir A_c , $\varepsilon_{c,m}$ – atitinkamai armatūros ir betono skerspjuvio plotas ir vidutinės deformacijos; E_s – armatūros plieno tamprumo modulis; E'_c – betono kirstinis deformacijų modulis (kurį galima nustatyti pagal žinomą tempiamojo betono vidutinių įtempimų ir deformacijų diagramą). Kirstinio modulio E'_c taikymas leidžia įvertinti supleišėjusio elemento standumo mažėjimą, tačiau iš tikrųjų (1.2) formulėje nėra žinomi nei vidutinės betono deformacijos $\varepsilon_{c,m}$, nei betono skerspjuvio plotas A_c , kuriame armatūros sukibimo įtempiai persiskirstę efektyviai.

Pažymėtina, kad plačiai taikomos prielaidos – armatūros strypas atlaiko visus įtempius plyšyje (betono įtaka nevertinama) bei idealizuotas plyšių išdėstymas (reguliariai išdėstyti visiškai susiformavę plyšiai) – paremti fundamentalia prielaida apie vienodą plotį plyšyje. Tai akivaizdžiai prieštarauja eksperimentų duomenims (1.8b, 1.17a ir 1.17b pav.). Tokie modeliai negali įvertinti integralinę supleišėjusio betono įtaką sukibimo įtempių persiskirstymui bei nevienodą plyšių atsivėrimą tolstant nuo armatūros strypo (betono paviršiaus link). Toks supaprastintas požiūris neleidžia atskirti deformacijų pasiskirstymo vidiniuose bei kraštinuose nesupleišėjusio betono blokuose (1.16a pav.).

Sukibimo įtempių formavimas schemiškai pavaizduotas 1.17c paveiksle. Dėl sukibimo efekto tam tikru atstumu nuo betoninės prizmės krašto (1.17a) įtempiai betone gali pasiekti jo tempiamojo stiprio ribas. Akumuliavus šie įtempiai didina armuoto elemento ašinį standumą. Nagrinėjant vidutinį elemento tempiamąjį sustandėjimą, elemento deformacijos gali būti schemiškai pavaizduotos, kaip parodyta 1.16b paveiksle, kur pilkai pažymėta sritis, atitinkanti vidutinį betono tempiamojo sustandėjimo indėlį. Kadangi vidutinių deformacijų prielaida galioja iki armatūros takumo (taškas C), kuris pasireiškia viename silpniausių tempiamojo

elemento skerspjūvių (Kaklauskas *et al.* 2009a), tik pirmosios trys šios diagramos stadijos vertos dėmesio. Pirmą stadiją (atkarpa OA) atitinka tampriųjų deformacijų vystymasis. Ji pasibaigia plyšiu atsivėrus (taškas A) silpniausiam elemento skerspjūvyje, kuriame tempimo įtempiai pasiekia lokalią betono stiprio reikšmę. Nagrinėjant vidutinį betono stiprį kaip pleišėjimo ribą, plyšiai elemente susiformuoja vienu metu ir išsidėsto vienodais atstumais. Deformacijų analizė, siejama su betono stiprio variacija, leistų atkurti eksperimentinį plyšių išdėstymą (Dominguez *et al.* 2005) bei atkartoti jų atsivėrimo vietas (Elfgren & Noghabai 2002), tačiau toks modeliavimo būdas turėtų fizikinę prasmę tik nustačius betono savybių variacijos dėsningumus (Gribniak *et al.* 2015a). Kaip galima pastebėti 1.16b paveiksle, armuoto elemento standumas (pilka diagramos sritis) vadinamojoje nusistovėjusio pleišėjimo (angl. *stabilized cracking*) stadijoje mažėja beveik tiesiškai – diagramos atkarpa BC rodo šią vidutinių elementų deformacijų stadiją. Pasak Goto (1971), toks pleišėjimo pobūdis turėtų būti siejamas su intensyviu vidinių plyšių formavimusi (1.17b pav.). Natūraliai didėjant apsauginio betono sluoksnio storiui, esant tai pačiai vidutinei armatūros deformacijai, didesnis skaičius plyšių nepasiekia betono paviršiaus, ir plyšiai išlieka antriniais. Todėl, kaip minėta 1.1.3 skyrelyje, neišspręsta išlieka efektyvaus betono ploto (aplink armatūros strypų) nustatymo problema (1.17c pav.).

Plačiai laikoma prielaida, kad visas tempiamojo elemento betonas yra *efektyvus* (Balázs *et al.* 2013), tačiau Rimkus *et al.* (2017) ir Gribniak *et al.* (2017) eksperimentiškai įrodė, kad ši prielaida galioja tik ribotuose apsauginio betono sluoksnio storio bei deformacijų intensyvumo režimuose. Tokio neadekvatumo situacija schemiškai pavaizduota 1.16a paveiksle. Galima pastebėti, jog vidutinės armatūros ir betono deformacijos nėra lygios:

$$\varepsilon_{s,m} \neq \varepsilon_{c,m}. \quad (1.5)$$

1.16 pav. Tempiamosios armuoto betono prizmės pleišėjimas ir deformacijos: a) įrąžų ir deformacijų pasiskirstymas betone bei armatūros strype; b) vidutinio pleišėjimo koncepcija

Fig. 1.16. Deformations and cracking of a RC prism in tension: a) force and strain distribution in concrete and reinforcement; b) average deformation concept

1.17 pav. Betono pleišėjimas: a) eksperimentiškai nustatyti plyšio pločio pokyčiai (Borosnyói & Snóbli 2010); b) antrinių (Goto) plyšių formavimas; c) tikras ir supaprastintas įtempių ir deformacijų pasiskirstymas tempiamajame betone

Fig. 1.17. Crack development in concrete: a) experimental crack width (Borosnyói & Snóbli 2010); b) formation of Goto cracks; c) actual and simplified distribution of stresses and strains in tensile concrete

Kaip minėta 1.1.3 skyrelyje, tyrimuose naudojami įvairaus dydžio ir formos bandiniai. Suprantama, kad dėl įvairių tyrimų metodikų bei bandinių gausos dažniausiai neįmanoma adekvačiai palyginti jų eksperimentinių rezultatų tarpusavyje. Didėja nustatytų fizikinių-mechaninių parametrų sklaida; atitinkamai mažėja gautų modelių patikimumas (Lee & Kim 2009; Gribniak *et al.* 2015b). Išbalansuota bandinių geometrija bei medžiagų savybės gali destabilizuoti pleišėjimo procesą – 1.16b paveikslų diagramoje dingsta deformacijų stadija BC. Mažas skirtumas tarp pleišėjimo bei armatūros takumo apkrovų, nepakankamai mažas skaičius iki galo susiformavusių plyšių santykinai trumpuose elementuose taip pat reikšmingas betono sankabumas atsivėrusiuose elementų plyšiuose (angl. *tension-softening*) su dideliu apsauginio betono sluoksnio storio gali suformuoti minėtą situaciją (Base & Murray 1982; Tam & Scanlon 1986; Gilbert 1992, Caldentey *et al.* 2013). Išilginių plyšių atsivėrimas gali lemti armatūros ir betono sukibimo praradimą (dėl atšokusio apsauginio betono sluoksnio). Tai gali būti įvardyta kaip neadekvatus deformacijų tyrimų atvejis (Tepfers 1979; Holschemacher *et al.* 2005). Tepfers (1979) ir Jiang *et al.* (1984) eksperimentiškai parodė, kad išilginiai plyšiai gali susiformuoti išoriniuose betono blokuose (1.18a pav.). Toks pleišėjimas gali pakeisti betono deformacijas šalia bandinio kraštų, taip prisidedant prie pakraščio reiškinių (Zheng *et al.* 2001; Tammo & Thelandersson 2009).

Dėl mechaninio armatūros rumbelių sukibimo (1.8 pav.) įtempiai (įskaitant jų radialines komponentes) perduodami betonui. Išilginių plyšių atsiradimą varžo apsauginis betono sluoksnis. Dėl nepakankamo šio sluoksnio storio apsauginis betonas gali trapiai suirti – toks suirimas būdingas elementams, armuotiems didelio skersmens strypais (Gambarova & Rosati 1996). Tai galimai atsitinka dėl didesnio šių strypų rumbelių aukščio bei standumo, lyginant su mažesnio skersmens strypais. Morita & Kaku (1979) nustatė, kad dvigubai padidinus apsauginio

betono sluoksnio storį (nuo 3,5 iki 7 cm), 51 mm skersmens armatūros strypų sukibimo su betonu stipris padidėjo tris kartus. Konstrukcijų elementuose, suprojektuotuose pagal minimalaus apsauginio storio reikalavimus, apsauginis betonas tiesiog gali neatlaikyti išilginių plyšių vystymosi (Darwin *et al.* 1992); atitinkamai gautos liekamojo sukibimo stiprio (ašinio standumo) reikšmės gali būti gerokai mažesnės nei analogiškų elementų, kurių apsauginio betono sluoksnio storis pakankamas (Gribniak *et al.* 2016a; Caldentey *et al.* 2017). Panašūs rezultatai būdingi didelio armavimo procento tempimo bandiniams – prizmėms, armuotoms vienu strypu bandinio centre.

Analizuojant pakraščio reiškinių (angl. *end effect*), verta paminėti tempimo bandymų rezultatus, paskelbtus Michou *et al.* (2015). Bandymo metu 12 mm strypų deformacijos buvo matuojamos naudojant optinių fibrų ištisinio stebėjimo sistemą. Armatūros lokalių deformacijų pokyčiai, didėjant apkrovai, pateikti 1.18 paveiksle. Betoninių prizmių kraštuose galima pastebėti deformacijų lokalizavimą. Šie deformacijų pikai akivaizdžiai turi turėti įtakos vidutinių armatūros deformacijų reikšmių nustatymui. Ypač ženklūs rezultatų pokyčiai gaunami esant mažesnėms deformacijų reikšmėms. Galima pastebėti (1.18a pav.), kad nustatytos armatūros vidutinės deformacijos $\varepsilon_{s,m}$ gerokai viršija betono teorines pleišėjimo deformacijas ε_{cr} . Būtina priminti, kad 1.18a paveiksle parodyti nesupleišėjusio bandinio rezultatai. Atsivėrus pagrindiniams plyšiams (1.16b pav.), deformacijų lokalizavimas elemento kraštuose tampa mažiau reikšmingas (1.18b pav.). Bandinio geometrijos parametrai (daugiausia – ilgis) taip pat veikia vidutinių deformacijų nustatymo rezultatus.

1.18 pav. Michou *et al.* (2015) eksperimentiškai nustatytas deformacijų pasiskirstymas armatūros strype: a) iki betono pleišėjimo; b) po pleišėjimo

Fig. 1.18. Distribution of stains in the reinforcement bar (Michou *et al.* 2015): a) before cracking; b) after cracking of the concrete

1.2.3. Armuoto betono tyrimai

Istoriškai armuoto betono taikymo principai skyrėsi nuo populiariausios alternatyvos – konstrukcinio plieno. Pasak *Friedman* (2010), praėjusio amžiaus pradžioje plienas statyboje buvo intensyviai naudojimas jau 30 metų, buvo sukurti unifikuoti plieninių konstrukcijų komponavimo principai, kurie nedaug skirdavosi nuo tradicinių medinių konstrukcijų projektavimo. Armuoto betono konstrukciniai elementai netilpdavo į tradicinės strypų teorijos rėmus – jų naudojimas pareikalavo naujų analizinių projektavimo metodų, kurie leistų nagrinėti monolitines kompozitines konstrukcijas, pagamintas iš dviejų skirtingų fizikinių savybių medžiagų. Paremtas eksperimentais ir inžinieriaus intuicija, armuoto betono praktinis naudojimas gerokai aplenkė specifinių projektavimo metodų kūrimą.

Šiuolaikinio betono naudojimo laikotarpis siejamas su antrąja XIX a. puse. Pradininku laikomas *Joseph Lambot*, kuris 1855 m. Prancūzijoje užpatentavo betoninę valtį. Vėliau *Francois Coignet* 1861 m. išleido knygą, kurioje buvo pateikti įvairūs betono naudojimo būdai.

Thaddeus Hyatt 1850-ais m. JAV atliko gelžbetoninių sijų bandymus, tačiau šie rezultatai iki 1877 m. nebuvo publikuoti. Armuoto betono technologijų plėtra siejama su *Ernest Leslie Ransome* (1852–1917) veikla. Jis suformulavo pagrindinius principus, kuriais remiantis vystėsi projektavimo metodai: sijų ir plokščių monolitinis betonavimas ir deformuotų plieno strypų naudojimas betonui armuoti. Daugiau informacijos apie tai galima rasti *Ransome & Saurbrey* (1912) knygoje. *Condit* (1968) priskyrė prie *E. L. Ransome* teiginių dar vieną armuoto betoninio skerspjuvio komponavimo principą – reikalavimą plieno strypų skerspjuvyje dėstyti taip, kad jie atlaikytų tempimo įtempius. Šiame kontekste taip pat verta paminėti *Claude Allen Porter Turner* (1869–1955) darbus. Jis kritikavo ankstesnius bandymus „kopijuoti“ sprendimus, taikytinus medžio arba plieno konstrukcijose, bei 1899 m. užpatentavo gelžbetoninės monolitinės perdangos armavimo schemą, pavaizduotą 1.19a paveiksle. Daugiau informacijos šiuo klausimu galima rasti straipsniuose (*Gasparini* 2002, *Salmon & Elliott* 2013).

Betono konstrukcijų armavimo technologijų vystymosi kontekste taip pat verta paminėti Vokietijoje gimusio Amerikos inžinieriaus, išradėjo *Julius Kahn* (1874–1942) darbus. Vienas svarbiausių *J. Kahn* išradimų – unikali armavimo sistema, pavaizduota 1.19b paveiksle. Daugiau informacijos apie šios sistemos taikymą pateikiama žinyne (*TCSC* 1913).

Kitas svarbus armuoto betono technologijų vystymosi aspektas – deformuoto paviršiaus armatūros strypų raida. Deformuotų strypų naudojimo pradžia dažniausiai siejama su *E. Ransome*, kuris eksperimentiškai patvirtino deformuotų strypų sukibimo su betonu pranašumą, lyginant su lygaus paviršiaus strypais. Taip pat jis buvo pirmasis, užpatentavęs suktos formos armatūros strypus. Būdamas aktyviu deformuotų strypų naudojimo šalininku, *E. Ransome* pabrėždavo armatūros suki-bimo su betonu įtaką armuoto betono konstrukcijų stiprumo didinimui.

1.19 pav. Pirmieji armuoto betono taikymo pavyzdžiai: a) C. A. P. Turner 1899 m. užpatentuota monolitinės perdangos armavimo schema; b) J. Kahn 1902 m. užpatentuota pastato armavimo schema

Fig. 1.19. First application examples of reinforced concrete: a) reinforcing scheme patented by C. A. P. Turner in 1899; b) reinforcing system patented by J. Kahn in 1902

Elliott (2014) įvardijo daugiau nei 20 įmonių, tuo metu gaminančių deformuotus strypus. Įvairių armatūros strypų paviršiaus pavyzdžiai pateikti 1.4 paveiksle. C. A. P. Turner oponavo E. Ransome teigdamas, kad deformuoti strypai varžo kietėjančio betono deformacijas. Pažymėtini du aspektai, dažniausiai sunaikinantys armuoto betono tyrimų esmę. Nelengva iširti armatūros ir betono sąveiką, nematant šių strypų realiose konstrukcijose. Betono ir armatūros mechaninių savybių nežinojimas taip pat komplikuoja tyrimų rezultatų interpretaciją. Todėl inžinieriams tenka priimti sprendimus, nežinant visų svarbiausių konstrukcinių parametrų. McHenry & Walker (1948) buvo vieni pirmųjų, tiesiogiai išmatavusių armatūros strypų deformacijas elemento apkrovimo metu. Tyrimuose buvo naudojami tenzodavikliai, tvirtinami armatūros strypų paviršiuje. Taip buvo įmanoma įvertinti armatūros strypų deformacijų pasiskirstymą, tačiau daviklių tvirtinimas keitė strypų paviršiaus formą, o elektriniai laidai inicijavo betono pleišėjimą. Mains (1951) patobulino šią idėją, pasiūlydamas išdėstyti tenzodaviklius strypo viduje. Daviklių išdėstymo principinė schema pateikta 1.20a paveiksle. Vėliau ši sistema buvo pakeista ir pritaikyta strypo ištraukimo iš betono bandymuose (Perry & Thompson 1966). Modifikacijos esmę sudaro centrinis daviklių išdėstymas strype (1.20b pav.). Toks pats daviklių išdėstymas taikomas iki šiol (Vilanova *et al.* 2014, Tang 2017, Ubertaini *et al.* 2018).

Nilson (1972) pritaikė minėtą bandymų metodiką strypo praslydimo betone tyrimuose. Betono deformacijoms įvertinti buvo taikomas baigtinių elementų metodas. Tai buvo vienas pirmųjų tokio tipo tyrimų, tačiau buvo tirtos palyginti trumpos betoninės prizmės ($457 \times 153 \times 153$ mm), armuotos vienu 25,4 mm skersmens strypu. Trumpa betono prizmė buvo nagrinėjama kaip nesupleišėjusio betoninio segmento (tarp dviejų plyšių) modelis. Toks pats principas buvo pritaikytas tempiamųjų elementų tyrimuose (Jiang *et al.* 1984). Šių tyrimų ypatumas – galimybė stebėti plyšių vystymąsi aplink armatūros strypą. Strypas, perpjautas į dvi dalis, buvo išdėstytas betoninės išorinės prizmės dalyse (1.20c pav.). Taip gauti

pleišėjimo rezultatai panašūs į *Goto* (1971) (1.8a pav.), tačiau *Jiang et al.* (1984) nagrinėjo trumpus elementus ($95 \times 95 \times 127$ mm), kurie turėtų būti tyrinėjami kaip įdomesnis eksperimentinių tyrimų atvejis nei kaip fundamentalių tyrimų objektas. *Pędziwiatr* (2008) pritaikė panašią metodiką betono pleišėjimo bei deformacijoms įvertinti. Buvo stebėtos pusiau perpjauto armuoto cilindro deformacijos, gaviklių išdėstymas pateiktas 1.20d paveiksle. Parodyta, kad deformacijų gradientas betone mažėja tolstant nuo armatūros styropo ir, priklausomai nuo styropo skersmens (tirti 8–16 mm styropai), gali sumažėti perpus. Betono dalies ilgis (1.20d pav.) buvo padidintas, lyginant su *Jiang et al.* (1984) tyrimais, iki 700 mm, tačiau ne-centrinis apkrovimas galėjo turėti įtakos bandymų rezultatams.

1.20 pav. Daviklių išdėstymas armatūros styre: a) *Mains* (1951); b) *Perry & Thompson* (1966); c) *Jiang et al.* (1984); d), *Pędziwiatr* (2008)

Fig. 1.20. Distribution of strain gauges: a) *Mains* (1951); b) *Perry & Thompson* (1966); c) *Jiang et al.* (1984); d), *Pędziwiatr* (2008)

Vieni pirmųjų, pastebėjusių pakraščio reiškinį (angl. *end effect*), buvo *Wastein & Mathey* (1959) bei *Broms* (1965). Terminas *end effect* buvo įvestas vėliau (*Cairns & Plizzari* 2003). *Lutz* (1970) pritaikė baigtinių elementų modeliavimo principus betono netiesinių deformacijų pasiskirstymui bandinio kraštinėse zonos apskaičiuoti. Kadangi buvo nagrinėjami cilindro formos bandiniai, skaitinis modelis buvo supaprastintas – modeliuojamas deformacijų pasiskirstymas vienoje plokštumoje. Parodyta, kad deformacijų gradientas betone pleišėjimo metu gali sudaryti iki 30 %. Nepaisant tam tikrų modelio supaprastinimų, tai iš esmės buvo vienas pirmųjų tokio pobūdžio darbas. Daviklių išdėstymo schema, taikyta *Broms* (1965) tyrimuose, parodyta 1.21a paveiksle. Panašus daviklių išdėstymas pritaikytas *Yannopoulos* (1989), *Tammo & Thelandersson* (2006, 2009) bei *Kaklauskas et al.* (2019) armatūros ir betono elemento sukibimo tyrimuose. Pastebėta (1.22 pav.), kad elemento pleišėjimas kraštinėse zonose gali sukelti tempiamojo elemento išsikreivinimą. Panašius rezultatus gavo *Zheng et al.* (2001), analizuodamas nearmuoto betono tempiamųjų elementų tempimo deformacijas; parodyta, kad rezultatai tiesiogiai priklauso nuo bandinio įtvirtinimo sąlygų (nors tai dažnai nėra vertinama analizuojant eksperimentų stebėjimus). Pagal bandymo rezultatus buvo sukurtas kompiuterinis modelis ir parodyta, kad realus įtempių pasiskirstymas gali skirtis nuo nominaliai tolygaus – įtempių skirtumai sudaro iki 10 %.

Broms (1965), *Broms & Lutz* (1965) tyrinėjo vidinių plyšių (šalia armatūros strypo) vystymąsi naudojant rašalų injektavimo technologiją. Pastebėta, kad plyšių, atsivėrusių tarp greta išdėstytų strypų, skaičius viršija plyšių atsivėrusių kitose betono zonose skaičių (1.9d pav.). Vėliau ta pati technologija buvo pritaikyta *Goto* (1971) (1.8a pav.) bei *Otsuka & Ozaka* (1992) tyrimuose (1.9a–1.9c pav.).

1.21 pav. Tempimo bandymai (*Broms* 1965): a) deformacijų gradiento betone nustatymas; b) pleišėjimo modelis

Fig. 1.21. Tensile tests by *Broms* (1965): a) determining strain gradient in concrete; b) cracking model

1.22 pav. Pleišėjimo reiškinys pakraščio zonoje (*Tammo & Thelandersson* 2009)

Fig. 1.22. Cracking of specimen boundary zone (*Tammo & Thelandersson* 2009)

1.23 pav. Skirtingo apsauginio betono storio pleišėjimas strypo ištraukimo metu (Tepfers 1979)

Fig. 1.23. Crack formation in pull-out specimens with different cover (Tepfers 1979)

1.24 pav. Išcentrinių plyšių atsivėrimas aplink armatūros strypus (Ogura *et al.* 2008)

Fig. 1.24. Development of radial cracks around the bars (Ogura *et al.* 2008)

Idomius armuoto betono pleišėjimo eksperimentinius tyrimus atliko *Tepfers* (1979). Bandymų rezultatai parodyti 1.23 paveiksle. Nustatyta, kad apsauginio betono sluoksnio storis c mažesnis už $2\varnothing$ ($\varnothing$ – armatūros skersmuo) neužtikrina pakankamo sukibimo su armatūra: apsauginis betonai suyra dėl išcentrinių įtempimų (1.7 pav.). *Ogura et al.* (2008) atliko šio proceso kompiuterinį modeliavimą – sijų skerspjūvio pleišėjimo rezultatai pateikti 1.24 paveiksle. Tai patvirtino ir *Morita & Kaku* (1979) bei *Holschemacher et al.* (2005) eksperimentiniai tyrimai. *Morita & Kaku* (1979), tyrinėdami didelio skersmens strypų elgseną betone, parodė, kad nepakankamo storio apsauginis sluoksnis negali suvaržyti išilginių plyšių vystymosi. Analogiškai rezultatai paskelbti ir *Holschemacher et al.* (2005). Tyrinėjant necentriškai išdėstytų strypų atsparumą ištraukimo apkrovai, nustatyta, kad betono suirimo būdas priklauso nuo apsauginio sluoksnio storio – 25 mm apsauginis sluoksnis suyra (atšoka) ištraukiant 10 mm strypo iš 100 mm kubo. *Engström et al.* (1998), atlikę armatūros strypo ištraukimo bandymus, pastebėjo, kad maksimali apkrova sumažėjo apie 30 %, kai apsauginis betono sluoksnio storis buvo sumažintas iki 16 mm (toks pats kaip ir strypo skersmuo), o padidinant sluoksnį iki 32 mm, jo stipris buvo lygiai toks pats kaip ir standartinio bandinio (kai strypas buvo išdėstytas 100 mm kubo centre).

Kitoks bandymo metodas buvo pritaikytas *Bischoff* (1983) tiriant ilgų (1800 mm) tempiamųjų elementų deformacijas ir pleišėjimą. Tirti buvo betoniniai elementai su skirtingai išdėstytais armatūros strypais (taip pat ir iš anksto įtemptais). Bandymų ypatumas – tempimo apkrova elementams buvo perduodama „per betoną“: bandymų schema ir daviklių išdėstymas parodytas 1.25 paveiksle. *Dawood & Marzouk* (2011) atliko plonų plokščių, tempiamųjų dviem kryptimis, bandymus. Sukurta unikali bandymų įranga, leidžianti apkrauti elementus dviem ortogonaliomis kryptimis. Parodyta, kad apsauginio betono sluoksnio storis ir armatūros strypų išdėstymas yra pagrindiniai plyšių plotį lemiantys parametrai.

Šalia minėtų armavimo bei geometrijos parametų, armuoto betono gamybos technologijos aspektai taip pat yra svarbūs. Kaip parodyta šio disertacinio darbo 1.1.1 ir 1.1.2 skyreliuose, betono struktūros heterogeniškumas yra bene svarbiausia, nors ir nevienintelė reikšminga, netolygių betono pleišėjimo priežastis. Betono struktūros ypatumai taip pat lemia armatūros ir betono sąveikos pokyčius.

Donahey & Darwin (1985) parodė, kad ne tik betono sluoksnio storis, bet ir betonavimo kryptys yra svarbūs armatūros sukibimo atžvilgiu. Strypų, išdėstytų šalia betonavimo paviršiaus, sukibimo stipris yra kur kas mažesnis nei strypų, esančių betonuojamos konstrukcijos apačioje, o 16 mm strypų su 19 mm apsauginio betono sluoksnio sukibimo stipris sudaro tik 60 % nuo sukibimo su 76 mm apsauginiu sluoksniu. Taip pat smarkiai mažėja armatūros strypų sukibimo mechaninių parametų reikšmės konstrukcijose, betonuojamose keliais etapais. *Jeanty et al.* (1988) nagrinėjo viršutinio strypo reiškinį (angl. *top bar effect*) lenkiamuosiuose elementuose. Buvo nustatyta, kad sijos, betonuotos apverstos, turėjo mažesnę atsparumą pleišėjimui, armatūros strypų sukibimo stiprį su betonu, taip pat ir laikomąją galią nei etaloninės sijos betonuotos įprastai.

Svarbius rezultatus pademonstravo *Castel et al.* (2006), nagrinėdamas armatūros strypo ištraukimo bandymo rezultatus. Buvo nagrinėjama betonavimo padėties, betono stiprio bei betono tankinimo technologijos įtaka armatūros ir betono sukibimo stipriui. Įbetonuotų armatūros strypų šlifotų paviršių vaizdai pateikti 1.26 paveiksle. Galima pastebėti, kad betono sukibimo defektas formuojasi apatinėje strypo dalyje; šis defektas mažėja didėjant strypo atstumui iki betonavimo paviršiaus. Ypač akivaizdūs šie defektai vibruotame betone. *Castel et al.* (2006) pabrėžė, kad betonavimo padėties reiškiniai armatūros sukibimo stipriui yra svarbūs tik dideliuose elementuose – nagrinėjamuose elementuose betonavimo aukštis viršijo 1 m. Mažuose elementuose (standartinio dydžio kubuose, naudojamuose atliekant ištraukimo bandymus) šių reiškinų poveikiai nebuvo reikšmingi, t. y. neviršijo natūralios 15 % bandymo rezultatų sklaidos.

1.25 pav. Tempimo bandymai (Bischoff 1983)

Fig. 1.25. Tensile tests by *Bischoff* (1983)

1.26 pav. Skirtingo atstumo nuo betonavimo paviršiaus išdėstytų armatūros (12 mm strypo) ir betono sukibimo paviršiaus optinio mikroskopo vaizdai (Castel *et al.* 2006):

a) savaime susitankinantis betonai; b) vibruotas betonai

Fig. 1.26. Reinforcement (12 mm deformed bar) and concrete interface under optical microscope at different distance to the casting surface (Castel *et al.* 2006): a) self-compacting concrete; b) vibrated concrete

Šiuolaikinės eksperimentinių matavimų sistemos, pvz., vidiniai tenzometriniai matavimai (angl. *internal gauging*) (Scott & Beeby 2005, Vilanova *et al.* 2014) arba optiniai jutikliai (Pinet *et al.* 2007, Khadour *et al.* 2013) tinkami armatūros strypų deformacijoms įvertinti. Lazeriniai deformacijų matuokliai (Zhu *et al.* 2012) arba skaitmeninių vaizdų koreliacijos, angl. *digital image correlation DIC*, metodika taikomi bandinio paviršiaus deformacijoms nustatyti, tačiau betono vidines deformacijas galima vertinti tik apytiksliai, nes šiuolaikinių vaizdinės medžiagos apdorojimo būdų, tokių kaip optiniai jutikliai (Li *et al.* 2004), rentgeno spinduliai (Landis & Bolander 2009), akustinių spindulių tomografija (Cheng *et al.* 2015) arba magnetinio rezonanso tomografija (Marfisi *et al.* 2005), taikymas ribojamas mažais bandinių dydžiais ir paprasčiausiais apkrovimo atvejais.

Nepaisant tam tikrų apribojimų, nauja bandymų įranga leidžia stebėti procesus, kurie anksčiau buvo vertinami tik netiesiogiai. Kaip pavyzdį galima įvardyti Landis & Bolander (2009) tyrimus. Tirti įvairios sudėties betono skilimo rezultatai. Skilimo procesas buvo stebimas naudojant rentgeno tomografijos techniką. Gauti suirusių cilindrų vaizdai pateikti 1.27 paveiksle. Galima pastebėti kaip betono irimo procesas priklauso nuo medžiagos struktūros heterogeniškumo.

Daoud *et al.* (2013) tyrimai sujungė DIC stebėjimo metodiką ir skaitinius analizės metodus, tiriant armatūros strypo ir betono sąveiką. Eksperimentinis bandinys ir bandymo rezultatai pateikti 1.28 paveiksle. Galima pastebėti, kad eksperimentiniai ir skaitinio modeliavimo rezultatai koreliuoja, tačiau, kaip jau minėta, nagrinėjamas labai mažas eksperimentinis bandinys.

1.27 pav. Betono cilindų rentgeno tomografijos vaizdai (Landis & Bolander 2009):

a) cemento tešla; b) cemento skiedinys; c) stiprusis betonas

Fig. 1.27. X-ray tomography sections of concrete cylinders (Landis & Bolander 2009):

a) cement paste; b) mortar; c) high-strength concrete

1.28 pav. Armatūros ir betono sąveika (Daoud *et al.* 2013): a) apkrovimo schema;

b) DIC stebėjimo rezultatas; c) atitinkamas skaitinio modeliavimo rezultatas

Fig. 1.28. Reinforcement and concrete interaction (Daoud *et al.* 2013): a) tests setup;

b) DIC result; c) the corresponding numerical outcome

1.29 pav. Skaitinio modeliavimo rezultatai: a) ištraukimo bandymai (Michou *et al.* 2015); b) tempiamųjų elementų su keliais strypais bandymai (Gribniak *et al.* 2018)

Fig. 1.29. Numerical modelling results: a) pull-out test (Michou *et al.* 2015); b) tensile tests of concrete prisms with multiple bars (Gribniak *et al.* 2018)

Gerų tradicinių ir naujų eksperimentinių tyrimų sinergijos pavyzdžių galima įvardyti Michou *et al.* (2015) darbą. Šiame darbe DIC matavimo sistema buvo

panaudota tempiamųjų elementų betono paviršiaus deformacijoms stebėti kartu su optiniais davikliais, kuriais nustatomos armatūros strypo deformacijos. Remiantis šiais duomenimis, buvo sukurtas armatūros strypo ir betono reguliarus (besikartojančio kintamojo sukibimo stiprio) sukibties modelis. Šis modelis buvo taikomas *Michou et al.* (2015) bei kitų autorių (*Gribniak et al.* 2017, 2018), modeliausių deformacijų pasiskirstymą betone. Atitinkami rezultatai pateikti 1.29 paveiksle.

1.3. Armuoto betono skaitinis modeliavimas

Nors armuoto betono tyrimai vyksta nuo praėjusio amžiaus pradžios, nėra vieningos nuomonės dėl pagrindinių tempiamųjų elementų deformacijų bei pleišėjimo mechanizmų. Teorinių pleišėjimo schemų pavyzdžiai pateikti 1.21b bei 1.30 paveiksluose. Pažymėtina, kad visose pateiktose schemose pavaizduoti iš esmės skirtingų konfigūracijų plyšiai. Todėl sunku tikėtis, kad apskaičiuoti plyšių pločiai sutaps. Šiuo metu Europos projektavimo normose tvirtinama, kad plyšio plotis tiesiogiai priklauso nuo armatūros strypo skersmens ir „efektyvus“ armavimo koeficiento $\emptyset/\rho_{ef}$ santykio, tačiau nuo 2004 m., kai *Beeby* (2004) sukritikavo šią prielaidą, šiuo klausimu vyksta intensyvios diskusijos. Galima suformuluoti du pagrindinius iki šiol neatsakytus klausimus: 1) koks betono plotas aplink armatūros strypą gali būti laikomas „efektyviu“; 2) ar vienodai „efektyvus“ tas pats betono plotas tempiamuosiuose ir lenkiamuosiuose elementuose. Apie tai kalbama šio disertacinio darbo 2 ir 3 skyriuose, galima tik pažymėti, kad daugiau nei prieš 50 metų *Broms* (1965) pasiūlė labai paprastą išraišką maksimalaus plyšio pločiui w_k nustatyti:

$$w_k = 2 \cdot w_m, \quad w_m = s_m \cdot \varepsilon_{sm} = \left[2 \cdot \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) \right] \cdot \frac{\sigma_{s2}}{E_s}, \quad (1.6)$$

čia w_m – vidutinis plyšio plotis; s_m – vidutinis atstumas tarp plyšių, kuris išreiškiamas kaip betono apsauginio sluoksnio storio c ir armatūros skersmens $\emptyset$ funkcija; σ_{s2} – armatūros įtempiai plyšyje; E_s – armatūros tamprumo modulis.

1.30 pav. Skirtingos plyšio formavimo schemas: a) *Leonhardt* (1977); b) *Farra* (1995)

Fig. 1.30. Crack formation schemes: a) *Leonhardt* (1977); b) *Farra* (1995)

1.31 pav. Pleišėjimo schemas, gautos esant skirtingam stiprumo savybių pasiskirstymui (Dominguez *et al.* 2005): a) homogeninės savybės; b) 5 %; c) 15 %; d) 25 % variacija

Fig. 1.31. Crack patterns obtained for different random set of strength properties (Dominguez *et al.* 2005): a) homogeneous properties; b) 5%; c) 15%; d) 25% deviation

Laikoma, kad deformacijos betone turi apskritimo formą, schemiškai tai parodyta 1.21b paveiksle. Šiek tiek neįprastai atrodo gniuždomųjų įtempių atsiradimas tempiamuosiuose elementuose, tačiau Lutz & Gergely (1967) bandymai patvirtino šį reiškinį. Nepaisant šio modelio paprastumo, jis pripažintas vienu tiksliausių (Lapi *et al.* 2018). Nagrinėjant skaitinio modeliavimo pavyzdžius, verta paminėti keletą darbų, kuriuose buvo atsižvelgta į stochastinius betono mechaninių savybių pokyčius. Dominguez *et al.* (2005), analizuodami magistralinių plyšių formavimosi mechanizmus tempiamajame elemente, parodė, kad betono savybių heterogeniškumo vertinimas leidžia keisti modeliuojamų plyšių išdėstymą. Modeliavimo rezultatų pavyzdys parodytas 1.31 paveiksle. Plyšių išdėstymo pokyčiai dėl betono mechaninių savybių (stiprio) variacijos yra akivaizdūs. Taip pat akivaizdu, kad elemento betono pleišėjimas kraštinėse zonoje neatitinka elemento pleišėjimo centrinėje zonoje. Ir tai iš esmės patvirtino Broms (1965) identifikuoto „pakraščio reiškinio“ svarbą.

Miglietta *et al.* (2016) nagrinėjo stačiakampio formos betonines prizmes, armuotas vienu strypu, išdėstytu skerspjūvio centre. Kaip ir Dominguez *et al.* (2005) tyrimuose, buvo analizuojamas plokščias įtempių būvis (vadinamoji 2D deformacijų problema). Taikomas nereguliarių trikampių baigtinių elementų modelio diskretizavimas. Modeliavimo ir eksperimentinių rezultatų palyginimas pateiktas 1.32 paveiksle. Nagrinėjant plokščią modelį, dvi betono dalys tarpusavyje nebuvo „sujungtos“, tad plyšių išdėstymas viršutinėje ir apatinėje betono dalyse nesutampa (1.32 pav.). Toks atvejis nėra realus, tačiau iš dalies atspindi neretai pasitaikančias realybėje pleišėjimo situacijas, kai pagrindinių plyšių atsivėrimo plokštumos nėra statmenos tempiamojo elemento simetrijos ašiai. Tai pavaizduota ir

1.32 paveiksle. Tempiamuosiuose elementuose taip pat neretai atsiveria ir spiraliniai plyšiai (tai parodyta šio disertacinio darbo 3 skyriuje), todėl idealizuotas tempiamojo elemento modelis (1.30b pav.) turėtų būti laikomas tik apytikriu realios pleišėjimo situacijos priartėjimu. *Dominguez et al.* (2005) ir *Miglietta et al.* (2016) tyrimuose nebuvo nagrinėjama mechaninių savybių variacija – tik parodyta šios variacijos įtaka armuoto betono pleišėjimo parametrams.

Tempiamasis stipris – plačiausiai taikomas parametras medžiagos pleišėjimo procesui apibūdinti. Nagrinėjant betoną kaip apie vientisą medžiagą (turinčią heterogenines fizikines savybes), jo lokalus stipris gali būti viršijamas dėl įtempių koncentracijų šalia porų, defektų arba stambiojo užpildo dalelių. Alternatyvus modeliavimo būdas paremtas tiesinės irimo mechanikos principais, taikomais nagrinėjant idealios taisyklingos formos defektus (Broek 1982).

Tiesinės irimo mechanikos principai yra taikytini modeliuojant betono struktūrą mikrolygmeniu, t. y. išskiriant individualias poras ir užpildo daleles, tačiau betono heterogeniškumo imitavimas reikalauja sudėtingų teorinių modelių. Sudėtingai pleišėjimo geometrijai (būdingai realiam betonui) atvaizduoti taip pat reikia itin didelių skaičiavimo resursų, be to, toks modeliavimas visada bus paremtas tam tikromis modeliavimo prielaidomis bei apribojimais.

Detalus plyšių topologijos modeliavimas ateityje leis nagrinėti / atvaizduoti mikropleišėjimo procesus betone, atsiradusius elementuose dėl mechaninių apkrovų. *Schlangen & Van Mier* (1992) pateikė supaprastintą tokio modelio pavyzdį. Šie modeliai taip pat taikomi nagrinėjant sudėtingus apkrovimo atvejus, pvz., plyšio formavimąsi veikiant temperatūros ir/arba drėgmės gradientui. Tokie modeliai taikomi nagrinėjant betono struktūros formavimąsi ir vandens judėjimą medžiagos struktūroje ankstyvajame betono amžiuje (*Pignat et al.* 2005). Šie modeliai vis dar yra apytiksliai, tačiau neabejotinai jie bus tobulinami kuriant galingesnius kompiuterius bei optimizuojant sprendimo algoritmus. Minėtų modelių svarbiausias privalumas tas, kad jais remiantis galima ištirti reiškinis, kurių neįmanoma įvertinti atliekant fizinius bandymus.

4,60 mm pailgėjimas

8,40 mm pailgėjimas

11,1 mm pailgėjimas

1.32 pav. Apskaičiuotų ir eksperimentinių pleišėjimo schemų pokyčiai dėl apkrovos (*Miglietta et al.* 2016)

Fig. 1.32. Variation with load of numerically simulated and experimental cracking schemes (*Miglietta et al.* 2016)

Nagrinėjant cementinio akmens ir užpildų dalelių sąveikos zonos modeliavimą, svarbu paminėti šios zonos išskirtines mechanines savybes (aptariamas šio darbo 1.1.1 ir 1.1.2 skyreliuose), kurios dažniausiai sukelia betono struktūros defektų atsiradimą. Mikropleišėjimas sąveikos zonoje kartu su betono mikrostruktūros defektais inicijuoja makroplyšių formavimąsi, todėl betono reakcija į apkrovą tiesiogiai priklauso nuo šių defektų išdėstymo bei dėsningumus nusakančių plyšių vystymosi. Ši problema taip pat būdinga skaitiniams modeliams – priimtas defektų išdėstymas bei atitinkamų struktūros ryšių mechaninės savybės lemia modeliavimo rezultatus (Grassl & Jirásek 2010, Shahbazi & Rasoolan 2017). Globalus betono pleišėjimo procesas dažniausiai modeliuojamas statistiniais metodais. Vienas pagrindinių – *Monte Karlo* stochastinio imitavimo metodas, taikytas kai kuriuose darbuose, pvz., *Yang et al.* (2009), *Wang et al.* (2015).

Pereinamasis procesas nuo mikro- link makroplyšių, priklausomai nuo medžiagos struktūros, gali būti ilgas. Pereinant į vadinamąją medžiagos „minkštėjimo“ stadiją (angl. *softening stage*), makroplyšiai jungiasi formuodami ištisą plyšių sistemą (Van Mier 1991). *Hordijk* (1991) pasiūlė atitinkamą betono minkštėjimo funkciją. Remiantis *Hillerborg et al.* (1976) fiktyvaus plyšio modelio hipoteze, makroplyšio viršūnėje formuojasi makroplyšių debesis, tačiau, kalbant apie betoną, šios analizinės prielaida nėra grindžiama jokiais stebimais betone fizikiniais pleišėjimo mechanizmais (Van Mier 1991). Pagal šį modelį betono irimo energija yra pastovi ir nepriklauso nuo nagrinėjamo elemento dydžio arba atrėmimo sąlygų. Todėl kyla klausimas dėl šio modelio pagrįstumo.

Dažniausiai betono irimo energija nustatoma kaip plotas po tempimo įtempių ir plyšio pločio diagrama gaunama centriškai tempiamojo elemento bandymo metu: irimo energija G_F nustatoma kaip viso W_F irimo darbo ir bandinio skerspjuvio ploto A santykis ($G_F = W_F/A$), tačiau, atsižvelgiant į eksperimentų duomenis, pastebėta reikšminga elemento dydžio įtaka irimo metu išsiskyrusios energijos kiekiui (Carpinteri & Chiaia 1996). Toks reiškinys netiesiogiai įrodo papildomos energijos išsiskirstymą už plyšio lokalizacijos zonos ribų. Fiziškai energijos G_F priklausomybė nuo bandinio dydžio gali būti išreikšta invaziniu fraktalu, kurio Hausdorffo matmuo yra didesnis už 2 (Carpinteri & Chiaia 1996).

Vieni pirmųjų realių medžiagų savybių bei geometrijos parametrų variacijos įtaką armuoto betono konstrukcijų savybių pokyčiams savo tyrimuose nagrinėjo *Ramsay et al.* (1979), *Mirza* (1987) ir *Desayi & Rao* (1987). Darbuose parodyta, kad betono tempiamojo stiprio pokyčiai lemia konstrukcinių elementų (sijų) deformacijas, bet yra mažiau svarbūs armatūros ir betono sukibimo parametrams (stipriui); geometrijos netikslumai turi kur kas mažesnę įtaką deformacijų pokyčiams. *Desayi & Rao* (1987) taip pat pastebėjo, kad medžiagų mechaninių savybių (stiprio), geometrijos bei apkrovimo parametrų (konstrukcijos savojo svorio) pokyčiai turi skirtingą poveikį atstumui tarp plyšių ir plyšio pločiui, nors šiuo metu normatyviniuose dokumentuose šie parametrai yra susieti tarpusavyje.

Realių betono mechaninių savybių variacija taip pat buvo nagrinėjama *Lu & Lin* (2002), *Bažant & Novák* (2003), *Pukl et al.* (2006) ir *Strauss et al.* (2006) tyrimuose – tyrimuose buvo taikomos baigtinių elementų bei *Monte Karlo* metodų deriniai. Parodyta, kad konstrukcinių elementų modeliavimo rezultatų neapibrėžtumas mažėja didėjant armavimo koeficientui. Visais minėtais tyrimais nagrinėta lenkiamųjų elementų mechaninė elgsena. *Gutiérrez & De Borst* (1999) bei *Humbert et al.* (2010) tyrimai buvo skirti tempiamojo betono bei armatūros ir betono sąveikos analizei. Parodyta, kad, skirtingai nuo lenkiamųjų elementų, tempiamųjų elementų skaičiavimo rezultatai priklauso nuo betono tamprumo modulio bei elementų geometrijos (ilgio) pokyčių. Visuose tyrimuose pabrėžta, kad mechaninių savybių variacija turi būti nustatoma bei vertinama inžineriniuose modeliuose, tačiau dėl esminių esamos kompiuterinės įrangos skaičiavimo apribojimų toks modeliavimas įmanomas tik atskirų konstrukcinių elementų lygmeniu.

1.4. Literatūros analizės rezultatų aptarimas

Betoniniuose elementuose dar iki jų apkrovimo yra struktūros defektų. Todėl betonas turi būti nagrinėjamas kaip kompozitinė medžiaga, kurios mechaninės savybės lemia jos sudedamųjų dalių (smulkiojo ir standžiojo užpildų, cementinio akmens, priedų) sąveika. Nagrinėjant betono ir armatūros strypų abipusį veikimą galima pastebėti, jog armavimo efektyvumas tiesiogiai priklauso nuo sukibimo mechaninių savybių. Atsiradus plyšių tempiamajame betone, armatūros strypai leidžia perduoti tempimo deformacijas plyšių plokštumose, formuojant armuotajame betone galimybę plyšiams vystytis. Toltant nuo armatūros strypo, plyšio plotis didėja, tačiau dėl įtempimų koncentracijos armatūros rumbelių ir betono kontakto vietose plyšiai formuojasi taip pat. Armatūros sukibimo su betonu mechaninės savybės taip pat priklauso nuo betonavimo padėties bei strypų išdėstymo.

Nors per praėjusį šimtmetį buvo atlikta nemažai eksperimentinių ir teorinių pleišėjimo tyrimų, tiesioginė priklausomybė tarp plyšio pločio pačiame betone (šalia armatūros strypo) ir betono paviršiuje nebuvo nustatyta. Taip pat nepasiekta bendro susitarimo dėl betono ploto aplink armatūros strypą, kuriame efektyviai persiskirsto sukibimo įtempiai (pasaulyje ši koncepcija žinoma kaip *effective area concept*). Šiuo metu Europos projektavimo normose vyrauja nuomonė, kad plyšio plotis tiesiogiai priklauso nuo armatūros strypo skersmens ir „efektyvaus“ armavimo koeficiento $\emptyset/\rho_{ef}$ santykio, tačiau nuo 2004 m., kai *Beeby* sukritikavo šią prielaidą, intensyviai vyksta diskusijos šiuo klausimu. Galima suformuluoti du pagrindinius iki šiol neatsakytus klausimus: 1) koks betono plotas aplink armatūros strypą gali būti laikomas „efektyviu“; 2) ar vienodai „efektyvus“ tas pats betono plotas tempiamuosiuose ir lenkiamuosiuose elementuose.

Siekiant eksperimentiškai analizuoti įtempių ir deformacijų pasiskirstymą betone, atliekant tyrimus naudojami įvairios formos bei dydžio bandiniai. Bandinių geometrijos bei medžiagų savybių įvairovė natūraliai didina eksperimentinių rezultatų sklaidą. Šio disertacinio darbo tyrimai koncentruojami į armuoto betono tempimo bandymus. Ašinio tempimo bandymas – vienas plačiausiai paplitusių eksperimentinių tyrimų metodų. Dažniausiai šis bandymas atliekamas tempiant betoninę prizmę, armuotą vienu strypu, išdėstytu prizmės centre. Nors bandymo schema yra palyginti paprasta, eksperimentiniai rezultatai gali būti interpretuoti neadekvačiai. Eksperimentiškai nustatyta, jog plačiai paplitusi prielaida apie vidutinių armatūros ir betono deformacijų vienodumą nėra teisinga. Prielaida, kad visas tempiamojo elemento betono plotas yra efektyvus, taip pat tinkama, kai apsauginio betono sluoksnio storis kinta ribotai. Pažymėtina, kad plačiai taikomos prielaidos, jog armatūros strypas atlaiko visus įtempius plyšyje (betono įtaka nevertinama), bei idealizuotas plyšių išdėstymas (reguliariai išdėstyti visiškai susiformavę plyšiai) grindžiami fundamentalia premisa apie vienodą plotį plyšyje. Tokie modeliai negali įvertinti integralinės supleišėjusio betono įtakos sukibimo įtempių perskirstymui bei nevienodam plyšių atsivėrimui, tolstant nuo armatūros strypo betono paviršiaus link.

Šiuolaikinės eksperimentinių matavimų sistemos, pvz., vidiniai tenzometriniai matavimai (angl. *internal gauging*) arba optiniai jutikliai, tinkami armatūros strypų deformacijoms įvertinti. Lazeriniai deformacijų matuokliai arba skaitmeninių vaizdų koreliacijos (angl. *digital image correlation*, DIC) metodika taikomi elemento paviršiaus deformacijoms nustatyti, tačiau betono vidines deformacijas galima vertinti tik apytiksliai, nes tik maži elementai yra šiuolaikinių vaizdinės medžiagos apdorojimo būdų, tokių kaip rentgeno spinduliai, akustinių spindulių arba magnetinio rezonanso tomografijos tyrimų objektai. Nepaisant tam tikrų apribojimų, nauja bandymų įranga leidžia stebėti procesus, kurie anksčiau buvo vertinami tik netiesiogiai.

Būtinumas vertinti suvaržyto betono traukumo deformacijas buvo pabrėžtas jau antroje praėjusio amžiaus pusėje. Nuo pirmųjų bandymų įvertinti betono traukumo įtaką konstrukcijų pleišėjimo atsparumui tyrimai buvo vykdomi dviem iš esmės skirtingais būdais. Viena vertus, traukumas buvo laikomas betono medžiagos savybe. Kita, konstrukcijų savybių analizės pusės, pripažįstant traukumo svarbą, tyrimai buvo koncentruojami į atskirų konstrukcinių elementų elgseną. Sukruti empiriniai modeliai susitraukusio betono elementų atsparumui pleišėjimui prognozuoti. Visgi iki šiol betono traukumo ir ypač jo įtakos armuoto betono konstrukcijų pleišėjimui vertinimas išlieka vienu sudėtingesnių inžinerinės praktikos uždavinių dėl sudėtingų šio proceso fizikinių bei cheminių mechanizmų bei medžiagų savybių neapibrėžtumo, lydinčio betono traukumą. Dešimtmečiais progresas buvo siejamas su plačiu kompiuterių taikymo mastu statybinėms

konstrukcijoms projektuoti, tačiau skaičiavimo rezultatų atitiktis visada priklauso nuo naudotų medžiagų modelių.

Sudėtingo betono pleišėjimui atvaizduoti reikia itin didelių skaičiavimo resursų, todėl betono pleišėjimo procesas galėtų būti modeliuojamas statistiniais metodais. Vienas pagrindinių – *Monte Karlo* stochastinio imitavimo metodas, tačiau toks modeliavimo būdas turėtų fizikinę prasmę tik nustatčius betono savybių kitimo dėsningumus.

1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir tyrimo uždavinių formulavimas

Reziumuojant atliktą literatūros analizę, galima pabrėžti, kad:

1. Tiesioginė priklausomybė tarp plyšio pločio pačiame betone (šalia armatūros strypo) ir betono paviršiuje nebuvo nustatyta.
2. Betono traukumo ir ypač jo įtakos armuoto betono konstrukcijų pleišėjimui vertinimas išlieka vienu sudėtingesnių uždavinių dėl sudėtingų šio proceso fizikinių bei cheminių procesų bei medžiagų savybių neapibrėžtumo, lydinčio betono traukumą.
3. Sudėtingo betono pleišėjimui imituoti reikia itin didelių skaičiavimo išteklių, todėl betono pleišėjimo procesas galėtų būti modeliuojamas statistiniais metodais.

Stochastinio tempiamojo sustandėjimo modelio kūrimas iškeliamas šio disertacinio darbo tyrimų tikslu. Darbo tikslui pasiekti keliami šie uždaviniai:

1. Sudaryti literatūroje paskelbtų tempiamųjų armuoto betono elementų deformacijų matavimo rezultatų imtį. Statistiškai patikrinti duomenų suderinamumo sąlygas. Palyginti bandymų metodikas.
2. Atlikti armuoto betono elementų tempimo bandymus ir nustatyti deformacijų pasiskirstymą betone. Įvertinti betono traukumo poveikį bandymų rezultatams.
3. Atlikti skaitinę armuoto betono elementų įtempių ir deformacijų būvio analizę, įvertinant elemento traukumo įtaką. Ištirti bandinio formos įtaką betono mechaninėms savybėms.
4. Pasiūlyti stochastiniais principais paremtą deformacijų vertinimo būdą, kuris galėtų būti taikomas tikimybiniam projektavimui.
5. Įvertinti kontroliuojamų parametrų (bandymo greičio, matavimo būdo, tikslumo, bandinių dydžio, jų formos ir kt.) ir nekontroliuojamų parametrų (geometrijos netikslumų, betono heterogeniškumo) įtaką tempimo bandymo rezultatams.

Tempiamojo sustandėjimo modelis

Šiame skyriuje pateiktų tyrimų tikslas – sukurti statistinės analizės priemonės, kurios galėtų būti taikomos inžinerinėje praktikoje. Stochastinių principų taikymas tempiamajam sustandėjimui modeliuoti leidžia prognozuoti ne tik vidutinę armuoto betono elemento reakciją, bet ir įvertinti šių rezultatų variaciją, kas ypač svarbu sprendžiant inžinerines problemas. Skirtingai nuo projektavimo praktikos, modeliuojant atsižvelgta į betono traukumą esant trumpalaikiam apkrovimui.

Betono heterogeniškumas siejamas su tempiamojo sustandėjimo modeliais. Sukonstruoti skirtingo sudėtingumo alternatyvūs modeliai. Siūloma metodika grindžiama *Monte Karlo* stochastinio imitavimo samprata – elementų reakcijos generuojamos vertinant *a priori* tempiamojo sustandėjimo tikimybinį pasiskirstymą. Prognozių (*a posteriori*) tikimybinis pasiskirstymas nustatomas pagal sugeneruotų rezultatų rinkinį. Kartu su bendraautoriais skyriaus tematika paskelbti du disertacijos autoriaus straipsniai (Gribniak *et al.* 2015b; Kaklauskas *et al.* 2015).

2.1. Modeliavimo prielaidos

Šiame skyriuje kuriamas armuoto betono tempiamojo sustandėjimo modelis paremtas vidutinio pleišėjimo koncepcija. Plokščiųjų pjūvių prielaida, žinoma kaip *J. Bernulio* hipotezė, laikoma galiojančia. Nagrinėjama betono aplink tempiamojo

armatūros strypo zona, įtraukta į bendrą kompozitinį tempiamojo elemento deformavimąsi. Strypo praslydimas betono atžvilgiu laikomas nereikšmingai mažu.

Tipinės tempiamosios armuoto betono prizmės deformavimo stadijos schemiškai pavaizduotos 2.1a paveiksle. Deformacijų diagrama gali būti suskirstyta į tris stadijas. Tampriųjų deformacijų etapas (diagramos dalis OA) reprezentuoja pirmąją stadiją, kuri ribojama betono pleišėjimo pradžios. Antrasis etapas yra susijęs su pagrindinių magistralinių plyšių susiformavimu (dalis AB). Plyšių formavimosi pabaigoje (taškas B) prasideda stabilaus pleišėjimo stadija. Trečioji deformavimo stadija (dalis BC) pasižymi nuolatinio tempiamojo sustandėjimo mažėjimu dėl vidinių (vadinamųjų antrinių) plyšių formavimosi šalia armatūros strypo paviršiaus. Armatūros takumas (taškas C), lokalizuojamas silpniausiam skerspjuvyje, kuris riboja vidutinio pleišėjimo hipotezės galiojimą – atitinkama apkrova riboja nagrinėjamąją apkrovų ir deformacijų diagramos (2.1a pav.) dalį, sudarant tempiamojo sustandėjimo modelį.

Tempiamojo sustandėjimo efektas modeliuojamas betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama, kuri schemiškai parodyta 2.1b paveiksle. Tempiamojo betono diagrama normalizuota su sąlyga, kad tempimo įtempiai negali viršyti betono teorinio stiprio f_{ct} . Vidutinės deformacijos normalizuojamos atsižvelgiant į betono teorinį stiprį atitinkančią pleišėjimo ribą ε_{cr} , nustatomą kaip stiprio f_{ct} ir tamprumo modulio E_c santykis. Minėti parametrai nustatomi pagal projektavimo normų rekomenduojamas reikšmes (CEN 2004):

$$f_{ct} = f_{ctm}; \quad E_c = 1,05 \cdot E_{cm}, \quad (2.1)$$

čia f_{ctm} ir E_{cm} – reglamentuoti tempiamasis betono stipris ir kirstinis tamprumo modulis, apskaičiuojami įvertinant betono gniuždomąjį stiprį bei amžių.

Idealizuota diagrama (2.1b pav.) sudaroma iš trijų tiesių, atitinkančių deformacijų būvio stadijas, pažymėtas 2.1a paveiksle. Įtempių ir deformacijų diagramos forma apibūdinama koeficientais k_1 ir k_2 , kurie laikomi modelio parametrais. Jų ir eksperimentinio atsako neatitikimas laikomas atsitiktiniu (stochastiniu) dydžiu bei modeliuojamas atitinkama tikimybinio pasiskirstymo funkcija.

2.1.1. Pagrindinės analitinės išraiškos

Kiekvienoje deformacijų būvio stadijoje (2.1a pav.) įrašos dalys, tenkančios betonui ir armatūrai, gali būti išreikštos taip:

$$\mathbf{P} = \mathbf{N}_c + \mathbf{N}_s. \quad (2.2)$$

Kaip parodyta 2.2a paveiksluose, armatūrai tenkanti įrašos dalis gali būti susieta su bendra armuoto betono elemento deformacija ε_m ir apskaičiuota taip

$$\mathbf{N}_s = \varepsilon_s E_s A_s, \quad \varepsilon_s = \varepsilon_m, \quad (2.3)$$

čia ε_s , A_s ir E_s – atitinkamai armatūros strypo deformacija, skerspjuvio plotas ir tamprumo modulis.

2.1 pav. Tempiamosios armuoto betono prizmės: a) deformavimo stadijų schema; b) tempiamojo sustandėjimo modelis

Fig. 2.1. Tensile RC prism: a) deformation stages; b) tension-stiffening model

Pertvarkius išraiškas (2.2) ir (2.3), vidutinė betono įrašos dalis gali būti įvertinta kaip

$$N_c = P - \varepsilon_s E_s A_s. \quad (2.4)$$

Tempiamosios sustandėjimo įtempiai betone σ_{ts} ir kirstinis deformacijų modulis $E_{c,sec}$ (2.2b pav.) atitinkamai yra lygūs:

$$\sigma_{ts} = (P - \varepsilon_s E_s A_s) / A_c, \quad E_{c,sec} = \sigma_{ts} / \varepsilon_{ct}, \quad (2.5)$$

čia ε_{ct} – betono tempimo deformacijos; A_c – betono skerspjūvio plotas.

2.1.2. Betono traukumo įtakos įtempių ir deformacijų būviui vertinimas

Kaklauskas et al. (2009a) pasiūlė betono traukumo efektą modeliuoti naudojant fiktyvią ašinę jėgą N_{cs} – veikianti betoninio skerspjūvio svorio centre, jėga N_{cs} sukelia tokias pat deformacijas kaip ir betono traukumas. Nesupleišėjusiame skerspjūvyje tokia fiktyvi jėga nustatoma pagal šią formulę:

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}^* E_c A_c, \quad (2.6)$$

čia ε_{cs}^* – ekvivalentinė traukumo deformacija; E_c – betono tamprumo modulis.

Suvaržytas betono traukumas sukelia armatūros deformaciją (2.2c pav.):

$$\varepsilon_{s,cs} = N_{cs} / (E_c A_c + E_s A_s) = \varepsilon_{cs}^* E_c A_c / (E_c A_c + E_s A_s). \quad (2.7)$$

Išraiškose (2.6) ir (2.7) ekvivalentinė deformacija ε_{cs}^* taikoma betono traukumo efekto vertinimo procedūrai supaprastinti. Taikoma metodika leidžia nagrinėti traukumo sukeltą poveikį kaip trumpalaikį, momentinį, t. y. ignoruojant suvaržyto traukumo sukeltų įtempių relaksaciją, susijusią su betono valkšnumu. Šis efektas pasiekiamas užtikrinant vienodą armatūros trumpalaikį ir ilgalaikį deformacijų sąlygą:

$$\varepsilon_{cs}^* = \frac{E_{ca}(E_c A_c + E_s A_s)}{E_c (E_{ca} A_c + E_s A_s)}, \quad E_{ca} = \frac{E_c}{1 + \varphi}, \quad (2.8)$$

čia indeksai c ir ca atitinka betono trumpalaikio ir ilgalaikio deformacijų modulį; φ – valksnumo koeficientas; taip pat svarbu paminėti, kad betono traukumo deformacija yra neigiama. Pagal išraišką (2.7) ir tenkinant sąlygą

$$\varepsilon_{m,cs} = \varepsilon_{s,cs} = \varepsilon_{cs}^* + \sigma_{c,cs}/E_c, \quad (2.9)$$

traukumo sukeltų įtempių betone dydį galima apskaičiuoti taip:

$$\varepsilon_{cs}^* = E_c \left(\frac{\varepsilon_{cs}^* E_c A_c}{E_c A_c + E_s A_s} - \varepsilon_{cs}^* \right) = - \frac{\varepsilon_{cs}^* E_c E_s A_s}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (2.10)$$

Atitinkama betono deformacijų komponentė nustatoma pagal *R. Huko* dėsnį:

$$\varepsilon_{c,cs}^\sigma = \frac{\sigma_{c,cs}}{E_c} = - \frac{\varepsilon_{cs}^* E_s A_s}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (2.11)$$

Kaip pavaizduota 2.2c paveiksle, suvaržyto betono traukumo deformacijos nesupleišėjusiam armuotajame elemente sukeltos įrašos $N_{m,cs}$ dydį galima nustatyti įvertinus sąlygą

$$\varepsilon_{c,cs}^\sigma = - \frac{N_{m,cs}}{E_c A_c + E_s A_s}. \quad (2.12)$$

2.2 pav. Armuoto betono elemento tempimo deformacijų būvis: a) elemento, kuriame išvengta betono traukumo poveikio, apkrovos ir deformacijų diagrama; b) šio elemento tempiamojo sustandėjimo diagrama; c) traukumo paveikto elemento apkrovos ir deformacijų diagrama; d) traukumo paveikto elemento tempiamojo sustandėjimo diagrama

Fig. 2.2. Deformation response of RC tie: a) "free-of-shrinkage" load-deformation and b) tension-stiffening diagrams of a member prevented from shrinkage; c) "experimental" load-deformation and d) tension-stiffening diagrams of shrunk element

Sulyginus (2.11) ir (2.12) išraiškas, suvaržyto traukumo sukelta įraža apskaičiuojama kaip

$$N_{m,cs} = \varepsilon_{cs}^* E_s A_s. \quad (2.13)$$

Kaip parodyta 2.2a ir 2.2c paveiksluose, „laisvoji nuo traukumo“ diagrama gaunama „perstumiant“ eksperimentinio grafiko abscisę ir ordinatę atitinkamai per ε_{cs}^* ir $N_{m,cs}$. Galima pastebėti, kad skirtingi tempiamojo sustandėjimo modeliai, gauti remiantis (2.2)–(2.5) formulėmis, pagal eksperimentinę arba modifikuotą (laisvąją nuo traukumo) diagramas (pvz., 2.2b ir 2.2d pav.). Pažymėtina, kad neįvertintas traukumas gali lemti „neigiamų“ tempiamojo sustandėjimo įtempių atsiradimą. Kaklauskas su bendraautoriais parodė (Kaklauskas *et al.* 2009a, 2009b; Kaklauskas & Gribniak 2011), kad tokie įtempiai, nebūdingi tempiamojo sustandėjimo prigimčiai, dingsta „eliminavus“ (įvertinus) traukumą.

2.2. Eksperimentinių duomenų imties sudarymas

2.2.1. Bandinių charakteristikos

Surinkti trumpalaikę ašine apkrova veikiamų tempiamųjų gelžbetoninių elementų pleišėjimo ir vidutinių deformacijų matavimo duomenys: 35 eksperimentinės programos, 302 bandiniai, 15 476 matavimo taškai. Pagrindiniai tempiamųjų elementų duomenys pateikiami 2.1 lentelėje. Pirmajame lentelės stulpelyje pateikiama literatūros šaltinio nuoroda į atitinkamą bandymų programą, antrajame – bandinių eiliškumo numeris, trečiajame – atliktų matavimų kiekis. Eksperimentinės programos išdėstytos eilės tvarka pagal bandymų matavimų kiekį n . Kiti lentelėje pateikiami parametrai yra šie: elementų skerspjūvio aukštis (h) ir plotis (b), betono apsauginio sluoksnio storis (c), elemento betoninės dalies ilgis (L), armatūros skersmuo ($\varnothing$), armatūros strypų skaičius skerspjūvyje (N_b), betono stipris eksperimento metu, nustatytas pagal $\varnothing 150 \times 300$ mm cilindro gniuždymo bandymus (f'_c), armavimo koeficientas (p) ir betono traukumo deformacijos eksperimento metu (ε_{cs}).

Daugumos bandinių skerspjūviai – stačiakampės formos; kai kurių elementų (290, 301 elementai ir dvi prizmės tarp elementų 282–288 – bandinių numeracija atitinka 2.1 lentelę) skerspjūviai buvo apskritimo formos. Dalis elementų (1–245, 259, 269, 278–281, 289, 290, 292, 293 ir 298–300) buvo apkraunami, kontroliuojant preso poslinkius; kiti elementai buvo bandomi kontroliuojant pridėdamą tempimo jėgą. Bandinių 1–201, 208–214, 217–258, 260–268, 270–277 ir 289–301 pleišėjimo stebėjimo duomenys pateikti literatūros šaltiniuose.

2.1 lentelė. Pagrindiniai centriškai tempiamųjų armuoto betono elementų duomenys**Table 2.1.** Main characteristics of the experimental ties

Nr.	Šaltinio nuoroda	n	h	b	c	L	$\varnothing$	N_b	f'_c	p	ε_{cs}
			mm						MPa	%	$\mu\text{m/m}$
1–123	<i>Farra & Jaccoud</i> (1993)	3718	100	100	40–45	1150	10–20	1	35,4–88,1	0,8–3,2	–
124–137	<i>Purainer</i> (2005)	1729	100	100–100	10–44	700–1500	10–14	1–20	25,0–80,0	1,1–1,6	–
138–148	<i>Tork et al.</i> (2001)	1264	40–112	40–112	16–48	480–960	8–16	1	39,9–40,8	1,6–3,2	–
149–160	<i>Ceroni et al.</i> (2004)	1003	100	100	43–45	1200	10–14	1	31,6–91,7	0,8–1,6	–
161–167	<i>Bischoff & MacLaggan</i> (2006)	1002	101	101	41–44	1100	13–19	1	41,5	1,3–2,9	501
168–183	<i>Lee & Kim</i> (2009)	783	60–150	155–385	21–66	1500	19	1	23,0–74,6	1,2–1,3	–
184–189	<i>Al-Fayadh et al.</i> (2001)	755	80–112	80–112	32–48	960	16	1	24,7–100,6	1,6–3,2	–
190–201	<i>Ouyang et al.</i> (1997)	558	51	127	21–22	635–686	6–10	3–5	40,8–92,0	2,2–3,4	–
202–207	<i>Choi & Maekawa</i> (2003)	486	100	100	42	1470	16	1	35,1–40,5	2,1	–
208–211	<i>Wu & Gilbert</i> (2008)	460	100	100	42–44	1100	12–16	1	21,6–24,7	1,1–2,1	28–249
212–214	<i>Noghabai</i> (2000)	396	80–112	80–112	32–48	960	16	1	45,6–92,4	1,6–3,2	–
215–216	<i>Mayer & Eligehausen</i> (1998)	381	400	400	38	2700	16	4	24,3–51,8	0,5	–
217–221	<i>Stroband</i> (1991)	360	100	100	40–44	935	12–20	1	18,4–49,6	1,1–3,2	–
222–227	<i>Wollrab et al.</i> (1996)	328	51	127	22	635–686	6	7	40,8–92,0	3,2	–
228–237	<i>Abrishami & Mitchell</i> (1996)	312	90–110	90–515	39–40	1500	11–30	1	34,9–90,0	1,2–1,3	–
238–241	<i>Dawood & Marzouk</i> (2012)	307	190	600	38–50	600	15–20	6	37,1–83,5	0,9–1,7	–
242–245	<i>Fields & Bischoff</i> (2004)	218	250	250	40	2000	16–20	4	41,2–81,0	1,3–1,9	232–337
246–258	<i>Williams</i> (1986)	206	250	1500	30–113	1500–2500	10–25	8–32	21,9–39,0	0,4–2,4	–
259	<i>Elfgren & Noghabai</i> (2002)	190	160	160	64	1920	32	1	45,6	3,2	–
260–268	<i>Hwang</i> (1983)	155	178	305	19–38	762	11	8	34,5	1,5	–
269	<i>Dawood & Marzouk</i> (2010)	113	190	600	50	600	20	6	65,0	1,7	–
270–275	<i>Tamai et al.</i> (1987)	106	150–200	200–250	65–90	2700	20	1	23,2–41,8	0,6–1,0	–
276–277	<i>Lorrain et al.</i> (1998)	95	100	100	44	2000	12	1	42,0–101,0	1,1	–
278–281	<i>Rostásy et al.</i> (1976)	86	300	500	26–27	6000	6–8	10–30	12,8–16,4	0,3–1,0	–
282–288	<i>Houde & Mirza</i> (1972)	75	75–182	75–203	31–78	406–1829	13–25	1	17,9–46,9	0,6–2,9	–
289	<i>Yuguang et al.</i> (2009)	63	50	50	20	700	10	1	98,8	3,2	–
290	<i>Heidolf</i> (2007)	59	$\varnothing 100$		38	1000	12	1	38,0	1,5	–
291	<i>Fischer & Li</i> (2002)	57	175	175	75	500	25	1	50,0	1,6	–
292–293	<i>Hartl</i> (1977)	48	80	80	34	750	12	1	43,0	1,8	–
294	<i>Scott & Gill</i> (1987)	45	103	101	46	1500	12	1	36,0	0,8	–
295–297	<i>Mirza & Houde</i> (1979)	45	102–203	102–203	38–89	406	25	1	29,8	1,2–5,2	–
298–299	<i>Empelmann</i> (1995)	42	120–150	120–150	20–25	1500	8–14	4	30,5–34,8	1,4–2,8	–
300	<i>Bischoff</i> (1983)	12	250	250	40	2000	20	4	39,8	1,9	–
301	<i>Gerstle et al.</i> (1982)	11	$\varnothing 152$		55	1829	25	1	17,9	2,9	–
302	<i>Bhide & Collins</i> (1987)	8	70	890	20	890	30	1	23,4	1,1	–

2.2.2. Duomenų suderinamumo analizė

Pagal aprašytų bandymų rezultatus buvo sudarytos dvi statistinių duomenų imtys. Pirmas rinkinys buvo sudarytas naudojant „eksperimentinių“ tempiamojo sustandėjimo diagramų (2.2d pav.) duomenis – statistiniai taškai gaunami tiesiogiai pagal apkrovos ir deformacijos bandinių rezultatus (2.2c pav.), t. y. nevertinant betono traukumo. Būtent tokie duomenys dažniausiai naudojami modeliuojant. Todėl šis rinkinys laikomas *etaloniniu*. Antrasis rinkinys buvo gautas įvertinant

(pašalinant) traukumą (2.2b pav.) Šie duomenys sudaro laisvą nuo traukumo rinkinį. Kelių atrinktų elementų įtempių ir deformacijų diagramos, gautos iki ir po traukumo pašalinimo, pateiktos 2.3a ir 2.3d paveiksluose. Galima pastebėti, kad armatūros plieno takumas riboja šias diagramas. Atitinkamos eksperimentinės $\varepsilon_{y,obs}$ ir laisvosios nuo traukumo $\varepsilon_{y,cs}$ deformacijos pažymėtos 2.2 paveiksle.

Surinkti bandiniai turėjo įvairius geometrinius ir medžiagų parametrus, atsparumą pleišėjimui bei laikomąją galią. Betono savybių (stiprio ir deformacijų modulio) įvairovės poveikis eksperimentinių rezultatų sklaidai galėtų būti sumažintas normalizuojant tempiamojo sustandėjimo diagramas. Normalizuotos diagramos abscisė reprezentuoja koeficientą β , kuris yra tempimo deformacijų ε_{ct} ir teorinių betono pleišėjimo deformacijų $\varepsilon_{cr} = f_{ct} / E_c$, čia f_{ct} ir E_c yra betono teorinis tempiamasis stipris ir tamprumo modulis, santykis. Ordinātė rodo tempimo (tempiamojo sustandėjimo) įtempių σ_{ct} ir f_{ct} santykį. Šiame moksliniame darbe tempiamojo sustandėjimo diagramos susijusios su medžiagos parametrais f_{ctm} ir E_{cm} ($f_{ct} = f_{ctm}$ and $E_c = 1,05 \cdot E_{cm}$), nustatytais pagal Eurocode 2, naudojant atitinkamas gniuždomojo stiprio reikšmes (pvz., 2.3 pav.). Normalizavimo metodika kartu su traukumo eliminavimo procedūra efektyviai mažina skirtumus tempiamojo sustandėjimo diagramose: galima palyginti eksperimentines (2.3a pav.) ir normalizuotas, laisvas nuo traukumo (2.3e pav.) diagramas. Taip pat svarbu, kad į analizę įtrauktos eksperimentinės programos, vykdytos turint skirtingus tikslus ir apėmusios skirtingus apkrovimo intervalus su skirtingu matavimų intensyvumu.

2.3 pav. Atrinktų elementų tempiamojo sustandėjimo modeliavimas: a) ir d) „etaloninės“ ir „laisvos nuo traukumo“ diagramos; b) ir e) „etaloninės“ ir „laisvos nuo traukumo“ diagramos po normalizacijos; c) ir f) tiksliniai „etaloninės“ ir „laisvos nuo traukumo“ normalizuotų imčių tiksliniai taškai

Fig. 2.3. Tension-stiffening diagrams of selected ties: a) and d) “reference” and “free-of-shrinkage” diagrams; b) and e) “reference” and “free-of-shrinkage” diagrams after normalization; c) and f) “reference” and “free-of-shrinkage” normalized target points

2.4 pav. Normalizuoti tiksliniai tempiamojo sustandėjimo įtempiai, sugrupuoti pagal santykinės deformacijas β : a) etaloninė imtis; b) laisva nuo traukumo imtis

Fig. 2.4. Normalized target tension-stiffening stresses, grouped in accordance with the relative strain β : a) reference dataset; b) free-of-shrinkage dataset

Norint užtikrinti vienodą kiekvieno eksperimentinio elemento indėlį ir statistinės analizės nuoseklumą, duomenų aibės buvo sudarytos taikant keturių žingsnių interpoliacijos metodiką:

- 1 žingsnis. Nagrinėjamos tempiamojo sustandėjimo diagramos dalys (pvz., 2.3a ir 2.3d pav.), kol armatūra pasiekia takumo deformacijas.
- 2 žingsnis. Krintanti normalizuotos diagramos dalis (2.2b ir 2.3e pav.), sudalijama į 50 lygmenų ($\beta = 1-50$), atitinkančių pleišėjimo deformacijų intensyvumą.
- 3 žingsnis. Supleišėjusio betono įtempiai ties β lygmenimis (2.3c ir 2.3f pav. pažymėti kaip *tiksliniai taškai*) nustatomi taikant tiesinę interpoliaciją. Kaip galima pastebėti 2.3 paveiksle, diagramos, pasibaigusios žemesniuose deformacijų lygmenyse, nesudaro statistinei analizei reikalingų 50 tikslinių taškų, todėl eksperimentinė ir laisvoji nuo susitraukimo duomenų aibės susidaro atitinkamai iš 6031 ir 6109 tikslinių taškų.
- 4 žingsnis. Modeliavimas atliekamas nagrinėjant tikslinius tempiamojo sustandėjimo įtempius $\sigma_{ct,jk}$ (indeksai $j = 1-50$ ir $k = 1-302$ atitinka santykinės deformacijos lygį bei elemento numerį) kaip atsitiktinius kintamuosius – 2.4 paveiksle pavaizduota nagrinėjamų taškų sklaida šalia vidutinių deformacijų.

Statistinei analizei naudojami duomenys formaliai turi būti identiški, t. y. turi turėti vieną grupavimo centrą. Duomenų, sudarančių vieną klasterį, tikimybinis pasiskirstymas neturi būti priklausomas nuo kokio nors parametro. Kitaip sakant, duomenų sklaida turi būti apskaitoma vien tik atsitiktiniais reiškiniais (Shishkin 2011), tačiau, kaip parodyta 2.4 paveiksle, eksperimentiniai duomenys panašūs nėra identiški. Ankstesni tyrimai (Jakubovskis *et al.* 2014) parodė, kad armuoto betono pleišėjimas priklauso nuo armatūros strypų išdėstymo skerspjūvyje. Didelė koncentracija arti vienas kito išdėstytų strypų lemia tempiamojo sustandėjimo efekto didėjimą. Nors šiame tyrime buvo nagrinėjami lenkiamieji elementai, tas pats efektas pastebimas ir iš duomenų, pateiktų 2.5 paveiksle. Čia tiksliniai taškai, pavaizduoti 2.4 paveiksle, išskaidyti pagal armatūros strypų skaičių skerspjūvyje N_b . Akivaizdžiai galima pastebėti, kad padidėjusi strypų koncentracija labai

didina tempiamojo sustandėjimo įtempius. Išskirtinis bruožu prizmių, armuotų daigiau nei 10 strypais, bruožas yra tas, kad liekamasis sustandėjimo poveikis yra praktiškai pastovus – tempiamojo sustandėjimo įtempiai sudaro apie $0,5f_{ct}$.

Norint užtikrinti duomenų suderinamumą, bandinių, turinčių strypų skaičių $N_b \geq 10$ (šiam tyrime tokių elementų yra 28), duomenys buvo pašalinti iš analizės. Pažymėtina, kad toks duomenų skirstymas yra subjektyvus, nors tai ir reprodukuoja statistinių hipotezių tikrinimo rezultatus (Shishkin 2011). Iš tikrųjų ne skaičius N_b , bet būtent armatūros išdėstymas (pvz., atstumas tarp strypų, apsauginio sluoksnio storio pakankamumas, užtikrinant prevenciją išilginių plyšių atidarymui) yra pagrindiniai veiksniai, lemiantys tempiamojo sustandėjimo efektą. Elementų su dideliu skaičiumi glaudžiai išdėstytų strypų skerspjuvyje deformavimo ypatumai turėtų būti nagrinėjami atskirai. Nagrinėjant likusius elementų duomenis (2.5 pav.), reikėtų pabrėžti tris aspektus:

1. Vidurkio ir medianos įtempių panašumas dauguma santykinų deformacijų atvejais netiesiogiai įrodo duomenų tikimybinio pasiskirstymo simetriją kvartiliais apibrėžtame regione, tačiau už kvartilių ribų (vadinamųjų tikimybinio pasiskirstymo uodegų) tikimybinis pasiskirstymas yra akivaizdžiai nesimetrišnis. Tai reikalauja papildomų statistinės analizės priemonių, siekiant įvertinti pastebėtąjį simetriškumą, nes dauguma statistinių procedūrų yra tinkami tik normaliojo (*Gauso*) tikimybių pasiskirstymo atvejui.

2.5 pav. Armatūros strypų skaičiaus poveikis tempiamojo sustandėjimo įtempiams: a) etaloninė imtis ($N_b < 10$); b) etaloninė imtis ($N_b \geq 10$); c) laisva nuo traukumo imtis ($N_b < 10$); d) laisva nuo traukumo imtis ($N_b \geq 10$)

Fig. 2.5. Effect of number of bars distributed in the section on tension-stiffening stresses: a) reference dataset ($N_b < 10$); b) reference dataset ($N_b \geq 10$); c) free-of-shrinkage dataset ($N_b < 10$); d) free-of-shrinkage dataset ($N_b \geq 10$)

2. Neigiamosios tempiamojo sustandėjimo įtempių reikšmės (2.3c pav.) prieštarauja fizinei reiškinių prigimčiai, nes šie įtempiai turi reprezentuoti tempimą. Paprastas šių neigiamųjų reikšmių atmetimas sukels reikšmingą informacijos kiekio praradimą, ypač didelių deformacijų stadijose. Kaip galima pastebėti 2.3f ir 2.5 paveiksluose, ši problema gali būti išspręsta, pašalinant betono traukumą.
3. Daroma prielaida, kad maksimalūs tempiamojo sustandėjimo įtempiai lokaliai zuojasi deformacijų intervale nuo ε_{cr} iki $3\varepsilon_{cr}$ (t. y. $\beta = 1, 2$ ir 3).

2.3. Alternatyvių modelių kūrimas

Tempiamojo sustandėjimo efektas modeliuojamas remiantis vidutinio pleišėjimo koncepcija, priskiriant sustandėjimo įtempius visai tempiamojo betono zonai. Šioje formuluotėje, siekiant paprastumo, įtempiai betone dėl kombinuoto poveikio tempiamojo suminkštėjimo plyšiuose bei sustandėjimo dėl sukibimo su armatūra neatskiriami ir laikomi neatsiejamomis tempiamojo sustandėjimo dalimis. Šis efektas modeliuojamas atskiriant deterministinę ir stochastinę komponentes.

2.3.1. Deterministinis modelis

Idealizuotos santykinių įtempių ir deformacijų diagramos, atitinkančios deterministinę modelio dalį, forma parodyta 2.1b paveiksle. Kylančioji diagramos dalis apibūdinama tamprumo moduliu E_c ir betono tempiamuoju stipriu f_{ct} . Diagramos krintančioji diagramos dalis modeliuojama pagal šias formules:

$$\frac{\sigma_{ct}}{f_{ct}} = k_1 \times \begin{cases} 1, & 1 < \beta \leq 3; \\ 1 - \frac{\beta-3}{k_2-3}, & 3 < \beta \leq k_2; \\ 0, & \beta > k_2; \end{cases} \quad k_1 \in [0, 1]. \quad (2.14)$$

Statistinė analizė buvo atlikta siekiant nustatyti parametrus, turinčius įtaką koeficientams k_1 ir k_2 , kurie kontroliuoja tempiamojo sustandėjimo poveikį. Daugialypės tiesinės regresijos metodu buvo įvertintas kintamųjų (nepriklausomų) parametrų, pateiktų 2.1 lentelėje, reikšmingumas. Preliminari analizė parodė, kad dėl didelės eksperimentinių duomenų sklaidos regresijos modelio forma nėra reikšmingas veiksnys, darantis įtaką prognozavimo tikslumui. Todėl regresinių modelių išraiškos forma buvo parenkama, naudojant modifikuotus (laisvus nuo traukumo) statistinius duomenis. Naudojant tą pačią modelių formą, regresijos koeficientai buvo nustatomi etaloniniam duomenų rinkiniui. Alternatyvios regresijos modeliai buvo kuriami siekiant įtraukti kai kurias kvadratinės išraiškas bei kintamųjų kombinacijas (pvz., $n_c \times p$ arba $n_c \times p^{0.5}$). Šie modeliai vėliau buvo supaprastinami, šalinant mažiau reikšmingus parametrus.

2.6 pav. Vidutinė ekvivalentinė betono zona aplink armatūros strypą
Fig. 2.6. Average equivalent area of concrete around a single bar

Analizė parodė, kad šie parametrai yra statistiškai reikšmingi: strypo skersmuo ($\emptyset$), tamprumo modulių santykis (n_c), betono stipris (f'_c) bei armavimo koeficientas (p). Alternatyviai pastarasis parametras gali būti išreikštas empirinio koeficiento C_p , kuris, kaip parodyta 2.6 paveiksle, yra susijęs su vidutiniu betono pločiu, priklausančiu vienam strypui (A_c / N_b) ir strypo diametru $\emptyset$:

$$C_p = b_a / \emptyset = \sqrt{A_c / N_b} / \emptyset, \quad (2.15)$$

čia b_a – ekvivalentinės stačiakampio formos betono zonos aplink strypo kraštines ilgis. Statistinė analizė parodė, kad koeficiento C_p taikymas pagerina deformacijų prognozavimo rezultatų tikslumą.

Regresinė analizė grindžiama dviem bendrais, tačiau prieštariniais principais (Good & Hardin 2012): 1) kuo daugiau parametų apima modelis, tuo geriau jis atitinka statistinius duomenis; 2) paprastesnis modelis, tikėtina, bus universalesnis, t. y. labiau atitiks duomenis, skirtingus, nei buvo naudojami kuriant modelį. Siekiant įgyvendinti minėtus principus, buvo sukurti skirtingo sudėtingumo modeliai. Nagrinėjami keturi alternatyvūs modelių tipai – paprasčiausieji, paprastieji, vidutinio sudėtingumo ir sudėtingieji. Siūlomos koeficientų k_1 ir k_2 išraiškos pateiktos 2.2 lentelėje dviem atvejais – kai betono traukumas nebuvo įvertintas (kitais sakant, buvo įtrauktas į modelius netiesiogiai) ir tuo atveju kai traukumas buvo įvertintas (eliminotas). Pastaruoju atveju, traukumas turėtų būti papildomai vertinamas, nustatant armuoto betono elemento deformacijas, kaip aprašyta 2.1.2 skyrelyje.

Siekiant įvertinti siūlomų deterministinių modelių skaičiavimo galimybes, buvo nustatyti atitinkami determinacijos koeficientai. Jie pateikti 2.2 lentelėje. Koeficientas R_{tot}^2 vertina bendrą modelio skaičiavimo neatitikimą (angl. *residual*) sklaidą, o koeficientai R_1^2 ir R_2^2 apibūdina statistinius duomenis, susijusius su atskiromis tempiamojo sustandėjimo modelio dalimis kai normalizuotos deformacijos $\beta \leq 3$ ir $\beta > 3$ (2.1b pav.). Pagal 2.2 lentelėje pateiktą determinacijos koeficientų R^2 reikšmes galima pastebėti jog:

1. Ypač didelė sklaida charakterizuoja etaloninius modelius ankstyvojo pleišėjimo etape (žr. koeficiento R_1^2 reikšmės) – šie modeliai geba paaiškinti vos 10–25 % tempimo sustandėjimo įtempių sklaidos deformacijų intervale nuo pleišėjimo ε_{cr} iki $3\varepsilon_{cr}$ ($\beta = 1, 2$ ir 3).

2.2 lentelė. Siūlomų deterministinių modelių parametrai ir jų determinacijos koeficientai
Table 2.2. Parameters and determination coefficients of proposed deterministic models

Modelio tipas	Etaloninis			Laisvas nuo traukumo		
	Modelis	Determinacija		Modelis	Determinacija	
		R_1^2 R_2^2	R_{tot}^2		R_1^2 R_2^2	R_{tot}^2
Paprasčiausias	$k_1 = 0,1n_c$ $k_2 = 35,7 - 0,2f'_c$	0,098 0,403	0,448	$k_1 = 0,15n_c$ $k_2 = 50 - 0,3f'_c$	0,168 0,439	0,462
Paprastas	–	–	–	$k_1 = 0,2n_c - 0,047C_p$ $k_2 = 20 - 0,261f'_c$	0,323 0,476	0,508
Vidutinis	$k_1 = 0,35 - 0,02\varnothing$ $+0,125n_c - 0,026C_p$ $k_2 = 35 - 0,2f'_c$	0,256 0,394	0,454	$k_1 = 0,7 - 0,02\varnothing$ $+0,165n_c - 0,075C_p$ $k_2 = 52 - 0,3f'_c$	0,466 0,484	0,531
Sudėtingas	$k_1 = 0,35 - 0,02\varnothing$ $+0,125n_c - 0,026C_p$ $k_2 = 41,5 - 4,27p - 0,136f'_c$	0,256 0,438	0,488	$k_1 = 0,7 - 0,02\varnothing$ $+0,165n_c - 0,075C_p$ $k_2 = 50 - 1,4p - 0,319f'_c$	0,466 0,500	0,543

2. Traukumo eliminavimas kartu padidinant modelio sudėtingumą leidžia sumažinti prognozavimo neapibrėžtumą beveik 20 % (lyginant $R_{tot}^2 = 0,448$ ir $R_{tot}^2 = 0,543$), tačiau nė vienas iš modelių nebuvo tinkamas tempiamojo sustandėjimo reiškiniui prognozuoti – geriausiu atveju paaiškinta tik apie 55 % rezultatų sklaidos ($R_{tot}^2 = 0,543$), t. y. beveik pusė statistinės informacijos buvo prarasta. Siūloma metodika, paremta stochastiniais modeliavimo principais ir leidžianti gauti papildomą informaciją pagal prognozavimo liekamosios paklaidos, pateikiama kitame skyrelyje.

2.3.2. Stochastinė modelio dalis

Deterministiniai modeliai, pateikti 2.3.1 skyrelyje, dažniausiai yra vienintelis statistinių duomenų regresijos analizės rezultatas. Šiame darbe, kuriant tempiamojo sustandėjimo modelį, siūloma atsižvelgti į papildomą stochastinio pobūdžio informaciją. Minėta informacija išgaunama analizuojant deterministinio modeliavimo neatitikimus, kitaip sakant, skirtumus tarp tikslinių įtempių (2.5 pav.) ir reikšmių, apskaičiuotų pagal (2.14) lygtį su koeficientais, pateiktais 2.2 lentelėje. Gauti etaloninių ir laisvų nuo traukumo modelių neatitikimų rinkiniai parodyti 2.7 ir 2.8 paveiksluose. Stochastinis modeliavimas grindžiamas kumuliacinio tikimybinių pasiskirstymo funkcijomis (KPF), sudarytomis pagal neatitikimus, parodytus 2.7 ir 2.8 paveiksluose. Pavyzdžiui, vienodai pasiskirsčiusių atsitiktinių skaičių seka intervale $[a, b]$ gali būti sudaryta pagal formulę $(b - a) \cdot x_i + a$, kurioje x_i yra atsitiktiniai skaičiai, vienodai paskirstę $[0, 1]$ intervale. Analogiškai tik prisikiriant skirtingus „svorius“ galima gauti įvairius tikimybinius pasiskirstymus pagal tolygiai pasiskirsčiusių atsitiktinių skaičių sieką. Nagrinėjant neatitikimų tikimybinių pasiskirstymo normalumą, galima išskirti du atvejus:

1. Neatitikimai r_i atitinka normalųjį (*Gauso*) tikimybinio pasiskirstymo dėsnį. Šiuo atveju imties vidurkis m_r bei standartinis nuokrypis s_r – vieninteliai būtinai parametrai neatitikimų tikimybinį pasiskirstymui apibūdinti. Jeigu kintamasis x_i atitinka normalizuotą normaliojo pasiskirstymo dėsnį, t. y. $N(0, 1)$, tai skirstinys $N(m_r, s_r^2)$ apibūdins neatitikimo $r_i = x_i \cdot s_r + m_r$ pasiskirstymą.
2. Tikimybinio pasiskirstymo dėsnis nėra normalusis. Šis atvejis parodytas 2.9 paveiksle. KPF sudaroma naudojant penkis būdingus taškus (Sheshkin 2011): mažiausia gretutinė vertė (angl. *lower adjacent value*, LAV), apatinis kvartilis (Q_I), mediana (Me), viršutinis kvartilis (Q_{III}) ir didžiausia gretutinė vertė (angl. *upper adjacent value*, UAV).

Kaip parodyta 2.7 ir 2.8 paveiksluose, neatitikimų (pateiktų kaip santykiai σ_{ct} / f_{ct}) pasiskirstymas kinta priklausomai nuo santykinės deformacijos β . Siekiant padidinti modelio patikimumą, neatitikimai buvo suskirstyti į grupes su vienodais tikimybinio pasiskirstymo parametrais. Šiam tikslui buvo taikoma klasifikacijos procedūra, sukurta Gribniak *et al.* (2013a):

1. Tikrinamas tikimybinio pasiskirstymo normalumas (A priedas);
2. Nustatomi tikimybinio pasiskirstymo specifiniai parametrai (B priedas);
3. Grupuojami normalizuotų deformacijų intervalai su vienodais tikimybinio pasiskirstymo parametrais (C priedas).

2.7 pav. Etaloninių tempiamojo sustandėjimo modelių neatitikimai: a) paprasčiausias modelis; b) vidutinio sudėtingumo modelis; c) sudėtingas modelis

Fig. 2.7. Residuals of reference tension-stiffening models: a) simplest model; b) average complexity model; c) complex model

2.8 pav. Laisvųjų nuo traukumo tempiamojo sustandėjimo modelių neatitikimai:

a) paprasciausias; b) paprastas; c) vidutinio sudėtingumo; d) sudėtingas modelis

Fig. 2.8. Residuals of free-of-shrinkage tension-stiffening models: a) simplest model; b) simple model; c) average complexity model; d) complex model

2.3 lentelė. Etaloninių tempimo sustandėjimo modelių stochastiniai parametrai

Table 2.3. Stochastic parameters of the reference tension-stiffening models

Modelio tipas	Grupė	β	n	Norm.	Santykiniai įtempiai, σ_{ct}/f_{ct}				
					LAV/ Z_{95}^-	Q/ Z_{50}^-	Me/ m_x	QIII/ Z_{50}^+	UAV/ Z_{95}^+
Paprasciausias	1	1	274	Ne	-0,458	-0,141	-0,019	0,077	0,391
	2	2-5	1096	Ne	-0,461	-0,139	-0,017	0,112	0,481
	3	6-25	3433	Ne	-0,503	-0,150	-0,018	0,088	0,432
	4	26-50	508	Ne	-0,799	-0,233	0,070	0,149	0,481
Vidutinio sudėtingumo	1	1	274	Ne	-0,336	-0,093	-0,019	0,075	0,311
	2	2-4	822	Ne	-0,436	-0,108	-0,012	0,119	0,449
	3	5-24	3639	Taip	-0,391	-0,152	-0,028	0,096	0,336
	4	25-50	576	Ne	-0,761	-0,210	0,080	0,164	0,500
Sudėtingas	1	1	274	Ne	-0,336	-0,093	-0,019	0,075	0,311
	2	2-4	822	Ne	-0,437	-0,109	-0,014	0,117	0,449
	3	5-25	3707	Ne	-0,482	-0,151	-0,040	0,069	0,400
	4	26-50	508	Ne	-0,761	-0,231	0,054	0,129	0,451

Sugrupuoti rezultatai apibendrinti 2.3 ir 2.4 lentelėse, kur stulpelis „Grupė“ atitinka intervalų su vienodai paskirstytais neatitikimais skaičių; β – atitinka santykinų deformacijų intervalą; n – grupei priskirtų neatitikimų skaičių; Norm. reprezentuoja atitinkamą sugrupuotų neatitikimų pasiskirstymo normalumo tikrinimo testo rezultatą. Būdingi (charakteringi) tikimybinio pasiskirstymo taškai, gauti pagal sugrupuotų santykinų deformacijų intervalus (B priedas), taip pat

pateikiami 2.3 ir 2.4 lentelėse. Kartu su santykiniais neatitikimais charakteringos ribinės vertės parodytos 2.7 ir 2.8 paveiksluose. Išgauta stochastinė informacija (neatitikimų tikimybinis pasiskirstymas) dalyvauja skaitinėje analizėje pagal kitame skyrelyje aprašytą *Monte Karlo* principais paremtą modeliavimo procedūrą.

2.4 lentelė. Laisvųjų nuo traukumo tempimo sustandėjimo modelių stochastiniai parametrai

Table 2.4. Stochastic parameters of free-of-shrinkage tension-stiffening models

Modelio tipas	Grupė	β	n	Norm.	Santykiniai įtempiai, σ_{ct} / f_{ct}				
		–	vnt.		LAV/ Z_{95}^-	Q_1/Z_{50}^-	Me/m_s	Q_{III}/Z_{50}^+	UAV/ Z_{95}^+
Paprasčiausias	1	1	274	Ne	–0,510	–0,197	–0,076	0,014	0,257
	2	2–4	822	Ne	–0,445	–0,148	–0,067	0,051	0,347
	3	5–22	3535	Ne	–0,468	–0,174	–0,079	0,023	0,318
	4	23–43	704	Ne	–0,377	–0,119	0,010	0,146	0,542
	5	44–50	42	Taip	–0,092	0,055	0,128	0,201	0,348
Paprastas	1	1	274	Ne	–0,297	–0,109	–0,028	0,017	0,206
	2	2–4	822	Ne	–0,360	–0,083	0,002	0,111	0,398
	3	5–10	1629	Ne	–0,431	–0,131	–0,038	0,070	0,365
	4	11–24	2060	Ne	–0,492	–0,148	–0,039	0,082	0,422
	5	25–50	592	Taip	–0,351	–0,092	0,041	0,175	0,433
Vidutinio sudėtingumo	1	1	274	Ne	–0,348	–0,131	–0,018	0,043	0,298
	2	2–4	822	Ne	–0,361	–0,082	0,004	0,124	0,428
	3	5–10	1629	Ne	–0,453	–0,135	–0,032	0,088	0,416
	4	11–40	2576	Ne	–0,510	–0,153	–0,030	0,087	0,444
	5	41–50	76	Taip	–0,148	0,029	0,117	0,206	0,382
Sudėtingas	1	1	274	Ne	–0,297	–0,109	–0,028	0,017	0,206
	2	2–4	822	Ne	–0,360	–0,083	0,002	0,111	0,398
	3	5–10	1629	Ne	–0,436	–0,131	–0,036	0,074	0,380
	4	11–23	1986	Taip	–0,398	–0,146	–0,016	0,115	0,367
	5	24–50	666	Taip	–0,360	–0,097	0,036	0,175	0,438

2.3.3. Modeliavimo rezultatai

Deformacijos modeliuojamos pasitelkus *Monte Karlo* imitavimo metodiką. Atlikus kiekvieną modeliavimą, atitinkamas rezultatas nustatomas pagal deterministinio modelio įtempių ir deformacijų koreguotą priklausomybę (2.1b pav.) naudojant atitinkamus atsitiktinius korektorius (2.3 ir 2.4 lentelės). Šiuo tikslu KPF (pvz., 2.9 pav.) siejama su generuojamų atsitiktinių skaičių seka:

$$c_i = (b - a) \cdot x_i + a, \quad i = 1, 2, 3, \dots, \quad (2.16)$$

čia $[a, b]$ – uždarsis intervalas (nagrinėjamu atveju $a = 0,025$; $b = 0,975$ apibūdina 95 % tikimybės atkarpą charakteringajai daugumai konstrukcinių elementų tinkamumo analizės problemų); x_i – atsitiktiniai skaičiai, tolygiai pasiskirstę intervale $[0, 1]$. Pagal santykinę deformaciją $\beta (= \varepsilon_{ct} / \varepsilon_{cr})$ bei atitinkamus charakteringus taškus (2.3 ir 2.4 lentelės) stochastiniai korektoriai nustatomi siejant atsitiktinius skaičius c_i , nustatomus pagal (2.16) išraišką, su KPF, atliekant tiesinę interpoliaciją (schemiškai tai parodyta 2.9 paveiksle, tik modeliavimas vyksta priešinga kryptimi, nei parodyta pilkomis rodyklėmis).

2.9 pav. Kumuliacinio pasiskirstymo funkcija, sudaryta pagal 2.7 paveiksle pažymėtus duomenis

Fig. 2.9. Cumulative distribution function constructed for the data indicated in Fig. 2.7

Taip kiekvienas korektorius tampa atsitiktinių skaičių, atitinkančių *a priori* tikimybinio pasiskirstymo, apibūdinto 2.3 ir 2.4 lentelėse, charakteringais taškais. Deterministinės tempiamojo sustandėjimo modelio nustatytos įtempių reikšmės modifikuojamos kiekviename *Monte Karlo* modeliavimo etape naudojant naujai sugeneruotą korektorių rinkinį: tempiamojo sustandėjimo įtempiai (susieti su santykinė deformacija β) nustatomi kaip atitinkamų deterministinės, (2.14) išraiška bei 2.2 lentelė, ir stochastinės (2.3 ir 2.4 lentelės) komponentių suma. Jei apskaičiuotos reikšmės neatitinka leidžiamų įtempių srities (pažymėtos 2.1b pav.), atitinkamos ribinės įtempių vertės (t. y. 0 arba teorinis tempiamasis stipris f_{ct}) naudojamos nustatant elemento deformacijos. Statistiniai rezultatų (*a posteriori*) tikimybinio pasiskirstymo parametrai įvertinami pagal procedūrą, identišką aprašytai 2.3.2 skyrelyje bei A ir B prieduose.

2.4. Antrojo skyriaus rezultatų aptarimas

Šiame skyriuje pasiūlyta išskaidyti deterministines ir stochastines tempiamojo sustandėjimo modelio komponentes. Skirtingo sudėtingumo stochastinių modelių tikimybinio pasiskirstymo parametrų kiekybinių išraiškų nustatymas yra svarbiausias tyrimo rezultatas. Taip pat svarbu pažymėti, kad:

1. Supleišėjusio armuoto betono elemento standumas nagrinėjamas kompleksiskai. Įvertinti tempiamojo sustandėjimo kitimo priežastis ir atskirų parametrų įtaką armuoto betono elemento standumo pokyčiams.
2. Armuoto betono elemento deformacijos modeliuojamos, atsižvelgiant į tempiamojo sustandėjimo modelio parametrų *a priori* tikimybinių pasiskirstymą. Šios savybės įvertintos remiantis eksperimentiniais duomenimis, kuriuos sudaro daugiau nei 300 tempiamųjų elementų bandymo rezultatai.
3. Skirtingai nuo elementų, armuotų vienu strypu, elementuose, kurių skerspjūvyje išdėstyta daug (strypų skaičius $N_b \geq 10$) glaudžiai paskirstytų

armatūros strypų (Rostásky *et al.* 1976, Williams 1986, Purainer 2005), pastebėtas reikšmingai didesnis standumas – didėjant deformacijoms tempiamojo sustandėjimo įtempiai praktiškai nemažėjo žemiau pusės teorinio tempiamojo betono stiprio ($0,5f_{ct}$) (2.5 pav.). Toks reiškinys gali būti paaiškintas betono, esančio tarp glaudžiai išdėstytų strypų, apspaudimu dėl interferencijos radialinių įtempių, atsirandančių betono ir armatūros strypų sąveikos zonoje. Šis reiškinys varžo antrinių plyšių (1.8a pav.) atsivėrimą. Nors iš tikrųjų ne strypų skaičius N_b , bet jų specifinis išdėstymas (pasiskirstymas), pvz., atstumas tarp strypų neviršija „efektyvaus“ betono zonos dydžio, apsauginio betono sluoksnio storis pakankamas, kad būtų suvaržytas išilginių plyšių atidarymas ir pan., yra pagrindiniai veiksniai, kurie kontroliuoja tempiamojo sustandėjimo efektą. Paskelbti *Broms & Lutz* (1965) bandymų duomenys pagrindžia šį teiginį. *Otsuka & Ozaka* (1992) taip pat nustatė, kad armatūros ir betono kontakto zonos standumas didėja, mažinant atstumą tarp strypų. Tolimesni tyrimai reikalingi tempiamojo sustandėjimo efektui elementuose, armuotuose greta vienas kito išdėstytais strypais, ištirti.

4. Tempiamojo sustandėjimo modeliavimas būtinai turi būti atliekamas atsižvelgiant į betono traukumą. Lyginant 2.3 ir 2.4 lentelių duomenis galima pastebėti, kad neatitikimų sklaida (reprezentuojama prognozavimo intervalų pločio) sumažėjo beveik 25 %, kai traukumas buvo įvertintas tiesiogiai, t. y. išskirtas iš tempiamojo sustandėjimo modelio. Be to, tiesioginis traukumo vertinimas (eliminavimas) mažina „neigiamas“ tempiamojo sustandėjimo įtempių dalis (2.3e pav.), kurios netiesiogiai vertinant traukumą paprastai ignoruojamos kaip nepatenkančios į leidžiamų įtempių reikšmių sritį (2.1b pav.). Taip neprarandant papildomos informacijos didinamas modeliavimo patikimumas.

Pagal siūlomą metodiką elemento deformacijos vertinamos taikant *Monte Karlo* principais paremtą stochastinio modeliavimo metodiką. Tempiamojo sustandėjimo efektas įvertintas *a priori* tikimybiniais įtempių pasiskirstymais, siejamais su armatūros deformacijomis. Siūloma metodologija leidžia ne tik nustatyti vidutines deformacijas, bet ir apibrėžti būdingųjų (50 ir 95%) prognozavimo intervalų ribas. Nepaprastai didelė deterministinio modeliavimo neatitikimų sklaida (2.7 ir 2.8 pav.) charakterizuoja reikšmingą stochastinio armuoto betono pleišėjimo proceso neapibrėžtį.

2.5. Antrojo skyriaus išvados

1. Remiantis daugiau nei 300 tempiamųjų elementų bandymų rezultatais, surinktais atsižvelgiant į jų statistinio suderinamumo sąlygą, buvo pasiūlyti alternatyvūs (skirtingo sudėtingumo) tempiamojo sustandėjimo modeliai.

Statistinė analizė parodė, kad armatūros strypo skersmuo, armatūros ir betono deformacijų modulių santykis, armavimo koeficientas, betono stipris bei armatūros strypų skaičius skerspjūvyje turi statistiškai reikšmingą įtaką tempiamojo sustandėjimo reiškiniui. Skirtingai nuo bendrosios projektavimo ir mokslinių tyrimų praktikos, vertinant trumpalaikės apkrovos sukeltą įtempių ir deformacijų būvį, atsižvelgta į ilgalaikius procesus – traukumą bei valkšnumą, pasireiškusius betone iki mechaninės apkrovos.

2. Betono traukumo vertinimas yra ypač svarbus siekiant užtikrinti modeliavimo adekvatumą. Modeliavimo rezultatų sklaida buvo sumažinta beveik 25 %, kai traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikiai buvo vertinami kaip du atskiri modelio komponentai.
3. Didesnis glaudžiai išdėstytų strypų skaičius skerspjūvyje gali padidinti supleišėjusio elemento standumą – liekamasis sustandėjimo poveikis yra beveik pastovus ir sudaro maždaug 50 % nesupleišėjusio elemento standumo reikšmės. Tokius standumo pokyčius lemia betono apspaudimas dėl radialinių įtempių, atsirandančių betono ir armatūros strypų sąveikos zonoje. Jie gali pasireikšti elementuose, kuriuose atstumas tarp strypų neviršija „efektyvus“ betono zonos didžio.
4. Siūloma modeliavimo metodika yra naudinga prognozuojant armuoto betono elementų deformacijas. Taikant šią metodiką įmanoma nustatyti ne tik vidutines deformacijas, bet ir įvertinti charakteringas (50 ir 95 %) prognozavimo ribas, kurios yra labai svarbios vertinant skaičiavimo rezultatų patikimumą.

Stochastinio modeliavimo metodikos pritaikomumo analizė

Siekiant įvertinti siūlomos stochastinio modeliavimo metodikos tinkamumą ir pritaikymo galimybes, 2 skyriuje sukurti alternatyvūs tempiamojo sustandėjimo modeliai pritaikyti armuoto betono elementų deformacijoms apskaičiuoti bei įvertintas jų adekvatumas lyginant su fizikinio bandymo rezultatais. Siūlomas modeliavimo būdas šiame skyriuje pritaikytas deformacijų analizei, esant kombinuotam lenkimo ir tempimo poveikiui. Kartu su bendraautoriais skyriaus tematika pasitelbti du autoriaus straipsniai – Gribniak *et al.* (2015b, 2016b).

3.1. Modeliavimo principai

Armuto betono konstrukcijų projektavimas atsižvelgiant į jų tinkamumo sąlygas yra vienas sudėtingiausių inžinerinės praktikos uždavinių dėl betono pleišėjimo mechanizmo, aptartų šio disertacinio darbo 1 skyriuje, sudėtingumo (Gilbert & Ranzi 2011). Armuto betono elementų deformacijų pobūdis yra ryškiai netiesini, todėl sunkiai prognozuojamas (Gribniak *et al.* 2013a, Gribniak & Kaklauskas 2014). Šio disertacinio darbo 2 skyriuje parodyta, kad tempiamojo sustandėjimo (angl. *tension-stiffening*) modelis yra vienas svarbiausių armuto betono

konstrukcijų tinkamumo skaitinės analizės algoritmų dalių – nuo šio modelio parametrų adekvatumo tiesiogiai priklauso prognozuojamų konstrukcijos savybių patikimumas. Stochastinis (atsitiktinis) betono pleišėjimo pobūdis lemia tinkamumo parametrų sklaidą, mažinant teorinių ir skaitinių prognozių patikimumą. Tai apsunkina teorinių modelių kūrimą bei siaurina jų adekvataus taikymo ribas; neįmanoma tiksliai nustatyti (išreikšti) tam tikros reakcijos tikimybės.

Dauguma atliktų tyrimų (Tuutti 1982, Liu & Shi 2012, Pan & Lu 2012, Shafei *et al.* 2013) skirti eksploatacijos trukmės stochastiniam modeliavimui, susijusiam su ilgalaikiais (daugiausia korozijos sukeltais) poveikiais. Šiame disertaciniame darbe stochastiniai metodai taikomi trumpalaikę apkrova paveiktų armuoto betono elementų deformacijoms nustatyti. Analizė atliekama *Monte Karlo* (MK) stochastinio imitavimo metodu – kuriamas didelis elemento reakcijų rinkinys statistiniam šių rezultatų tikimybių pasiskirstymui vertinti. Nagrinėjami dviejų tipų neapibrėžtumai. Pirmasis neapibrėžtumo tipas susijęs su medžiagų savybių (tempiamojo sustandėjimo) sklaida, o antrasis neapibrėžtumo tipas atsiranda dėl konstrukcijos parametrų pokyčių. Nors tarpusavyje susiję, šie neapibrėžtumų tipai atsiranda dėl skirtingų priežasčių (Borosnyói 2014). Derindamas šiuos du neapibrėžtumo tipus, autorius nagrinėja dvi tikimybių pasiskirstymo modeliavimo galimybes: 1) *a priori* – disertacinio darbo 2 skyriuje siūlomas tempiamojo sustandėjimo modelis; 2) *a posteriori* – empirinė tikimybinio pasiskirstymo funkcija, nusakanti deformacijų pokyčius. Siūlomą stochastinio modeliavimo algoritmą taip pat sudaro du etapai. Pirmame etape, taikant MK metodą, kuriami tempiamojo sustandėjimo modeliai, kurių parametrų pokyčiai siejami su *a priori* tikimybės pasiskirstymu. Kaskart apskaičiuojamos elemento deformacijos. Remiantis sugeneruotų reakcijų rinkiniu, antrame modeliavimo etape įvertinamas (naudojant šio disertacinio darbo 2.3.2 skyrelyje aprašytą procedūrą) nagrinėjamo elemento reakcijos (deformacijų) *a posteriori* tikimybinis pasiskirstymas. Šie stochastinio imitavimo principai leidžia prognozuoti ne tik vidutinės elemento deformacijas, bet ir įvertinti šių prognozių variacijos (patikimumo) ribas.

Suvaržyto betono traukumo įtakos armuoto betono elemento tinkamumo savybėms vertinimas – kitas svarbus šių tyrimų aspektas. Net ir pirmojo konstrukcijos apkrovimo metu betono traukumo deformacijos neretai viršija betono pleišėjimo deformacijas (Kaklauskas *et al.* 2009a, Kaklauskas & Gribniak 2011, Gribniak *et al.* 2013b). Traukumo suvaržymai sukelia tempimo įtempius betone, taip mažinant jo atsparumą pleišėjimui (Bischoff 2008, Scanlon & Bischoff 2008). Skaičiavimo modeliuose suvaržyto traukumo reiškiniai gali būti vertinami dviem skirtingais būdais: 1) *tiesiogiai* traukumas modeliuojamas taikant papildomą deformaciją arba *fiktyvią* išorinę jėgą, naudojant medžiagų modifikuotus modelius (laikant medžiagas besitraukiančiais); 2) *netiesiogiai* traukumas modeliuojamas taikant susitraukusių medžiagų modelius (gautus pagal fizikinių eksperimentų duomenis). Pastaroji koncepcija plačiai taikoma inžinerinėje praktikoje.

Šiame skyriuje vertinamas siūlomos stochastinio modeliavimo metodikos pritaikomumas. Tikimybių dėsniais grįsti tempiamojo sustandėjimo modeliai taikomi armuoto betono elementų, paveiktų ašinės jėgos bei lenkimo momento poveikių deriniais, deformacijoms įvertinti. Analizuojant bandymų duomenis, nenaudotus modeliams kurti, siekiama nustatyti modelį, kuris užtikrintų geriausią modeliavimo rezultatų atitiktį fizikinių eksperimentų duomenims. Analizuojamas armatūros strypų išdėstymo poveikis deformacijų nustatymo rezultatų kokybei. Sluoksniuoto skerspjuvio modelis pritaikytas deformacijų skaičiavimui, taikant MK imitavimo metodą, paspartinti. Skaičiavimo algoritmas modifikuotas, siekiant įvertinti ašinės jėgos ir lenkimo momento kombinuotą poveikį bei atsižvelgti į suvaržyto traukumą bei lydinį jį valkšnumą.

3.1.1. Modifikuotas sluoksniuotojo skerspjuvio modelis

Nagrinėjamas armuoto betono elementas, veikiamas išoriniu lenkimo momentu M_{ext} bei ašine jėga N_{ext} . Nagrinėjamas skerspjuvis parodytas 3.1a paveiksle. Kaip parodyta 3.1b paveiksle, skerspjuvis sudalytas į n horizontalius sluoksnius – kiekvienas jų atitinka armatūrą arba betoną. Visi sluoksniai yra vienodo pločio. Armatūros sluoksnio storis nustatomas pagal esamą armatūros plotą. Laikoma, kad deformacijos skerspjuvyje pasiskirsto tiesiškai, t. y. praslydimas tarp sluoksnių neįmanomas. Deformacijų (ilinkių) nustatymo problemos sprendimas reikalauja pasirinkti medžiagų (betono ir armatūros) modelius. Kreivis κ bei i -tojo sluoksnio deformacija ε_i (3.1d pav.) apskaičiuojami pagal šias formules:

$$\kappa = \frac{M_{ext} + N_{ext}(y_N - y_{rc}) + N_{cs}(y_c - y_{rc})}{[EI]_{rc}}, \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_i = \kappa(y_i - y_{rc}) + \frac{N_{ext} + N_{cs}}{[EA]_{rc}}, \quad (3.2)$$

čia

$$y_{rc} = \frac{[ES]_{rc}}{[EA]_{rc}}, \quad y_c = \frac{[ES]_c}{[EA]_c}, \quad (3.3)$$

$$\begin{aligned} [EA]_{rc} &= b \sum_{i=1}^n t_i E'_i; & [ES]_{rc} &= b \sum_{i=1}^n y_i t_i E'_i; \\ [EI]_{rc} &= b \sum_{i=1}^n \left\{ \frac{t_i^2}{12} + (y_i - y_{rc})^2 \right\} t_i E'_i; & (3.4) \\ [EA]_c &= b \sum_{i=1}^n t_i k_i E'_i; & [ES]_c &= b \sum_{i=1}^n y_i t_i k_i E'_i, \end{aligned}$$

čia $[EA]_{rc}$, $[ES]_{rc}$ ir $[EI]_{rc}$ – armuoto skerspjuvio ašinis standis, skerspjuvio statinio momento ir tamprumo modulio sandauga bei lenkiamasis standis; $[EA]_c$ ir $[ES]_c$ – atitinkami betoninio skerspjuvio (nevertinant armatūros) parametrai; k_i – medžiagos koeficientas (betonui ir armatūrai atitinkamai lygus 1 ir 0); E'_i – medžiagos kirstinis deformacijų modulis (nustatomas pagal pasirinktus medžiagų modelius); y_{rc} ir y_c – armuoto bei paprasto betoninio skerspjuvio svorio centrų koordinatės. Kiti parametrai apibūdinti 3.1a ir 3.1b paveiksluose.

3.1 pav. Sluoksniuoto skerspjūvio modelis: a) armuoto betono skerspjūvis;

b) skerspjūvio modelis; c) faktinis įtempių pasiskirstymas skerspjūvyje;

d) sumodeliuotos sluoksnių deformacijos; e) atitinkamas įtempių pasiskirstymas

Fig. 3.1. Layered section model: a) RC section; b) section model; c) actual distribution of stresses; d) predicted strains; e) the corresponding stress distribution

Fiktyvios (betono traukumo sukeltos) ašinės jėgos N_{cs} modeliavimo koncepcija pateikta 2.1.2 skyrelyje. Pagal priimtus medžiagų modelius (pvz., 2.1b pav.) ir nustatytas deformacijas ε_i apskaičiuojami įtempiai σ_i . Jie nustatomi priartėjimo būdu, kiekviename skaičiavimo žingsnyje siekiant užtikrinti išorinių bei vidinių įrąžų pusiausvyrą. Faktinių ir sluoksniuotame skerspjūvyje apskaičiuotų įtempių pasiskirstymo pavyzdžiai pateikti 3.1c, 3.1d ir 3.1e paveiksluose.

3.1.2. Betono traukumo ir valkšnumo poveikio modeliavimas

Kaip minėta 2.1.2 skyrelyje, šiame disertaciniame darbe betono traukumas simuliuojamas taikant *fiktyvios* jėgos N_{cs} modeliavimo koncepciją. Pridėjus šią jėgą betoninio skerspjūvio centre, gaunamas armuoto skerspjūvio suvaržyto betono traukumo (1.11b pav.) ekvivalentinis efektas. Apibendrinus (2.6) formulę, N_{cs} jėgą galima išreikšti taip (Kaklauskas & Gribniak 2011):

$$N_{cs} = \varepsilon_{cs}^* [EA]_c. \quad (3.5)$$

Betoninio skerspjūvio ašinis standis $[EA]_c$ apskaičiuojamas pagal (3.4) formulę. *Ekvivalentinė* betono traukumo deformacija ε_{cs}^* taikoma valkšnumo deformacijų komponentės poveikiui (1.11b pav.) įvertinti. Kitaip sakant, faktinė betono traukumo deformacija ε_{cs} mažinama siekiant ilgalaikius poveikius sumodeliuoti kaip nuolatinę deformaciją. Ekvivalentinė deformacija ε_{cs}^* apskaičiuojama siekiant užtikrinti tas pačias armatūros deformacijas, kurios apskaičiuojamos vertinant betono valkšnumo deformacijas kartu su traukumu ε_{cs} . Nesupleišėjusiam betone ši sąlyga išreiškiama analitiškai (Kaklauskas *et al.* 2009a):

$$\varepsilon_{cs}^* = \varepsilon_{cs}(t) \frac{1+n_c p}{1+n_c(t)p}, \quad (3.6)$$

$$p = \frac{A_s}{A_c}; \quad n_c = \frac{E_s}{E_c}; \quad n_c(t) = \frac{E_s}{E_c(t)}; \quad E_c(t) = \frac{E_c}{1+\varphi},$$

čia p – armavimo koeficientas; A_c ir E_c – betono skerspjūvio plotas ir tamprumo modulis; A_s ir E_s – tie patys armatūros parametrai; n_c ir $n_c(t)$ – trumpalaikis ir

ilgalaikis deformacijų modulių santykiai; $E_c(t)$ – betono deformacijų modulis, vertinantis valkšnumo deformacijas; φ – betono valkšnumo koeficientas; $\varepsilon_{cs}(t)$ – laisvojo traukumo deformacija t laikui. Nesimetriškai armuotame skerspjuvyje ekvivalentinė deformacija ε_{cs}^* nustatoma iš sąlygos (Kaklauskas *et al.* 2009a):

$$\varepsilon_{cs}^* = \varepsilon_{cs}(t) \frac{\varepsilon_{s1,cs}(t)}{\varepsilon_{s1,cs}}, \quad (3.7)$$

čia $\varepsilon_{s1,cs}(t)$ ir $\varepsilon_{s1,cs}$ – labiausiai dėl traukumo poveikio įtempto armatūros sluoksnio deformacijos apskaičiuotos vertinant arba ignoruojant betono valkšnumą.

3.1.3. Rezultatų neapibrėžtumo vertinimas

Šis disertacinis darbas paremtas vidutinio pleišėjimo koncepcija bei tempiamojo betono tempiamojo sustandėjimo modeliu. Tokiu būdu įtempius tempiamajame betone sudaro tempiamojo sustandėjimo (angl. *tension-stiffening*) ir tempiamojo suminkštėjimo (angl. *tension-softening*) komponentės. Supaprastintai ši įtempių kombinacija vadinama tempiamojo sustandėjimo įtempais. Atliekant skaitinį modeliavimą taikomi aštuoni stochastiniai įvairaus sudėtingumo tempiamojo sustandėjimo modeliai (gauti šio darbo 2 skyriuje). Kiekvieną šių modelių sudaro deterministinė ir stochastinė komponentės. Ištisa juoda linija 2.1b paveiksle rodo idealizuotą deterministinės modelio komponentės formą; (2.14) formulė pateikia atitinkamą matematinę išraišką. Modelių koeficientai pateikti 2.2 lentelėje.

Šio disertacinio darbo 2 skyriuje atlikta analizė parodė, kad koeficientas k_1 (2.1b pav.), nusakantis tempiamojo sustandėjimo mažėjimą ankstyvojoje pleišėjimo stadijoje, priklauso nuo armavimo strypų skaičiaus N_b . (Tiksliau sakant, šis koeficientas priklauso nuo strypų skersmens ir atstumo tarp strypų santykio.) Koeficiento k_1 priklausomybės nuo armavimo parametro C_p , išreikšto (2.15) formule, pateiktos 2.2 lentelėje.

Kaip parodyta 2.2 lentelėje, nagrinėjami keturi alternatyvūs modelių tipai: paprasčiausieji, paprastieji, vidutinio sudėtingumo ir sudėtingieji. Koeficientai k_1 ir k_2 siūlomi dviem atvejams – kai suvaržyto betono traukumas ignoruojamas (tiksliau sakant, medžiagų modelyje vertinamas netiesiogiai) arba išskiriamas iš tempiamojo sustandėjimo modelio. Toks modelis vadinamas *laisvu nuo traukumo*. Taikant tokius modelius, būtina papildomai atsižvelgti į traukumą, kaip aprašyta 3.1.2 skyrelyje.

Svarbu paminėti, kad tempiamojo sustandėjimo modeliai (2.2 lentelė) galioja, kol armatūroje nepasireiškia takumo deformacijos. Armatūros plieno takumas pasireiškia viename skerspjuvyje, dėl to vyksta įtempių relaksacija kitose elemento zonose: vidutinio pleišėjimo koncepcija nėra tinkama šiems procesams apibūdinti.

Kaip parodyta 2 skyriuje, beveik pusė statistinės informacijos gali būti prarasta taikant deterministinius modelius. Siekiant pagerinti prognozių kokybę, sukurta modeliavimo procedūra grindžiama *Monte Karlo* imitavimo principais bei

stochastinių korekcinų koeficientų taikymu. Koeficientams apibūdinti naudojami penki charakteringieji taškai, susiję su specifiniais kumuliacinės tikimybės lygiais: 0,025, 0,25, 0,50, 0,75 ir 0,975. Šių koeficientų taikymo principai aprašyti 2 skyriuje. Atitinkami korekcijos koeficientai (tempimo įtempių santykiai σ_{ct} / f_{ct} susieti su santykinėmis deformacijomis β) pateikti 2.3 ir 2.4 lentelėse.

Armuoto betono elemento deformacijos nustatomos pagal *Monte Karlo* principus, t. y. besikartojančių imitavimų seką. Kiekvieno modeliavimo i metu rezultatas (3.1.1 skirius) apskaičiuojamas naudojant deterministinį tempiamojo sustandėjimo modelį, sudarytą pagal 2.2 lentelės duomenis, bei atitinkamus stochastinius korekcijos koeficientus (2.3 ir 2.4 lentelės). Skaičiuojant pagal (2.16) formulę, tikimybių pasiskirstymo funkcijos (pvz., 2.9 pav.) reikšmės siejamos su generuotais atsitiktiniais dydžiais x_i . Kiekvienai santykinę deformacijai $\beta (= \varepsilon_{ct} / \varepsilon_{cr})$ bei atitinkamiems charakteringiems taškams (2.3 ir 2.4 lentelės) nustatomi stochastiniai korekcijos koeficientai. Jie apskaičiuojami tarpusavyje asocijuojant skaičius c_i , žr. (2.16) formulę, ir kumuliacinę tikimybę naudojant tiesinę interpoliaciją (šis procesas yra priešingos krypties, nei rodo pilkos rodyklės 2.9 pav.). Tokiu būdu kiekvienas korekcijos koeficientas verčiamas atsitiktiniu dydžiu, atitinkančiu *a priori* tikimybės pasiskirstymą (t. y. kumuliacinę tikimybių pasiskirstymo funkciją).

Kiekviename *Monte Karlo* modeliavimo etape nustatomi deterministiniai tempiamojo sustandėjimo įtempiai bei generuojamas atitinkamas korekcijos koeficientų rinkinys. Galutinių įtempių, susijusių su atitinkama santykinę deformacija β , reikšmė nustatoma kaip deterministinės komponentės, nustatytos pagal (2.14) formulę, bei stochastinės komponentės (2.3 ir 2.4 lentelės) suma. Jei galutinė įtempių reikšmė viršija leidžiamąsias įtempių zonos ribas (2.1b pav.), modeliuoti naudojamos ribinės įtempių vertės (0 arba f_{ct}), t. y. sugeneruoti įtempiai negali viršyti betono teorinio tempiamojo stiprio f_{ct} arba būti mažesni už 0. Galimų rezultatų *a posteriori* tikimybių pasiskirstymo statistiniai parametrai, susiję su elemento deformacijomis, vertinami remiantis sugeneruotomis deformacijomis, taikant panašią į procedūrą aprašytą šio disertacinio darbo 2 skyriuje metodiką.

Elemento reakcija vertinama naudojant empirinę kumuliacinę tikimybių pasiskirstymo funkciją, panašią į parodytą 2.9 paveiksle, kuri nustatoma pagal *Monte Karlo* imitavimo rezultatų r_i imtį, kurios dydis yra j . Kaip ir anksčiau, tikimybių pasiskirstymas apibūdinamas sudarant penkis charakteringus taškus, atitinkančius 0,025, 0,25, 0,5, 0,75 ir 0,975 kumuliacinę tikimybę. Priklausomai nuo tikimybių pasiskirstymo formos (A priedas), taikomi du skirtingi elemento reakcijos vertinimo būdai. Jei tikimybių pasiskirstymas laikomas normaliuoju, charakteringieji taškai siejami su aritmetiniu vidurkiu m_r ir 50 % bei 95 % prognozavimo ribomis (procentiliais), apibūdinamais standartiniu nuokrypiu s_r :

$$50 \%: m_r \pm 0,67 \cdot s_r \sqrt{1 + \frac{1}{j}}, \quad 95 \%: m_r \pm 1,96 \cdot s_r \sqrt{1 + \frac{1}{j}}. \quad (3.8)$$

Šios prognozavimo ribos apibūdina intervalus, į kuriuos, tikėtina, pateks 50 % arba 95 % atsako $R = \{r_j\}$ prognozių. Pateikta analizė grindžiama *Monte Karlo* imitavimo principais, kurie potencialiai leidžia sugeneruoti didelį elemento reakcijų skaičių ($j > 100$). Todėl vietoj atitinkamų *Stjudento* pasiskirstymo kvantilių (3.8) formulėje taikomi apytiksliai koeficientai (0,67 ir 1,96). Ši aproksimacija priimtina, kai imties elementų skaičius j viršija 30 (Walpole *et al.* 2012).

Jei tikimybių pasiskirstymas skiriasi nuo normaliojo, trys (vidiniai) charakteringieji taškai siejami su pasiskirstymo mediana (Me) bei pirmuoju (Q_I) ir trečiuoju (Q_{III}) kvartiliais. *Tukey* (1977) įrodė, kad bet kokia reikšmė, patenkanti už kvartilio ribų (t. y. esanti didesnė už Q_{III} arba mažesnė už Q_I) 1,5 kvartilinio atstumo ($Q_{III} - Q_I$) nutolusi nuo atitinkamo kvartilio, turėtų būti klasifikuojama kaip išskirtis (angl. *outlier*). Šios ribos vadinamos vidinėmis ribomis (angl. *inner fences*). Atitinkamos kraštutinės imties reikšmės, dar patenkančios į minėtą intervalą (esančios arčiausiai vidinių ribų), vadinamos gretimomis imties reikšmėmis (angl. *adjacent sample values*). Pasak *Hogg & Tanis* (1997), apatinės ir viršutinės gretimos imties reikšmės (LAV ir UAV) turėtų būti laikomos likusių dviejų (išorinių) charakteringųjų taškų atitikmenimis, atitinkančiais 0,025 ir 0,975 prognozavimo tikimybę (2.9 pav.). Taip sudaromas neparametrinio tikimybinių pasiskirstymo charakteringųjų taškų intervalas:

$$\{LAV; Q_I; Me; Q_{III}; UAV\}. \quad (3.9)$$

3.2. Deformacijų nustatymas

Siūlomi stochastinio imitavimo principai taikomi analizuojant eksperimentinius duomenis, kurie nėra susiję su tempiamojo sustandėjimo modelių kūrimu. Nagrinėjami elementai tempiamojo betono zonoje armuoti skirtingai išdėstytais strypais ir veikiami skirtingų kombinacijų ašinės tempimo jėgos bei lenkiamojo momento.

3.2.1. Bandinių charakteristikos

Į eksperimentinių duomenų bazę įtraukti šešių tempiamųjų elementų, kuriuose armavimo strypai išdėstyti skirtingai, bandymo rezultatai (Rostásy *et al.* 1976, Purrainer 2005, Gudonis *et al.* 2014). Taip pat nagrinėjami devynių sijų su skirtingai išdėstytais plieniniais strypais (Kaklauskas & Gribniak, 2011, Gribniak *et al.* 2010a) arba stiklo pluoštu armuotais polimeriniais (GFRP) strypais, išdėstytais skerspjuvio tempiamojoje zonoje, bandymų rezultatai (Gribniak *et al.* 2013c). Taip pat nagrinėjami trijų elementų su skirtingo armavimo paveikto lenkimo momento bei ašinės jėgos kombinacija rezultatai (Polak & Blackwell 1998). Pagrindiniai nagrinėjamų bandinių parametrai pateikti 3.1–3.3 lentelėse. Pirmieji trys šių lentelių stulpeliai nurodo bandinio numerį, eksperimentinių duomenų literatūros šaltinius bei elemento originalų žymėjimą. Kiti lentelėse pateikti parametrai:

skerspjūvio aukštis (h) ir plotis (b), efektyvus aukštis (d), atstumas nuo viršutinio skerspjūvio krašto ir viršutinės armatūros svorio centro (d'), elemento ilgis (L), tempiamųjų armatūros strypų skersmuo ($\varnothing$) ir jų skaičius (N_b), bendras tempiamosios (apatinės) armatūros plotas (A_s), bendras viršutinės armatūros plotas (A'_s), tempiamosios armatūros tamprumo modulis (E_s), armavimo koeficientas (p), betoninio $\varnothing 150 \times 300$ mm cilindro gniuždomasis stipris (f'_c), bandymo metu išmatuotos betono laisvojo traukumo deformacijos (ε_{cs}) bei armavimo koeficientas C_p , apskaičiuotas pagal (2.15) formulę. Medžiagos parametrai, kurie nebuvo nustatyti eksperimentiškai, tokie kaip tempiamojo betono stiprumas (f_{ct}) bei tamprumo modulis (E_c), valkšnumo koeficientas (φ) ir betono traukumo deformacija, buvo apskaičiuoti pagal formules, pateiktas *Model Code 2010* (fib, 2013). Nagrinėjami elementai lentelėse sugrupuoti pagal apkrovimo tipą, armavimo koeficientą p bei strypų skaičių N_b : 3.1 lentelėje pateikiami tempiamųjų elementų duomenys sugrupuoti pagal koeficientą p ; 3.2 ir 3.3 lentelėse pateikti lenkiamųjų elementų duomenys. Lenkimo bandiniai 11, 12 ir 18 buvo papildomai veikiami ašinės tempimo jėgos (su skirtingais jėgos ir lenkimo momento $\mathbf{N} / \mathbf{M}$ santykiais). Etaloniniai elementai (3.2 lentelė) turėjo laboratoriniams bandiniams įprastą armatūros išdėstymo schemą, t. y. armatūros strypai išdėstyti vienu sluoksniu su minimaliu leidžiamuoju apsauginio betono sluoksnio storio. Likusių alternatyvių elementų (3.3 lentelė) skerspjūvio tempiamoji zona buvo armuota palyginti dideliu strypų skaičiumi (N_b); strypai buvo išdėstyti keliais sluoksniais ir (arba) mažesniu efektyviu aukščiu d (t. y. padidintu apsauginio betono sluoksnio storio).

3.2.2. Deformacijų skaičiavimo rezultatai

Modifikuotas skerspjūvio modelis (3.1.1 skyrelis) panaudotas armuoto betono elementų, veikiamų įvairiomis ašinės jėgos bei lenkimo momento kombinacijomis, deformacijoms apskaičiuoti. Visais modeliavimo atvejais sluoksnių skaičius n buvo imtas vienodas ($n = 150$). Lenkiamieji elementai buvo modeliuojami dviem alternatyviais būdais. Elementų su laboratoriniams bandiniams įprasta (etalonine) armatūros išdėstymo tvarka (3.2 lentelė) deformacijos buvo nustatomos, priskiriant tempiamojo sustandėjimo modelius tempiamojo betono efektyviajam plotui, o likęs betonas buvo laikomas idealiai tampru. Tempiamasis betonas buvo laikomas visiškai suiręs įtempiams, jame pasiekus betono tempiamojo stiprio ribą, o gniuždomosios zonos betono netiesinės deformacijos nebuvo modeliuojamos. Efektyvios betono zonos plotui nustatyti buvo taikomas *Model Code 2010* (MC 2010) modelis. Alternatyvų elementų, kurių strypai buvo laboratoriniams bandiniams nebūdingai pasiskirstę (3.3 lentelė), deformacijos buvo skaičiuojamos priskiriant tempiamojo sustandėjimo modelį arba efektyviam tempiamojo betono plotui, arba visam tempiamojo betono zonos plotui. Deformacijos nustatomos pagal *a priori* tikimybę (2 skyrius) pritaikant tam tikrus tempiamojo sustandėjimo modelius (2.3.1 skyrelis). Nagrinėjami pats paprasčiausias ir pats

sudėtingiausias modeliai. Traukumas buvo imituojamas tiesiogiai (3.1.2 skyrelis) arba netiesiogiai. Modeliavimo rezultatai pateikti 3.2–3.5 paveiksluose.

3.1 lentelė. Tempiamųjų elementų pagrindiniai eksperimentiniai parametrai

Table 3.1. Main characteristics of the experimental ties

Nr.	Literatūros šaltinis	Bandinys	h	b	d	d'	L	$\varnothing$	N_b	A_s	A_s'	E_s	p	f_c	ε_{cs}	C_p	N/M
			mm							mm ²	GPa	%	MPa	μm/m	–	m ⁻¹	
1.	<i>Rostásy et al. (1976)</i>	<i>V1</i>	300	500	270	30	6000	6	20	283	283	209	0,38	13,9	–	14,4	–
2.	<i>Rostásy et al. (1976)</i>	<i>V4</i>	300	500	270	30	6000	8	30	754	754	206	1,02	13,9	–	8,8	–
3.	<i>Gudonis et al. (2014)</i>	<i>DT-14</i>	100	100	50	–	1500	12	1	113	–	190	1,13	31,3	–357	8,3	–
4.	<i>Gudonis et al. (2014)</i>	<i>D14-2</i>	100	100	50	–	1000	14	1	154	–	185	1,54	50,1	–253	7,1	–
5.	<i>Purainer (2005)</i>	<i>ESS-1D</i>	100	1000	85	15	1500	10	20	785	785	196	1,57	24,4	–	7,0	–
6.	<i>Gudonis et al. (2014)</i>	<i>T-1</i>	80	80	40	–	1000	12	1	113	–	190	1,77	43,7	–389	6,6	–

3.2 lentelė. Etaloninių elementų pagrindiniai eksperimentiniai parametrai

Table 3.2. Main characteristics of the reference specimens

Nr.	Literatūros šaltinis	Bandinys	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>d'</i>	<i>L</i>	$\varnothing$	<i>N_b</i>	<i>A_s</i>	<i>A'_s</i>	<i>E_s</i>	<i>p</i>	<i>f_c</i>	<i>ε_{cs}</i>	<i>C_p</i>	N/M
			mm							mm ²	GPa	%	MPa	μm/m	–	m ⁻¹	
7.	<i>Kaklauskas & Gribniak (2011)</i>	<i>S3-2-3</i>	298	284	271	32	3280	10	3	232	57	210	0,30	50,9	–211	16,8	–
8.	<i>Gribniak et al. (2013c)</i>	<i>S2-3</i>	300	282	272	29	3280	14	3	466	57	211	0,61	48,1	–268	12,0	–
9.	<i>Kaklauskas & Gribniak (2011)</i>	<i>S1-3</i>	299	283	268	23	3280	18	3	755	57	207	0,99	48,2	–272	9,3	–
10.	<i>Gribniak et al. (2013c)</i>	<i>S2-4-1nm</i>	304	273	275	28	3280	12	4	452	57	64,4	0,60	47,2	–318	12,0	–
11.	<i>Polak & Blackwell (1998)</i>	<i>DB5</i>	300	500	270	30	2800	19.5	2	597	597	200	0,44	54,0	–	14,0	6
12.	<i>Polak & Blackwell (1998)</i>	<i>KB4</i>	250	500	213	37	2800	25.2	2	997	997	200	0,94	56,0	–	9,8	2

Pastabos: $p = A_s / (b \cdot d)$; nm žyma reiškia neplieninį (GFRP) armavimą.

3.3 lentelė. Alternatyvių elementų pagrindiniai eksperimentiniai parametrai

Table 3.3. Main characteristics of alternative specimens

Nr.	Literatūros šaltinis	Bandinys	h	b	d	d'	L	$\varnothing$	N_b	A_s	A_s'	E_s	p	f_c'	ε_{cs}	C_p	N/M
			mm							mm ²	GPa	%	MPa	μm/m	—	m ⁻¹	
13.	<i>Gribniak et al. (2010a)</i>	<i>S3-1-1</i>	305	280	271	39	3280	6	8	228	57	223	0,30	47,8	–231	17,2	—
14.	<i>Gribniak et al. (2013c)</i>	<i>S2-1</i>	301	279	254	30	3280	6	15	430	57	223	0,61	49,4	–241	12,4	—
15.	<i>Gribniak et al. (2010a)</i>	<i>S1-1</i>	299	282	248	25	3280	10	9	696	57	210	1,00	49,7	–229	9,6	—
16.	<i>Gribniak et al. (2013c)</i>	<i>S2-5nm</i>	302	276	246	26	3280	8	9	452	57	64.4	0,67	56,0	–379	12,0	—
17.	<i>Gribniak et al. (2013c)</i>	<i>S2-6nm</i>	303	273	243	29	3280	16	2	402	57	64.4	0,61	56,0	–379	12,7	—
18.	<i>Polak & Blackwell (1998)</i>	<i>KB1</i>	250	500	213	37	2800	11.3	10	1000	1000	200	0,94	50,0	—	9,8	4

Pastabos: $p = A_s / (b \cdot d)$; nm žyma reiškia neplieninį (GFRP) armavimą.

3.2 pav. Tempiamųjų elementų deformacijų modeliavimo rezultatai: iš kairės pirmame stulpelyje pateikti paprasčiausio etaloninio modelio skaičiavimo rezultatai; antrame – sudėtingo etaloninio modelio rezultatai; trečiame ir ketvirtame – paprasčiausio ir sudėtingo laisvų nuo traukumo modelių rezultatai. Pirmame stulpelyje taip pat parodyti nagrinėjamų elementų skerspjūviai

Fig. 3.2. Deformation modelling results of tensile elements: the first column diagrams correspond to the simplest reference model calculation results; the second column shows the results of the complex reference model; the third and fourth columns respectively show the diagrams corresponded to the simplest and complex free-of-shrinkage models. The first column also includes the cross-sections of the considered elements

3.3 pav. Etaloninių elementų (armavimo strypai išdėstyti vienu sluoksniu su minimaliu apsauginio sluoksnio storium) kreivio skaičiavimo rezultatai, kai tempiamojo sustandėjimo modelis priskiriamas efektyviam tempiamojo betono plotui: pirmame ir antrame stulpeliuose pateikti paprasčiausio ir sudėtingo etaloninių modelių rezultatai; trečiame ir ketvirtame – paprasčiausio ir sudėtingo laisvų nuo traukumo modelių rezultatai

Fig. 3.3. Curvature prediction results of the reference elements (reinforcement bars distributed in a single layer with minimal cover) relating the tension-stiffening models to the effective area of concrete: the first and second columns correspond to the calculation results by the simplest and complex reference models; the third and fourth columns show the diagrams calculated by the simplest and complex free-of-shrinkage models

3.4 pav. Alternatyvių elementų kreivio skaičiavimo rezultatai, kai tempiamojo sustandėjimo modelis priskiriamas efektyviam tempiamojo betono plotui: pirmame ir antrame stulpeliuose pateikti paprasčiausio ir sudėtingo etaloninių modelių rezultatai; trečiame ir ketvirtame – paprasčiausio ir sudėtingo laisvų nuo traukumo modelių rezultatai

Fig. 3.4. Curvature prediction results of the alternative elements relating the tension-stiffening models to the effective area of the concrete: the first and second columns correspond to the calculation results by the simplest and complex reference models; the third and fourth columns show the diagrams calculated by the simplest and complex free-of-shrinkage models

3.5 pav. Alternatyvių elementų kreivio skaičiavimo rezultatai, kai tempiamojo sustandėjimo modelis priskiriamas visam tempiamojo betono zonos plotui: pirmame ir antrame stulpeliuose pateikti paprasčiausio ir sudėtingo etaloninių modelių rezultatai; trečiame ir ketvirtame – paprasčiausio ir sudėtingo laisvų nuo traukumo modelių rezultatai

Fig. 3.5. Curvature prediction results of the alternative elements relating the tension-stiffening models to the total area of the tensile concrete: the first and second columns correspond to the calculation results by the simplest and complex reference models; the third and fourth columns show the diagrams calculated by the simplest and complex free-of-shrinkage models

A posteriori deformacijų tikimybiniai parametrai buvo įvertinti remiantis imituotais elementų atsakais r_i , taikant 3.1.3 skyrelyje aprašytą procedūrą. Kiekvienam stochastiniam tempiamojo sustandėjimo modeliui deformacijų reikšmių r_i serijos buvo generuojamos pagal *Monte Karlo* metodiką, kiekvienam nagrinėjam elementui deformacijos buvo apskaičiuotos 350 kartų.

3.3. Deformacijų skaičiavimo rezultatų aptarimas

Šiame darbe modeliavimo kokybė vertinama atsižvelgiant į du prognozavimo aspektus: *adekvatumą* ir *tikslumą* (arba *preciziškumą*). Modelio adekvatumą apibūdina vidutinės prognozės, t. y. labiausiai tikėtinos vertės (ir prognozavimo intervalo) konkretaus eksperimentinio taško atžvilgiu. Modelio adekvatumas išreiškiamas santykine prognozės paklaida (Gribniak & Kaklauskas 2014):

$$Er = \begin{cases} \Omega - 1, & \Omega \geq 1; \\ 1 - \Omega^{-1}, & \Omega < 1, \end{cases} \quad (3.10)$$

čia santykine prognozės paklaida Ω – apskaičiuotų ir eksperimentiškai nustatytų reikšmių (tempimo deformacijos arba elemento kreivis) santykis.

Modelio tikslumas apibūdinamas prognozavimo intervalų pločiu (Good & Hardin 2012). Tam tikrame apkrovos lygyje modelis laikomas tikslu, jei eksperimentinis taškas patenka į vidinį (50 %) prognozavimo intervalą. Modelio tikslumas laikomas pakankamu, jei eksperimentinis taškas patenka į išorinį (95 %) prognozavimo intervalą. Visais atvejais geresnėmis (saugesnėmis) laikomos pervertinamos deformacijų prognozės.

Deformacijų prognozės buvo analizuojamos esant tam tikrai etaloninei apkrovai, kuri buvo siejama su teoriškai apskaičiuojama ribine apkrova (kai įtempiai tempiamojoje armatūroje pasiekia sąlyginio takumo ribą). Visų tipų armatūros strypuose ši riba buvo laikoma lygi 500 MPa. Išsami šio aspekto analizė patekta Gribniak et al. (2013c) straipsnyje. Etalonišės apkrovos ašinė jėga N_{ser} ir lenkimo momentas M_{ser} (3.2–3.5 pav.) sudaro 55 % teorinės ribinės apkrovos.

Šio skyriaus diskusija padalyta į dvi dalis. Tempiamojo sustandėjimo modelių kokybė įvertinama 3.3.1 skyrelyje, atsižvelgiant į tempiamųjų elementų (3.2 pav.) ir etaloninių lenkiamųjų elementų (3.3 pav.) rezultatus. Diagramos, pateiktos 3.2 ir 3.3 paveiksluose rodo esminius skirtumus tarp modeliavimo rezultatų, todėl šių elementų rezultatai aptariami atskirai. Etaloninių ir alternatyvių elementų modeliavimo rezultatų skirtumai aptariami 3.3.2 skyrelyje.

3.3.1. Rezultatų kokybė

Nagrinėjant rezultatus, pateiktus 3.2 paveiksle, galima padaryti šias išvadas:

1. Tempiamojo sustandėjimo modelių sudėtingumo poveikis rezultatų kokybei nėra didelis, lyginti su betono traukumo modeliavimo būdu. Paprastų ir

sudėtingų tempiamojo sustandėjimo modelių prognozių tikslumas nesikeičia, kai traukumas vertinamas tais pačiais būdais.

2. Elementų su santykinai dideliu armavimo procentu ($>1\%$) deformacijų prognozių reikšmingi adekvatumo skirtumai pastebimi, kai į traukumą atsižvelgta skirtingais būdais. Etaloninių modelių (kuriuose betono traukumas vertinamas netiesiogiai) deformacijų reikšmės, atitinkančios pleišėjimo apkrovas, buvo apskaičiuotos reikšmingai mažesnės. Elementų *DT-14* ir *D14-2* deformacijos, atitinkančios eksploatacines (projektines) apkrovas, buvo įvertintos nepakankamai (prognozių skirtumas sudaro daugiau nei tris kartus). Prognozių adekvatumas pagerėjo, kai betono traukumas buvo vertintas tiesiogiai.
3. Modeliuojamų rezultatų sklaidos pokytis (modelio tikslumas), apibūdinamas prognozavimo intervalų pločiu, teigiamai koreliuoja su armatūros koeficiento ir strypų skaičiaus pokyčiais.

Siekiant įvertinti projektavimo galimybes, buvo apskaičiuotos santykinės paklaidos (3.10), esant projektinei apkrovai N_{ser} (3.2 pav.). Galima pastebėti, jog elemento *VI*, turinčio mažą armavimo kiekį ($p = 0,38\%$), apkrova N_{ser} labai artima pleišėjimo apkrovai. Kadangi tokiuose mažai armuotuosiuose elementuose deformacijos smarkiai didėjo iškart po pleišėjimo, atitinkamos prognozavimo paklaidos gali būti itin didelės. Todėl, siekiant užtikrinti statistinių išvadų patikimumą, bandinys *VI* nebuvo įtrauktas į lyginamąją analizę. Likusių elementų rezultatų analizė atskleidžia, jog:

1. Alternatyvieji (laisvieji nuo traukumo) modeliai (2.2 lentelė) pateikia tikslesnes deformacijų prognozes nei etaloniniai modeliai. Paprasčiausių ir sudėtingiausių etaloninių modelių labiausiai tikėtinos (vidutinės) paklaidos atitinkamai svyravo nuo -230% iki 1% ir nuo -333% iki -1% . Atitinkamos alternatyvių modelių paklaidos kito nuo -17% iki 1% ir nuo -39% iki -2% .
2. Projektuojant rekomenduojama imti paprasčiausio laisvo nuo traukumo tempiamojo sustandėjimo modelio apatinę (mažesnę) 50% prognozuojamą reikšmę (pirmąjį kvartilį). Toks modeliavimas užtikrins racionalią $2-22\%$ deformacijų prognozių atsargą.

Analizės rezultatai (3.3 pav.) pagrįsti tempiamojo sustandėjimo modeliais, susijusiais su efektyviuoju tempiamojo betono zonos plotu. Lyginant su 3.2 paveiksle pateiktais tempiamųjų elementų deformacijų prognozavimo rezultatais, lenkiamųjų elementų kreivio prognozių sklaida yra daug mažesnė – tai rodo prognozavimo intervalų susiaurėjimas. Šis faktas iš esmės yra sumažėjusios tempiamojo sustandėjimo įtakos lenkiamųjų elementų deformacijų modeliavimo rezultams pasekmė, nes akivaizdžiai sumažėjo efektyvusis tempiamojo betono plotas. Šio ploto nustatymo principus apibūdina modeliavimo koncepcija, pateikta *Model Code 2010* (fib 2013). Ši koncepcija buvo sukurta gelžbetoninių elementų pleišėjimui įvertinti eksploatacijos sąlygomis (Balázs *et al.* 2013). Būtent todėl paklaidų (3.10) analizės rezultatai, veikiant projektinei apkrovai M_{ser} , yra svarbūs.

Lenkiamasis elementas *S3-2-3* nebuvo nagrinėjamas dėl tos pačios priežasties kaip ir anksčiau atmetamas tempiamasis elementas *V1*. Likusių elementų projektines apkrovas atitinkančių deformacijų analizės rezultatai yra šie:

1. Kaip ir modeliuojant tempiamuosius elementus, tempiamojo sustandėjimo modelių sudėtingumo laipsnis praktiškai neveikia deformacijų prognozavimo kokybės. Paprasčiausių ir sudėtingiausių modelių prognozių kokybė yra tarpusavyje labai panaši, kai į traukumą buvo atsižvelgta tais pačiais būdais.
2. Nors etaloniniai tempiamojo sustandėjimo modeliai gebėjo realistiškai atkartoti eksperimentinių diagramų formą ankstyvojo pleišėjimo stadijoje, etaloninių ir alternatyvių (laisvųjų nuo traukumo) modelių prognozių adekvatumo skirtumai nėra statistiškai reikšmingi. Paprasčiausių ir sudėtingiausių tempiamųjų sustandėjimo etaloninių modelių labiausiai tikėtinos (vidutinės) paklaidos svyravo nuo –8 % iki 27 % ir nuo –10 % iki 15 %. Atitinkamos alternatyvių modelių paklaidos svyravo nuo 3 % iki 32 % ir nuo 2 % iki 27 %.
3. Kaip ir tempiamiesiems elementams, projektavimo tikslais rekomenduojama naudoti paprasčiausių laisvojo nuo traukumo tempiamojo sustandėjimo modelio apatinę (mažesnę) 50 % prognozių reikšmę. Toks modeliavimas užtikrins racionalią prognozių atsargą su 6–36 % deformacijų pervertinimu.
4. Atsižvelgiant į tikslumą, pažymėtina, jog 95 % prognozavimo intervalo pločiai svyravo 14–47 %, kai tempiamųjų elementų šie pločiai svyravo nuo 32 % (elementas *V4*, 3.2 pav.) iki daugiau nei 500 % (elementai *DT-14* ir *D14-2*).

Galima pastebėti (3.2 ir 3.3 pav.), kad kai kuriais atvejais rezultatų tikslumas nėra pakankamas. Padidėjęs neapibrėžtumas dažniausiai pastebimas mažai ar muotuosiuose elementuose ankstyvosiose pleišėjimo stadijose. Tokiuose elementuose skirtumai tarp pleišėjimo ir eksploatacinių apkrovų yra labai maži. Analizė rodo, jog būtina ypač atidžiai projektuoti elementus, kurių armavimo koeficientas p mažesnis nei 0,4 %. Tai galioja tiek tempiamiesiems, tiek lenkiamiesiems elementams. Skaiciavimo prognozių kokybė didėja didėjant armavimo koeficientui. Pasirinktų sijų su skirtingais armavimo rodikliais (3.2 lentelė) prognozių skirtumai parodyti 3.4 lentelėje, pateikiant kreivio prognozių, atitinkančių eksploatacines apkrovas, statistinius parametrus; 3.4 lentelėje Er – santykinę paklaidą (3.10), Δ_{50} ir Δ_{95} – atitinkamai 50 % ir 95 % prognozavimo intervalų pločius (apskaičiuojamus kaip atitinkamų ribinių paklaidų skirtumus).

3.4 lentelė. Pasirinktų sijų kreivio prognozių statistiniai parametrai, %

Table 3.4. Statistical parameters of the curvature predictions of selected beams, %

Elementas	Etaloninis						Laisvas nuo traukumo					
	Paprasčiausias			Sudėtingas			Paprasčiausias			Sudėtingas		
	Er	Δ_{50}	Δ_{95}	Er	Δ_{50}	Δ_{95}	Er	Δ_{50}	Δ_{95}	Er	Δ_{50}	Δ_{95}
<i>S3-2-3</i>	192	103	526	130	62	444	333	131	384	284	134	366
<i>S2-3</i>	0	11	36	–2	10	31	17	8	30	16	10	29
<i>S1-3</i>	–8	5	20	–10	6	18	3	5	14	2	5	14

3.3.2. Strypų išdėstymo įtaka modeliavimo adekvatumui

Šiame skyrelyje nagrinėjami bandiniai (3.3 lentelė), atrinkti iš tų pačių eksperimentinių programų kaip ir elementai, aprašyti 3.3.1.2 poskyryje (3.2 lentelė). Vienintelis skirtumas tarp šių dviejų grupių yra tas, jog alternatyvūs elementai turėjo arba padidintą apsauginio betono sluoksnio storį, arba tempiamieji armatūros strypai skerspjūvyje buvo išdėstyti keliais sluoksniais. Aptariami bandiniai suskirstyti į tris grupes pagal armavimo koeficientą p : 1) 0,3–0,4 %; 2) 0,6–0,7 %; 3) $\approx 1,0$ %.

Modeliavimo rezultatai (momento ir kreivio diagramos), kai tempiamojo sustandėjimo modelis buvo priskirtas efektyviajam tempiamojo betono plotui, pateikti 3.4 paveiksle. Galima pastebėti, jog visi tempiamojo sustandėjimo modeliai pervertina eksperimentiškai gautas deformacijas. Ypač reikšmingas neatitikimas gautas elementuose su vidutiniu armavimo koeficientu ($p = 0,6\text{--}0,7$ %). Labiausiai tikėtina paklaida Er , atitinkanti eksploatacinę apkrovą, svyravo nuo 80 % iki 100 %. Mažai armuotiems elementams ($p = 0,3\text{--}0,4$ %) šis pervertinimas yra mažiau akivaizdus dėl labai didelės deformacijų prognozių sklaidos. Paklaida Er mažėja didėjant armavimo koeficientui ir elementuose su $p \approx 1,0$ %, esant eksploatacinei apkrovai sudaro 20–40 %.

Deformacijų skirtumus dėl skirtingo armatūros strypų išdėstymo galima iliustruoti sijos $S2\text{-}4\text{-}1nm$ (3.3 pav.) ir sijų $S2\text{-}5nm$ bei $S2\text{-}6nm$ (3.4 pav.) pavyzdžiu. Šie bandiniai buvo sustiprinti rumbuotais GFRP strypais. Visų šių elementų armavimo koeficientas yra panašus ($p \approx 0,6$ %), tačiau skiriasi strypų skersmuo (8, 12 ir 16 mm) bei armavimo sluoksnių skaičius. Sijos $S2\text{-}5nm$ armavimo strypai buvo išdėstyti trimis sluoksniais, o kitos dvi sijos ($S2\text{-}4\text{-}1nm$ ir $S2\text{-}6nm$) turėjo tik vieną armavimo sluoksnį. Apsauginis sijų $S2\text{-}4\text{-}1nm$ ir $S2\text{-}5nm$ betono sluoksnis buvo 22 mm storio; sijos $S2\text{-}6nm$ apsauginis sluoksnio storis – 51 mm. Sijos $S2\text{-}5nm$ ir $S2\text{-}6nm$ turėjo beveik vienodą efektyvųjį skerspjūvio aukštį (atitinkamai 246 ir 243 mm). Sijos $S2\text{-}5nm$ efektyvusis aukštis buvo sutapatintas su vidinio sluoksnio padėtimi (atitinkančia armatūros svorio centrą). Akivaizdu, jog sijos $S2\text{-}4\text{-}1nm$ apsauginio betono sluoksnio storis (būdingas tokiems elementams) neužtikrina pakankamo armatūros deformacijų varžymo skersine kryptimi, todėl apsauginiame betone atsivėrė išilginiai plyšiai – staigus armatūros sukibimo su betonu praradimas buvo apsauginio sluoksnio skilimo pasekmė. Kitaip nei sijos $S2\text{-}4\text{-}1nm$, daug strypų, išdėstytų tempiamojoje zonoje (elementas $S2\text{-}5nm$), arba padidintas apsauginio betono sluoksnio storis (elementas $S2\text{-}6nm$) užtikrina armatūros sukibimą su betonu (ir atitinkamai padidino elementų liekamąjį standumą) visose apkrovimo stadijose. Jakubovskis et al. (2014) atliko išsamią šio reiškinio analizę. Rostásy et al. (1976) ir Purainer (2005) paskelbė panašius rezultatus, išnagrinėję tempiamuosius elementus, sustiprintus dideliu skaičiumi (20–30) vienas šalia kito išdėstytų armatūros strypų. Didėjant apkrovai tokie elementai neturėjo liekamojo standumo (tempiamojo sustandėjimo) praradimo požymių.

Galima pastebėti, jog didelės strypų koncentracijos įtaka tempiamųjų elementų *V1*, *V4* ir *ESS-ID* deformacinių prognozių kokybei (3.2 pav.) pasireiškia mažiau nei lenkiamuosiuose elementuose. Alternatyvių lenkiamųjų elementų deformacijų prognozių netikslumai turėtų būti siejami su efektyviojo tempiamojo betono ploto nustatymo problema. Panašu, jog skaičiavimo metodas pateiktas *Model Code 2010* (*fib* 2013) gali būti pernelyg konservatyvus. Paprasčiausia alternatyva prognozių kokybei pagerinti galėtų būti tempiamojo sustandėjimo modelio priskyrimas visam tempiamosios zonos betono plotui. Šie rezultatai pateikti 3.5 paveiksle. Tempiamojo sustandėjimo priskyrimas visai tempiamojo betono zonai leido visiems nagrinėjamiems elementams pagerinti prognozių kokybę ankstyvojoje pleišėjimo stadijoje, tačiau vėlyvųjų apkrovimo etapų deformacijų skaičiavimo rezultatų kokybė nepagerėjo. Skirtingai nei 3.4 paveiksle, efektyviosios betono zonos koncepcijos atsisakymas mažai armuotuose elementuose (pvz., *S3-I-1*) lemia pernelyg mažas deformacijų prognozes. Kita vertus, buvo tiksliau prognozuotos sijų *S2-I* ir *S1-I* su trimis strypų sluoksniais bei didesniu armavimo koeficientu deformacijos. Naudojant laisvus nuo traukumo tempiamojo sustandėjimo modelius, labiausiai tikėtinos paklaidos *Er*, atitinkančios eksploatacines apkrovas, sumažėjo nuo 30–90 % iki 15–40 %, kas yra palyginama su modeliavimo rezultatais, pagrįstais efektyviosios tempiamojo betono zonos koncepcija. Taip pat buvo pagerinta elemento *KB1* (veikiamo ašinės jėgos ir lenkimo momento kombinacija) deformacijų prognozių kokybė. Pagerėjo ir sijų *S2-5nm* bei *S2-6nm*, kurios turėjo didelį armavimo strypų skaičių arba didelį apsauginio betono sluoksnio storį, deformacijų prognozių kokybė.

Analizuojant 3.3–3.5 paveikslų schemas, galima pastebėti, jog *Model Code 2010* (*fib* 2013) efektyviosios tempiamojo betono zonos koncepcija gali būti tinkama etaloninių elementų, armuotų strypais, išdėstytais viename sluoksnyje su minimaliu (20 mm) apsauginio betono sluoksnio storio, deformacijoms nustatyti. Analizuojant alternatyvius elementus, conceptualus MC 2010 efektyvios zonos modelis akivaizdžiai reikalauja modifikacijos: šio modelio nustatytas efektyviosios zonos plotas nėra pakankamas, o bendras tempiamojo betono zonos plotas atrodo per didelis, siekiant jam priskirti tempiamojo sustandėjimo modelius.

Skirtingai nuo esamų deformacijų analizės metodų, siūloma metodika leidžia paprastomis priemonėmis kiekybiškai įvertinti prognozių neapibrėžtumo lygį. Racionali prognozių atsarga gali būti įvardyta kaip būtina projektavimo sąlyga. Deformacijų skaičiavimas siejimas su apatine (mažesne) 50 % prognozių reikšme (pirmasis kvartilis, žr. 3.1.3 skyrelį), kuri leidžia užtikrinti racionalią prognozių atsargą. Etaloninių elementų kreivis buvo pervertintas 5–35 %, esant eksploatacinei apkrovai. Elementų, kurų strypai išdėstyti specifiskai (3.4 pav.), tokių prognozių atsarga taip pat buvo užtikrinta, nors rezultatai ir ne tokie tikslūs – paklaida, esant eksploatacinei apkrovai, sudaro 80–200 %.

3.3.3. Neapibrėžtumo priežasčių analizė

Pagrindinis deformacijų prognozių netikslumo šaltinis – pernelyg supaprastintas medžiagų modeliavimas, pagrįstas įvairios kilmės fizinių poveikių apibendrinimu bei šio apibendrinto modelio taikymu elementų (kitų, nei buvo naudojami modeliui sukurti) reakcijoms nustatyti. Taip pat reikia paminėti loginį prieštaravimą, kuriuo grindžiama bet kuri modeliavimo koncepcija (2.3.1 skyrelis): 1) kuo daugiau parametrų apima modelis, tuo geriau jis atitinka statistinius duomenis; 2) paprastesnis modelis, tikėtina, bus universalesnis, t. y. labiau atitiks duomenis, skirtingus, nei buvo naudojami kuriant modelį. Modelio sudėtingumas turėtų atitikti pačios modeliavimo problemos parametrus, nes prognozių tikslumas tiesiogiai priklauso nuo faktinės stochastinio proceso rezultatų sklaidos.

Tarp prognozavimo rezultatų neapibrėžtumo priežasčių galima paminėti betono struktūros heterogeniškumą bei su juo siejamus sudėtingus pleišėjimo mechanizmus, aptartus šio disertacinio darbo 1.1 poskyryje. Šiame darbe tempiamajam sustandėjimui modeliuoti naudojami tempiamųjų elementų bandymų rezultatai pasižymi dar vienu specifiniu aspektu – skirtumu tarp geometrinių bei fizikinių svorio centrų. Šis skirtumas atsiranda dėl nevienodo stambiųjų užpildų pasiskirstymo betono struktūroje ir kinta pleišėjimo metu. *Gribniak et al.* (2018) parodė, kad deformacijų pasiskirstymas betone aplink tempiamuosius armatūros strypus yra netolygus (1.29 pav.). Todėl kitame šio darbo skyriuje bus siekiama „tiksliai“ sumodeliuoti tempimo bandymo rezultatus.

3.4. Trečiojo skyriaus išvados

1. Modeliavimo kokybė būtina vertinti atsižvelgiant į du prognozavimo aspektus: *adekvatumą* ir *tikslumą*. Modelio adekvatumas apibūdinamas vidutinėmis prognozėmis, t. y. labiausiai tikėtinos vertės (ir prognozavimo intervalo) padėtimi konkretaus eksperimentinio matavimo atžvilgiu. Modelio tikslumas apibūdinamas prognozavimo intervalo pločiu.
2. Siekiant įvertinti 2 skyriuje siūlomos modeliavimo koncepcijos universalumą, dviejų sudėtingumo lygių modeliai (paprasčiausias ir sudėtingiausias) buvo pritaikyti, vertinant armuoto betono elementų deformacijas. Skirtingai nuo suvaržyto betono traukumo modeliavimo būdo, tempiamojo sustandėjimo modelių sudėtingumo laipsnis neturi statistškai reikšmingos įtakos deformacijų modeliavimo rezultatų kokybei. Reikšmingi prognozavimo adekvatumo skirtumai dėl alternatyvių traukumo modeliavimo koncepcijų taikymo pastebėti tempiamuosiuose elementuose, kurių armavimo koeficientas $p > 1,1 \%$.

3. Etaloninis traukumo vertinimo būdas (kai buvo naudojami tempiamojo sustandėjimo modeliai, gauti pagal traukumo paveiktų elementų bandymo rezultatus) neužtikrina adekvačių deformacijų vertinimo rezultatų elementų pleišėjimo metu. Veikiant eksploatacinei apkrovai, prognozuotos iki trijų kartų mažesnės deformacijos, todėl rekomenduojama betono traukumą vertinant tiesiogiai, t. y. traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikius nagrinėti kaip du atskirus modelio komponentus.
4. Nustatyta, kad paprasčiausias laisvas nuo traukumo tempiamojo sustandėjimo modelis, priskirtas efektyviajam tempiamojo betono plotui (nustatytam pagal *Model Code 2010* modeliavimo koncepciją), tinkamas lenkiamųjų elementų (taip pat ir elementų, veikiamų ašine jėga) deformacijoms nustatyti. Etaloninių elementų kreivis, atitinkantis eksploatacinę apkrovą, buvo pervertintas 5–35 %.
5. Itin didelė deformacijų sklaida būdinga tempiamiems elementams, kurių armavimo koeficientas mažas ($p < 0,4 \%$), deformacijų prognozių sklaida: kai kuriais atvejais skaičiavimo rezultatų sklaida viršija 500 %. Kiekybinis rezultatų sklaidos vertinimas (pagal siūlomą metodiką siejamas su nustatomų prognozavimo intervalų pločiais) leis užtikrinti racionalią projektinių sprendimų atsargą.
6. Tolimesni tempiamojo sustandėjimo tyrimai turėtų būti skirti elementams, kurių apsauginio betono sluoksnio storis padidintas (arba sumažintas efektyvusis skerspjuvio aukštis), ir/arba armuotiems dideliu skaičiumi venas greta kito išdėstytais strypais. Tokių elementų deformacijų analizei atlikti reikalinga nauja efektyviojo tempiamojo betono ploto koncepcija.

Armuto betono tempimo bandymai

Heterogeninė struktūra ir mažas atsparumas tempiamiesiems įtempiams lemia skirtingas betono mechanines savybes skirtingose apkrovimo situacijose. Siekiant pagerinti betono mechanines savybes, konstrukcinių elementų tempiamoji zona armuojama, tačiau plyšių aplink armatūros strypus atsiradimo ir vystymosi pobūdis yra itin sudėtingas. Tempimo bandymas – dažniausiai taikomas būdas armuto betono mechaninėms savybėms nustatyti. Šiame skyriuje nagrinėjama tokių bandymų rezultatų sklaida siejama su strypų išdėstymu elementų skerspjūvyje. Skirtingai nuo moksliniuose tyrimuose vyraujančios praktikos, kai analizė apsiriboja vidutiniu elemento atsaku, pateikiami deformacijų daviklių stebėjimo rezultatai, leidžiantys sekti betono deformacijų tendencijas bandymo metu. Kartu su bendraautoriais skyriaus tematika paskelbti trys disertacijos autoriaus straipsniai – *Gudonis et al.* (2014), *Rimkus et al.* (2017), *Jakubovskis et al.* (2018).

4.1. Pagrindiniai tyrimų aspektai

Kaip atskleista šio darbo 1.1.2 skyrelyje, betono pleišėjimas yra sudėtingas fizikinis procesas. Smulkių mikrostruktūrinių defektų raida dažnai pasireiškia tik mezostruktūriniu lygmeniu (Tijssens *et al.* 2001, Chen *et al.* 2016). Betono struktūra, nagrinėjama įvairiais masteliais (1.2 pav.), turėtų būti nagrinėjama kaip

dalelių sistema. Šių dalelių mechaninės charakteristikos bei sąveikos mechanizmai lemia betono kompozito fizinių savybių nevienalytiškumą. Įvairūs defektai, būdingi betono vidinei struktūrai visais lygmenimis, taip pat identifikuojami kaip svarbios medžiagos heterogeniškumo priežastys. Struktūros defektai atsiranda ne tik dėl mechaninio apkrovimo. Betono gamybos procesas (užpildų kokybė, mišinio proporcijos, maišymo ir transportavimo technologijos, betonavimo klaidos) taip pat gali sukelti defektų.

Plyšiai betone vystosi sudėtingomis trajektorijomis, atitinkančiomis vidinės struktūros topologiją – 1.3 paveiksle iliustruojamas plyšių vystymosi procesas. Apkrovimo metu betono struktūros defektai auga, formuojasi makroplyšiai, kurių išdėstymas atitinka tempimo įtempių pasiskirstymą konstrukciniame elemente. Šis procesas gaudžiai susijęs su stambiojo užpildo pasiskirstymu ir jų mechaninėmis savybėmis. Taip pat jis priklauso nuo defektų išsidėstymo betono struktūroje. Plačiau šie aspektai aptariami 1.1.1 ir 1.1.2 skyreliuose.

Tempiamajame betone atsiradus plyšių, armatūros strypai leidžia perduoti nuo tempimo susidariusias deformacijas plyšių plokštumose, leidžiant armuotajame betone vystytis plyšiams. Dėl armatūros ir betono sukibimo bei įtempių koncentracijos armatūros rumbelių ir betono kontakto vietose formuojasi plyšiai. Kaip parodyta 1.8b paveiksle, tolstant nuo armatūros strypo, plyšio plotis didėja. Nors per praėjusį šimtmetį atlikta nemažai pleišėjimo tyrimų, priklausomybė tarp plyšio pločio pačiame betone (šalia armatūros strypo) ir betono paviršiuje nebuvo identifiukuota (Beeby 1978). Taip pat nenustatytas betono plotas aplink armatūros strypą, kuriame efektyviai persiskirsto sukibimo įtempiai (ši koncepcija žinoma kaip *effective area concept*).

Eksperimentinė plyšių bei betono deformacijų pasiskirstymo elemento viduje analizė yra itin sudėtingas uždavinys (1.2.3 skyrelis). Betono deformacijų pasiskirstymui įvertinti galima taikyti baigtinių elementų metodą. Šios analizės pavyzdys pateiktas 4.1 paveiksle. *Gribniak et al.* (2017) atlikto betoninės prizmės armuotos 10 mm plieniniu strypu deformacijų analizę. Siekiant ištirti deformacijų pasiskirstymą betone, buvo modeliuojami dviejų betoninių prizmių (60×60×640 mm ir 100×100×640 mm) kraštiniai segmentai. Šiam tikslui buvo naudojama baigtinių elementų (BE) programinė įranga ATENA. Atsižvelgiant į simetrijos sąlygas, buvo modeliuojami prizmių ketvirčio segmentai. Sukurti du BE modeliai: 60×60 mm skerspjuvio segmentas (4.1a pav.) buvo sudalintas į 3 mm tetraedro formos BE (bendras elementų skaičius ≈100 000); 100×100 mm skerspjuvio segmentas (4.1b pav.) – į 5 mm tetraedro formos BE (bendras elementų skaičius ≈60 000). Trigubai sutankintas tinklas panaudotas armatūros ir betono kontaktinei zonai modeliuoti. Buvo naudojamas *Hordijk* (1991) pasiūlytas supleišėjusio betono (angl. *tension-softening*) modelis. Armatūros strypo ir betono sąveika buvo imituojama naudojant *Michou et al.* (2015) pasiūlytą besikartojančių sukibimo savybių kontakto segmentų modelį.

4.1 pav. Tempiamųjų elementų 280 mm betono kraštinių segmentų deformacijų modeliavimo rezultatai (Gribniak *et al.* 2017): a) 60×60 mm skerspjūvis; b) 100×100 mm skerspjūvis (deformacijos, mažesnės už betono pleišėjimo ribą, rodomos pilkai, įtempių pasiskirstymas atitinka vidutinės armatūros deformacijas = 0,77 ‰)

Fig. 4.1. FE modelling results of 280 mm external concrete segments of RC ties (Gribniak *et al.* 2017): a) 60 × 60 mm cross-section; b) 100 × 100 mm cross-section (strains below the theoretical cracking limit are shown in grey; the stress distribution corresponds to average strain of the reinforcement = 0.77‰)

Rezultatai, pateikti 4.1 paveiksle, akivaizdžiai rodo deformacijų gradiento didėjimą didesnio skerspjūvio elemento betone (deformacijų būvis atitinka tas pačias armatūros strypo deformacijas). Šiame disertaciniame darbe betono struktūros heterogeniškumui modeliuoti ši modeliavimo koncepcija modifikuota – koncepcija pritaikyta atliekant skaitinę deformacijų analizę (4.3 poskyris) ir formuluojant reprezentatyvaus elemento koncepciją (4.4 poskyris).

4.2. Pleišėjimo ir deformacijų tyrimai

Šiame poskyryje nagrinėjama tempiamųjų armuoto betono elementų bandymo rezultatų sklaida, analizuojant betono struktūros ir armatūros strypų išsidėstymo elemento skerspjūvyje poveikius rezultatų variacijai. Visi elementai buvo veikiami trumpalaikio tempimo apkrova. Bandymai atliekami dviem etapais. Pirmas bandymų etapas buvo atliktas 1993 m. Šių bandymų rezultatai panaudoti betono struktūros heterogeniškumo tempiamųjų elementų deformacijoms poveikio baigtinių elementų (BE) modeliui kurti. Šie rezultatai pateikti 4.3 poskyryje. Specifinė bandymų metodika leido surinkti duomenis (betono paviršiaus deformacijų matavimų rinkinius), tinkamus tempiamųjų elementų bandymų rezultatų sklaidos analizei. Sukurta supaprastinta medžiagų savybių kitimo (betono deformacijų modulio) vertinimo procedūra eksperimentinėms deformacijoms imituoti taikant BE modelį. Skirtingai nuo projektavimo praktikos, BE modelis vertina suvaržyto betono traukumo poveikį, pasireiškusį iki mechaninio apkrovimo. Modeliavimo rezultatai taip pat parodė, kad pagrindiniai modeliavimo principai yra universalūs ir taikytini analizuojant armuoto betono elementų bandymo rezultatų variacijos

aspektus, tačiau dėl esminių 1993 m. bandymų įrangos galimybių apribojimų nebuvo atskleista tempimo apkrovos pridėjimo būdo įtaka deformacijų matavimo rezultatams. Todėl antrajame bandymų etape 2013 m. buvo atlikti tyrimai, leidžiantys įvertinti apkrovimo būdo įtaką bandymų rezultatų variacijai.

4.2.1. Deformacijų pirminiai tyrimai (1993 m.)

Bandymo programos objektas – tempiamojo betono deformacijų tyrimai. Bandymai atlikti Vilniaus Gedimino technikos universiteto laboratorijoje 1993 m. Bandyams atlikti buvo suprojektuota nauja ir modifikuota esama bandymų įranga, siekiant išspręsti problemas, susijusias su tuo laikotarpiu buvusiais reikšmingais bandymo įrenginių apribojimais. Tolygus deformacijų pasiskirstymas bandinyje buvo laikomas įrangos modifikavimo tikslu. Ši problema gali atrodyti trivialiai, tačiau ji glaudžiai susijusi su bandinio geometrinio ir fizikinio svorio centrų padėties skirtumais.

Tikslios elementų geometrijos išlaikymas gamybos metu ir aukšta bandymų atlikimo kokybė leido išvengti geometrinio ekscentriciteto atsiradimo, tačiau 1993 m. egzistuojančio tempimo įrenginio minimalus leidžiamasis apkrovimo greitis buvo pernelyg didelis, kad būtų galima adekvačiai nustatyti deformacijas elemento pleišėjimo metu; taip pat nebuvo įmanoma matuoti nearmuoto betono deformacijų. Todėl buvo suprojektuotas ir pagamintas dviejų greičio reduktorių sistema. Kiekvienas reduktorius leido mažinti elemento deformavimo greitį 40 kartų, o nuoseklus jų sujungimas leido sumažinti tempimo deformacijų pridėjimo greitį 1600 kartų. Patobulinta apkrovimo sistema leido keisti apkrovos greitį nuo 0,003 mm/min iki 0,070 mm/min. Taip pat buvo sukurta išorinių plieninių strypų sistema (4.2a pav.), leidžianti išvengti staigaus deformacijų pokyčio pleišėjant betonui. Siekiant sumažinti tempiamosios apkrovos ekscentriškumą, buvo pagaminti ir pritaikyti sferiniai lankstai (4.2a ir 4.2b pav.), tačiau po modifikacijos galimas bandomų prizmių ilgis sumažėjo iki 700 mm. Pagal šį ilgį buvo parenkama bandinių geometrija. Suprojektuoti ir pagaminti betonavimo klojiniai, kurie leido užbetonuoti skirtingų (kvadratinių ir apskritojo skersmens) bandinius. Kraštinės bandinių zonos buvo išplėstos, siekiant užtikrinti betono irimą centriniėje bandinio dalyje, kurioje buvo stebėtos deformacijos. Armatūros strypo paskirstymo įtaisas (sraigtinis laikiklis su kūgine įduba), schemiškai parodytas 4.2c paveiksle, skirtas armatūros strypo centrinei padėčiai užtikrinti.

Kito svarbaus eksperimentiniams tyrimams reiškinio – fizikinio ekscentriškumo – atsiradimo priežastys aptariamos 1.1.2 skyrelyje. Kadangi heterogeniškumas yra neatsiejamas betono struktūros atributas, fizinio ekscentriškumo tempimo bandymų metu išvengti neįmanoma. Pažymėtina, jog fizikinis ekscentriškumas kinta bandymo metu dėl betono pleišėjimo (Van Mier & Van Vliet 2003). Reiškiniai, susiję su fiziniu tempimo bandymų ekscentriškumu, turi būti identifikuojami bei stebimi, siekiant užtikrinti bandymų rezultatų interpretavimo adekvatumą.

4.2 pav. Tempimo bandymas: a) bandinys ir įrangos išdėstymas; b) apkrovimo schema; c) armavimo ir bandinio tvirtinimo schema

Fig. 4.2. Tensile test apparatus: a) specimen and layout of monitoring devices; b) testing scheme; c) scheme of reinforcement and anchorage detail

Šiame disertaciniame darbe ekscentriškumo reiškiniai buvo stebimi matuojant betono deformacijas visuose bandinio šoniniuose paviršiuose. Deformacijos buvo matuojamos 50 mm tenzodavikliais, išdėstytais aštuoniose zonos išilgai bandinio paviršiaus. Daviklių išdėstymas parodytas 4.2a paveiksle. Toks daviklių išdėstymas leido pritaikyti bandymo rezultatus, kuriant deformacijų pasiskirstymo skaitinį modelį, tinkamą matavimo rezultatų sklaidos analizei.

Pasiūlyta specifinė bandinių geometrija – kaulo formos bandiniai. Tai yra tradicinio betoninio bandinio formos modifikacija, tačiau jie taip pat tinka armuoto betono mechaninėms savybėms (tempiamojo stiprio ir deformacijų modulio) nustatyti. Skirtingai nuo tradicinių tempimo bandymų (kai tempimo apkrova tiesiogiai perduodama armatūros strypui), pasirinkta nagrinėjamų elementų forma ledo imituoti realaus konstrukcinio elemento deformacijas, kai apkrova perduodama į visą armuoto betono skerspjūvį: tempimo apkrova natūraliai persiskirsto tarp betono ir armatūros strypo. Tokia bandinio forma leidžia išvengti „pakraščio“ reiškinio, aptarto 1.2.1 skyrelyje. Šis bandymo metodas neapsiriboja betono deformacijų nustatymu, *Gribniak et al. (2017)* pademonstravo, jog tokia bandinių geometrija leidžia užtikrinti tolygų deformacijų pasiskirstymą betone, o bandinys yra reprezentatyvus armuoto betono pleišėjimo parametrams nustatyti. Galimybė išbandyti keliais strypais armuotus betoninius elementus turėtų būti įvardyta kaip išskirtinė tokio bandinio savybė.

Skirtingų metodų taikymas betono deformacijoms matuoti leido stebėti rezultatų koreliaciją ir užtikrinti jų patikimumą. Kiekvienam bandymui buvo naudojama daugiau kaip 60 jutiklių, tačiau dėl prietaisų gausos iškilo signalo sinchronizavimo problema. Ji buvo sprendžiama, pritaikant Vilniaus Gedimino technikos universitete sukurtą elektromechaninę signalų sinchronizavimo sistemą, leidžiančią suderinti iki 100 įvairių signalų. Asmeninis kompiuteris buvo naudojamas bandymo rodmenų gavimui bei apdorojimui. Grafinis braižytuvas buvo pritaikytas signalų vizualizacijai.

Eksperimentinė programa sudaryta iš trijų bandinių serijų, o kiekviena serija – iš aštuonių bandinių. Šie bandiniai buvo trijų tipų. Pirmojo tipo elementai nebuvo armuoti. Antrojo tipo bandiniai buvo armuojami vienu 5 mm strypu; trečiojo – keturiais 5 mm strypais. Visi strypai buvo pagaminti iš šalta valcuoto plieno. Papildomai buvo pagaminti keturi apskritojo skerspjuvio formos bandiniai. Iš viso buvo pagaminti 28 elementai. Jie parodyti 4.3 paveiksle. Apskritojo skerspjuvio formos bandinių klojiniai parodyti 4.4 paveiksle. Šių elementų gamyba buvo susijusi su pleišėjimo problemomis elementams kietėjant – visi cilindrinės formos bandiniai supleišėjo dėl betono traukumo deformacijų suvaržymo klojinuose, todėl tolimesniuose tyrimuose šie elementai naudojami nebuvo.

4.3 pav. Elementai paruošti bandymams

Fig. 4.3. Series of the test specimens

a)

b)

4.4 pav. Cilindrinės formos bandiniai: a) klojiniai; b) užbetonuoti elementai

Fig. 4.4. Cylindrical ties: a) forms; b) prepared specimens

Deformacijų matavimų sklaidos priežastys vertinamos, analizuojant 60×60 mm skerspjūvio formos bandinių rezultatus. Siekiama įvertinti strypų išdėstymo poveikį bandymų rezultatų (betono paviršiaus deformacijų) variacijai. Pasirinktos dvi vienodų bandinių grupės. Nagrinėjami bandiniai buvo armuoti vienu ir keturiais 5 mm strypais. Analizei buvo atrinkti šie bandiniai: elementai 2-04, 2-06 ir 2-09 armuoti vienu strypu, elementai 2-05, 2-07 ir 2-08 – keturiais strypais.

4.2.2. Deformacijų antrojo etapo tyrimai (2013 m.)

Tyrimais siekiama įvertinti elementų, kurių armatūros strypai išdėstyti skirtingai, atsparumą pleišėjimui. Armatūrai buvo naudojamos įvairios medžiagos – plienas, stiklo pluoštu armuotas polimeras arba hibridinis variantas, kai kartu naudoti ir plieno, ir polimero strypai. Eksperimentiniai tyrimai buvo vykdomi dviem etapais. Buvo nagrinėjamos betoninės prizmės, armuotos vienu strypu. Tokie elementai tradiciškai (dėl jų gamybos ir bandymo paprastumo) naudojami armuoto betono pleišėjimo bei deformacijų tyrimuose. Taip pat buvo tiriami 1993 m. disertacijos autoriaus atliktų tyrimų metu pasiūlyti alternatyvūs kaulo formos betoniniai bandiniai, armuoti vienu arba keturiais strypais. Tokie elementai naudojami siekiant imituoti realių konstrukcijų elgseną, kai tempimo įtempiai armatūrai perduodami netiesiogiai (per betoną).

Siekiant įvertinti tempiamųjų elementų skerspjūvio parametrų (skerspjūvio geometrijos, armatūros strypo skersmens, armavimo koeficiento) įtaką elementų vidutinėms deformacijoms bei pleišėjimui, buvo atliekami betoninių prizmių, armuotų vienu strypu, tempimo bandymai (Gudonis *et al.* 2014). Tokie ašinio tempimo bandymai atliekami tempiant už įbetonuotos armatūros strypo.

Elementų geometriją lėmė bandymų įrangos techninės galimybės. Įvertinus ribotą bandinių ilgį ir tempimo mašinos galią (100 kN) bei atsižvelgus į racionalų tempiamojo betono stiprį, parinkta bandinių geometrija: bendras ilgis – 640 mm, skerspjūvio matmenys – 60×60, 80×80 ir 100×100 mm. Elementai buvo armuoti 5, 10, 12 arba 14 mm skersmens plieniniais strypais. Buvo išbandytos 62 vienu ir keturiais strypais armuotos betoninės prizmės. Bandinių skerspjūviai ir bandymo schemos pateiktos 4.5 paveiksle.

Bandymų metu elementai buvo apkraunami 0,2 mm/min. greičiu, kontroliuojant poslinkius. Elektroniniais poslinkio matuokliais LVDT (angl. *linear variable displacement transducer*), fiksuotos betono paviršiaus ir armatūros strypų vidutinės deformacijos. Kai kurių elementų deformacijos taip pat buvo nustatomos varžos jutikliais („tenzodavikliais“). Betono paviršiaus deformacijoms ir pleišėjimui stebėti naudoti optiniai skaitmeniniai vaizdo fiksavimo įrenginiai bei jų sinchronizavimo įranga, kurios veikimas grindžiamas skaitmeninių vaizdų koreliacijos (angl. *digital image correlation*, DIC) principais. Pleišėjimo ir deformacijų stebėjimo DIC sistema pavaizduota 4.6 paveiksle. Plyšių pločiams fiksuoti taip pat buvo naudojamas optinis skaitmeninis mikroskopas (4.7 pav.). Kompleksinis šių

įrenginių naudojimas leido išsamiai vertinti nagrinėjamų elementų pleišėjimo charakteristikas (atstumus tarp plyšių ir jų pločius).

4.5 pav. Tempiamųjų elementų skerspjūviai ir bandymo schemas

Fig. 4.5. Cross-sections and test layouts of tensile specimens

4.6 pav. Deformacijų analizė, naudojant skaitmeninių vaizdų koreliacijos (DIC) sistemą

Fig. 4.6. Deformation analysis using digital image correlation (DIC) system

4.7 pav. Plyšių plokčių stebėjimas optiniu mikroskopu

Fig. 4.7. Cracking analysis using an optical microscope

4.8 pav. Skirtingo skerspjūvio tempiamųjų elementų apkrovų ir deformacijų grafikai:
a) deformacijų matavimo schema; b) 60×60 mm; c) 80×80 mm; d) 100×100 mm
skerspjūvio elementas

Fig. 4.8. Load-deformation diagrams of tensile elements with different cross-section:
a) deformation measurement scheme; b) 60×60 mm; c) 80×80 mm; d) 100×100 mm
cross-section prism

Nagrinėjant prizmių, armuotų vienu armatūros strypu, eksperimentinius bandymų rezultatus (4.8 pav.), pastebėtas reikšmingas vidutinių deformacijų armatūros strype (matavimo bazė 2) ir betono paviršiuje (matavimo bazė 1) skirtumas. Siekiant įvertinti armatūros strypų išdėstymo įtaką deformacijoms ir pleišėjimui, buvo atlikti tempiamųjų elementų, armuotų vienu ir keturiais strypais (išlaikant vienodą suminį armatūros plotą), bandymai. Bandymo schema ir nagrinėti elementų skerspjūviai pateikti 4.9 paveiksle.

Analizuojant šių elementų galutines pleišėjimo schemas (4.10 pav.) pastebėta, kad bandinių pleišėjimo pobūdis skiriasi: elementuose, armuotuose vienu strypu, užfiksuoti 2–3 plyšiai, keturiais strypais – 5–6 plyšiai. Šių elementų apsauginis sluoksnis nėra vienodas, todėl sunku identifikuoti šių skirtumų priežastį. Nagrinėjant tokius „tradicinius“ elementus, neįmanoma tiksliai nustatyti (atskirti) apsauginio sluoksnio, armavimo koeficiento ar armatūros strypo skersmens įtakos elementų pleišėjimui bei deformacijoms. Pagrindinė priežastis, neleidžianti adekvačiai įvertinti tempiamųjų elementų skerspjūvio parametrų įtakos elementų elgsenai, yra bandymų metodika, ribojanti skerspjūvio parametrus. Naudojant standartinę ar pasiūlytą alternatyvią tempiamųjų elementų bandymo metodikas, neįmanoma suformuoti elementų taip, kad jų skerspjūviuose varijuotų armatūros strypo skersmuo ar strypų skaičius, užtikrinant vienodą apsauginio betono sluoksnio storį ir armavimo koeficientą.

4.9 pav. Nagrinėjami skerspjūviai ir bandymo schema
Fig. 4.9. The considered cross-sections and loading scheme

4.10 pav. Galutinės pleišėjimo schemos (elementai parodyti 4.9 pav.)
Fig. 4.10. Final crack patterns (the elements are shown in Fig. 4.9)

4.3. Armatūros strypų išdėstymo įtaka elementų deformacijoms

Bandiniai apibūdinti 4.2.1 skyrelyje. Šie elementai buvo betonuoti vienu metu, naudojant metalines formas, parodytas 4.11 paveiksle. Visi bandiniai kietėjo laboratorinėmis sąlygomis esant vidutiniam 65 % santykiniam oro drėgnumui bei vidutinei 20 °C temperatūrai. Mišinio proporcijos pateiktos 4.1 lentelėje.

4.11 pav. Stačiakampio formos skerspjūvio prizmių klojiniai: a) klojinių komplektas; b) klojiniai iki betonavimo; c) klojiniai po betonavimo

Fig. 4.11. Forms of the square cross-section prisms: a) a complete of forms; b) the forms prepared for pouring; c) forms after the pouring

4.1 lentelė. Betono mišinio proporcijos**Table 4.1.** Mix proportion of the concrete

Medžiaga	kg/m ³
Smėlis 0,14/2,5 mm	650
Granito skalda 5/20 mm	1042
Cementas CEM I 42,5 N	540
Vanduo	255

4.2 lentelė. Betono fizikinės ir mechaninės savybės**Table 4.2.** Physical and mechanical properties of the concrete

Parametras(*)	Reikšmė
Gniuždomasis stipris (28 dieną)	40,72 MPa
Gniuždomasis stipris (bandymų dieną)	42,49 MPa
Tempiamasis stipris (bandymų dieną)	2,89 MPa
Tamprumo modulis (bandymų dieną)	30,12 GPa
Traukumo deformacija (bandymų dieną)	-244×10^{-6}

(*) Gniuždomasis stipris nustatytas bandant 100 mm kubus, tamprumo modulis – 100×100×400 mm prizmes, tempiamasis stipris – 100×100 mm skersmens kaulo formos bandinius.

Kartu su armuoto betono prizmėmis pagaminta dvylika 100 mm kubų, penkiolika 100×100×400 mm prizmių ir kaulo formos 100×100 mm skerspjūvio bandiniai betono fizikinėms savybėms nustatyti. Stipris gniuždant buvo nustatomas du kartus: 28 dieną ir bandymo dieną (180 dieną po betonavimo), atliekant trijų kubų ir trijų prizmių bandymus. Prizmės taip pat naudotos traukumo deformacijoms nustatyti. Betono savybės pateiktos 4.2 lentelėje.

Tempiamieji elementai buvo armuojami vienu arba keturiais šaltai formuotos 5 mm skersmens vielos strypais (4.12a pav.). Siekiant nustatyti vielos mechaninius parametrus, išbandyti trys bandiniai. Vielos mechaniniai parametrai nustatyti ekvivalentiniam skersmeniui – armatūros plieno takumo stipris bei tamprumo modulis atitinkamai lygūs 527 MPa ir 170 GPa.

Nagrinėjamų bandinių nominalus ilgis yra 660 mm; centrinė 350 mm ilgio dalis turėjo 60×60 mm skerspjūvį, o elementų galai išplėsti, kaip parodyta 4.12a paveiksle. Tenzodavikliai buvo tvirtinami prie armatūros strypų kraštinių elemento zonų deformacijoms stebėti. Bandymų įranga parodyta 4.2a ir 4.2b paveiksluose. Sferiniai lankstai abiejuose bandinio kraštuose buvo naudojami, siekiant sumažinti tempimo jėgos ekscentriškumą. Siekiant kompensuoti apkrovos kritimą pleišėjant, betonui papildomai buvo naudojami išoriniai plieno strypai. Armatūros strypo centrinė padėtis užtikrinama, naudojant kūginį laikiklį (sraigtinį strypą), parodytą 4.2c paveiksle. Bandiniuose, armuotuose keliais strypais, išilginiai strypai buvo užleidžiami už sraigtinio strypo. Armatūros projekcinė padėtis buvo užtikrinama, naudojant papildomą skersinę armatūrą (4.2c pav.).

Bandymai buvo atliekami naudojant elektromechaninę 50 kN galios tempimo mašiną, kontroliuojančią poslinkį (apkrovos greitis 0,01 mm/min). Betonui pleišėjant apkrovimo greitis buvo mažinamas iki 0,005 mm/min. Šis greitis buvo išlaikomas iki bandymo pabaigos.

4.13 pav. Prizmių 2-09 ir 2-08 bandymų rezultatai: a) prizmės 2-09 betono paviršiaus apkrovos ir deformacijų diagramos; b) prizmės 2-08 betono paviršiaus apkrovos ir deformacijų diagramos; c) elemento 2-09 deformacijų variacijos koeficientas; d) prizmės 2-08 deformacijų variacijos koeficientas

Fig. 4.13. Test results of the prisms 2-09 and 2-08: a) load-strain diagrams of concrete surface of the tie 2-09; b) load-strain diagrams of concrete surface of the tie 2-08; c) strain variation coefficient of the tie 2-09; d) the variation coefficient of the tie 2-08

Didžiausias standumas užfiksuotas paviršiuje C, kuris atitinka bandinio apačią betonuojant. Didžiausios deformacijos pastebėtos priešingoje bandinio pusėje (paviršius A). Šis reiškinys ypač pastebimas prizmėje 2-09, armuotoje vienu strypu. Gauti rezultatai atitinka literatūroje paskelbtus duomenis (Chiaia *et al.* 1998, Man & Van Mier 2011). Skelbiama, kad betonuojant apatinė elemento dalis yra labiau sutankinta nei viršutinė – tai vibracijos proceso gravitacijos poveikio stambiesiems užpildams pasekmė.

Deformacijų rezultatų sklaida – dar vienas aspektas, reikalaujantis analizės. Didelė apkrovos ir deformacijų diagramų sklaida būdinga visiems paviršiams kiekviename apkrovimo etape (4.13a ir 4.13b pav.), tačiau variacija labiausiai pastebima elementuose, armuotuose keturiais strypais, didėjant apkrovai (4.13b pav.). Variacijos koeficientai, parodyti 4.13c ir 4.13d paveiksluose, atitinka apkrovos ir deformacijos diagramas, pateiktas 4.13a ir 4.13b paveiksluose. Šie koeficientai nustatyti kaip apkrovos funkcija kiekvienam bandinio paviršiui

atskirai. Variacijos koeficientai taip pat buvo apskaičiuoti naudojant visų matuoklių reikšmes (juodos vientisos linijos 4.13c ir 4.13d pav.). Mažų koeficientų, vertinamų atskirai kiekvienam bandinio 2-09 (armuoto vienu strypu) paviršiui, sklaida yra nuo 0,15 iki 0,30; šie rezultatai praktiškai nepriklausomi nuo apkrovos. Kita vertus, daliniai variacijos koeficientai (atskirai nustatyti kiekvienai bandinio pusei) yra gerokai mažesni nei variacijos koeficientas, apskaičiuotas naudojant visus stebėjimų rezultatus. Tai iš esmės patvirtina anksčiau išsakytą hipotezę apie bandinio paviršių deformacinio elgesio priklausomybę nuo betonavimo krypties. Bandiniui 2-08 (sustiprintam keturiais strypais) būdinga priešinga tendencija. Rezultatų sklaida pastebimai didėja (iki 0,40–0,50) didėjant apkrovai ir turi beveik tą patį dydį, nepriklausomai nuo to, ar analizei naudojami atskirų paviršių duomenys, ar visų duomenų vidurkiai. Toks rezultatas rodo tolygesnį betono deformacijų elgesį elemente, armuotame keturiais strypais. Kitame skyrelyje šio efekto analizei taikomas kompiuterinio modeliavimo metodas.

4.3.1. Skaitinio modeliavimo koncepcija

Betono struktūros vidinių defektų atsiradimas neišvengiamai sukelia veikiamos tempimo apkrovos ekscentriškumą; lenkimo momentai atsiranda net naudojant sferinius lankstus tempimo apkrovai perskirstyti. Norint imituoti netolygų betono mechaninių savybių pasiskirstymą, centrinė bandinio (suploninta) dalis padalyta į aštuonis skersinius sluoksnius, kurie atitinka deformacijų matuoklių išdėstymą (4.12 pav.); keturi trikampiai prizminiai segmentai sudaro kiekvieną iš sluoksnių, kaip parodyta 4.14 paveiksle. Atitinkamai 32 prizminiai segmentai sudaro nagrinėjamą tempiamosios prizmės dalį. Kiekvieno bandinio išorinės paviršiaus deformacijos siejamos su tam tikro tenzodaviklio (pritvirtinto prie šio paviršiaus bandymo metu) stebėjimo duomenimis. Taip 32 stebėjimo taškai (4.12c pav.) susieti su konkrečiais skaitinio modelio prizminiais segmentais. Vidutiniai segmento įtempiai nustatomi sulyginant armatūros ir betono deformacijas tam tikrame elemento skersiniame sluoksnyje. Taip pat daroma prielaida, kad vidutiniai betono įtempiai yra vienodi visuose keturiuose prizminiuose sluoksniuose segmentuose (4.14b pav.). Įtempiai i -tojo sluoksniu betone apskaičiuojami pagal formulę:

$$\sigma_{cm,i} = \frac{P_{ext} - \varepsilon_{m,i} E_s A_s}{A_c}, \quad (4.1)$$

čia $\sigma_{cm,i}$ – vidutiniai i -tojo sluoksniu įtempiai betone; $\varepsilon_{m,i}$ – vidutinės i -tojo sluoksniu deformacijos (nustatomos pagal šio sluoksniu keturių tenzodaviklių duomenis); E_s – armatūros plieno tamprumo modulis ($E_s = 170$ GPa); A_s ir A_c – armatūros ir betono skerspjūvio plotai; P_{ext} – tempiamojo elemento reakcija, nustatyta pagal dinamometro (4.2b pav.) duomenis; j -ojo prizminio segmento betono tamprumo modulis apskaičiuojamas kaip įtempių ir deformacijų santykis:

$$E_{c,ij} = \sigma_{cm,i} / \varepsilon_{c,ij}, \quad i = 1 \dots 8, \quad j = 1 \dots 4, \quad (4.2)$$

čia $\varepsilon_{c,ij}$ – betono deformacijos, nustatytos pagal i -tojo sluoksnio tenzodaviklio priskirto j -ajam prizminiam segmentui duomenis.

Struktūros defektų vystymasis nagrinėjamuose arba gretimuose segmentuose gali sukelti betono netiesines deformacijas: pirmasis atvejis sukelia staigų deformacijų padidėjimą (tamprumo modulio mažėjimą), o antrasis atvejis pasireiškia deformacijų relaksacija nagrinėjamame segmente, kuri dirbtinai padidina tamprumo modulio reikšmę. Siekiant išvengti šių reiškinų skaitinio modeliavimo metu, eksperimentiniai duomenys (deformacijos), naudojami tamprumo moduliui nustatyti, buvo apriboti $40\text{--}50 \times 10^{-6}$. Tamprumo moduliai, gauti pagal bandymo duomenis skirtinguose apkrovos etapuose, buvo aproksimuoti pagal tiesinės regresijos lygtį. Elemento 2-08 prizminių segmentų $A1$ ir $D1$ grafinis duomenų priartėjimas parodytas 4.15 paveiksle.

4.14 pav. Prizminių segmentų modelis

Fig. 4.14. Prismatic segments model

4.15 pav. Elemento 2-08 betono tamprumo modulio nustatymo pavyzdys (segmentų numeracija pateikta 4.12c pav.): a) segmentas $A1$; b) segmentas $D1$

Fig. 4.15. Assessment example of elasticity modulus of concrete of the tie 2-08 (see Fig. 4.12c for the reference of the segment numbering): a) segment $A1$; b) segment $D1$

4.16 pav. Tamprumo modulio reikšmių histogramos: a) dviejų elementų (2-09 ir 2-08) diagrama; b) šešių elementų diagrama (prizmės 2-04, 2-06 ir 2-09 armuotos vienu strypu, prizmės 2-05, 2-07 ir 2-08 armuotos keturiais strypais)

Fig. 4.16. Histograms of elasticity modulus: a) diagram of two elements (2-09 and 2-08); b) diagram of six elements (the ties 2-04, 2-06, and 2-09 reinforced with one bars, and the ties 2-05, 2-07, and 2-08 reinforced with four bars)

Tamprumo modulio reikšmių, nustatytų visiems elementų segmentams, parodytiems 4.14 paveiksle, pasiskirstymo histogramos pateiktos 4.16a paveiksle. Akivaizdu, kad gautų reikšmių tikimybių pasiskirstymas yra toli nuo normalaus. Elementas 2-08 (armuotame keturiais strypais) dominuoja santykinai mažos (15–20 GPa) tamprumo modulio reikšmės, o elementas 2-09 (armuotas vienu strypu), pagamintas iš to paties betono, pateikia didesnes tamprumo modulio reikšmes. Panaši tendencija būdinga histogramoms, parodytoms 4.16b paveiksle, kuriose pateikti tamprumo moduliai, nustatyti visiems tyrimui atrinktiems bandiniams – trims prizmėms, armuotoms vienu strypu (bandiniai 2-04, 2-06 ir 2-09), ir trims prizmėms, armuotoms keturiais strypais (bandiniai 2-05, 2-07 ir 2-08). Šie rezultatai koreliuoja su bandymo rezultatais, pateiktais 4.13 paveiksle. Skirtingai nei elementų, armuotų vienu strypu, didesnis strypų skaičius užtikrina tolygesnį deformacijų pasiskirstymą betone. Didesnės vidutinės deformacijos, vykstančios keturiais strypais armuotų elementų paviršiuje (pvz., 4.13b pav.), lemia mažesnes betono tamprumo modulio reikšmes nei vienu strypu armuotų elementų (4.16 pav.). Kitame skyrelyje gauti betono tamprumo moduliai priskiriami atitinkamiems BE modelio segmentams, siekiant įvertinti armatūros išdėstymo poveikį.

4.3.2. Skaitinis deformacijų modeliavimas

Kompiuteriniam modeliavimui naudojama baigtinių elementų (BE) programa ATENA (Jendele & Cervenka 2006). Deformacijų modeliavimo problema sprendžiama pagal 3D formuluotę; taikomi izoparametriniai tetraedro formos elementai, turintys 10 laisvumo laipsnių ir keturis integravimo taškus. Kaip siūlo Mang *et al.* (2016), apsauginiam betono sluoksniui diskretizuoti naudojami santykiniai

mažo dydžio BE. Prizmėse, armuotose keturiais strypais, apsauginio betono sluoksnio storis yra 13 mm; vidutinis BE dydis – 7 mm. Kadangi detalūs eksperimentiniai matavimai buvo atliekami tik centrinėje suplonintoje bandinio dalyje (4.17a pav.), modeliuoti naudojama tik ši dalis (4.17b pav.); 4.17b paveiksle pavaizduotos modeliuojamo elemento kraštinės sąlygos. Modeliuoti taikomi tie patys prizminio diskretizavimo principai, kurie buvo naudojami nustatant betono tamprumo modulius (4.3.1 skyrelis). BE modeliai elementų, armuotų vienu ir keturiais strypais, parodyti 4.17c ir 4.17d paveiksluose; 4.17e paveiksle pavaizduotas teorinio elemento, armuoto vienu 10 mm strypu (to paties skerspjūvio ploto kaip ir keturi 5 mm strypai), modelis. Siekiant supaprastinti BE modelius, išorinės praplatintos bandinių dalys modeliuojamos kaip standieji kūnai, turintys idealizuotas medžiagos savybes. Šie kūnai idealiai sujungti su vidine (analizuojamąja) betoninės prizmės dalimi. Idealūs kūnai parodyti 4.17b paveiksle, bet paslėpti 4.17c–4.17e paveiksluose.

Betono medžiagai taikomas SBETA modelis, imant betono irimo energiją $G_f = 80 \text{ N/m}$. Kadangi lokalus betono atsparumas tempimui nėra žinomas, tiriama, kad betono stipris yra vienodas visuose segmentuose ir lygus eksperimentiškai nustatytam tempiamojo betono stipriui (2,89 MPa). Betono tamprumo modulio reikšmės, nustatytos 4.3.1 skyrelyje, priskiriamos atitinkamiems BE modelio segmentams (4.17b pav.).

4.17 pav. Bandinio geometrija ir atitinkami baigtinių elementų modeliai: a) bandinys; b) modeliuojamo segmento diskretizacija; c) prizmė, armuota vienu 5 mm strypu; d) prizmė, armuota keturiais 5 mm strypais; e) prizmė, armuota vienu 10 mm strypu

Fig. 4.17. Geometry of the test elements and the corresponding FE models: a) test sample; b) discretization of the modeled segment; c) prisms reinforced with one 5 mm bar; d) prisms reinforced with four 5 mm bars; e) prisms reinforced with one 10 mm bar

Bandinių 2-09 ir 2-08 duomenys naudojami modeliuojant prizmes, armuotas vienu (4.17c pav.) ir keturiais strypais (4.17d pav.). Tokiu būdu apskaičiuotos deformacijos susietos su konkrečiais stebėjimo rezultatais (4.13a ir 4.13b pav.). Armatūros plienas modeliuojamas kaip tamprioji medžiaga, kurios tamprumo modulis E_s lygus 170 GPa. Naudojami izoparametriniai tetraedro formos BE. Toks modeliavimo būdas leidžia tiesiogiai imituoti tempiamojo sustandėjimo reiškinį (Gribniak *et al.* 2017). BE modelyje priimtas idealus armatūros ir betono sukibimas. Mang *et al.* (2016) bei Rimkus *et al.* (2017) atlikti tyrimai įrodė tokios supaprastintos prielaidos tinkamumą palyginti nedidelių deformacijų atvejais (nagrinėjamais šiame tyrime). Norint įvertinti strypų išdėstymo įtaką elementų deformacijoms, taip pat nagrinėjamas teorinės prizmės, armuotos vienu 10 mm strypu, modelis (4.17e pav.). Šiame modelyje priimtos tos pačios medžiagų savybės kaip ir prizmės su vienu 5 mm strypu (4.17c pav.).

Apskaičiuotos ir eksperimentiškai išmatuotos apkrovos ir deformacijų diagramos suldytos 4.18 paveiksle. Eksperimentinės diagramos atitinka visų deformacijų vidutinių reikšmių matuoklių rezultatus. Apskaičiuotos diagramos gautos pagal sumodeliuotus prizmių vidutinius keturių paviršių poslinkius. Maksimali bandinio 2-09 apkrova buvo lygi 5,86 kN (4.18a pav.). Bandymas buvo nutrauktas dėl betono pažeidimo išplėstoje kraštinėje bandinio dalyje. Bandinyje 2-08 užleistas išilginės armatūros sujungimas su inkaravimo varžtu (4.2c pav.) užtikrino pakankamą išplėstinės dalies stiprumą: didžiausia eksperimentinė apkrova pasiekė 11,75 kN. Todėl 4.18b paveiksle parodytoje eksperimentinėje diagramoje pasiekta didesnė apkrova. Galima pastebėti, jog pradinis bandinių standumas buvo modeliuojamas adekvačiai, tačiau abiejų nagrinėjamų bandinių pleišėjimo apkrova gauta didesnė nei eksperimentinė (4.18 pav. punktyrinės linijos).

4.18 pav. Apskaičiuotos ir išmatuotos apkrovos ir deformacijų diagramos skirtingai armuotų prizmių: a) vienas 5 mm strypas; b) keturi 5 mm strypai

Fig. 4.18. Calculated and experimental load-strain diagrams of prisms with different reinforcement: a) one 5 mm bar; b) four 5 mm bars

Nemažai tyrimų (pvz., Broms & Lutz 1965, Michou *et al.* 2015b, Gribniak *et al.* 2013b, 2015b, 2016b) parodė, jog suvaržytas betono traukumas gali pastebimai sumažinti armuoto betono elementų atsparumą pleišėjimui: armatūros strypas varžo traukumo deformacijas, sukeldamas tempimo įtempimus betone. Armavimo koeficientas lemia šių įtempių dydį. Kuo didesnis armatūros kiekis, tuo didesni pradiniai betono iki mechaninio apkrovimo tempiamieji įtempiai. Siekiant iliustruoti šį reiškinį, BE modelyje papildomai buvo įvertintas betono traukumas, modeliuojamas kaip papildoma betono makroelementų deformacija. Tam panaudota eksperimentiškai nustatyta traukumo reikšmė (-244×10^{-6}). Vidutinės traukumo paveiktų elementų apkrovos ir deformacijų diagramos parodytos 4.18 paveiksle ištiesinėmis linijomis. Modeliavimo rezultatai rodo pradinio standumo ir pleišėjimo apkrovų sutapimą su bandymų rezultatais. Todėl deformacijų analizei taikomas patobulintas BE modelis (vertinantis betono traukumo deformacijas).

Modeliuojamas tempimo įtempių pasiskirstymas prizmėse dėl suvaržyto betono traukumo parodytas 4.19 paveiksle (prizmių ketvirčių vaizdai rodo įtempių pasiskirstymą betone šalia armatūros strypų). Šiame paveiksle taip pat pateikti teorinės prizmės, armuotos vienu 10 mm strypu, modeliavimo rezultatai (4.19c pav.). Traukumo suvaržymo sukeltami betono įtempiai siekia 1,4 MPa, o tai atitinka 50 % betono tempiamojo stiprio (4.2 lentelė). Akivaizdu, kad suvaržyto traukumo įtempiai, akumuliuoti betone iki mechaninio apkrovimo, mažina betono atsparumą pleišėjimui. Šis reiškinys yra ryškesnis bandiniuose, kuriuose yra didesnis armatūros kiekis.

4.19 pav. Įtempių dėl suvaržyto betono traukumo pasiskirstymas bandiniuose, armuotuose skirtingai: a) vienas 5 mm armatūros strypas; b) keturi 5 mm strypai; c) vienas 10 mm strypas

Fig. 4.19. Distribution of the shrinkage-induced stresses in the concrete specimens with different reinforcement: a) one 5 mm bar; b) four 5 mm bars; c) one 10 mm bar

Nagrinėjimų prizmių, armuotų vienu 5 mm strypu (4.19a pav.), armavimo koeficientas yra 0,54 %, o likusių dviejų bandinių (4.19b ir 4.19c pav.) armavimo koeficientas – 2,18 %. Kaip parodyta 4.19a paveiksle, suvaržyto traukumo įtempiai betone lokalizuoti aplink armatūros strypą. Padidėjus bendram armatūros plotui, įtempių pasiskirstymas betone tampa tolygesnis (4.19b ir 4.19c pav.). Taip pat galima pastebėti, jog betono tamprumo modulio kitimas sukelia nevienodą įtempių pasiskirstymą elemento segmentuose: didesnis tamprumo modulis lemia didesnių tempimo įtempių atsiradimą betone.

Skirtingai armuotų bandinių deformacijų schemas pavaizduotos 4.20 paveiksle. Modeliavimo rezultatai susieti su panašiomis armatūros vidutinėmis deformacijomis ϵ_m . Taip pat parodytas deformacijų pasiskirstymas betone. Atsižvelgiant į vidutinį BE dydį (≈ 7 mm), 0,8 % deformacija sutapatinama su betono pleišėjimo riba (Mang *et al.* 2016). Žydros spalvos zonos 4.20 paveiksle rodo regionus, kuriuose viršijamos ribinės deformacijos, t. y. vietos, kur betone formuojasi matomi plyšiai. Akivaizdu, kad šie regionai formuojasi betono segmentų sandūrų zonose, o tai gali būti netolygaus betono standumo (išreikšto tamprumo modulio) pasiskirstymo BE modelyje pasekmė. Segmentų deformacinių savybių skirtumai skatina tempiamojo bandinio išsikreivinimą net esant mažoms apkrovoms. Minėtas poveikis ypač akivaizdus prizmėse, armuotose vienu strypu (4.20a ir 4.20c pav.). Didėnis strypų skaičius mažina betono savybių sklaidos poveikius, tačiau šie rezultatai būdingi idealizuotam skaitiniam modeliui ir negali būti tiesiogiai asocijuojami su realių tempiamųjų elementų elgsena. Prizmės 2-09 (armuotos vienu 5 mm strypu) apkrovos ir deformacijų diagramos parodytos 4.21 paveiksle. Skaitinio modeliavimo rezultatai rodomi atskirai kiekvienam šoniniam paviršiui.

4.20 pav. Skirtingai armuotų bandinių deformacijų schemas (deformacijos padidintos 200 kartų): a) prizmė 2-09; b) prizmė 2-08 ; c) teorinė prizmė, armuota 10 mm strypu

Fig. 4.20. Deformed shapes of specimens with different reinforcement (200× magnification scale): a) prism 2-09; b) prism 2-08; c) a theoretical prism reinforced with a single 10 mm bar

4.21 pav. Apskaičiuotos ir eksperimentiškai nustatytos prizmės 2-09 šoninių paviršių apkrovos ir deformacijų diagramos

Fig. 4.21. Simulated and experimental determined load-strain diagrams of side surfaces of the prism 2-09

Nors A paviršiaus (viršutinio betonavimo paviršiaus) apskaičiuotas standumas yra stebėtinai mažesnis nei standumas, nustatytas C paviršiuje (apatiniame betonavimo paviršiuje), bandymo rezultatai pasižymi daug reikšmingesniais skirtumais nei BE modeliavimo rezultatai (4.21 pav.). Tokie nesutapimai galėtų atsirasti dėl sudėtingų fizinių reiškinių, kurių supaprastintas BE modelis atkartoti negali. Lokalus cementinės matricos stipris gali būti paminėtas kaip viena svarbiausių betono savybių, nenagrinėjamų bandymo programoje.

4.4. Reprezentatyvaus bandinio koncepcija

Nors standartinis armuoto betono elementų bandymas neegzistuoja, betoninė prizmė, armuota vienu strypu, yra plačiausiai naudojamas eksperimentinis būdas pleišėjimo mechanizmams tirti (Forth & Beeby 2014). Nepaisant šio bandymo sąlyginio paprastumo, jo rezultatų interpretavimas gali būti neadekvatus. Eksperimentais dažniausiai nustatomos armatūros strypo ir betono paviršiaus deformacijos, tačiau šie rezultatai neretai prieštarauja fundamentaliai prielaidai apie armatūros ir betono vidutinių deformacijų ekvivalentiškumą. Plačiai taikoma prielaida, jog visas tempiamojo elemento betonas yra efektyvus (Balázs *et al.* 2013), tačiau Rimkus *et al.* (2017) ir Gribniak *et al.* (2017) eksperimentiškai įrodė, kad ši prielaida galioja tik ribotuose apsauginio betono sluoksnio storio bei deformacijų intensyvumo režimuose. Dažniausiai taikomos prielaidos – armatūros strypas atlaiko visus įtempius plyšyje (betono įtaka nevertinama) bei idealizuotas plyšių išdėstymas (reguliariai išdėstyti visiškai susiformavę plyšiai) – prieštarauja eksperimentų duomenims (1.8b, 1.17a ir 1.17b pav.). Tokie modeliai negali įvertinti integralinės

supleišėjusio betono įtakos sukibimo įtempių perskirstymui bei nevienodo plyšių atsivėrimo, tolstant nuo armatūros strypo betono paviršiaus link.

Europos normatyviniai dokumentai (CEN 2004, *fib* 2013) reglamentuoja panašias maksimalaus atstumo tarp plyšių išraiškas – atstumas tarp plyšių nustatomas kaip dviejų komponentų tiesinė kombinacija:

$$s_{r,max} = k_1 \cdot c + k_2 \cdot (\varnothing/p), \quad (4.3)$$

čia c – apsauginio betono sluoksnio storis; $\varnothing$ – armatūros skersmuo; p – armavimo koeficientas, k_1 ir k_2 – koeficientai, priklausantys nuo įvairių veiksnių (betono stiprio, armatūros ir betono sukibimo kokybės, apkrovimo trukmės bei tipo ir pan.). Nagrinėjant tradicinį tempimo bandinį (betoninė prizmė armuota vienu strypu), pastebima koreliacija tarp (4.3) išraiškos parametrų c , $\varnothing$ ir p :

$$c = \frac{b-\varnothing}{2} \approx \frac{b}{2}; \quad p = \frac{A_s}{A_s} = \frac{\pi \cdot \varnothing^2 / 4}{b^2 - \pi \cdot \varnothing^2 / 4} \approx \frac{\pi \cdot \varnothing^2 / 4}{b^2}, \quad (4.4)$$

čia b – kvadratinio skerspjūvio prizmės kraštinė. Tokiu būdu išraiška (4.3) gali būti pertvarkyta:

$$s_{r,max} = k_1 \cdot \frac{b-\varnothing}{2} + k_2 \cdot \left(\frac{4 \cdot b^2}{\pi \cdot \varnothing} - \varnothing \right) \approx k'_1 \cdot b + k'_2 \cdot \frac{b^2}{\varnothing} \quad (4.5)$$

su koeficientais k'_1 ir k'_2 , kurie dabar apima konstantas $1/2$ ir $4/\pi$. Šis supaprastinimas priimtinas, kol santykis $\varnothing/b$ yra gana mažas. Laboratorijose dažniausiai bandomos 100×100 mm skerspjūvio prizmės (t. y. $b = 100$ mm), kurios leidžia įvertinti tik strypo skersmens poveikį, tačiau esami projektavimo metodai buvo sukurti neatsižvelgiant į šį apribojimą. Nemažai tyrimų (pvz., Elfgren & Noghabai 2002, Beeby 2004, Debernardi & Taliano 2016) pripažino šią problemą.

Priežasčių, darančių įtaką eksperimentinių rezultatų sklaidai (3 skyrius), analizė motyvavo bandinių reprezentatyvumo tyrimus. Reprezentatyvumas suprantamas kaip nagrinėjamo elemento savybė atskirti tiriamus parametrus (pvz., deformacijas) nuo nekontroliuojamų poveikių, būdingų riboto dydžio bandiniams.

4.4.1. Reprezentatyvumo idėja

Reprezentatyvumo idėja – eksperimentiškai nustatyti bandinio formą, užtikrinančią galimybę izoliuoti tiriamą parametą (vidutines deformacijas), mažinant nekontroliuojamų poveikių reikšmę. Šios idėjos įgyvendinimas iliustruojamas pakraščio reiškiniu (angl. *end effect*) eliminavimu. Dėl palaipsniui perduodamų armatūros strypo tempimo įtempių betonui tolstant nuo elemento krašto, kraštinėse tempiamojo elemento zonose betono deformacijos nėra didelės. Deformacijos betone mažėja tolstant nuo armatūros strypo. Šis reiškinys gali būti itin reikšmingas elementuose su dideliu apsauginio betono sluoksnio storiu.

Esant dideliu apsauginiam betono sluoksniui, vidiniai plyšiai nesiekia betono paviršiaus. Dėl šios priežasties deformacijos betone pasiskirsto netolygiai. Skaitinio modeliavimo rezultatai (4.1 pav.) iliustruoja šį teiginį. Galima pastebėti,

jog deformacijos betone kinta ne tik išilgine elemento kryptimi – santykinai didelis apsauginis betono sluoksnis gali varžyti pleišėjimo procesą, t. y. izoliuoti plyšių vystymąsi elemento viduje (neleidžiant plyšiams pasiekti elemento išorės). Toks apsauginis betono sluoksnis sukuria „neefektyvią“ betono zoną, kuri negali būti vienodai vertinama nustatant vidutinės betono deformacijas. Vertinant elemento deformacijas pagal betono paviršiaus stebėjimo duomenis, galima netiksliai įvertinti plyšių pločių reikšmes (Gribniak *et al.* 2017, Rimkus *et al.* 2017). Todėl, siekiant adekvačiai įvertinti armuoto betono konstrukcijų pleišėjimą, būtina žinoti betono paviršiaus ir armatūros strypo deformacijų skirtumus.

Pagal Pereira *et al.* (2011) bei Lárusson *et al.* (2012) pasiūlytą terminiją, tempiamasis elementas, kurio vidutinės betono paviršiaus ir armatūros strypo deformacijas sutampa, vadinamas reprezentatyviu. Atsižvelgiant į lokalių deformacijų bandinio kraštinėse zonose mažėjimą elementui pleišėjant (1.18 pav.), vidutinės armatūros deformacijos pasirinktos etalonu bandinio geometrijos reprezentatyvumui vertinti – betono paviršiaus deformacijų matavimo bazė mažinama, kol vidutinės armatūros ir betono deformacijos sutaps. Toks matavimų bazės korekcijos būdas buvo taikomas daugelyje eksperimentinių programų (pvz., Elfgren & Noghabai 2002, Tammo & Thelandersson 2009, Ganesan *et al.* 2013, ir Michou *et al.* 2015). Priešingai nei įprastai (kai matavimo bazė nustatoma laisvai), šiame disertaciniame tyrime stebėjimo bazės tinkamumas nustatomas iteraciniu būdu. Pasiūlytas eksperimentinės procedūros algoritmas (Rimkus *et al.* 2017), kuriuo galima įvertinti betono ir armatūros deformacijų skirtumus bei nustatyti (jeigu įmanoma) intervalus, kuriuose minėti skirtumai nėra reikšmingi. Algoritmo schema pateikta 4.22 paveiksle.

Gribniak *et al.* (2017) bei Rimkus *et al.* (2017) pritaikė siūlomą algoritmą siekdami eliminuoti pakraščio reiškinių skirtingo skersmens strypais armuotuose elementuose (4.8c ir 4.8d pav.). Galima pastebėti reikšmingą armatūros strypo (matavimo bazė 2) ir betono paviršiaus (matavimo bazė 1) vidutinių deformacijų skirtumą, kuris galimai susijęs su netolygiai pasiskirsčiusiomis deformacijomis betone. Bandymų metu betono paviršiaus deformacijos taip pat fiksuotos matavimo bazėje 3 (4.8a pav.), kuri buvo nustatyta pagal pasiūlytą metodiką (t. y. atmetus neefektyvaus betono dalis kraštinėse elementų zonose). Galima pastebėti 4.8 paveiksle, kad mažą apsauginį sluoksnį (25 mm) turinčių elementų vidutinės armatūros strypo ir betono paviršiaus deformacijos praktiškai sutampa įvertinus pakraščio reiškinių, tačiau elementų su didesniu apsauginiu sluoksniu (34 ir 44 mm) vidutinių armatūros ir betono deformacijų skirtumas išlieka reikšmingas.

Dažniausiai tariama, kad armatūros ir betono vidutinės deformacijos yra vienos. Kaip galima pastebėti 4.1 paveiksle, šią prielaidą galima laikyti teisingą, analizuojant deformacijų pasiskirstymą (tam tikroje zonoje, atmetus kraštinius segmentus) 60×60 mm skerspjūvio prizmėje. Kita vertus, akivaizdu, kad 100×100 mm skerspjūvio elemento deformacijų pasiskirstymas betone netolygus

ir minėta prielaida nėra teisinga. Tokių elementų (su dideliu apsauginiu betono sluoksniu) vidutinės betono paviršiaus deformacijos dažniausiai yra gerokai mažesnės nei armatūros deformacijų reikšmės ir neatspindi tikrosios elemento elgsenos. Todėl 60×60 mm skerspjūvio prizmės laikomos reprezentatyviomis tiriant armuoto betono pleišėjimą bei deformacijas.

4.22 pav. Betono deformacijų suderinamumo analizės algoritmas (Rimkus *et al.* 2017)

Fig. 4.22. Concrete deformations compatibility analysis algorithm (Rimkus *et al.* 2017)

4.4.2. Bandinio reprezentatyvumo vertinimas

Analizei naudojami 60×60 mm skerspjūvio prizmių eksperimentiniai duomenys, pateikti 4.2.2 skyrelyje. Bandiniai armuoti vienu 10 mm strypu – armavimo koeficientas yra 2,2 %. Tempiamųjų elementų geometrija ir skerspjūvio parametrai pateikti 4.23 paveiksle. Nagrinėjami dviejų tipų bandiniai, kurių 60×60 mm skerspjūvis atitinka reprezentatyvaus bandinio kriterijus. Pirmo tipo etaloninis A bandinys (4.23a pav.) atitinka elementus, dažniausiai naudojamus eksperimentiniuose tyrimuose. Antrasis specifinis tipas, B bandinys (4.23b pav.), skirtas imituoti realaus konstrukcinio elemento deformacinę elgseną, kai armatūros deformacijų tiesiogiai stebėti neįmanoma. Antro tipo bandiniuose tempimo apkrova armatūrai perduodama netiesiogiai – per išplėstas betoninio elemento kraštines dalis. Centrinė B bandinio dalis (60×60×280 mm, 4.23b pav.) turėjo tuos pačius geometrijos ir armavimo parametrus (4.23c pav.) kaip ir etaloninis A bandinys. Papildomi armatūros rėmai buvo suprojektuoti ir pritaikyti siekiant sustiprinti elementų kraštines dali, kaip parodyta 4.23b paveiksle. Pleišėjimui lokalizuoti centrinėje B bandinio dalyje ties armatūros karkasais buvo formuojamos įpjovos (4.23b pav.).

4.23 pav. Tempiamieji elementai: a) apkrova pridedama prie armatūros strypo (A bandinys); b) apkrova pridedama betono (B bandinys); c) nagrinėjamas skerspjūvis
Fig. 4.23. Tensile elements: a) load transferred to reinforcement bar (specimen A); b) load transferred to concrete (specimen B); c) the considered cross-section

Elektroniniai matuokliai (angl. *linear variable displacement transducer*, LVDT) naudojami armatūros ir betono paviršiaus deformacijoms stebėti. Taip pat buvo naudojami 50 mm tenzodavikliai bandinių kraštinių zonų deformacijoms stebėti (4.6 pav.). Betono pleišėjimas stebimas skaitmeninių vaizdų koreliacijos (angl. *digital image correlation*, DIC) sistema. Sferiniai lankstai įrengti B bandiniuose (4.9 pav.), siekiant išvengti tempimo apkrovos ekscentriškumo.

Pakraščio reiškinių vertinimo procesas atliekamas abiem bandinių tipams atskirai. Pirmą analizuojamos etaloninių $60 \times 60 \times 640$ mm prizmių (4.23a pav.) deformacijos. Armatūros strypo (matavimo bazė L_s^A) ir betono paviršiaus (matavimo bazė L_c^A) deformacijos stebimos, kaip parodyta 4.22 paveiksle. Specifiniai elementai (B bandiniai, 2.23b pav.) nagrinėjami antrame etape. Šių bandinių stebimos tik betono paviršiaus deformacijos (matavimo bazė L_c^B). Nustatytos atrinktų A ir B bandinių vidutinės deformacijos pateiktos 4.24 paveiksle. Šiame paveiksle A bandinio armatūros deformacija laikoma etalonine, lyginant su betono paviršiaus deformacijomis, nustatytomis abiejų tipų bandiniams. Galima pastebėti, jog vidutinės betono deformacijos yra kur kas mažesnės nei etaloninės.

Pakraščio reiškinių lokalizacijos procedūra susideda iš penkių žingsnių, pa-vaizduotų 4.22 paveiksle. Bandiniai paruošiami bandymui 1 etape; betono paviršiuje įrengiami matavimo prietaisai (LVDT). Etaloniniame A bandinyje papildomi LVDT tvirtinami prie armatūros strypo. Apkrovos ir deformacijų diagramos sudaromos 2 etape. Vidutinės etaloninio elemento betono paviršiaus ir armatūros deformacijos lyginamos 3 etape. Šiame etape galimi du alternatyvūs rezultatai: 1) vidutinės deformacijos skiriasi; 2) deformacijų skirtumas nėra reikšmingas. Pirmasis atvejis reiškia, kad reikia sumažinti betono deformacijų matavimo bazę (L_c^A , 4.23a pav.) – 4a etapas (4.22 pav.). Alternatyvus rezultatas rodo, kad tikslus matavimo bazės ilgis identifikuotas, t. y. pakraščio reiškinyje lokalizuotas (4b etapas); fiksuojamas esamas matavimo bazės ilgio sumažėjimas ΔL ir nauji bandiniai (su tomis pačiomis medžiagos savybėmis ir geometrija) bandomi su sumažinta baze L_c^B (4.23b pav.). Atitinkamai sumažintos $L_{c,red}^A$ ir $L_{c,red}^B$ deformacijų stebėjimo bazės leidžia nustatyti reprezentatyvius betono pleišėjimo parametrus ir atlikti deformacijų lyginamąją analizę. Pakraščio reiškinyje buvo lokalizuotas 40 mm tempiamojo elemento kraštinėje zonoje, kaip parodyta 4.6 paveiksle.

4.24 pav. Apkrovos ir vidutinių deformacijų diagramos: a) armatūros strypo deformacijos (*A* bandinys); b) betono deformacijos (*B* bandinys)

Fig. 4.24. Load-average strain diagrams: a) deformations of reinforcement bar (specimen *A*); b) deformations of concrete (specimen *B*)

Kontrolinių bandymų su LVDT, įrengtais pradinėje (1 etapas, 4.22 pav.) ir sumažintoje (3 etapas, 4.22 pav.) bazėse, rezultatai pateikti 4.24 paveiksle. Vidutinės betono deformacijos, nustatytos naudojant sumažintas stebėjimo bazes $L_{c,red}^A$ ir $L_{c,red}^B$, praktiškai sutampa su armatūros deformacija (etaloninio *A* bandinio). Svarbus aspektas yra tas, kad siūloma eksperimentinė procedūra (4.22 pav.) tinka pakraščio reiškiniui lokalizuoti tik supleišėjusiems elementams. Iki pleišėjimo *A* ir *B* bandinių standumas nėra palygintinas dėl nesutrūkusio įpjauto betono (4.23b pav.) poveikio, didinant *B* bandinio standumą.

Palyginami *A* bandinio (4.23a pav.) ir *B* bandinio (4.23b pav.) pleišėjimo parametrai. Santykinų poslinkių, nustatytų esant eksploatacinei apkrovai (60 % nuo bandinio laikomosios galios), pasiskirstymas parodytas 4.25 paveiksle. Deformacijų pasiskirstymas gautas naudojant skaitmeninių vaizdų koreliacijos (DIC) sistemą (4.6 pav.). DIC metodu taip pat gauti santykinų betono paviršiaus taškų poslinkiai. Santykinų poslinkių profiliai pateikti 4.25 paveiksle, kur paviršiaus pjūviai susieti su armatūros strypo padėtimi. Nagrinėjami profiliai sudaromi pagal taškų (vienas nuo kito nutolusių 0,3 mm atstumu) santykinius poslinkius. Galima pastebėti (4.25 pav.), kad smalių padėtis poslinkių profiliuose atitinka tikrųjų plyšių atsiradimo vietas. Poslinkių diagramų apibrėžtas plotas, užtušuotas 2.25 paveiksle, rodo suminį betono paviršiaus poslinkį. Didelė pastebėtų plyšių pločio sklaida apsunkina pleišėjimo analizę, todėl suminis paviršiaus poslinkis analizuojamas, siekiant palyginti tempiamųjų elementų pleišėjimo parametrus.

Penkių pasirinktų bandinių apkrovos ir suminio poslinkio diagramos pateiktos 4.26a paveiksle. Šie poslinkiai apskaičiuoti kiekviename apkrovimo etape integruojant atitinkamus deformacijų profilius (pvz., 4.25 pav.). Siūloma procedūra (4.22 pav.) taikyta modifikuojant 4.26a paveiksle pateiktas diagramas – siekiama identifikuoti reprezentatyvaus bandinio koncepciją atitinkantį bandinio ilgį. Remiantis anksčiau nustatytomis pakraščio reiškinio lokalizavimo reikšmėmis, buvo atmestos 40 mm ilgio zonos greta *B* bandinio įpjovų ir *A* bandinio kraštų.

4.25 pav. Pleišėjimo schemas ir santykinių poslinkių diagramos: a) A bandinys; b) B bandinys

Fig. 4.25. Cracking schemes and relative displacements of concrete surface:

a) specimen A; b) specimen B

4.26 pav. Atrinktų bandinių apkrovos ir suminių poslinkių diagramos:

a) eksperimentinės diagramos; b) reprezentatyvūs bandinių paviršiai; c) normalizuotos reprezentatyvios diagramos

Fig. 4.26. Load-cumulative displacement diagrams of the selected specimens:

a) experimental diagrams; b) representative surfaces; c) normalized representative diagrams

Modifikacija atliekama tokiu būdu: 1) DIC nagrinėjamas paviršius mažinamas, kaip parodyta 4.26b paveiksle; 2) suminių poslinkių reikšmė normalizuojama, atsižvelgiant į nagrinėjamo paviršiaus ilgį. Modifikuotos apkrovos ir suminio poslinkio diagramos pateiktos 4.26c paveiksle. Pastebėtas reikšmingas (daugiau nei dvigubas) diagramų skirtumo sumažėjimas.

Plyšio plotis apibūdinamas kaip skirtumas tarp betono ir armatūros deformacijų. Tinkamas šių komponentų nustatymas gali būti laikomas pagrindine sąlyga analizės adekvatumui užtikrinti. Šiame kontekste reprezentatyvumas suprantamas kaip bandinio savybė atskirti / izoliuoti nagrinėjamą parametą (pvz., vidutines

deformacijas) nuo nekontroliuojamų veiksnių, taip didinant bandymo rezultatų interpretavimo patikimumą. Reizentatyvumo sąlyga leidžia: 1) sumažinti 3 skyriuje nagrinėjamų eksperimentinių duomenų sklaidą; 2) sukurti patikimą parametų vertinimo procedūrą, jei stebėjimo galimybės yra ribotos (pvz., armatūros deformacijų vertinimas, stebint pastatų konstrukcijų būklę).

Reizentatyvumo principas gali būti išplėstas (pvz., Belletti *et al.* 2016, Caldentey *et al.* 2017), tačiau eksperimentinę sąlygą būtina atitinkamai patikrinti. Pavyzdžiui, $80 \times 80 \times 640$ mm prizmės (4.8c pav.) reizentatyvumas buvo užtikrintas didinant bandinio ilgį iki 1000 mm, tačiau $100 \times 100 \times 1000$ mm prizmė išlieka nereizentatyvi (Gudonis *et al.* 2014, Rimkus & Vilėniškytė 2015) – pakraščio reiškinio lokalizavimo zonos didinimas neleido užtikrinti reizentatyvaus bandinio sąlygos. Atitinkami rezultatai pateikti 4.27 paveiksle.

4.27 pav. Įvairaus skerspjūvio 1000 mm ilgio prizmių reizentatyvumas (Rimkus & Vilėniškytė 2015): a) 80×80 mm; b) 100×100 mm

Fig. 4.27. Representativeness of 1000 mm prisms with different cross-section (Rimkus & Vilėniškytė 2015): a) 80×80 mm; b) 100×100 mm

4.4.3. Klasifikuoti bandymai

Klasifikuoti (unifikuoti) bandymo protokolai, kurie aprašo bandomojo elemento sudedamąsias medžiagas, bandinio formą, armatūros išdėstymą skerspjūvyje, gaminimo technologiją, bandymo ir matavimo techniką, sudaro galimybes klasifikuotai vertinti bandomojo elemento ar atskirų klasifikuotų veiksnių įtaką mechaninėms elemento savybėms. Unifikuotos informacijos apie atliekamus bandymus trūkumas ir kontroliuotinių parametų neapibrėžtumas riboja galimybes atlikti lyginamuosius bandymus ir kartu didina atliekamų bandymų rezultatų sklaidą.

Sąlyginai tai galima įsivaizduoti kaip aibę daugiamatėje erdvėje įvairiomis kryptimis išsidėsčiusių vektorių, kurių pradžios taškai nėra žinomi, o jų sumavimo paklaida arba poveikio atstojamoji – gautas bandomo elemento neapibrėžtų mechaninių charakteristikų rezultatas. Klasifikuoti bandymai, paremti standartinių protokolų sudarymu, turėtų sumažinti duomenų sklaidą ir sudaryti palankesnes galimybes nagrinėti atskirus ar grupinius įtakos veiksnius, kaip, pavyzdžiui, tai

aprašyta 3 skyriuje stochastinio modeliavimo procedūroje, taip pat prireikus vykdyti šių veiksmų klasterinę analizę.

Reprezentatyvumo sąvoka (apibrėžta 4.4.2 skyrelyje) turi tapti neatsiejama bandymų unifikavimo proceso dalimi. Reprezentatyvumo sąlygos atitiktis užtikrins matuojamų (stebimų ir kontroliuojamų) bei modeliuojamų (analizuojamų) parametrų suderinamumo sąlygą. Taip eksperimentų metu bus gaunami išsamūs ir neprieštaringi eksperimentiniai duomenys.

4.5. Ketvirtojo skyriaus išvados

1. Betono prizmė, armuota vienu strypu centre, pasirinkta pleišėjimo ir deformacijų analizės objektu. Siekiant sumažinti bandymų rezultatų sklaidą, pastebėtą disertacinio darbo 3 skyriuje, pasiūlyta bandinio reprezentatyvumo koncepcija. Tyrimų idėja – nustatyti bandinio formą, leidžiančią minimizuoti pakraščio reiškinių poveikį (angl. *end effect*) tempimo bandymo rezultatams. Sukurta atitinkama eksperimentinė procedūra. Tyrimas atskleidžia, kad pasiūlyta procedūra leidžia nustatyti neefektyvaus betono dalį kraštinės elemento zonoje, naudojant armatūros ir betono paviršiaus vidutinių deformacijų eksperimentines reikšmes.
2. Sukurta procedūra leidžia lokalizuoti pakraščio reiškinių, tokiu būdu užtikrinant reprezentatyvius bandinių pleišėjimo bei deformavimo parametrus. Siūlomas reprezentatyvumo vertinimo požiūris yra itin svarbus interpretuojant bei lyginant skirtingų bandymų rezultatus.
3. *Navier* ir *Bernoulli* hipotezės pagrįstumas būdingas stabilizuoto pleišėjimo stadijai, kai pasiektos didelės plyšių atsivėrimo reikšmės ir betono poveikis, varžant plyšių atsivėrimą, yra mažas. Iki pleišėjimo, vidutinės armatūros ir betono deformacijos skiriasi dėl pakraščio reiškinių, būdingo realiems fizikiniams bandiniams: sukibęs su armatūra betonas patyrė mažesnes vidutines deformacijas nei armatūros strypas (kuris yra tiesiogiai tempiamas). Todėl negalimo šio fakto nevertinti, interpretuojant bandymų rezultatus.
4. Disertaciniame darbe pateikiami deformacijų daviklių stebėjimo rezultatai, leidžiantys sekti betono deformacijų tendencijas bandymo metu. Eksperimentiškai parodyta, kad centriškai tempiamųjų elementų deformacijų būvis yra sudėtingas dėl geometrinės bei fizikinės simetrijos ašių nesutapimo. Ašių padėties skirtumai taip pat priklauso nuo įtempių persiskirstymo betonui pleišėjant. Deformacijų gradientas betone taip pat kinta ne tik išilgai strypo, bet ir pačiame apsauginio betono sluoksnyje. Eksperimentinių rezultatų sklaida priklauso nuo apsauginio betono sluoksnio storio dėl betono pleišėjimo stochastinio pobūdžio.

5. Siūlomą bandinio reprezentatyvumo principą galima išplėsti, tačiau būtina atitinkamai parinkti eksperimentinius stebėjimo parametrus. Tam būtina formalizuoti atitinkamų bandinių gamybą, bandymų procedūrą ir stebėjimo parametrus.

Bendrosios išvados

1. Nors per praėjusį šimtmetį buvo atlikta nemažai eksperimentinių ir teorinių pleišėjimo tyrimų, tiesioginė priklausomybė tarp plyšio pločio pačiame betone (šalia armatūros strypo) ir betono paviršiuje nebuvo nustatyta. Galima suformuluoti du pagrindinius iki šiol neatsakytus klausimus: 1) koks betono plotas aplink armatūros strypą gali būti laikomas „efektyviu“; 2) ar vienodai „efektyvus“ tas pats betono plotas tempiamuosiuose ir lenkiamuosiuose elementuose.
2. Būtinumas vertinti suvaržyto betono traukumo deformacijas buvo pabrėžtas jau antroje praėjusio amžiaus pusėje. Visgi iki šiol betono traukumo ir ypač jo įtakos armuoto betono konstrukcijų pleišėjimui vertinimas išlieka vienu sudėtingesnių uždavinių dėl sudėtingų šio proceso fizikinių bei cheminių mechanizmų bei medžiagų savybių neapibrėžtumo, lydinčio betono traukumą.
3. Pasiūlyta stochastinio deformacijų nustatymo metodika leidžia apskaičiuoti ne tik vidutinės deformacijų reikšmes, bet ir 50 bei 95 % prognozavimo ribas, svarbias vertinant skaičiavimo rezultatų patikimumą. Šis modeliavimo būdas gali būti universaliu įrankiu konstrukcinių elementų patikimumui vertinti. Toks vertinimas taip pat gali būti atliktas nepriklausomai nuo priimto armuoto betono tempiamojo sustandėjimo modelio deterministinės komponentės pobūdžio. Kitaip sakant, analizės tikslumas

iš esmės nepriklauso nuo taikomo deterministinės komponentės matematinio modelio.

4. Skirtingai nuo suvaržyto betono traukumo modeliavimo būdo, tempiamojo sustandėjimo modelių sudėtingumo laipsnis neturi statistiškai reikšmingos įtakos deformacijų modeliavimo rezultatų kokybei. Reikšmingi prognozavimo adekvatumo skirtumai dėl alternatyvių traukumo modeliavimo koncepcijų taikymo pastebėti tempiamuosiuose elementuose, kurių armavimo koeficientas vidutinis ($p > 1 \%$). Modeliavimo rezultatų sklaida sumažėjo beveik 25 %, prognozės tapo tikslesnės, kai traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikiai buvo vertinami kaip du atskiri modelio komponentai.
5. Nustatyta, jog paprasčiausias modelis, kuriame traukumo ir tempiamojo sustandėjimo poveikiai buvo vertinami atskirai, priskirtas efektyviajam tempiamojo betono plotui (nustatytam pagal *Model Code 2010* modeliavimo koncepciją), tinkamas lenkiamųjų elementų (taip pat ir elementų, veikiamų ašine jėga) deformacijoms nustatyti. Elementų, kuriuose armavimo strypai buvo išdėstyti vienu sluoksniu su minimaliu apsauginio betono sluoksnio storiu, kreivis, atitinkantis eksploatacinę apkrovą, būdavo pervertinamas 5–35 %.
6. Itin didelė deformacijų sklaida būdinga tempiamiems elementams, kurių armavimo koeficientas mažesnis nei 0,4 %; kai kuriais atvejais rezultatai svyravo daugiau nei 500 %. Didesnis strypų skaičius mažina rezultatų sklaidą. Kiekybinis rezultatų sklaidos vertinimas (pagal siūlomą metodiką siejamas su nustatomų prognozavimo intervalų pločiais) užtikrino racionalią projektinių sprendimų atsargą.
7. Armuoto betono elementų tempimo bandymo rezultatų analizė atskleidė tai, kad betono mechaniniai parametrai, tradiciškai laikomi medžiagų savybėmis (pvz., tempiamasis stipris, deformacijų modulis), priklauso nuo elementų geometrijos ir armatūros strypų išdėstymo.

Literatūra ir šaltiniai

Abrams, D. A. 1913. *Tests of bond between concrete and steel*. Bulletin No. 71, University of Illinois Engineering Experiment Station, 239 p.

Abrishami, H. H., Mitchell, D. 1996. Influence of splitting cracks on tension stiffening. *ACI Structural Journal*, 93(6): 703–710.

Acker, P. 2004. Swelling, shrinkage and creep: a mechanical approach to cement hydration. *Material and Structures*, 37: 237–243.

Acker, P., Ulm, F.-J. 2001. Creep and shrinkage of concrete: physical origins and practical measurements. *Nuclear Engineering and Design*, 203(2–3): 143–158.

Al-Fayadh, S., Engström, B., Magnusson, J. 2001. Cracking behaviour of reinforced concrete tensile members, in: L. Elfgren, K. Noghabai (Eds.), *Tension of Reinforced Concrete Prisms – Round Robin Analysis and tests on Bond*, RILEM Report rep034, 1/1–1/121.

Altoubat, S. A., Lange, D. A. 2001. The Pickett effect in early age concrete under restrained conditions. *Concrete Science and Engineering Journal*, 3(11): 163–167.

Altoubat, S. A., Lange, D. A. 2002. The Pickett effect at early age and experiment separating its mechanisms in tension. *Materials and Structures*, 35(4): 211–218.

Alvaredo, A., Wittmann, F. H. 1993. Shrinkage as influenced by strain softening and creep, in Bažant Z. and Carol I. (eds.) *Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium Creep and Shrinkage of Concrete*, E & FN SPON, New York, 103–113.

ASTM 1947. *Tentative specification for minimum requirements for the deformations of deformed steel bars for concrete reinforcement A305-47T*, ASTM International, Philadelphia, PA.

ASTM 1949. *Specifications for minimum requirements for deformations of deformed steel bars for concrete reinforcement, A 305-49*, ASTM International, West Conshohocken, PA.

Balázs, G. L., Bisch, P., Borosnyói, A., *et al.* 2013. Design for SLS according to fib Model Code 2010. *Structural Concrete*, 14(2), 99–123.

Baroghel-Bouny, V. 1996. Texture and moisture properties of ordinary and high-performance cementitious materials, in *Proceedings of the RILEM international conference – Concrete: From Material to Structure*, Arles, Sept. 1996, 144–165.

Baroghel-Bouny, V., Mainguy, M., Lassabatere, T., Coussy, O. 1999. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 29(8): 1225–1238.

Baroghel-Bouny, V., Mounanga, P., Khelidj, A., Loukili, A., Rafaï, N. 2006. Autogenous deformations of cement pastes: Part II. W/C effects, micro–macro correlations, and threshold values. *Cement and Concrete Research*, 36(1): 123–136.

Base, G. D., Murray, M. H. 1982. A new look at shrinkage cracking. *Civil Engineering Transactions*, 24(2): 171–176.

Bažant, Z. P. 1972. Prediction of concrete creep effects using age-adjusted effective modulus method. *ACI Journal Proceedings*, 69(4): 212–217.

Bažant, Z. P. 1987. Snapback instability at crack ligament tearing and its implication for fracture micromechanics. *Cement and Concrete Research*, 17(6): 951–967.

Bažant, Z. P., Chern, J. C. 1985. Concrete creep at variable humidity: constitutive law and mechanism. *Materials and Structures*, 18(1): 1–20.

Bažant, Z. P., Novák, D. 2003. Stochastic models for deformation and failure of quasibrittle structures: Recent advances and new directions. In: *Computational Modelling of Concrete Structures*, 583–598.

Bažant, Z. P., Raftshol, W. J. 1982. Effect of cracking in drying and shrinkage specimens. *Cement and Concrete Research*, 12(2): 209–226.

Bažant, Z. P., Xi, Y. 1994. Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms. *Materials and Structures*, 27(1): 3–14.

Beeby, A. W. 1978. Corrosion of reinforcing steel in concrete and its relation to cracking. *Structural Engineer*, 56(3): 77–81.

Beeby, A. W. 2004. The influence of the parameter ϕ/ρ_{eff} on crack widths. *Structural Concrete*, 5(2): 71–83.

Belletti, B., Damoni, C., Cervenka, V., Hendriks, M. A. N. 2016. Catenary action effects on the structural robustness assessment of RC slab strips subjected to shear and tensile forces. *Structural Concrete*, 17(6): 1003–1016.

- Benboudjema, F., Meftah, F., Torrenti, J. M. 2005. Interaction between drying, shrinkage, creep and cracking phenomena in concrete. *Engineering Structures*, 27(2): 239–250.
- Bentz, D. P., Garboczi, E. J. 1991. Simulation studies of the effects of mineral admixtures on the cement paste–aggregate interfacial zone. *ACI Materials Journal*, 88(5): 518–529.
- Bentz, D. P., Stutzman, P. E., Garboczi, E. J. 1992. Experimental and simulation studies of the interfacial zone in concrete. *Cement and Concrete Research*, 22(5): 891–902.
- Bentz, D. P., Hwang, J. T. G., Hagwood, C., Garboczi, E. J., Snyder, K. A., Buenfeld, N., Scriviner, K. L. 1995. Interfacial zone percolation in concrete: effects of interfacial zone thickness and aggregate shape, in *Microstructure of Cement-Based Systems: Bonding and Interfaces in Cementitious Materials*, Pittsburg 1995: 437–442.
- Beygi, M. H. A., Kazemi, M. T., Nikbin, I. M., Amiri, J. V. 2013. The effect of water to cement ratio on fracture parameters and brittleness of self-compacting concrete. *Materials and Design*, 50: 267–276.
- Bhide, S. B., Collins, M. P. 1987. *Reinforced concrete elements in shear and tension*. Publication 87-02. University of Toronto, Dept. of Civil Engineering, 161 p.
- Bischoff, P. H. 1983. *Response of prestressed concrete tension members*. MSc Thesis, McGill University, Montreal, Canada, 122 p.
- Bischoff, P. H. 2001. Effects of shrinkage on tension stiffening and cracking in reinforced concrete. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(3): 363–374.
- Bischoff, P. H. 2008. Discussion of “Tension Stiffening in Lightly Reinforced Concrete Slabs” by R. Ian Gilbert. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 134(7), 1259–1260.
- Bischoff, P. H., Johnson, R. D. 2007. Effect of shrinkage on short-term deflection of reinforced concrete beams and slabs, in: *Structural Implications of Shrinkage and Creep of Concrete*, ACI SP 246: 167–80.
- Bischoff, P. H., MacLaggan, D. A. 2006. Bond and tension stiffening in concrete tension members with plain reinforcement, in: *Proc. of The First International Structural Specialty Conference*, Calgary, Alberta, Canada, 2006, 10 p.
- Borosnyói, A. 2014. Variability case study based on in-situ rebound hardness testing of concrete. Part 2. Statistical analysis of spatial variability parameters. *Éptőanyag – Journal of Silicate Based and Composite Materials*, 66(4), 94–99.
- Borosnyói, A., Snóbli, I. 2010. Crack width variation within the concrete cover of reinforced concrete members. *Éptőanyag – Journal of Silicate Based and Composite Materials* 62(3), 70–74.
- Broek, D. 1982. Mechanisms of fracture and crack growth. In *Elementary engineering fracture mechanics*. Springer, Dordrecht, 24–66.
- Broms, B. B. 1965. Crack width and crack spacing in reinforced concrete members. *ACI Journal Proceedings*, 62(10): 1237–1256.

Broms, B. B., Lutz L. A. 1965. Effects of arrangement of reinforcement on crack width and spacing of reinforced concrete members. *ACI Journal Proceedings*, 62(11): 1395–1410.

Brunauer, S. 1957. Some aspects of the physics and chemistry of cement, in *The Science of Engineering Materials*, New York: John Wiley & Sons, Inc., 428–468.

Budi Aulia, T. 2003. Mechanics of crack growth in high-strength concrete. *LACER* 8: 51–80.

Bullard, J. W., Garboczi, E. J. 2006. A model investigation of the influence of particle shape on portland cement hydration. *Cement and Concrete Research*, 36(6): 1007–1015.

Buyukozturk, O., Lee, K. M. 1992a. Fracture of mortar–mortar interfaces in concrete composites, in *Interfaces in Cementitious Composites*. London: Taylor & Francis, 139–148.

Buyukozturk, O., Lee, K. M. 1992b. Interface fracture mechanics of concrete composites, in *Proceedings of the First Conference on Fracture Mechanics of Concrete structures (FraMCoS-1)*, Colorado 1992, 163–168.

Cairns, J., Jones, K. 1995. The splitting forces generated by bond. *Magazine of Concrete Research*, 47(171): 153–165.

Cairns, J., Plizzari G. A. 2003. Towards a harmonised European bond test. *Materials and Structures*, 36(8): 498–506.

Caldentey, A. P., Peiretti, H. C., Iribarren, J. P. and Soto, A. G. 2013. Cracking of RC members revisited: influence of cover, ϕ/ρ_{eff} and stirrup spacing – an experimental and theoretical study, *Structural Concrete*, 14(1), 69–78.

Caldentey, A. P., Cembranos, J. M. and Peiretti, H. C. 2017. Slenderness limits for deflection control: A new formulation for flexural RC elements. *Structural Concrete*, 18(1): 118–127.

Caliskan, S. 2003. Aggregate/mortar interface: influence of silica fume at the micro- and macro-level, *Cement and Concrete Composites*, 25(4–5): 557–564.

Carpinteri, A., Chiaia, B. 1996. Size effects on concrete fracture energy: dimensional transition from order to disorder, *Material and Structures*, 29(5): 259–266.

Carpinteri, A., Ingraffea, A. 1984. *Fracture Mechanics of Concrete: Material Characterization and Testing*. The Hague: Martinus Nijhoff Publishers, 202 p.

Castel, A., Vidal, T., Viriyametantont, K., François, R. 2006. Effect of reinforcing bar orientation and location on bond with self-consolidating concrete. *ACI Structural Journal*, 103(4): 559–567.

CEN 2004. *Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1:2004*. Brussels: CEN (Comité Européen de Normalisation).

Ceroni, F., Pecce, M., Matthys, S. 2004. Tension stiffening of reinforced concrete ties strengthened with externally bonded fiber-reinforced polymer sheets. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 8(1): 22–32.

- Chattmji, S.; Jeffery, J. W. 1967. Strength development in calcareous cements, *Nature* 214(5088): 559–561.
- Chaube, R. O., Shimomura, T., Maekawa, K. 1993. Multi-phase water movement in concrete as a multi-component system, in *Proceedings of the Fifth International RILEM Symposium – Creep and Shrinkage of Concrete*, Barcelona, Sept. 1993, 139–144.
- Chen, B., Liu, J. 2007. Investigation of effects of aggregate size on the fracture behavior of high performance concrete by acoustic emission. *Construction and Building Materials*, 21(8): 1696–1701.
- Chen, Z., Xu, J., Chen, Y., Su, Y. 2016. Seismic behavior of T-shaped steel reinforced high strength concrete short-limb shear walls under low cyclic reversed loading. *Structural Engineering and Mechanics*, 57(4): 681–701.
- Cheng, Y., Hagan, P. C., Mitra, R., Wang, S. 2015. Defects visualization using acoustic emission tomography technique. *ACI Materials Journal*, 112(6): 755–766.
- Chiaia, B., Van Mier, J. G. M., Vervuurt, A. 1998. Crack growth mechanisms in four different concretes: Microscopic observations and fractal analysis. *Cement and Concrete Research*, 28(1): 103–114.
- Choi, K.-Y., Maekawa, K. 2003. Bond behavior in RC tension members based on the change of concrete fracture characteristics with temperature. *JCI Proceedings*, 25(2): 991–996.
- Clark, A. P. 1946. Comparative bond efficiency of deformed concrete reinforcing bars, *ACI Journal Proceedings*, 43(11): 381–400.
- Cohen, I., Kita, H., Van Der Kloot, W. 1974. The intervals between miniature end-plate potentials in the frog are unlikely to be independently or exponentially distributed. *The Journal of Physiology*, 236: 327–39.
- Comby-Peyrot, I., Bernard, F., Bouchard, P.-O., Bay, F., Garcia-Diaz, E. 2009. Development and validation of a 3D computational tool to describe concrete behaviour at mesoscale. Application to the alkali-silica reaction. *Computational Materials Science*, 46(4): 1163–1177.
- Condit, C. W. 1968. *American building: materials and techniques from the first colonial settlements to the present*. Chicago: University of Chicago Press, 329 p.
- Crino, N. J., Slate, F. O. 1976. Limiting tensile strain criterion for failure of concrete. *ACI Journal Proceedings*, 73(3): 160–165.
- Černomores, A. A. (Черноморец, А. А.) 1993. *Математическая модель и метод решения задачи размещения трехмерных многогранных объектов*. Technikos mokslų kandidato disertacija, Charkovas: Mechanikos inžinerijos institutas. 135 p.
- Daoud, A., Maurel, O., Laborderie, C. 2013. 2D mesoscopic modelling of bar–concrete bond. *Engineering Structures*, 49: 696–706.

- Darwin, D., McCabe, S. L., Idun, E. K., Schoenekase, S. P. 1992. Development length criteria: Bars not confined by transverse reinforcement. *ACI Structural Journal*, 89(6): 709–720.
- Dawood, N., Marzouk, H. 2010. Reinforced concrete panels subjected to uniaxial and biaxial tension. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 8(1): 59–73.
- Dawood, N., Marzouk, H. 2011. Crack width model for thick reinforced concrete plates subjected to in-plane forces. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(11): 1262–1273.
- Dawood, N., Marzouk, H. 2012. Cracking and tension stiffening of high-strength concrete panels, *ACI Structural Journal*, 109(1): 21–30.
- Day, R. L., Cuffaro, P., Illston, J. M. 1984. The effect of drying on the drying creep of hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 14(3): 329–338.
- Debernardi, P. G., Taliano, M. 2016. An improvement of the Eurocode 2 and fib Model Code 2010 methods for the calculation of crack width in RC structures. *Structural Concrete*, 17(3): 365–376.
- Desayi, P., Rao, K. B. 1987. Probabilistic analysis of the cracking of RC beams. *Materials and Structures*, 20(6): 408–417.
- Diamond, S. 1999. Aspects of concrete porosity revisited. *Cement and Concrete Research*, 29(8): 1181–1188.
- Diamond, S. 2004. The microstructure of cement paste and concrete – a visual primer, *Cement and Concrete Composites* 26(8): 919–933.
- Dominguez, N., Brancherie, D., Davenne, L., Ibrahimbegović, A. 2005. Prediction of crack pattern distribution in reinforced concrete by coupling a strong discontinuity model of concrete cracking and a bond-slip of reinforcement model. *Engineering Computations*, 22(5–6): 558–582.
- Donahey, R. C., Darwin, D. 1985. Bond of top-cast bars in bridge decks. *ACI Journal Proceedings*, 82(5): 57–66.
- Durbin, J. 1961. Some methods of constructing exact tests. *Biometrika*, 48(1–2): 41–55.
- Elaqra, H., Godin, N., Peix, G., R'Mili, M., Fantozzi, G. 2007. Damage evolution analysis in mortar, during compressive loading using acoustic emission and X-ray tomography: Effects of the sand/cement ratio. *Cement and Concrete Research*, 37(5): 703–713.
- Elfgren, L., Noghabai, K. 2002. Tension of reinforced concrete prisms. Bond properties of reinforcement bars embedded in concrete tie elements. Summary of a RILEM round-robin investigation arranged by TC 147-FMB “Fracture Mechanics to Anchorage and Bond”. *Materials and Structures*, 35(6): 318–325.
- Elices, M., Rocco, C. G. 2008. Effect of aggregate size on the fracture and mechanical properties of a simple concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 75(13): 3839–3851.
- Elliott, M. 2014. Introducing and using CRSI’s new “treatise”: Vintage steel reinforcement in concrete structures. *Structure*, 9: 10–12.

Empelmann, M. 1995. *Zum nichtlinearen Trag- und Verformungsverhalten von Stabtragwerken aus Konstruktionsbeton unter besonderer Berücksichtigung von Betriebsbeanspruchungen*. PhD Thesis. Aachen: Institute of Structural Concrete, (in German).

Engström, B., Magnusson, J., Huang, Z. 1998. Pull-out bond behaviour of ribbed bars in normal and high-strength concrete with various confinements. *ACI Special Publication*, 180: 215–242.

Fantilli, A. P., Iori, I., Vallini, P. 2007. Size effect of compressed concrete in four point bending RC beams. *Engineering Fracture Mechanics*, 74(1–2): 97–108.

Farra, B. 1995. *Influence de la résistance du béton et de son adhérence l'armature sur la fissuration*. Thèse No. 1359. Lausanne: EPFL, 171 p.

Farra, B., Jaccoud, J. P. 1993. *Influence du béton et de l'armature sur la fissuration des structures en béton*. Rapport des essais de tirants sous déformation imposée de courte durée. Lausanne: EPFL (in French).

Faust, T., Voigt, T. 1999. Softening behaviour of LWAC by means of wedge splitting tests. *LACER*, 4: 113–122.

Ferronskaja, A. V. (Ферронская, А. В.) 2006. *Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų ilgaamžiškumas* (Долговечность конструкций из бетона и железобетона). Maskva: ASV. 336 p.

fib 2013. *Model Code for Concrete Structures 2010*. Berlin: Ernst & Sohn.

Fields, K., Bischoff, P. H. 2004. Tension stiffening and cracking of high-strength reinforced concrete tension members. *ACI Structural Journal*, 101(4): 447–56.

Fischer, G., Li, V. C. 2002. Influence of matrix ductility on tension-stiffening behavior of steel reinforced engineered cementitious composites (ECC). *ACI Structural Journal*, 99(1): 104–111.

Forth, J. P., Beeby, A. W. 2014. Study of composite behavior of reinforcement and concrete in tension. *ACI Structural Journal*, 111(2): 397–406.

Friedman, D. 2010. *Historical building construction: design, methods and technology*. Second Edition. W. W. New York: Norton & Company, 319 p.

Gambarova, P. G., Rosati, G. P. 1996. Bond and splitting in reinforced concrete: test results on bar pull-out. *Materials and Structures*, 29(5): 267–276.

Ganesan, N., Indira, P. V., Sabeena, M. V. 2013. Tension stiffening and cracking of hybrid fiber-reinforced concrete. *ACI Materials Journal*, 110(6): 715–722.

Gao, X. F., Lo, Y. T., Tam, C. M. 2002. Investigation of micro-cracks and microstructure of high performance lightweight aggregate concrete. *Building and Environment*, 37(5): 485–489.

Garboczi, E. J., Snyder, K. A., Douglas, J. F., Thorpe, M. F. 1995. Geometrical percolation threshold of overlapping ellipsoids. *Physical Review E*, 52(1): 819–828.

- Gasparini, D. A. 2002. Contribution of C.A.P. Turner to development of reinforced concrete flat slabs 1905–1909. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 128(10): 1243–1252.
- Gerstle, W., Ingraffea, A. R., Gergely, P. 1982. Tension stiffening: a fracture mechanics and interface element approach, in: *Proc. of International Conference on Bond in Concrete*, Paisley, Scotland. London: Applied Science Publishers, pp. 97–106.
- Gilbert, R. I. 1992. Shrinkage cracking in fully restrained concrete members. *ACI Structural Journal*, 89(2): 141–149.
- Gilbert, R. I. 1999. Deflection calculation for RC structures – Why we sometimes get it wrong. *ACI Structural Journal*, 96(6): 1027–1032.
- Gilbert, R. I. 2001. Shrinkage, cracking and deflection – The serviceability of concrete structures. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 1(1): 2–14.
- Gilbert, R. I., Ranzi, G. 2011. *Time-dependent behaviour of concrete structures*. Abingdon: Spon Press.
- Gonen, T., Yazicioglu, S. 2007. The influence of mineral admixtures on the short and long-term performance of concrete. *Building and Environment*, 42(8): 3080–3085.
- Good, P. I., Hardin, J. W. 2012. *Common errors in statistics (and how to avoid them)*. Fourth ed. Hoboken: John Wiley & Sons.
- Goto, Y. 1971. Cracks formed in concrete around deformed tension bars. *ACI Journal Proceedings*, 68(4): 244–251.
- Grassl, P., Jirásek, M. 2010. Meso-scale approach to modelling the fracture process zone of concrete subjected to uniaxial tension. *International Journal of Solids and Structures*, 47(7–8): 957–968.
- Gribniak, T. T. (Грибняк, Т. Т.) 1972. (Теоретическое обоснование параметров влажностного вибрационного гранулирования, сепарирования и фильтрации дисперсных систем), Technikos mokslų kandidato disertacijos referatas. Kijievas: Kijevo politechnikos institutas. 20 p.
- Gribniak, T. T. (Грибняк, Т. Т.) 1997. (Оптимизация фракционного состава сыпучей массы материалов различной плотности с целью получения наиболее плотной упаковки). *Известия жилищно-коммунальной академии* 4: 61–72.
- Gribniak, V., Kaklauskas, G. 2014. Improving the Deflection Prediction Model from ACI 318. *ACI Structural Journal*, 111(6): 1491–1496.
- Gribniak, V., Kaklauskas, G., Idnurm, S., Bacinskas, D. 2010a. Finite element mesh size effect on deformation predictions of reinforced concrete bridge girder. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 5(1): 19–27.
- Gribniak V, Kaklauskas G, Bacinskas D, Sung W-P, Sokolov A, Ulbinas D. 2011. Investigation of shrinkage of concrete mixtures used for bridge construction in Lithuania. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 6(2): 77–83.

- Gribniak, V., Cervenka, V., Kaklauskas, G. 2013a. Deflection prediction of reinforced concrete beams by design codes and computer simulation. *Engineering Structures*, 56: 2175–2186.
- Gribniak, V., Kaklauskas, G., Kliukas, R., Jakubovskis, R. 2013b. Shrinkage effect on short-term deformation behavior of reinforced concrete – When it should not be neglected. *Materials and Design*, 51: 1060–1070.
- Gribniak, V., Kaklauskas, G., Torres, L., Daniunas, A., Timinskas, E., Gudonis, E. 2013c. Comparative analysis of deformations and tension-stiffening in concrete beams reinforced with GFRP or steel bars and fibers. *Composites Part B: Engineering*, 50: 158–170.
- Gribniak, V., Arnautov, A. K., Kaklauskas, G., Tamulenas, V., Timinskas, E., Sokolov, A. 2015a. Investigation on application of basalt materials as reinforcement for flexural elements of concrete bridges. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 10(3): 201–206.
- Gribniak, V., Caldentey, A.P., Kaklauskas, G., Rimkus, A., Sokolov, A. 2016a. Effect of arrangement of tensile reinforcement on flexural stiffness and cracking. *Engineering Structures*, 124: 418–428.
- Gribniak, V., Rimkus, A., Torres, L., Jakstaite, R. 2017. Deformation analysis of RC ties: Representative geometry, *Structural Concrete*, 18(4): 634–647.
- Gribniak, V., Jakubovskis, R., Rimkus, A., Ng, P.-L., Hui, D. 2018. Experimental and numerical analysis of strain gradient in tensile concrete prisms reinforced with multiple bars. *Construction and Building Materials*, 187: 572–583.
- Guénot-Delahaie, I. 1997. *Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre du béton*, Research Report LPC, OA25. Paris: LCPC.
- Guidoum, A., Navi, P., Huet, C. 1993. Numerical evaluation of micro-structural effects on the shrinkage properties of concrete through a three-dimensional model of cohesive granular material, in *Proc. of the Fifth International RILEM Symposium – Creep and Shrinkage of Concrete*, Barcelona, Sept. 1993, 127–132.
- Guinea, G. V., El-Sayed, K., Rocco, C. G., Elices, M., Planas, J. 2002. The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete. *Cement and Concrete Research*, 32(12): 1961–1970.
- Gutiérrez, M. A., De Borst, R. 1999. Deterministic and stochastic analysis of size effects and damage evolution in quasi-brittle materials. *Archive of Applied Mechanics*, 69(9–10): 655–676.
- Hammer, T. A., Foss, K. T., Bjøntegaard, Ø. 2007. Cracking tendency of HSC: Tensile strength and self generated stress in the period of setting and early hardening. *Materials and Structures*, 40(3): 319–324.
- Hartl, G. 1977. *Die Arbeitslinie Eingebetteter Stähle bei Erst- und Kurzzeitbelastung*. PhD Thesis, University of Innsbruck (in German).

- Heidolf, T. 2007. *Zeit- und beanspruchungsabhängiges Tragverhalten von polymermodifiziertem Beton unter mehrfach wiederholter Beanspruchung*. PhD Thesis, Bauhaus University, Weimar (in German).
- Hillerborg, A., Modéer, M., Petersson, P.-E. 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*, 6(6): 773–782.
- Hogg, R. V., Tanis, E. A. 1997. *Probability and statistical inferences*. Fifth Ed.. Saddle River: Prentice Hall.
- Holschemacher, K., Weiße, D., Klotz, S. 2005. Bond of reinforcement in ultra high-strength concrete. *ACI Special Publication*, 228: 513–528.
- Hordijk, D. A. 1991. *Local approach to fatigue of concrete*. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands, 210 p.
- Houde, J., Mirza, M. S. 1972. *A study of bond stress-slip relations in reinforced concrete*. *Structural Concrete Series* 72(8). Montreal: McGill University.
- Houghton, D. L. 1976. Determining tensile strain capacity of mass concrete. *ACI Journal Proceedings*, 73(12): 691–700.
- Houk, I. E., Paxton, J. A., Houghton, D. L. 1970. Prediction of thermal stress and strain capacity of concrete by test on small beams. *ACI Journal Proceedings*, 67(3): 253–261.
- Howell, D. A., Higgins, C. 2007. Bond and development of deformed square reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 104(3): 333–343.
- Hueste, M. B. D., Chompreda, P., Trejo, D., Cline, D. B. H., Keating, P. B. 2004. Mechanical properties of high-strength concrete for prestressed members. *ACI Structural Journal*, 101(4): 457–466.
- Humbert, J., Baroth, J., Daudeville, L. 2010. Probabilistic analysis of a pull-out test. *Materials and Structures*, 43(3): 345–355.
- Hwang, L. S. 1983. *Behaviour of reinforced concrete in tension at post-cracking range*. MSc Thesis, Department of Civil Engineering, University of Manitoba, Winnipeg, 215 p.
- Ickovič, S. M. (Ицкович, С. М.) 1983. *Betono užpildai (Заполнители для бетона)*. Minskas: Aukštoji Mokykla (Высшая Школа). 214 p.
- Ingafeea, A. R., Gerstle, W. H., Gergely, P., Saouma, V. 1984. Fracture mechanics of bond in reinforced concrete. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 110(4): 871–890.
- Jackson, M. D., Logan, J. M., Scheetz, B. E., Deocampo, D. M., Cawood, C. G., Marra, F., Vitti, M., Angaro, L. 2009. Assessment of material characteristics of ancient concretes, Grande Aula, Markets of Trajan, Rome. *Journal of Archaeological Science*, 36(11): 2481–2492.
- Jakubovskis, R., Kaklauskas, G., Gribniak, V., Weber, A., Juknys, M. 2014. Serviceability analysis of concrete beams with different arrangement of GFRP bars in the tensile zone. *ASCE Journal of Composites for Construction*, 18, Paper ID: 04014005, 1–10.

- Jeanty, P. R., Mitchell, D., Mirza, M. S. 1988. Investigation of "top bar" effects in beams. *ACI Structural Journal*, 85(3): 251–257.
- Jendele, L., Cervenka, J. 2006. Finite element modelling of reinforcement with bond. *Computers and Structures*, 84(28): 1780–1791.
- Jiang, D. H., Shah, S. P., Andonian, A. T. 1984. Study of the transfer of tensile forces by bond. *ACI Journal Proceedings*, 81(3): 251–259.
- Kaklauskas, G., Gribniak, V. 2011. Eliminating shrinkage effect from moment-curvature and tension-stiffening relationships of reinforced concrete members. *ASCE Journal of Structural Engineering*, 137(12): 1460–1469.
- Kaklauskas, G., Gribniak, V., Bacinskas, D., Vainiunas, P. 2009a. Shrinkage influence on tension stiffening in concrete members. *Engineering Structures*, 31(6): 1305–1312.
- Kaklauskas, G., Holschemacher, K., Gribniak, V., Bacinskas, D., Sokolov, A. 2009b. *A stress-strain constitutive relationship of steel fiber reinforced concrete*. Final Report No. T-101/09. Vilnius: VGTU (in Lithuanian).
- Kaklauskas, G., Sokolov, A., Ramanauskas, R., Jakubovskis, R. 2019. Reinforcement strains in reinforced concrete tensile members recorded by strain gauges and fbg sensors: experimental and numerical analysis. *Sensors*, 19(1), Paper ID: 200, 13 p.
- Khadour, A., Baby, F., Herrera, A., Taillade, F., Marchand, P., Rivillon, P., Simon, A., Quiertant, M., Toutlemonde, F. 2013. Distributed strain monitoring of reinforcement bars using optical fibers for SHM, in *Proceedings of Seventh International Conference on Concrete under Severe Conditions – Environment and Loading (CONSEC13)*, China, 1620–1629.
- Kovler, K. 1995. Interdependence of creep and shrinkage for concrete under tension. *ACI Materials Journal*, 7(2): 96–101.
- Krauss, P. D., Rogalla, E. A. 1996. *Transverse cracking in newly constructed bridge decks*. NCHRP Report 380. Washington: TRB.
- Landis, E. N., Bolander, J. E. 2009. Explicit representation of physical processes in concrete fracture. *Journal of Physics D: Applied Physics*, 42(21): 1–17.
- Lapi, M., Orlando, M., Spinelli, P. 2018. A review of literature and code formulations for cracking in R/C members. *Structural Concrete*, 19(5): 1481–1503.
- Lash, S. D. 1953. Ultimate strength and cracking resistance of lightly reinforced beams. *ACI Journal Proceedings*, 49(2): 573–582.
- Lárusson, L., Fischer, G., Jönsson, J. 2012. Mechanical interaction between concrete and structural reinforcement in the tension stiffening process, in *High Performance Fiber Reinforced Cement Composites 6, RILEM State of the Art Report*, 2:247–254.
- Lea, F. M. 1971. *The chemistry of cement and concrete*. 3rd Edition. Arnold: Chemical Publishing Company. 740 p.

- Lee, G.-Y., Kim, W. 2009. Cracking and tension stiffening behavior of high-strength concrete tension members subjected to axial load. *Advances in Structural Engineering*, 12(2): 127–137.
- Lee, K. M., Buyukozturk, O., Oumera, A. 1992. Fracture analysis of mortar-aggregate interfaces in concrete. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 118(10): 2031–2047.
- Leonhardt, F. 1977. Crack control in concrete structures, *IABSE Surveys*, S-4/77: 1–26.
- L'Hermite, R. 1955. *Idées actuelles sur la technologie du beton. Documentation Technique du BTP*. Collection de l'ITBTP. 242 p.
- Li, Q., Li, G., Wang, G., Yuan, L. 2004. CTOD measurement for cracks in concrete by fiber optic sensors. *Optics and Lasers in Engineering*, 42(4): 377–388.
- Liu, T. C., McDonald, J. E. 1978. Prediction of tensile strain capacity of mass concrete. *ACI Journal Proceedings*, 75(5): 192–197.
- Liu, Y., Shi, X. 2012. Stochastic modeling of service life of concrete structures in chloride-laden environments. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(4): 381–390.
- Lothenbach, B., Winnefeld, F. 2006. Thermodynamic modelling of the hydration of Portland cement. *Cement and Concrete Research*, 36(2): 209–226.
- Lorrain, M., Maurel, O., Seffo, M. 1998. Cracking behavior of reinforced high-strength concrete tension ties. *ACI Structural Journal*, 95(5): 626–635.
- Lu, W.-Y., Lin, I.-J. 2002. The probability of local bond failure of continuous reinforced concrete beams. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 25(1): 77–88.
- Lura, P., Van Breugel, K., Maruyama, I. 2003. Autogenous and drying shrinkage of high strength lightweight aggregate concrete at early ages – the effect of specimen size, in: *Proc. of the International RILEM Conference Early Age Cracking in Cementitious Systems EAC'01*: 335–342.
- Lutz, L. A. 1970. Analysis of stresses in concrete near a reinforcing bar due to bond and transverse cracking. *ACI Journal Proceedings*, 67(10): 778–787.
- Lutz, L. A., Gergesly, P. 1967. Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete. *ACI Journal Proceedings*, 64(11): 711–721.
- Maekawa, K., Ishida, T., Kishi, T. 2003. Multi-scale modeling of concrete performance. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(2): 91–126.
- Mains, R. M. 1951. Measurement of the distribution of tensile and bond stresses along reinforcing bars. *ACI Journal Proceedings*, 23(3): 225–253.
- Man, H.-K., Van Mier, J. G. M. 2011. Damage distribution and size effect in numerical concrete from lattice analyses. *Cement and Concrete Composites*, 33(9): 867–880.
- Mang, C., Jason, L., Davenne, L. 2016. Crack opening estimate in reinforced concrete walls using a steel–concrete bond model. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 16(3): 422–436.

- Mardia, K. V., Zemroch, P. J. 1978. *Tables of the F- and related distributions with algorithms*. New York: Academic Press.
- Marfisi, E., Burgoyne, C. J., Amin, M. H. G., Hall, L. D. 2005. Observation of flexural cracks in loaded concrete beams using MRI. *Magazine of Concrete Research*, 57(4): 225–234.
- Maruyama, I., Sato, R. 2005. A trial of reducing autogenous shrinkage by recycled aggregate, in *Proceedings of the Fourth International Research Seminar Self-Desiccation and Its Importance in Concrete Technology*, Gaithersburg, Maryland, USA, June, 264–270.
- Matsushita, H., Tsuruta, H. 1999. The influences of quality of coarse aggregate on the autogenous shrinkage stress in high-fluidity concrete, in: *Proc. of the International Workshop Autogenous Shrinkage of Concrete*. London: E & FN Spon, 363–374.
- Mayer, U., Eligehausen, R. 1998. Bond behaviour of ribbed bars at inelastic steel strains, in: *Proc. of The Second International PhD Symposium in Civil Engineering*, Budapest, 8 p.
- McGeary, R. K. 1961. Mechanical packing of spherical particles. *Journal of the American Ceramic Society*, 44(10): 513–522.
- McHenry, D., Walker, W. T. 1948. Laboratory measurements of stress distribution in reinforcing steel. *ACI Journal Proceedings*, 19(10): 1041–1054.
- Michou, A., Hilaire, A., Benboudjema, F., Nahas, G., Wyniecki, P., Berthaud, Y. 2015. Reinforcement-concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and meso-scale modelling. *Engineering Structures*, 101: 570–582.
- Miglietta, P. C., Grasselli, G., Bentz, E. C. 2016. Finite/discrete element model of tension stiffening in GFRP reinforced concrete. *Engineering Structures*, 111: 494–504.
- Miller, R., Mirmiran, A., Ganesh, P., Sapro, M. 2006. *Transverse cracking of high performance concrete bridge decks after one season or six to eight months*. Final Report FHWA/OH-2006/6. Columbus: Ohio Department of Transportation.
- Milnea, S. J., Patela, M., Dickinson, E. 1993. Experimental studies of particle packing and sintering behaviour of monosize and bimodal spherical silica powders. *Journal of the European Ceramic Society*, 11(1): 1–7.
- Mindess, S. 1983. The application of fracture mechanics to cement and concrete: a historical review, in *Fracture Mechanics of Concrete*, Amsterdam: Elsevier Science Publishers BV, 1–30.
- Mindess, S. 1990. *Fracture process zone detection. Report RILEM TC 89*. London: Chapman and Hall.
- Mirza, S. A. 1987. Bond strength statistics of flexural reinforcement in concrete beams. *ACI Structural Journal*, 84(5): 383–391.
- Mirza, S. M., Houde, J. 1979. Study of bond stress-slip relationships in reinforced concrete. *ACI Journal Proceedings*, 76(1): 19–45.

- Miyazawa, S., Monteiro, P. J. M. 1996. Volume change of high strength concrete in moist conditions. *Cement and Concrete Research*, 26(4): 567–572.
- Morita, S., Kaku, T. 1979. Splitting bond failures of large deformed reinforcing bars. *ACI Journal Proceedings*, 76(5): 93–110.
- Nagai, K., Sato, Y., Ueda, T. 2004. Mesoscopic simulation of failure of mortar and concrete by 2D RBMS. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(3): 359–374.
- Nemati, K. M. 1997. Fracture analysis of concrete using scanning electron microscopy. *Scanning*, 19(6): 426–430.
- Neville, A. M. 2011. *Properties of concrete*. Fifth edition. Essex: Prentice Hall. 872 p.
- Nilson, A. H. 1972. Internal measurement of bond slip. *ACI Journal Proceedings*, 69(7): 439–441.
- Noghabai, K. 2000. Behavior of tie elements of plain and fibrous concrete and varying cross section. *ACI Structural Journal*, 97(2): 277–284.
- Obeid, W., Mounajed, G., Alliche, A. 2002. Experimental identification of Biot's hydro-mechanical coupling coefficient for cement mortar. *Materials and Structures*, 35(248): 229–236.
- Ochotin, V. V. (Охотин, В. В.) 1929. (Лабораторные опыты по составлению дорожных грунтовых смесей по принципу наименьшей пористости). Maskva: Transpečiat (Транспечать). 129 p.
- Ogura, N., Bolander, J.E., Ichinose, T. 2008. Analysis of bond splitting failure of deformed bars within structural concrete. *Engineering Structures*, 30(2): 428–435.
- Ouyang, C., Wollrab, E., Kulkarni, S. M., Shah, S. P. 1997. Prediction of cracking response of reinforced concrete tensile members, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 123(1): 70–78.
- Otsuka, K., Ozaka, Y. 1992. Group effects on anchorage strength of deformed bars embedded in massive concrete block, in: *Proc. of the International Conference – Bond in Concrete from Research to Practice*. Riga, Latvia, 1: 38–47.
- Pan, T., Lu, Y. 2012. Stochastic modeling of reinforced concrete cracking due to nonuniform corrosion: FEM-based cross-scale analysis. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(6): 698–706.
- Pereira, E. N. B., Fisher, G., Barros, J. A. O. 2011. Image-based detection and analysis of crack propagation in cementitious composites, in: *Proc. of International RILEM Conference on Advances in Construction Materials Through Science and Engineering*, Hong Kong, China, pro079: 343–350.
- Perry, E. S., Thompson, J. N. 1966. Bond stress distribution on reinforcing steel in beams and pullout specimens. *ACI Journal Proceedings*, 63(8): 865–875.
- Pędziwiatr, J. 2008. Influence of internal cracks on bond in cracked concrete structures. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 8(3): 91–105.

Pignat, C., Navi, P., Scrivener, K. 2005. Simulation of cement paste microstructure hydration, pore space characterization and permeability determination. *Materials and Structures*, 38(4): 459–466.

Pinet, É., Hamel, C., Glišić, B., Inaudi, D., Miron, N. 2007. Health monitoring with optical fiber sensors: from human body to civil structures, in: *Proc. of the 14th International Symposium Smart Structures and Materials & Nondestructive Evaluation and Health Monitoring*, San Diego, USA, 12 p.

Polak, M. A., Blackwell, K. G. 1998. Modeling tension in reinforced concrete members subjected to bending and axial load, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 124(9): 1018–1024.

Prado, E. P., Van Mier, J. G. M. 2003. Effect of particle structure on mode I fracture process in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(14): 1793–1807.

Pukl, R., Jansta, M., Cervenka, J., Vorechovsky, M., Novák, D., Rusina, R. 2006. Spatial variability of material properties in nonlinear computer simulation, in: *Computational Modelling of Concrete Structures*, 891–896.

Purainer, R. 2005. *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung*. PhD Thesis. Munich: University of the Federal Armed Forces, 207 p. (in German).

Rachel, J. D., Kumar, P. M. 1989. Chemical and physical effects of silica fume on the mechanical behavior of concrete. *ACI Materials Journal*, 86(6): 609–614.

Ramsay, R. J., Mirza, S. A., MacGregor, J. G. 1979. Monte Carlo study of short time deflections of reinforced concrete beams. *ACI Journal Proceedings*, 76(8): 897–918.

Ransome, E. L., Saurbrey, A. 1912. *Reinforced concrete buildings: A treatise on the history, patents, design and erection of the principal parts entering into a modern reinforced concrete building*. New York: McGraw-Hill Book Co., 235 p.

Rimkus, A., Vilėniškytė, A. 2015. An experimental study of the influence of reinforcement bar arrangement on deformation behaviour and cracking of reinforced concrete members. *Science – Future of Lithuania*, 2015, 4 p.

Rostásy, F., Koch, R., Leonhardt, F. 1976. Zur Mindestbewehrung für Zwang von Außenwänden aus Stahlleichtbeton, *Deutscher Ausschuß für Stahlbeton*, 267: 1–107 (in German).

Ruetz, W. 1966. Das Kriechen des Zementsteins im Beton und seine Beeinflussung durch gleichzeitiges Schwinden. *Ausschuss Stahlbetonz*, 183: 1–51 (in German).

Russell, H. G. 2004. *Concrete bridge deck performance. national cooperative highway research program*, Synthesis Report 333. Washington: TRB.

Rvačiov, V. L. (Рвачев, В. Л.) 1963. (Об аналитическом описании некоторых геометрических объектов), *Доклады Академии Наук СССР*, 153(4): 765–767.

Rvačiov, V. L. (Рвачев, В. Л.) 1974. (Методы алгебры логики в математической физике). Kijevas: Naukova dumka (Наукова думка). 260 p.

- Salmon, R., Elliott, M. 2013. The Kahn System for reinforced concrete: Why it almost mattered. *Structure*, 4: 9–11.
- Samiuddin, M., Hanif, M., Asad, H. 1978. Some comparisons of the Bartlett and cube root tests of homogeneity of variance. *Biometrika*, 65(1): 218–221.
- Sato, R., Tanaka, S., Hayakawa, T., Tanimura, M. 1999. Experimental studies on reduction of autogenous shrinkage and its induced stress in high-strength concrete, in: *Proc. of the Second International Research Seminar Self-Desiccation and Its Importance in Concrete Technology*, Lund, Sweden, June 18, 163–171.
- Scanlon, A. 1971. *Time dependent deflections of reinforced concrete slabs*. Structural Engineering Report No. 38. Alberta: University of Alberta, 247 p.
- Scanlon, A., Bischoff, P. H. 2008. Shrinkage restraint and loading history effects on deflections of flexural members. *ACI Structural Journal*, 105(4): 498–506.
- Scheffé, H. 1959. *The analysis of variance*. New York: John Wiley, Wiley Classic.
- Schlangen, E., Van Mier, J. G. M. 1992. Experimental and numerical analysis of micro-mechanisms of fracture of cement-based composites. *Cement and Concrete Composites*, 14(2): 105–118.
- Schuler, H., Mayrhofer, C., Thoma, K. 2006. Spall experiments for the measurement of the tensile strength and fracture energy of concrete at high strain rates. *International Journal of Impact Engineering*, 32(10): 1635–1650.
- Scott, R. H., Gill, P. A. T. 1987. Short term distributions of strain and bond stress along tension reinforcement. *The Structural Engineer*, B65(2): 39–43.
- Scott, R. H., Beeby, A. W. 2005. Long term tension stiffening effects in concrete. *ACI Structural Journal*, 102(1): 31–39.
- Scrivener, K. L. 1989. The microstructure of concrete, in *Materials Science of Concrete*, Westerland: American Ceramic Society 1: 127–162.
- Scrivener, K. L. 2004. Backscattered electron imaging of cementitious microstructures: understanding and quantification. *Cement and Concrete Composites*, 26(8): 935–945.
- Shafei, B., Alipour, A., Shinozuka, M. 2013. A stochastic computational framework to investigate the initial stage of corrosion in reinforced concrete superstructures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 28(7): 482–494.
- Shahbazi, S., Rasoolan, I. 2017. Meso-scale finite element modeling of non-homogeneous three-phase concrete. *Case Studies in Construction Materials*, 6: 29–42.
- Sheshkin, D. J. 2011. *Handbook of parametric and nonparametric statistical procedures*. Fifth ed. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- Shionaga, R., Moroyama, Y., Kurata, Y., Tazawa, Y. 2004. Analytical prevention of concrete cracks during construction. *IHI Engineering Review*, 37(3): 90–97.

Shimomura, T., Maekawa, K. 1993. Micromechanical model for drying shrinkage of concrete based on the distribution function of porosity, in: *Proc. of the Fifth International RILEM Symposium – Creep and Shrinkage of Concrete*, Barcelona, 133–138.

Shiotania, T., Bisschop, J., Van Mier, J. G. M. 1993. Temporal and spatial development of drying shrinkage cracking in cement-based materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(12): 1509–1525.

Slate, F. O., Matheus, R. F. 1967. Volume changes on setting and curing of cement paste and concrete from zero to seven days. *ACI Journal Proceedings*, 64(1): 34–39.

Slowik, V., de Barros Leite, J. P. 2000. Meso-level modelling of concrete fracture. *LACER*, 5: 169–180.

Stojan, J. G., Jakovlev, S. V. (Стоян, Ю. Г.; Яковлев, С. В.) 1986. *Математические модели и оптимизационные методы геометрического проектирования*. Kijevas: Naukova dumka (Наукова думка). 266 p.

Stojan, J. G.; Ponomarenko, L. D. (Стоян, Ю. Г.; Пономаренко, Л. Д.) 1975. Алгоритмы приближенного решения задачи плотнейшей упаковки набора параллелепипедов в параллелепипеде с областями запрета. *Автоматика и вычислительная техника* 1: 46–54.

Strauss, A., Mordini, A., Bergmeister, K. 2006. Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete corbels at both deterministic and probabilistic levels. *Computers and Concrete*, 3(2–3): 123–144.

Stroband, J. 1991. *Experimenteel onderzoek naar het aanhechtgedrag van wapeningsstaven in lichtbeton*. Report 25.5-91-3/VFC. Delft: University of Technology (in Dutch).

Swaddiwudhipong, S., Lu, H. R., Wee, T. H. 2003. Tensile strain capacity of concrete under various states of stress. *Cement and Concrete Research*, 33(12): 2077–2084.

Šestoperov, S. V., Ivanov, F. M. (Шестоперов, С. В.; Иванов, Ф. М.) 1980. *Cementinis betonas kelių statyboje* (Цементный бетон в дорожном строительстве). Maskva: Dorizdat (Дориздат). 286 p.

Tam, K. S. S., Scanlon, A. 1986. Deflection of two-way slabs subjected to restrained volume change and transverse loads. *ACI Journal Proceedings*, 83(5): 737–744.

Tamai, S., Shima, H., Izumo, J., Okamura, H. 1987. Average stress-average strain relationship of steel in uniaxial tension member in post-yield range. *JSCE Doboku Gakkai Ronbunshu*, 1987(378): 239–247.

Tammo, K., Thelandersson, S. 2006. Crack opening near reinforcement bars in concrete structures. *Structural Concrete*, 7(4): 137–143.

Tammo, K., Thelandersson, S. 2009. Crack behaviour near reinforcing bars in concrete structures. *ACI Structural Journal*, 106(3): 259–267.

Tang, C.-W. 2017. Uniaxial bond stress-slip behavior of reinforcing bars embedded in lightweight aggregate concrete. *Structural Engineering and Mechanics*, 62(5): 651–661.

Tanimura, M., Hyodo, H., Nakamura, H., Sato, R. 2002. Effectiveness of expansive additive on reduction of autogenous shrinkage stress in high-strength concrete, in: *Proc. of the Third International Research Seminar Self-Desiccation and Its Importance in Concrete Technology*, Lund, Sweden, 205–216.

Tasong, W. A., Lynsdale, C. J., Cripps, J. C. 1998. Aggregate-cement paste interface. II: Influence of aggregate physical properties. *Cement and Concrete Research*, 28(10): 1453–1465.

TCSC (Trussed Concrete Steel Company) 1913. *Kahn system standards: a hand book on reinforced concrete*. Detroit: TCSC, 597 p.

Tepfers, R. 1979. Cracking of concrete cover along anchored deformed reinforcing bars. *Magazine of Concrete Research*, 31(106): 3–12.

Tijssens, M. G. A., Sluys, L. J., Van Der Giessen, E. 2001. Simulation of fracture of cementitious composites with explicit modeling of micro structural features. *Engineering Fracture Mechanics*, 68(11): 1245–1263.

Tomosawa, F., Noguchi, T., Park, Q. B., Sano, H., Yamazaki, N., Hashida, H., Kuroda, Y. 1997. Experimental determination and analysis of stress and strain distribution of reinforced high strength concrete column caused by self-desiccation and heat of hydration, in: *Proc. of the First International Research Seminar Self-Desiccation and Its Importance in Concrete Technology*, Lund, Sweden, 174–192.

Tongaroonsri, S., Tangtermsirikul, S. 2006. An experimental investigation on tensile strain capacity of concrete, in: *Proc. of International Conference on Pozzolan, Concrete and Geopolymer*, Khon Kaen, Thailand, 271–282.

Topçu, I. B., Bilir, T. 2010. Experimental investigation of drying shrinkage cracking of composite mortars incorporating crushed tile fine aggregate. *Materials and Design*, 31(9): 4088–4097.

Tork, B., Gálvez, J., Planas, J., Elices, M. 2001. Experimental results of the round robin analysis and test on bond, in: L. Elfgren, K. Noghabai (Eds.), *Tension of Reinforced Concrete Prisms - Round Robin Analysis and tests on Bond*, RILEM Report rep034: 7/1–7/23.

TRB 2006. *Control of cracking in concrete state of the art*. Transportation Research Circular E-C107. Washington: Transportation Research Board (TRB), 56 p.

Tremper, B. 1961. *Factors influencing drying shrinkage of concrete*. Research Report 61-15. San Francisco: Structural Engineers Association of Northern California.

Tschegg, E. K., Rotter, H. M., Roelfstra, P. E., Bourgund, U., Jussel, P. 1995. Fracture mechanical behaviour of aggregate-cement matrix interfaces, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 7(4): 199–203.

Tukey, J. W. 1977. *Exploratory data analysis*. Reading: Addison-Wesley.

Tuutti, K. 1982. *Corrosion of steel in concrete*. PhD Thesis, Swedish Cement and Concrete Research Institute (CBI), *CBI Forskning*, 82(4): 1–468.

Ubertini, F., D'Alessandro, A., Downey, A., García-Macías, E., Laflamme, S., Castro-Triguero, R. 2018. Recent advances on shm of reinforced concrete and masonry structures enabled by self-sensing structural materials. *Proceedings*, 2(3), Paper ID: 119, 6 p.

Ulm, F.-J., Le Maou, F., Boulay, C. 1999. Creep and shrinkage couplings: new review of some evidence. *Revue Française de Génie Civil*, 3(3–4): 21–37.

Van Breugel, K. 2000. Numerical modelling of volume changes at early ages – Potential, pitfalls and challenges, in *Proc. of the international RILEM workshop RILEM PRO 17 – Shrinkage of Concrete*, Paris, 271–286.

Van Mier, J. G. M. 1991. Mode I fracture of concrete: Discontinuous crack growth and crack interface grain bridging. *Cement and Concrete Research*, 21(1): 1–15.

Van Mier, J. G. M., Van Vliet, M. R. A. 2003. Influence of microstructure of concrete on size/scale effects in tensile fracture. *Engineering Fracture Mechanics*, 70(16): 2281–2306.

Vilanova, I., Torres, L., Baena, M., Kaklauskas, G., Gribniak, V. 2014. Experimental study of tension stiffening in GFRP RC tensile members under sustained load. *Engineering Structures*, 79: 390–400.

Walpole, R. E., Myers, R. H., Myers, S. L., Ye, K. 2012. *Probability and statistics for engineers and scientists*, 9th Ed. Boston: Pearson Education.

Wang, X. F., Yang, Z. J., Yates, J. R., Jivkov, A. P., Zhang, C. 2015. Monte Carlo simulations of mesoscale fracture modelling of concrete with random aggregates and pores. *Construction and Building Materials*, 75: 35–45.

Watstein, D., Mathey, R. G. 1959. Width of cracks in concrete at the surface of reinforcing steel evaluated by means of tensile bond specimens. *ACI Journal Proceedings*, 56(7): 47–56.

Wee, T. H., Lu, H. R., Swaddiwudhipong, S. 2000. Tensile strain capacity of concrete under various states of stress. *Magazine of Concrete Research*, 52(3): 185–193.

Weiss, J. 2002. An overview of cracking in concrete – focus early age, in: *Proc. of ACBM Faculty Enhancement Workshop*, 88 p.

Williams, A. 1986. *Test on large reinforced concrete elements subjected to direct tension*, Technical Report 562. Wexham Springs: Cement and Concrete Association, 56 p.

Wittmann, F. H. 1982. Creep and shrinkage mechanisms, in: Bažant, Z.P., Wittmann, F.H. (Eds.), *Creep and Shrinkage of Concrete Structures*. New York: Wiley, 129–161.

Wittmann, F. H. 1993. On the influence of stress on shrinkage of concrete, in: Bažant Z. and Carol I. (eds.) *Proc. of the Fifth International RILEM Symposium Creep and Shrinkage of Concrete*. New York: E & FN SPON, 151–157.

Wittmann, F. H., Roelfstra, P. E. 1980. Total deformation of loaded drying concrete. *Cement and Concrete Research*, 10(5): 601–610.

Wollrab, E., Kulkarni, S. M., Ouyang, C., Shah, S. P. 1996. Response of reinforced concrete panels under uniaxial tension. *ACI Structural Journal*, 93(6): 648–657.

- Wu, K., Chen, B., Yao, W. 2001. Study of the influence of aggregate size distribution on mechanical properties of concrete by acoustic emission technique. *Cement and Concrete Research*, 31(6): 919–923.
- Wu, H. Q., Gilbert, R. I. 2008. *An experimental study of tension stiffening in reinforced concrete members under short-term and long-term loads*, UNICIV Report No. R-449. Sydney: The University of New South Wales.
- Xing, G., Zhou, C., Wu, T., Liu, B. 2015. Experimental study on bond behavior between plain reinforcing bars and concrete. *Advances in Materials Science and Engineering*, 2015, Paper ID: 604280.
- Yang, Z. J., Su, X. T., Chen, J. F., Liu, G. H. 2009. Monte Carlo simulation of complex cohesive fracture in random heterogeneous quasi-brittle materials. *International Journal of Solids and Structures*, 46(17): 3222–3234.
- Yannopoulos, P. J. 1989. Variation of the concrete concrete crack widths through cover to reinforcement. *Magazine of Concrete Research*, 41(147): 63–68.
- Yu, A. B., Standish, N., McLean, A. 1993. Porosity calculation of binary mixtures of nonspherical particles. *Journal of the American Ceramic Society*, 76(11): 2813–2816.
- Yu, A. B.; Zou, R. P.; Standish, N. 1996. Modifying the Linear Packing Model for predicting the porosity of nonspherical particle mixtures. *Industrial and Engineering Chemistry Research*, 35(10): 3730–3741.
- Yuguang, Y., Walraven, J. C., den Uijl, J. A. 2009. Combined effect of fibers and steel rebars in high performance concrete. *Heron*, 54(2–3): 205–224.
- Zheng, W., Kwan, A. K. H., Lee, P. K. K. 2001. Direct tension test of concrete. *ACI Materials Journal*, 98(1): 63–71.
- Zhu, D., Mobasher, B., Rajan, S. D. 2012. Non-contacting strain measurement for cement-based composites in dynamic tensile testing. *Cement and Concrete Composites*, 34(2): 147–155.

Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema sąrašas

Straipsniai recenzuojamuose mokslo žurnaluose

Gribniak, V.; Mang, H. A.; Kupliauskas, R.; Kaklauskas, G.; Juozapaitis, A. 2016b. Stochastic tension-stiffening approach for the solution of serviceability problems in reinforced concrete: Exploration of predictive capacity. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 31(6): 416–431. ISSN: 1093-9687 (print), 1467-8667 (online). (*Clarivate Analytics Web of Science*).

Gribniak, V.; Mang, H. A.; Kupliauskas, R.; Kaklauskas, G. 2015b. Stochastic tension-stiffening approach for the solution of serviceability problems in reinforced concrete: Constitutive modeling. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 30(9): 684–702. ISSN: 1093-9687 (print), 1467-8667 (online). (*Clarivate Analytics Web of Science*).

Gribniak, V.; Kaklauskas, G.; Cygas, D.; Bacinskas, D.; Kupliauskas, R.; Sokolov, A. 2010b. Investigation of concrete cracking effect in deck slab of continuous bridges. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 5(2): 83–88. ISSN: 1822-427X (print), 1822-4288 (online). (*Clarivate Analytics Web of Science*).

Jakubovskis, R.; Kupliauskas, R.; Rimkus, A.; Gribniak, V. 2018. Application of FE approach to deformation analysis of RC elements under direct tension. *Structural*

Engineering and Mechanics, 68(3): 345–358. ISSN: 1225-4568 (print), 1598-6217 (online). (*Clarivate Analytics Web of Science*).

Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Jakubovskis, R.; Gudonis, E.; Salys, D.; Kupliauskas, R. 2012. Serviceability analysis of flexural reinforced concrete members. *Journal of Civil Engineering and Management*, 18(1): 24–29. ISSN: 1392-3730 (print), 1822-3605 (online). (*Clarivate Analytics Web of Science*).

Straipsniai kituose leidiniuose

Gudonis, E.; Rimkus, A.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Kupliauskas, R. 2014. Experimental investigation on deformation behavior of RC ties, in *Proc. of the 19th International Conference Mechanika 2014*, Kaunas, Lithuania 24–25 April 2014. Kaunas: Technologija, p. 94–99. ISSN: 1822-2951.

Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Meskenas, A.; Rimkus, A.; Kaklauskas, A.; Kupliauskas, R. 2013. Determination of the residual stress-crack opening relationship of SFRC flexural members. *AIP Conference Proceedings*, 1558: 2151–2154. ISSN: 0094-243X (print), 1551-7616 (online). (*Clarivate Analytics Proceedings*)

Kaklauskas, G.; Tamulėnas, V.; Gribniak, V.; Ng, P. L.; Kupliauskas, R. 2015. Tension-stiffening behaviour of reinforced concrete ties of various strength classes, in *Proc. of the Second International Conference on Performance-based and Life-cycle Structural Engineering* (PLSE 2015), Brisbane, Australia 9–11 December 2015. Brisbane: The University of Queensland, p. 582–590. ISBN: 978-1-74272-147-7.

Rimkus, A.; Jakštaite, R.; Kupliauskas, R.; Torres, L.; Gribniak, V. 2017. Experimental identification of cracking parameters of concrete ties with different reinforcement and testing layouts. *Procedia Engineering*, 172: 930–936. ISSN: 1877-7058. (*Clarivate Analytics Proceedings*)

Summary in English

Introduction

Problem Formulation

The application of the fundamental laws of material mechanics allows assessing the load-bearing capacity of reinforced concrete (RC) structures. However, prediction of deformations and crack widths is a much more complex problem due to its relation to a generally stochastic cracking process in the concrete. The use of semi-empirical methods is a common way to solve cracking problems. However, the direct application of phenomenological methods of continuum mechanics is not yet possible due to the limitation of existing computer hardware. The capabilities of discrete and smeared cracking models are limited by relatively simple stress-strain states, whereas the accuracy of the numerical prediction does not overpass the empirical outcomes. A promising alternative is related to the utilisation of stochastic modelling techniques.

In this thesis, a stochastic modelling approach suitable for the probabilistic design is proposed. The stiffness of an RC element is investigated as a benchmark problem where the variability of the predictions is attributed to uncertainties of the tension-stiffening model. A possible structural response is assessed using extensive *Monte Carlo* simulations for a range of the tension-stiffening relations, which are varied following the *a priori* probability determined using the collected experimental database. Based on the array of the generated responses, the *a posteriori* probability distribution of the deformation response of an RC member is assessed. The ability to quantify the variability of the outcomes in terms of chosen prediction boundary values is the essential advantage of the proposed

technique. Unlike the conventional practice, shrinkage of concrete, realised before the mechanical load, is taken into account in the short-term loading situations.

The finite element simulation results obtained in this work indicate that the strain gradient in the concrete varies not only along the bar but also within the cover. That proves the limited suitability of the effective area concept, accepted in the design codes.

Relevance of the Thesis

Reliability of prediction of the serviceability of concrete structures requires adequate models representing trends of the relevant physical properties. In most cases, empirical expressions are used for that purpose. However, such an approximation does not enable estimating the uncertainty of the corresponding predictions. The current test approaches are not suitable to estimate (to compare) the scatter of mechanical properties determined using different testing techniques since a standardised test protocol for reinforced concrete elements does not exist.

The study is focused on the evaluation of the influence of specimen geometry and reinforcement configuration on the scatter of the mechanical properties of concrete. The ability to unify (classify) existing experimental methodologies is another research topic. The feasibility of proposing standardised test protocols, depending on the methods used for the production of the specimen, loading and monitoring setups is also evaluated.

Research Object

Stress-strain behaviour of a tensile RC element is the object of this research. The deformations of reinforced concrete elements subjected to short-term tension, accounting for the long-term processes, i.e. shrinkage and creep, realised in the concrete before the mechanical load. The cracking of concrete is simulated as a stochastic process.

Aim of the Research

The elaboration of a stochastic approach to deformation analysis suitable for the probabilistic design is the purpose of this dissertation work.

Research Objectives

The following tasks were formulated to achieve the research target:

1. To collect a database of experimental results of tensile RC elements published in the literature, verifying the compatibility conditions of statistical data and comparing the corresponding test methodologies.
2. To carry out tests of tensile RC elements investigating deformation in the concrete and estimating the shrinkage effect on the test results.
3. To analyse numerically stress-strain behaviour of the experimental specimens accounting for the influence of the concrete shrinkage. To investigate the effect of the specimen geometry and arrangement of the reinforcement on the mechanical properties of the concrete.
4. To develop a stochastic approach to the tension-stiffening modelling suitable for the engineering applications.

5. To evaluate the effects of the controlled parameters (test velocity, measurement set-up and precision) and hidden features (e.g., geometry imperfections and heterogeneity of the concrete structure) on the tensile test results.

Research Methodology

- Methods of analysis and synthesis of logic statements were used for analysing the literature sources and formulating the research objectives.
- Mathematical statistics methods were applied composing the database and verifying compatibility of the statistical data.
- Mathematical principles of direct and inverse programming, as well as stochastic (*Monte Carlo*) approach, were used developing the tension-stiffening model and verifying its applicability.
- Materials characterisation techniques were used carrying out the physical tests of reinforced concrete specimens.
- A numerical (finite element) simulation approach was used investigating scatter of the test results.

Scientific Novelty of the Thesis

1. A tension-stiffening modelling approach was developed using the experimental database of more than 300 tensile elements collected in the literature, satisfying the compatibility conditions. The proposed method enables to derive the tension-stiffening models of different complexity. The shrinkage effect of the concrete can be modelled directly, i.e. considering it as a separate component of the model.
2. The degree of sophistication of the tension-stiffening models has little effect on the results in comparison to the approach used to account for shrinkage. The difference in accuracy between the predictions using different shrinkage assessment techniques was significant for the tensile elements with a relatively high reinforcement ratio ($p > 1\%$). The scatter of the results was reduced by almost 25%, and the overall accuracy was improved when the shrinkage effect was taken into account directly, i.e. separated from the tension-stiffening models.
3. The proposed technique is not only capable of predicting average deformations but also allows to determine the 50% and 95% prediction bounds, which are of particular importance in estimating the reliability of the predictions.

Practical Significance of the Research Findings

1. The proposed method of stochastic simulation is suitable for engineering practice. The application of stochastic principles enables not only to predict the average deformation response of an RC element but also to evaluate the scatter of the possible outcomes.
2. A method to determine area of “inefficient” concrete in the boundary zones of a tensile RC element, based on the monitoring results of the average deformations of the reinforcement and the concrete surface, was proposed. The developed procedure

allows localising the end effect, thus ensuring representativeness of cracking and deformation parameters of the specimen.

3. The satisfaction of the representativeness condition by the samples enables: 1) to reduce the scatter of the test outcomes; 2) to develop a robust procedure for estimating deformation and cracking parameters corresponding to the cases of limited monitoring feasibility (e.g., assessment of strain of internal reinforcement in real buildings).

Defined Statements

1. The deformation moduli ratio of the reinforcement and the concrete, the tensile strength of the concrete, the reinforcement ratio, the bar diameter, and the number of reinforcement bars in the section have a statistically significant influence on the tension-stiffening effect.
2. A large scatter of the deformation predictions of the members with a low reinforcement ratio ($<0.4\%$) exists. In some cases, it exceeded 500%. The scatter decreases with an increase in the number of reinforcement bars.
3. The strain gradient in the concrete varies not only along the reinforcement bar but also within the cover. An increase in the cover depth increases the scatter of the experimental results because of the stochastic nature of cracking.
4. The unification of physical tests, conforming the representativeness criterion, can reduce the scatter of the results enabling to investigate the effects of the factors mentioned in the first defined statement.

Approval of the Research Findings

Nine scientific publications were issued on the research topic: five articles were published in the journals listed in the *Clarivate Analytics*, *Web of Science* database (Gribniak *et al.* 2010, 2015, 2016; Kaklauskas *et al.* 2012; Jakubovskis *et al.* 2018); two publications are included in the *Clarivate Analytics*, *Proceedings* database (Kaklauskas *et al.* 2013; Rimkus *et al.* 2017); two articles are published in conference proceedings (Gudonis *et al.* 2013; Kaklauskas *et al.* 2015). Four presentations were made at international conferences.

Dissertation Structure

The dissertation consists of an introduction, four chapters, general conclusions, list of the references (294 works), list of scientific publications by the author on the dissertation topic, summary in English, and five annexes. The total number of pages (without the annexes and the summary in English) is 140. The thesis includes 37 numbered equations, 73 figures, and 12 tables.

Acknowledgement

The author expresses his sincere gratitude to the research consultant Dr V. Gribniak and all colleagues who have contributed to this study during the past 40 years. This work would never have been completed without your help and valuable comments!

1. Review of Researches of Tensile Reinforced Concrete

Cracking is a highly complex physical process intrinsic to the concrete. Development of the cracks, initiated at the microstructural level, often becomes evident only at the mesostructural range (Tijssens *et al.* 2001, Chen *et al.* 2016). Various defects, inherent to the concrete structure at all consideration levels, could be identified as another important source of the material heterogeneity. Cracks in the concrete propagate by following the complex topology of the internal structure (Chiaia *et al.* 1998; Diamond 2004; Elaqla *et al.* 2007). Under loading, the structural defects that appeared at the pre-loading stage are growing and form macrocracks, which topology follows the tensile stresses layout. Research works conducted by Van Mier in co-authorship (Van Mier 1991; Schlungen & Van Mier 1992; Chiaia *et al.* 1998; Van Mier & Van Vliet 2003; Prado & Van Mier 2003; Shiotania *et al.* 2003; Man & Van Mier 2011) have stipulated the inference that relative size (in respect to the dimension of the specimen) and distribution of the aggregates are the essential characteristics responsible for the scatter of the test outputs. The distribution of aggregates is closely related to the mix design and the production technology (including the pouring position and specimen layout, and concrete vibration intensity).

The heterogeneous structure determines different mechanical properties of the concrete in different loading situations. It could be related to a low resistance of the concrete matrix to the crack development. This property causes a brittle failure character and a very low tensile strength of the concrete (in comparison with the other major mechanical properties of the material). In practice, the tension zone of concrete elements is reinforced for compensating the low cracking resistance. In the presence of bar reinforcement, however, development of the cracks becomes even more complicated due to appearance of a new structure component – the interaction zone between the concrete and reinforcement.

The reinforcement enables transferring the tensile stresses through the crack plane making possible development of the multiple cracks in the tensile concrete. At a certain distance from the transverse crack, the concrete continues carrying tensile stresses because of the bond mechanism. Goto (1971) related this process with the formation of secondary cracks caused by the transfer of bond stresses to the surrounding concrete between the transverse primary cracks. Broms (1965) has characterized two types of cracks with different geometry. One type is the primary visible crack attaining the concrete surface, while the secondary cracks do not progress up to the concrete surface.

Test results (Borosnyói & Snóbli 2010; Caldentey *et al.* 2013; Gudonis *et al.* 2014; Jakubovskis *et al.* 2014; Gribniak *et al.* 2016a) indicated that the cracking pattern is dependent on the geometry of the specimen and arrangement of the reinforcement bars. Rostásy *et al.* (1976), Hwang (1983), Williams (1986), and Purainer (2005) demonstrated that distributing the same reinforcement area in a higher number of smaller diameter bars may increase the stiffness of concrete prisms subjected to tension. The test data reported by Broms & Lutz (1965) supports this inference. The number of cracks between the closely spaced bars can exceed the number of cracks in other areas of the concrete. Rimkus *et al.* (2017) revealed that differences in the crack spacing are dependent on the concrete cover.

In light of the aspects described in Chapter 1, the evaluation of the influence of specimen geometry and reinforcement configuration on the scatter of the mechanical properties of concrete was chosen as the research focus of this thesis.

2. Tension-Stiffening Model

The stochastic nature of concrete cracking, which results in a scatter of test results, renders the constitutive modelling a challenging task. This chapter provides statistical analysis tools that can be readily applied to engineering practice. The proposed modelling technique deals with two types of uncertainties. Although interrelated, they have different sources. The first type is related to the scatter of material (tension-stiffening) properties, whereas the second type is due to variations of structural parameters. Two respective probability distributions are considered: 1) *a priori* – the “experimentally” deduced function that accounts for the scatter of the tension-stiffening parameters; 2) *a posteriori* – an empirical probability that represents possible variations of structural responses. All material uncertainties are assigned to the tension-stiffening effect. The linking a tension-stiffening model with the deformation response of an RC element is a highly nonlinear procedure. Therefore, a probability that characterises the structural response cannot be expressed explicitly. Such an analysis can be accomplished using efficient *Monte Carlo* (MC) simulations. The MC technique allows generating an extensive collection of possible structural responses and thus permits assessing a probability distribution of the outcomes.

Stochastic principles are applied to modelling of tension-stiffening to predict not only the average deformation response of RC elements but also bounds of these predictions that are of vital importance for practical problems. Unlike conventional practice, shrinkage of concrete is taken into account in the short-term numerical simulation. It is considered in two different ways: 1) directly, if it is modelled as a prescribed deformation or as a fictitious force. In such situations, it is assumed that the shrinkage effect is excluded from the material (tension-stiffening) models; 2) indirectly, if shrinkage is considered in the simulations, by using material laws that are characterised by the coupling of tension-stiffening with shrinkage, this conception is common in general engineering practice.

This analysis is based on the data collected from 35 experimental programs involving 302 RC elements (15,476 measurements). All specimens were subjected to short-term axial tension. Two statistical data sets were composed using the test data described above. The first set consists of “experimental” tension-stiffening diagrams (Fig. S2.1d) derived from the load-deformation relations of shrunk RC elements (Fig. S2.1c). Such data are generally used for constitutive modelling. Thus, in the present study, this set is considered as a reference. The second set was obtained by eliminating the shrinkage effect (Fig. S2.1b). It is referred to as the free-of-shrinkage set. Figures S2.2a and S2.2d show the tension-stiffening diagrams before and after elimination of the shrinkage effect. The considered specimens had different geometric and material characteristics, resulting in different cracking resistance and ultimate strength. The tension-stiffening diagrams were normalised to simplify constitutive modelling. The normalised abscissa, β , represents the ratio of the mean tensile strain ε_{ct} and the cracking strain of concrete, $\varepsilon_{cr} = f_{ct} / E_c$, where f_{ct} and E_c are the reference tensile strength and the modulus of elasticity of concrete, respectively. The tension-stiffening diagrams are related to the material parameters f_{ctm} and E_{cm} ($f_{ct} = f_{ctm}$ and $E_c = 1.05 \cdot E_{cm}$), assessed by the *Eurocode 2*. Figure S2.2 shows the effectiveness of such a normalisation in combination with the shrinkage elimination procedure (compare Figs. S2.2e and S2.2a). The statistical data sets were composed in the following steps ensuring an even contribution of each specimen and consistency of the statistical analysis:

Fig. S2.1. Deformation response of RC tie: a) and b) load-deformation and tension-stiffening diagrams of a member prevented from shrinkage; c) and d) “experimental” load-deformation and tension-stiffening diagrams of shrunk element

Fig. S2.2. Tension-stiffening diagrams of selected ties: a) and d) “reference” and “free-of-shrinkage” diagrams; b) and e) “reference” and “free-of-shrinkage” diagrams after normalization; c) and f) normalized target points for statistical analysis

- Step 1. The derived tension-stiffening diagrams (e.g., Figs. S2.2a and S2.2d) are terminated at the yield strain ϵ_y of the reinforcement.
- Step 2. The maximum number of stress-strain points on the descending branch of each of the ties is limited to 50. For that purpose, 50 levels of normalised strains ($\beta = 1-50$) are introduced (Figs. S2.2b and S2.2e).
- Step 3. Based on linear interpolation, the tension-stiffening stresses are obtained at the levels of the specified normalised strain β , termed as target points (Figs. S2.2c, S2.2f). The number of target points for most of the members is below 50, as the tension-stiffening diagrams were terminated before reaching $\beta = 50$.
- Step 4. Constitutive modelling is performed considering the target tension-stiffening stresses $\sigma_{ct,jk}$ (indices j and k represent the relative strain level and the specimen number, respectively) as stochastic variables.

Statistical data have to be homogeneous or nominally identical, i.e. grouped around a unique centre. Data of a single cluster must not be dependent on any of the parameters, and all variations have to be accounted for by random effects (Sheshkin 2011). However, a high concentration of closely spaced bars is responsible for an increase in the tension-stiffening effect. In Figure S2.3, the target points are presented for two collections of the data: i.e., for $N_b < 10$ and $N_b \geq 10$, respectively, where N_b is the number of reinforcement bars in the section. The specimens with a high concentration of bars have more substantial tension-stiffening stresses. A specific feature of such elements is that the tension-stiffening effect is practically constant ($\approx 0.5f_{ct}$). The test data of the members with $N_b \geq 10$ (28 ties) were excluded from the analysis to keep the data homogenous. The following three specific points are raised, concerning the data shown in the left part of Figure S2.3:

1. The similarity of the mean and the median stresses for most of the relative strains indirectly correlates with the symmetry of the probability distribution of the data points concerning the average value inside the quartiles as the reference. However, the distribution of the points outside the quartile intervals is asymmetrical that requires additional means to assess the observed skewness, as most of the statistical procedures for parametric analysis require the normality of the probability distribution of the data.
2. Following Figure S2.3, it is assumed that the maximum tension-stiffening stresses occur in the strain interval from ε_{cr} to $3\varepsilon_{cr}$ ($\beta = 1, 2$, and 3).

Fig. S2.3. Effect of number of bars distributed in the section on tension-stiffening stresses: a) reference dataset ($N_b < 10$); b) reference dataset ($N_b \geq 10$); c) free-of-shrinkage dataset ($N_b < 10$); d) free-of-shrinkage dataset ($N_b \geq 10$)

Fig. S2.4. Deterministic tension-stiffening model

3. Negative values of the stresses in Figure S2.2c conflict with the physical meaning of the tension-stiffening effect as these stresses should be tensile. A simple rejection of the negative points inflicts a loss of a significant amount of information, particularly, at advanced deformation stages. As it can be seen from Figures S2.2f and S2.3, this contradictory issue can be resolved by eliminating the shrinkage effect.

Figure S2.4 shows an idealised shape of the stress-strain relationship was assumed to model the behaviour of concrete in tension. The ascending elastic part is characterised by the modulus of elasticity E_c and the tensile strength f_{ct} of concrete. Equation (2.14) defines the tension-stiffening response.

A regression analysis was performed to identify parameters with a noticeable influence on factors k_1 and k_2 , which control the tension-stiffening effect. The multiple linear regression technique was applied to investigate the significance of the input parameters, listed in the literature. Preliminary analysis has revealed that, due to a substantial scatter of the reference data, the form of the regression model has little effect on the prediction accuracy. Therefore, at first, the models were constructed for the free-of-shrinkage data set. Then, using the same form of the models, the regression coefficients were established for the reference set. The analysis has shown that the following parameters are statistically significant: the bar diameter ($\emptyset$), the modulus ratio (n_c), the strength of concrete (f'_c), and the reinforcement ratio (p). The latter parameter can be represented by the empirical factor C_p which is related to the average area of concrete around a single bar, A_c / N_b , and the bar diameter $\emptyset$. Equation (2.15) defines the factor C_p .

Table 2.1 determines the proposed relationships for the factors k_1 and k_2 for the case that shrinkage is neglected (i.e. included into the model *indirectly*) and for the case that it is eliminated from the tension-stiffening law. The respective determination coefficients were defined to assess the predictive capacity of the proposed deterministic models. The coefficient R^2_{tot} estimates the total scatter captured by the model, whereas the factors R^2_1 and R^2_2 characterise the variation of the statistical data regarding the two different branches of the tension-stiffening line (with normalised strains $\beta \leq 3$ and $\beta > 3$, Fig. S2.4). The two specific features can be highlighted concerning the determination coefficients R^2 from Table 2.1:

Table S2.1. Parameters and determination coefficients of proposed deterministic models

Type	Reference			Free-of-shrinkage		
	Models	Determination		Models	Determination	
		R^2_1 R^2_2	R^2_{tot}		R^2_1 R^2_2	R^2_{tot}
Simplest	$k_1 = 0.1n_c$ $k_2 = 35.7 - 0.2f'_c$	0.098 0.403	0.448	$k_1 = 0.15n_c$ $k_2 = 50 - 0.3f'_c$	0.168 0.439	0.462
Simple	–	–	–	$k_1 = 0.2n_c - 0.047C_p$ $k_2 = 20 - 0.261f'_c$	0.323 0.476	0.508
Average complexity	$k_1 = 0.35 - 0.02\emptyset$ $+0.125n_c - 0.026C_p$ $k_2 = 35 - 0.2f'_c$	0.256 0.394	0.454	$k_1 = 0.7 - 0.02\emptyset$ $+0.165n_c - 0.075C_p$ $k_2 = 52 - 0.3f'_c$	0.466 0.484	0.531
Complex	$k_1 = 0.35 - 0.02\emptyset$ $+0.125n_c - 0.026C_p$ $k_2 = 41.5 - 4.27p - 0.136f'_c$	0.256 0.438	0.488	$k_1 = 0.7 - 0.02\emptyset$ $+0.165n_c - 0.075C_p$ $k_2 = 50 - 1.4p - 0.319f'_c$	0.466 0.500	0.543

1. The extremely high scatter of the tension-stiffening stresses at the early cracking stage is a characteristic feature of the reference models. Consequently, these models are capable of capturing only 10%–25% of the scatter in the strain interval from ε_{cr} to $3\varepsilon_{cr}$ ($\beta = 1, 2$, and 3).
2. Shrinkage elimination, combined with additional variables, allows reducing the prediction uncertainty by almost 20% (compare $R^2_{tot} = 0.448$ and $R^2_{tot} = 0.548$). However, none of the deterministic models was capable of adequately predicting the tension-stiffening effect—the best-fit relation explains only 55% of the scatter ($R^2_{tot} = 0.548$). In other words, almost half of the statistical information was lost. A stochastic component of the model was introduced for extraction of the additional information from the prediction residuals.

The stochastic information is extracted by analysing the residuals from deterministic tension-stiffening modelling, i.e. the differences between the target stresses (Fig. S2.3) and the ones calculated by Equation (2.14) with coefficients taken from Table S2.1. Figures S2.5a shows an example of the residuals obtained for the simplest reference model. The stochastic modelling is based on the cumulative distribution function (cdf) constructed for the residuals. Figure 2.5b shows an example of the cdf of the data presented in Figures S2.5a. Two cases can be distinguished, considering the normality of the residuals:

1. The residuals r_i are distributed by the normal (*Gaussian*) probability law. The sample mean m_r and standard deviation s_r are sufficient input parameters to generate the normally distributed stochastic variable. If x_i follows the normalized normal probability distribution, i.e. $N(0, 1)$, then the variable $r_i = x_i \cdot s_r + m_r$ would follow $N(m_r, s_r^2)$.
2. The probability distribution is not normal. In this case (Fig. S2.5b), the cdf is approximated, using five characteristic points (Sheshkin 2011), namely, the lower adjacent value (LAV), the lower hinge (Q_I), the median (Me), the upper hinge (Q_{III}), and the upper adjacent value (UAV).

As shown in Figure 2.5a, the distribution of the residuals (given as relative quantities, σ_{ct} / f_{ct}) varies with the strain β . The residuals were divided into groups with homogeneous parameters of the probability distribution to increase the reliability of the statistical model. For this purpose, the classification procedure developed by Gribniak *et al.* (2013a) was applied. Its aims are as follows: 1) normality validation of the probability distribution of the residuals; 2) determination of the probability distribution parameters (Annex A); 3) subdividing the normalised strain data into intervals with identically distributed residuals (Annex B). Tables 2.2 and 2.3 present the characteristic points derived for all grouped strain intervals.

Fig. S2.5. Residual analysis: a) residuals of the simplest reference tension-stiffening model; b) an example of corresponding cumulative distribution function

Table S2.2. Stochastic parameters of the reference tension-stiffening models

Type	Group	β	n	Normality	Relative stress, σ_{ct}/f_{ct}				
		–	pts.		LAV/ Z_{95}^-	Q/ Z_{50}^-	Me/ m_x	Q _{III} / Z_{50}^+	UAV/ Z_{95}^+
Simplest	1	1	274	No	–0.458	–0.141	–0.019	0.077	0.391
	2	2–5	1096	No	–0.461	–0.139	–0.017	0.112	0.481
	3	6–25	3433	No	–0.503	–0.150	–0.018	0.088	0.432
	4	26–50	508	No	–0.799	–0.233	0.070	0.149	0.481
Average complexity	1	1	274	No	–0.336	–0.093	–0.019	0.075	0.311
	2	2–4	822	No	–0.436	–0.108	–0.012	0.119	0.449
	3	5–24	3639	Yes	–0.391	–0.152	–0.028	0.096	0.336
	4	25–50	576	No	–0.761	–0.210	0.080	0.164	0.500
Complex	1	1	274	No	–0.336	–0.093	–0.019	0.075	0.311
	2	2–4	822	No	–0.437	–0.109	–0.014	0.117	0.449
	3	5–25	3707	No	–0.482	–0.151	–0.040	0.069	0.400
	4	26–50	508	No	–0.761	–0.231	0.054	0.129	0.451

Table S2.3. Stochastic parameters of free-of-shrinkage tension-stiffening models

Type	Group	β	n	Normality	Relative stress σ_{ct}/f_{ct}				
		–	pts.		LAV/ Z_{95}^-	Q/ Z_{50}^-	Me/ m_x	Q _{III} / Z_{50}^+	UAV/ Z_{95}^+
Simplest	1	1	274	No	–0.510	–0.197	–0.076	0.014	0.257
	2	2–4	822	No	–0.445	–0.148	–0.067	0.051	0.347
	3	5–22	3535	No	–0.468	–0.174	–0.079	0.023	0.318
	4	23–43	704	No	–0.377	–0.119	0.010	0.146	0.542
	5	44–50	42	Yes	–0.092	0.055	0.128	0.201	0.348
Simple	1	1	274	No	–0.297	–0.109	–0.028	0.017	0.206
	2	2–4	822	No	–0.360	–0.083	0.002	0.111	0.398
	3	5–10	1629	No	–0.431	–0.131	–0.038	0.070	0.365
	4	11–24	2060	No	–0.492	–0.148	–0.039	0.082	0.422
	5	25–50	592	Yes	–0.351	–0.092	0.041	0.175	0.433
Average complexity	1	1	274	No	–0.348	–0.131	–0.018	0.043	0.298
	2	2–4	822	No	–0.361	–0.082	0.004	0.124	0.428
	3	5–10	1629	No	–0.453	–0.135	–0.032	0.088	0.416
	4	11–40	2576	No	–0.510	–0.153	–0.030	0.087	0.444
	5	41–50	76	Yes	–0.148	0.029	0.117	0.206	0.382
Complex	1	1	274	No	–0.297	–0.109	–0.028	0.017	0.206
	2	2–4	822	No	–0.360	–0.083	0.002	0.111	0.398
	3	5–10	1629	No	–0.436	–0.131	–0.036	0.074	0.380
	4	11–23	1986	Yes	–0.398	–0.146	–0.016	0.115	0.367
	5	24–50	666	Yes	–0.360	–0.097	0.036	0.175	0.438

3. Application Analysis of Stochastic Modelling Technique

This chapter verifies the applicability of the proposed stochastic modelling approach for deformation analysis of RC elements. The developed algorithm consists of two parts. In the first one, tension-stiffening models are generated with a frequency, corresponding to the *a priori* probability distribution assessed, using the experimental data of RC elements collected in the literature (Chapter 2). Tension-stiffening sampling is performed using the *Monte Carlo* (MC) technique. Based on the collection of the generated structural responses, in the second part of the proposed algorithm, the *a posteriori* probability distribution of the deformation response of a particular RC member is assessed. The modelling

technique was applied to the analysis of the test data that were not involved in the development of the tension-stiffening models. The database contains recordings from six prisms that were reinforced with different numbers of bars (Rostásy *et al.* 1976; Purainer 2005; Gudonis *et al.* 2014), furthermore from nine beams with varying arrangements of steel bars (Kaklauskas & Gribniak 2011; Gribniak *et al.* 2010) or glass-fiber-reinforced polymer (GFRP) bars in the tensile zone (Gribniak *et al.* 2013c), and from three ties with different numbers of bars that are also subjected to bending (Polak & Blackwell 1998).

A modified section model with $n = 150$ as the number of layers, was applied for deformation prediction of elements subjected to tension and flexure. Two alternative concepts were used for the modelling of the flexural elements. The specimens with the conventional arrangement of the reinforcement (bars distributed in one layer with minimal cover depth) were simulated by attributing the tension-stiffening models to the effective area of the concrete in tension. The remaining concrete was assumed perfectly elastic in compression and elastic-brittle in tension. The provision by the *Model Code 2010* (MC 2010) was used for determination of the effective area. The specimens with a specific distribution of the bars were simulated by attributing the tension-stiffening models to 1) the effective area and 2) the total area of the tensile concrete. The structural response of the specimens was assessed for a range of tension-stiffening models, based on the *a priori* probability through 350 MC generations of the stochastic tension-stiffening laws (Tables S2.2 and S2.3). Figure S3.1 show an example of the simulation results.

The prediction *quality* was estimated in terms of two aspects of the predictions: *accuracy* and *precision*. The accuracy is characterised by the average prediction, i.e. by the position of the expected value (and the prediction intervals) concerning the particular experimental point as the reference. The precision is characterised by the width of the prediction intervals. A model is regarded as *accurate*, if its inner (50%) prediction interval contains the experimental point. The accuracy of the model is sufficient if the test point lies inside the outer (95%) interval. In any case, overestimated predictions are preferred.

Based on the simulation results, the following conclusions can be drawn:

1. The sophistication effect of the tension-stiffening models on the results is small in comparison to the influence of the approach to account for the shrinkage effect.
2. The proposed methodology allows, by simple means, to quantify the uncertainty level of the predictions. The assumption of the lower 50% prediction bound (the first quartile) has provided sufficient safety combined with a reasonable degree of accuracy for the elements with a conventional arrangement of the tensile reinforcement: the curvatures were overestimated by 5%–35% at the service load. For the members with specific distributions of the bars, such predictions were also sufficiently safe, though less accurate with an 80%–200% error.

Fig. S3.1. A deformation predictions example of tensile element by the simplest reference model

3. The difference in the accuracy between the predictions based on the alternative modes to account for shrinkage was significant for the ties with a relatively moderate amount of the reinforcement ($p > 1\%$). For the reference models, the deformations at the cracking load were underestimated significantly. The free-of-shrinkage models yield more accurate results than the reference predictions. The expected (average) errors varied from -230% to 1% and from -333% to -1% for the simple and advanced reference models. The respective values for the free-of-shrinkage models ranged from -17% to 1% and from -39% to -2% . It is recommended to assume the lower 50% prediction bound (the first quartile) of the simple free-of-shrinkage model, whose application results in a reasonable safety in the range of 2% – 22% overestimation. Analogous with the ties, the degree of sophistication of the tension-stiffening models has little effect on the prediction of the flexural deformations.
4. The effective area by MC 2010 is suitable for the prediction of deformations of members with a conventional arrangement of the reinforcement, i.e., the bars distributed in a single layer with the minimum (20 mm) cover. For the analysis of elements with specific unconventional arrangements of the bars, the conceptual model based on MC 2010 requires a modification. This study implies that the effective area in this model is not sufficient, whereas the total area of the tensile zone seems to be too large.

4. Tension Tests of Reinforced Concrete Elements

Analysis of the scatter of test outcomes of RC prisms subjected to short-term tension, related to the material heterogeneity and reinforcement layout, is the research focus of this chapter. The tests were carried out in the structural laboratory of Vilnius Gediminas Technical University in 1993 and 2013.

The test program carried out in 1993 was comprised of three series of specimens. Each of the series consisted of eight ties of three types. The elements of the first type were made of plain concrete. The specimens of the second type were reinforced with a single 5 mm bar; four 5 mm bars reinforced the cross-section of the third type. Also, four specimens with a circular shape of cross-section have been produced. In total, 28 specimens were cast. Several innovative modifications of the test setup were made for solving problems related to noticeable limitations of the equipment existed in that period. A uniform distribution of the tensile stresses in concrete subjected to tension load was considered as the governing condition for developing the setup. This seemingly trivial problem is closely related to different nature of the geometric and physical eccentricity in RC prisms.

This study employs the test results of six prisms with 60×60 mm cross-section. The ties 2-04, 2-06, and 2-09 reinforced with one bar, and the ties 2-05, 2-07, and 2-08 reinforced with four bars were selected for the analysis. These prisms were nominally 660 mm long; the central 350 mm part had the square 60×60 mm cross-section, whereas the ends were widened. Strain gauges attached to the reinforcement bars were used for monitoring the deformation behaviour in the anchorage zones. The specimens represent a modification of the “dog-bone” shaped samples for tests of the plain concrete. Unlike traditional tensile tests with the load applied to a single reinforcing bar, the shape of the considered specimens was chosen to represent the deformation behaviour of a real structural member,

when the load is transmitted to entire RC section. Such testing layout allows eliminating the influence of the end effects. *Rimkus et al. (2017)* demonstrated that such geometry of the ties is representative to the analysis of the serviceability problems.

Figure S4.1 shows the deformation results of two selected specimens (i.e. 2-09 and 2-08). Figures S4.1a and S4.1b show that the pouring position has significant effect on the local stiffness of the concrete. The stiffest behaviour is characteristic of the surface C that corresponds to the bottom of the specimens during the pouring process. The opposite side (the surface A) possess the highest deformations that is in a good agreement with results reported in the literature (*Chiaia et al. 1998; Man & Van Mier 2011*).

Fig. S4.1. Test results of the prisms 2-09 and 2-08: a) load-strain diagrams of concrete surface of the tie 2-09; b) load-strain diagrams of concrete surface of the tie 2-08; c) strain variation coefficient of the tie 2-09; d) the variation coefficient of the tie 2-08

Fig. S4.2. Deformed shapes of specimens with different reinforcement (200× magnification scale): a) prism 2-09; b) prism 2-08; c) a theoretical prism reinforced with a single 10 mm bar

The scatter of the deformation results requires a clarification. A significant variation of the load-strain diagrams is characteristic of all surfaces at each loading stage shown in Figures S4.1a and S4.1b. However, the most noticeable scatter could be related to deformations of the tie reinforced with four bars obtained at advanced loading stages (Fig. S4.1b). Figures 4.14c and 4.14d show the variation coefficients corresponding to the load-strain diagrams given in Figures 4.14a and 4.14b. It can be observed that the variations assessed separately for each of the surfaces of the specimen 2-09 (reinforced with a center bar) vary in the 0.15–0.30 interval and are practically independent to the load. However, the partial variation coefficients (determined separately for each specimen side) are significantly lower than the variation coefficient defined using all monitoring results. That proves the statement about dependency of deformation behaviour of the specimen surfaces on the pouring position. An opposite tendency is characteristic of the specimen 2-08 (reinforced with four bars). The scatter of the deformation monitoring results, noticeably increasing with load (up to 0.40–0.50), has the same magnitude independently whether separate surface or entire data sets are used for the analysis that reveals a more uniform deformation behaviour of the concrete in the element reinforced with four bars. A numerical simulation approach is employed to analyse this effect. Finite element (FE) software ATENA was employed to the numerical analysis of the deformation problem.

The simulation results reveal prediction adequacy of both the initial stiffness and the cracking loads when shrinkage effect was included in the model. Figure S4.2 shows the deformed shapes of the specimens with different reinforcement. The presented modelling results are related to similar magnitudes of average deformation of the reinforcement, ε_m . The figure also indicates strain distribution in the concrete. Strain value of 0.8% was assumed as the boundary (sky-blue filling indicates the regions where the strains exceed the boundary value). Referring to the assumed FE size (≈ 7 mm), the boundary value indicates location of visible cracks (Mang *et al.* 2016). The differences in deformation properties generate a parasitic curvature within the tensile specimen even at low loading stages. This effect is particularly evident in the prisms reinforced with a single bar (Figs. S4.2a and S4.1c). A larger number of the bars reduces effects associated with the heterogeneity of the concrete. These results, however, are attributed to the idealised numerical model. Results of this study are in good agreement with the previous findings (Gribniak *et al.* 2017, 2018), supporting the general inference about non-linearity of strain gradient in the tensile concrete.

General Conclusions

1. Notwithstanding numerous experimental and theoretical studies of cracking carried out over the past century, a direct relationship between the width of the crack close to the reinforcement bar and at the concrete surface was not established. Two main unanswered questions are formulated: 1) what area of concrete around the reinforcement bar can be considered “effective”, 2) whether the same area of concrete in tensile and bending elements is equally “effective”.
2. The need to assess the tensile deformations of constrained concrete was emphasised in the second half of the last century. However, the assessment of concrete

shrinkage and especially its effect on the cracking of reinforced concrete structures remains one of the more complex tasks of engineering practice. That is a consequence of the uncertainty of the complex physical and chemical mechanisms related to the concrete shrinkage.

3. The proposed technique is not only capable of predicting average deformations but also allows to determine the 50% and 95% prediction bounds, which are of particular importance in estimating the reliability of the predictions. This modelling approach is a versatile tool for estimating the scatter of the possible responses of a structural element. Such an assessment can be made regardless of the nature of the deterministic component of the assumed tension-stiffening model. The accuracy of the analysis is independent of the utilised mathematical expression of the deterministic part of the model.
4. The degree of sophistication of the tension-stiffening models has little effect on the deformation prediction results in comparison to the approach used to account for shrinkage. The difference in accuracy between the predictions using different shrinkage assessment techniques was significant for the tensile elements with a relatively high reinforcement ratio ($p > 1\%$). The scatter of the results was reduced by almost 25%, and the overall accuracy was improved when the shrinkage effect was taken into account directly, i.e. separated from the tension-stiffening models.
5. The simple free-of-shrinkage tension-stiffening model, attributed to the effective area of concrete, calculated by following the *Model Code 2010* approach, was found to be suitable for deformation analysis of the elements subjected to bending or tension coupled with bending. The deformations of the specimens, having reinforcement bars arranged in one layer with the minimal cover depth, were overestimated by 5%–35% at the service load.
6. There is a substantial scatter of the deformation predictions of the members with a low reinforcement ratio ($<0.4\%$); in some cases, the variation exceeded 500%. Based on a quantitative assessment of the scatter (represented by the prediction bounds defined by using the proposed stochastic approach), designers will be able to assure a safe solution of the serviceability problem. Scatter of the results decreases when the same area of the reinforcement is distributed in a large number of smaller diameter bars.
7. Analysis of the tensile test results revealed that mechanical parameters the reinforced concrete, which are traditionally considered as material properties, such as tensile strength or elasticity modulus, are characteristics of structural elements. Thus, it is necessary to identify a “representative” object and methodology of the tests to unify the geometry parameters and methods of analysis. For example, the proposed representativeness condition enables to reduce scatter of the experimental data.

Priedai

A priedas. Atsitiktinio didžio tikimybinio pasiskirstymo normalumo tikrinimas

B priedas. Kumuliacinio tikimybinio pasiskirstymo modelio parametrai

C priedas. Statistinių duomenų grupavimas

D priedas. Sąžiningumo deklaracija (pateikta CD)

E priedas. Autoriaus mokslinių publikacijų disertacijos tema kopijos (pateiktos CD)

A priedas. Atsitiktinio didžio tikimybinio pasiskirstymo normalumo tikrinimas

Kolmogorovo ir Smirnovo kriterijus yra vienas iš dažniausiai taikomų metodų tikimybių pasiskirstymo normalumui patikrinti, tačiau šio testo galia yra gana žema (Cohen *et al.* 1974). Kitaip sakant, šis kriterijus dažniausiai neleidžia atmesti klaidingos nulinės hipotezės (t. y. prielaidos, kad pasiskirstymas yra normalus). Šiame priede pateikiama Durbin (1961) pasiūlyta normalumo keturių žingsnių patikros procedūra. Analizės žingsniai yra šie:

1. Apskaičiuojama kiekvieno taško r_i (iš statistinės imties didžio n) atsiardymo kumuliacinė tikimybė p_i tarus, kad reikšmė yra dalis generalinės aibės, apibūdinamos vidurkiu m_r bei standartiniu nuokrypiu s_r :

$$p_i = F(r_i | m_r, s_r) = \frac{1}{s_r \sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{r_i} \exp\left(-\frac{(m_r - x)^2}{2s_r^2}\right) dx, \quad i = 1, 2 \dots n. \quad (\text{A.1})$$

2. Apskaičiuotos tikimybės p_i rūšiuojamos didėjimo tvarka $p_{(i)}$. Iš surūšiuotų reikšmių skirtumų formuojama nauja duomenų imtis:

$$C_1 = p_{(1)}; \quad C_i = p_{(i)} - p_{(i-1)}; \quad C_{n+1} = 1 - p_{(n)}. \quad (\text{A.2})$$

3. Galutinė duomenų imtis w_i formuojama pagal reikšmes C_i , surūšiuotas didėjimo tvarka:

$$g_1 = (n+1)C_{(1)}; \quad g_i = (n+2-i)[C_{(i)} - C_{(i-1)}], \quad i = 2, 3 \dots n+1; \quad (\text{A.3})$$

$$w_1 = g_1; \quad w_i = g_i + g_{i-1}, \quad i = 2, 3 \dots n+1.$$

4. Tikimybinis pasiskirstymas atsitiktinio dydžio $\mathfrak{R} = \{r_i\}$ laikomas normaliuoju, jeigu patenkinamos abi sąlygos:

$$\max_{i=1 \dots n+1} \left(\frac{i}{n} - w_i \right) \cdot \left[\sqrt{n} + 0,275 - \frac{0,04}{\sqrt{n}} \right] \leq 1,518;$$

$$-2 \cdot \ln\left(\prod_{i=1}^{n+1} w_i\right) \leq \chi_{1-\alpha}^2(2 \cdot n), \quad (\text{A.4})$$

čia α – statistikos χ^2 , turinčios $2 \cdot n$ laisvumo laipsnių, reikšmingumo lygis.

B priedas. Kumuliacinio tikimybinio pasiskirstymo modelio parametrai

Tikimybių pasiskirstymas modeliuojamas, naudojant penkis būdingus taškus, atitinkančius 0,025; 0,25; 0,5; 0,75 ir 0,975 kumuliacinę tikimybę (2.9 pav.). Priklausomai nuo tikimybių pasiskirstymo patikros rezultatų, taikomi du skirtingi modeliai. Jei pasiskirstymo normalumas yra įrodytas, minėti būdingi taškai siejami su imties vidurkiu m_r , ir 50 ir 95 % prognozavimo intervalais (apibūdinamais standartiniu nuokrypiu s_r):

$$50 \%: m_r \pm 0,67 \cdot s_r \sqrt{1 + \frac{1}{n}}, \quad 95 \%: m_r \pm 1,96 \cdot s_r \sqrt{1 + \frac{1}{n}}. \quad (\text{B.1})$$

Verta paminėti, jog skirtingai nuo pasikliautinių intervalų, prognozavimo intervalai apibrėžia ribas, tarp kurių pateks tam tikras (mūsų atveju 50 ir 95 %) skaičius ateities spėjimu (t. y. deterministinio modeliavimo neatitikimų). Taip pat svarbu pabrėžti, kad išraiškose (B.1) dėl paprastumo vietoje atitinkamų *Studento* pasiskirstymo kvantilių naudojami fiksuoti koeficientai (0,67 ir 1,96). Pasak *Walpole et al.* (2012), taip galima daryti, jeigu analizuojamos duomenų imties dydis viršija 30.

Jei tikimybinis skirstinys skiriasi nuo normalaus, trys (vidiniai) būdingi taškai siejami su mediana (Me) bei žemutiniu (Q_I) ir viršutiniu (Q_{III}) kvartiliais. *Tukey* (1977) įrodė, kad bet kokia vertė, daugiau kaip 1,5 tarpkvartilinio atstumo ($Q_{III} - Q_I$) besiskirianti nuo kvartilių (pvz., viršija Q_{III} arba nepasiekiančia Q_I reikšmės), turėtų būti klasifikuojama kaip išskirtis (angl. *outlier*). Pasak *Hogg & Tanis* (1997), esantys arčiausiai minėtų ribų (bei patenkantys į apribotą intervalą) imties elementai laikomi išoriniais būdingais taškais, sudarančiais kumuliacinį tikimybinių pasiskirstymo modelį, kur apatinė ir viršutinė vertės laikomos 2,5 ir 97,5 % prognozavimo tikimybės ribų atitikmenimis. Šios imties gretimosios vertės vadinamos ribinėmis reikšmėmis – apatine (ARR) ir viršutine (VRR). Tokiu būdu gaunama penkių būdingųjų taškų seka:

$$\{ARR; Q_I; Me; Q_{III}; VRR\}. \quad (\text{B.2})$$

C priedas. Statistinių duomenų grupavimas

Statistinių rezultatų patikimumą, siejamą su prognozavimo intervalų pločiu, pvz., išraiška (B.1), galima padidinti didinant duomenų taškų skaičių analizuojamame intervale n . Šiam tikslui pasiekti greta esantys santykinės deformacijos intervalai su vienodais (homogeniniais) modeliavimo neatitikimų tikimybinių pasiskirstymo parametrais gali būti sujungiami, t. y. $\{\beta_i\} \cup \{\beta_{i+1}\}$. Duomenys grupuojami skirtingais metodais, priklausomai nuo tikimybių pasiskirstymo tipo (t. y. ar pasiskirstymas yra normalus, ar ne) ir intervalų (kurie turi būti sujungti) skaičiaus.

C.1. Dviejų nepriklausomų imčių duomenų, pasiskirsčiusių pagal normalųjį dėsnį, tikimybinių parametrų homogeniškumo analizė

Analizė atliekama naudojant *R. A. Fišerio F* testą, modifikuotą *Mardia & Zemroch* (1978). Tariaama, kad du atsitiktiniai dydžiai $\mathbf{X} = \{x_1 \dots x_n\}$ ir $\mathbf{Y} = \{y_1 \dots y_k\}$ yra tarpusavyje nepriklausomi ir jų tikimybinių pasiskirstymai yra normalūs su nežinomomis ma-

tematinėmis viltimis μ_x, μ_y bei dispersijomis σ_x^2, σ_y^2 , kurių reikšmės įvertintos pagal imties vidurkius m_x, m_y bei vidutinius kvadratinus nuokrypius σ_x^2 ir σ_y^2 . Dispersijų σ_x^2, σ_y^2 homogeniškumo hipotezė laikoma galiojančia, jeigu tenkinama sąlyga:

$$F_{\alpha/2}(f_1, f_2) < \frac{s_x^2}{s_y^2} < F_{1-\alpha/2}(f_1, f_2), \quad (C.1)$$

čia $F(f_1, f_2) - (\alpha / 2)$ ir $(1 - \alpha / 2)$ reikšmingumo lygio *Fišerio* statistikos, turinčios f_1 ir f_2 laisvumo laipsnių, kurios apskaičiuojamos taip:

$$f_1 = D \cdot (n - 1); \quad f_2 = D \cdot (k - 1), \quad (C.2)$$

tarus, kad

$$D = \left[1 + \frac{(n+k-4)(B-3)}{2 \cdot (n+k-B+3)} \right]^{-1}, \quad (C.3)$$

$$B \leq (n+k) \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^4 + \sum_{i=1}^k (y_i - m_y)^4}{\left[\sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^2 + \sum_{i=1}^k (y_i - m_y)^2 \right]^2}.$$

Matematinų vilčių ekvivalentiškumas gali būti tikrinamas tik tuo atveju, jeigu dispersijos buvo pripažintos homogeniškoms. Hipotezė dėl matematinų vilčių homogeniškumo priimama, jeigu tenkinama sąlyga:

$$\frac{|m_x - m_y|(n+k-2)}{(n-1) \cdot s_x^2 + (k-1) \cdot s_y^2} \sqrt{\frac{n+k}{n \cdot k}} < t_{1-\alpha/2}(f), \quad (C.4)$$

čia $t(f) - (\alpha / 2)$ reikšmingumo lygio *Studento* statistika, turinti f laisvumo laipsnių. Visose išraiškose, n ir k reiškia lyginamųjų imčių dydžius.

C.2. Kelių (daugiau nei dviejų) nepriklausomų imčių duomenų, pasiskirsčiusių pagal normalųjį dėsnį, tikimybinų parametrų lyginamoji analizė

Analizė atliekama pagal *Samiuddin et al.* (1978) pasiūlytą metodiką. Taria, kad k imčių kiekviena apimtis n_i reprezentuoja (atstovauja) tarpusavyje nepriklausomų atsitiktinių dydžių pasiskirstymą pagal normalųjį tikimybinių dėsnį. Atsitiktinių dydžių matematinės viltys μ_i bei dispersijos σ_i^2 nėra žinomos ir yra įvertintos naudojant imties vidurkių m_i bei vidutinių kvadratinių nuokrypių s_i^2 reikšmes. Dispersijų homogeniškumo hipotezė laikoma galiojančia, jeigu tenkinama sąlyga:

$$\max\{W^*, W^{**}\} < \chi_{1-\alpha}^2(k-1), \quad (C.5)$$

tarus, kad

$$W^* = \sum_{i=1}^k \frac{[t_i - (1-b_i) \cdot T]^2}{t_i \cdot T^2}, \quad (C.6)$$

$$W^{**} = 4,5 \cdot \sum_{i=1}^k f_i \cdot \left[\sqrt[3]{z_i \cdot f / f_i} - 1 \right]^2,$$

čia α – statistikos χ^2 , turinčios $(k-1)$ laisvumo laipsnių, reikšmingumo lygis; reikšmėms W^* ir W^{**} nustatyti naudojami parametrai apskaičiuojami taip:

$$\begin{aligned} t_i &= \sqrt[3]{s_i^2}; \quad f_i = n_i - 1; \quad b_i = (4,5 \cdot f_i)^{-0,5}; \\ f &= \sum_{i=1}^k n_i; \quad T = \sqrt[3]{\frac{1}{f} \sum_{i=1}^k f_i s_i^2}; \quad z_i = f_i s_i^2 / \sum_{i=1}^k f_i s_i^2. \end{aligned} \quad (C.7)$$

Matematinių vilčių $\mu_i, i = 1 \dots k$ ekvivalentiškumas gali būti tikrinamas tik tuo atveju, jeigu dispersijos buvo pripažintos homogeniškoms. Hipotezė dėl matematinių vilčių homogeniškumo tikrinama pagal *H. Scheffė* pasiūlytą procedūrą (Scheffė 1959). Pagal ją visi nagrinėjamų imčių vidurkiai rūšiuojami didėjančia tvarka $m_{(i)}$. Homogeniškumo hipotezė priimama, jeigu tenkinama sąlyga:

$$m_{(k)} - m_{(1)} < \sqrt{d \cdot F_{1-\alpha}(f_1, f_2)}, \quad (C.8)$$

taurus, kad

$$\begin{aligned} f_1 &= k - 1; \quad f_2 = n - k; \\ n &= \sum_{j=1}^k n_j; \quad d = \sum_{j=1}^k \sum_{i=1}^{n_j} \frac{(x_{ij} - m)^2}{n_j - 1}; \quad m = \frac{1}{k} \sum_{j=1}^k m_{(j)}, \end{aligned} \quad (C.9)$$

čia $F(f_1, f_2) - \alpha$ reikšmingumo lygio *Fišerio* statistika, turinti f_1 ir f_2 laisvumo laipsnių; x_{ij} – j -osios imties i -tasis elementas; n_j – j -osios imties dydis.

C.3. Imčių duomenų, nepasiskirsčiusių pagal normalųjį dėsnį, tikimybinių parametų homogeniškumo analizė

Medianų homogeniškumas gali būti patikrintas pagal *Kruskal* ir *Wallis* rangų analizės procedūrą (Sheshkin 2011). Analizuojami dviejų arba kelių tarpusavyje nepriklausomų imčių reikšmių rangai R_j , kurie nustatomi kaip visų analizuojamų imčių verčių, surūšiuotų didėjančia tvarka, eiliškumo numeriai. Vienodų verčių rangai yra vienodi, jie nustatomi kaip atitinkamų eiliškumo numerių vidutinės reikšmės. *Kruskal* ir *Wallis* testo statistika apskaičiuojama taip:

$$H = -3 \cdot (N + 1) + \frac{12}{N \cdot (N + 1)} \sum_{j=1}^k \frac{1}{n_j} (\sum R)_j^2, \quad (C.10)$$

čia N – bendras visų imčių elementų skaičius; n_j – j -osios imties dydis; k – imčių skaičius; $(\sum R)_j$ – j -osios imties elementų rangų suma.

Kai surūšiuotų elementų sekoje yra daug pasikartojančių reikšmių, statistika H gali būti sukoreguota koeficientu

$$C = 1 - \frac{1}{N^3 - N} \sum_{j=1}^s (t_j^3 - t_j), \quad (C.11)$$

čia s – vienodų elementų sekų skaičius; t_j – j -osios vienodų elementų sekos dydis.

Hipotezė dėl medianų homogeniškumo priimama, jeigu tenkinama sąlyga:

$$H/C < \chi_{1-\alpha}^2(k-1). \quad (C.12)$$

Tuo atveju, kai užtikrintas medianų homogeniškumas, tikrinamas reikšmių pasiskirstymo skirtinguose imtyse identiškumas. Tai atliekama *van der Waerden* k tarpusavyje nepriklausomų imčių normalizuotų reikšmių testu. Šis testas atliekamas pagal *Kruskal* ir *Wallis* procedūrą, naudojama rangų R_j seka (sudaryta iš N elementų) transformuojama į normalizuotų nuokrypų aibę (z aibę) pagal ekvivalentų normaliai pasiskirsčiusių standartizuotų atsitiktinių reikšmių seką. Atitinkami z reikšmės apskaičiuojamos taikant standartizuoto normalaus pasiskirstymo kumuliacinę funkciją:

$$z_i = F^{-1}\left(\frac{R_i}{N+1} \middle| 0, 1\right) = \left\{z_i: F(z_i|0, 1) = \frac{R_i}{N+1}\right\}. \quad (\text{C.13})$$

Kitaip sakant, rango proporcija ($R_i / [N + 1]$) nagrinėjama kaip standartizuoto normalaus pasiskirstymo, turinčio $m_z = 0$ ir $s_z = 1$, kumuliacinė arba procentinė proporcija. Norint apskaičiuoti *van der Waerden* testo statistiką, būtina įvertinti z aibės variaciją, apskaičiuojamą taip:

$$S^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{j=1}^k \sum_{t=1}^{n_j} (z_{tj})^2. \quad (\text{C.14})$$

čia z_{tj} – j -osios imties t -ojo elemento kumuliacinė proporcija, nustatoma pagal išraišką (C.13). Hipotezė dėl reikšmių pasiskirstymo k skirtingose imtyse identiškumo imama, jeigu tenkinama sąlyga:

$$\frac{1}{s^2} \sum_{j=1}^k n_j (\bar{z}_j)^2 < \chi_{1-\alpha}^2(k-1); \quad \bar{z}_j = \frac{1}{n_j} \sum_{t=1}^{n_j} z_{tj}. \quad (\text{C.12})$$

Rimantas KUPLIAUSKAS

CENTRIŠKAI TEMPIAMŲJŲ ARMUOTO BETONO ELEMENTŲ
ĮTEMPIŲ IR DEFORMACIJŲ BŪVIO ANALIZĖ

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,
statybos inžinerija (T 002)

ANALYSIS OF DEFORMATION BEHAVIOUR OF REINFORCED
CONCRETE ELEMENTS UNDER PURE TENSION

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,
Civil Engineering (T 002)

2020 09 22. 14,5 sp. I. Tiražas 20 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius,
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „BMK leidykla“,
A. Mickevičiaus g. 5, LT-08119 Vilnius