



VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

STATYBOS FAKULTETAS

TILTŲ IR SPECIALIŲJŲ STATINIŲ KATEDRA

Giedrius Danielius

**TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ TEMPIAMOJO
SUSTANDĖJIMO EKSPERIMENTINIAI IR TEORINIAI TYRIMAI**

**EXPERIMENTAL AND THEORETICAL INVESTIGATION OF TENSION
STIFFENING IN TENSILE REINFORCED CONCRETE MEMBERS**

Baigiamasis magistro darbas

Statinių konstrukcijų studijų programa, valstybinis kodas 621H21001

Tiltų ir viadukų specializacija

Statybos inžinerijos studijų kryptis

Vilnius, 2014

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

STATYBOS FAKULTETAS

TILTŲ IR SPECIALIŲJŲ STATINIŲ KATEDRA

TVIRTINU

Katedros vedėjas

(Parašas)

(Vardas, pavardė)

(Data)

Giedrius Danielius

**TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ TEMPIAMOJO
SUSTANDĖJIMO EKSPERIMENTINIAI IR TEORINIAI TYRIMAI**

**EXPERIMENTAL AND THEORETICAL INVESTIGATION OF TENSION
STIFFENING IN TENSILE REINFORCED CONCRETE MEMBERS**

Baigiamasis magistro darbas

Statinių konstrukcijų studijų programa, valstybinis kodas 621H21001

Tiltų ir viadukų specializacija

Statybos inžinerijos studijų kryptis

Vadovas

(Moksl. laipsnis/pedag. vardas, vardas, pavardė)

(Parašas)

(Data)

Lietuvių kalbos konsultantas

(Moksl. laipsnis/pedag. vardas, vardas, pavardė)

(Parašas)

(Data)

Vilnius, 2014

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS
STATYBOS FAKULTETAS
TILTŲ IR SPECIALIŲJŲ STATINIŲ KATEDRA

Statybos inžinerijos studijų kryptis

Statinių konstrukcijų studijų programa, valstybinis kodas 621H21001

Tiltų ir viadukų specializacija

TVIRTINU

Katedros vedėjas

(Parašas)

(Vardas, pavardė)

(Data)

BAIGIAMOJO MAGISTRO DARBO
UŽDUOTIS

.....Nr.

Vilnius

Studentui **Giedriui Danieliui**

Baigiamojo darbo tema: **Tempiamųjų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo eksperimentiniai ir teoriniai tyrimai**

patvirtinta 2013 m. lapkričio 7 d. dekanų potvarkiu nr. 578st.

Baigiamojo darbo užbaigimo terminas 2014 m. birželio 3 d.

BAIGIAMOJO DARBO UŽDUOTIS:

Tikslas: pasiūlyti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį.

Uždaviniai tikslui pasiekti: 1) atlikti kritinę literatūros šaltinių betono tempiamojo sustandėjimo tematika analizę; 2) atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinius tyrimus; 3) atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų skaitinius tyrimus; 4) palyginti literatūros šaltiniuose aptiktų eksperimentinių tyrimų rezultatus su atliktais eksperimentiniais ir skaitiniais tyrimais; 5) pagal atrinktus duomenis išvesti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį, bei atlikti jo statistinę analizę.

Vadovas:

(Parašas)

habil. dr. prof. Gintaris Kaklauskas

(Moksl. laipsnis/pedag. vardas, vardas, pavardė)

Užduotį gavau

(Parašas)

(Vardas, pavardė)

(Data)

(Baigiamojo darbo sąžiningumo deklaracijos forma)

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Giedrius Danielius, 20084261

(Studento vardas ir pavardė, studento pažymėjimo Nr.)

Statybos fakultetas

(Fakultetas)

Statinių konstrukcijos, TILfm-12

(Studijų programa, akademinė grupė)

**BAIGIAMOJO DARBO (PROJEKTO)
SĄŽININGUMO DEKLARACIJA**

2014 m. birželio 1 d.

Patvirtinu, kad mano baigiamasis darbas tema „Tempiamų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo eksperimentiniai ir teoriniai tyrimai“ patvirtintas 2013 m. lapkričio 7 d. dekanų potvarkiu Nr. 578st, yra savarankiškai parašytas. Šiame darbe pateikta medžiaga nėra plagijuota. Tiesiogiai ar netiesiogiai panaudotos kitų šaltinių citatos pažymėtos literatūros nuorodose.

Mano darbo vadovas prof. habil. dr. Gintaris Kaklauskas.

Kitų asmenų indėlio į parengtą baigiamąjį darbą nėra. Jokių įstatymų nenumatytų piniginių sumų už šį darbą niekam nesu mokėjęs (-usi).


(Parašas)

Giedrius Danielius

(Vardas ir pavardė)

Vilniaus Gedimino technikos universitetas
Statybos fakultetas
Tiltų ir specialiųjų statinių katedra

ISBN
Egz. sk.
Data-.....-..... ISSN

Antrosios pakopos studijų **Statinių konstrukcijų** programos magistro baigiamasis darbas

Pavadinimas **Tempiamų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo
eksperimentiniai ir teoriniai tyrimai**

Autorius **Giedrius Danielius**

Vadovas **prof. habil. dr. Gintaris Kaklauskas**

Kalba: lietuvių

Anotacija

Dėl sąveikos su armatūros strypais iš esmės pakinta tempiamojo betono fizikinis įtempių ir deformacijų būvis, todėl taikyti vientiso tempiamojo betono įtempių ir deformacijų diagramas negalima. Armuotojo betono atveju šios diagramos yra pakeičiamos vadinamosiomis tempiamojo sustandėjimo įtempių ir deformacijų diagramomis, tačiau iki šiol nėra priimta bendro metodo, kaip jas reikėtų apskaičiuoti.

Baigiamojo magistro darbo tikslas – pasiūlyti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį.

Baigiamajame darbe atlikta kritinė literatūros šaltinių betono tempiamojo sustandėjimo tematika analizė. Atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentiniai ir skaitiniai tyrimai. Literatūros šaltiniuose aptiktų eksperimentinių tyrimų rezultatai palyginti su atliktais eksperimentiniais ir skaitiniais tyrimais. Pagal atrinktus duomenis išvestas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis bei atlikta jo statistinė analizė.

Baigiamąjį magistro darbą sudaro įvadas, trys skyriai, išvados bei literatūros sąrašas. Darbo apimtis – 65 puslapiai. Tekste pateikta 50 formulių, 41 paveikslas ir 10 lentelių. Rašant darbą remtasi 30 literatūros šaltinių.

Prasminiai žodžiai: armavimo koeficientas, deformacija, gelžbetonis, pleišėjimas, tempiamasis sustandėjimas.

Vilnius Gediminas Technical University
Faculty of Civil Engineering
Department of Bridges and Special Structures

ISBN
Copies No.
Date-.....-..... ISSN

Master Degree Studies **Structural Engineering** study programme Master Graduation Thesis

Title **Experimental and theoretical investigation of tension stiffening in tensile reinforced concrete members**

Author **Giedrius Danielius**

Academic supervisor **Prof Dr Habil Gintaris Kaklauskas**

Thesis language: Lithuanian

Annotation

Interaction between concrete and reinforcement changes the way tensile concrete behaves thus the stress–strain relationship for solid tensile concrete cannot be applied anymore. In the case of reinforced concrete, these graphs are changed with so–called tension stiffening diagrams but until now there has been no confirmed method that would allow us to determine it.

The aim of the master thesis is to propose a physical model for stress–strain relationship of tensile concrete.

In the master thesis a close analysis of a number of scientific articles about tension stiffening has been done. Experimental and numerical research for tensile reinforced concrete members has been performed. The data found in scientific articles has been compared with the data of experimental and numerical research. Based on the results of experimental research a physical model for stress–strain relationship of tensile concrete has been proposed, also a statistical accuracy analysis of the model has been performed.

The master thesis consists of introduction, three chapters, conclusions and references. Total number of pages is 65. Thesis includes 50 equations, 41 figures and 10 tables. Paper refers to 30 scientific source materials.

Keywords: cracking, reinforced concrete, reinforcement ratio, strain, tension stiffening.

TURINYS

ĮVADAS	13
1. LITERATŪROS APŽVALGA	15
1.1. Tempiamasis sustandėjimas	15
1.2. Modeliavimo metodai.....	17
1.3. Kitų autorių atlikti eksperimentiniai tyrimai	21
1.4. Pirmojo skyriaus išvados	31
2. EKSPERIMENTINIAI TYRIMAI.....	32
2.1. Bandiniai, naudota įranga ir bandymų eiga.....	32
2.2. Gauti rezultatai, jų apdorojimas.....	34
2.3. Antrojo skyriaus išvados	44
3. TEORINIAI TYRIMAI.....	45
3.1. Skaitiniai tyrimai	45
3.2. Fizikinio modelio kūrimas.....	50
3.2.1. Priklausomybė nuo armavimo koeficiento	51
3.2.2. Priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio	52
3.2.3. Tempiamasis betono stipris	54
3.2.4. Fizikinis modelis	55
3.2.5. Skaiciavimo pavyzdys	56
3.3. Fizikinio modelio statistinė analizė	57
3.4. Trečiojo skyriaus išvados	61
GALUTINĖS DARBO IŠVADOS IR PASIŪLYMAI.....	62
LITERATŪROS SĄRAŠAS.....	63
A PRIEDAS. SUPLEIŠĖJUSIŲ BANDINIŲ IŠKLOTINĖS	
B PRIEDAS. MAGISTRO DARBO TEMA PASKELBTAS MOKSLINIS STRAIPSNIS	

Paveikslų sąrašas

1.1 pav. Gelžbetoninio elemento tempiamojo sustandėjimo efektas	16
1.2 pav. Tempiamojo gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas pagal Eurokodą 2	18
1.3 pav. Tempiamojo sustandėjimo diagramos kintant armavimo koeficientui	19
1.4 pav. Tempiamojo sustandėjimo modeliai	19
1.5 pav. Atlikti eksperimentiniai tyrimai (pagal Farra, Jaccoud 1994)	22
1.6 pav. Bandinys eksperimento metu (Lorrain <i>et al.</i> 1998)	23
1.7 pav. Atliktų dviejų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Lorrain <i>et al.</i> 1998)	24
1.8 pav. Atliktų trijų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Noghabai 2000)	25
1.9 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai kintant drėgmei (pagal Choi, Maekawa 2003)	25
1.10 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai kintant temperatūrai (pagal Choi, Maekawa 2003)	26
1.11 pav. Bandiniai eksperimento metu (Purainer 2005)	27
1.12 pav. Bandiniai po eksperimento (Lee, Kim 2008)	28
1.13 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai, kai elementai buvo pagaminti iš didelio betono stiprio, o jų apsauginis betono sluoksnis kito (pagal Lee, Kim 2008)	29
1.14 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai, kai elementai buvo pagaminti iš skirtingo stiprio betonu, o jų apsauginis betono sluoksnis išliko nepakitęs (pagal Lee, Kim 2008)	29
1.15 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Wu, Gilbert 2008)	30
2.1 pav. Bandinio geometriniai parametrai	32
2.2 pav. Bandymų metu naudota įranga	33
2.3 pav. Bandinio d10-2 matavimų palyginimas	35
2.4 pav. Bandinio d14-3 matavimų pokytis eliminavus betono susitraukimą	37
2.5 pav. Autoriaus atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai	38
2.6 pav. Gautų rezultatų palyginimas tarpusavyje ir su Euro kodu 2, bei Model Code 2010 ..	39
2.7 pav. Autoriaus eksperimentiškai nustatytos tempiamojo sustandėjimo diagramos	40
2.8 pav. Vidutinių plyšių pločių palyginimas tarpusavyje ir su Euro kodu 2, bei Model Code 2010	41
2.9 pav. Supleišę bandiniai po eksperimento	42
2.10 pav. Surinkti vidutinių atstumų tarp plyšių duomenys	43

3.1 pav. Tempiamojo gelžbetoninio elemento modelis baigtinių elementų programoje ATENA	45
3.2 pav. Eksperimentiškai nustatytų tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su gautomis taikant baigtinių elementų programą ATENA	46
3.3 pav. Tempiamojo sustandėjimo diagramos gautos taikant baigtinių elementų programą ATENA	47
3.4 pav. Eksperimento metu supleišėjusių bandinių palyginimas su sumodeliuotais baigtinių elementų programa ATENA	48
3.5 pav. Eksperimentiškai nustatytų vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su gautomis taikant baigtinių elementų programą ATENA	49
3.6 pav. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui taikytos reikšmės	51
3.7 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė nuo armavimo koeficiento	52
3.8 pav. Tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio	53
3.9 pav. Tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio	53
3.10 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio	54
3.11 pav. Tempiamojo betono stiprio priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio	55
3.12 pav. Autoriaus pasiūlytas tempiamojo sustandėjimo modelis	56
3.13 pav. Pritaikyto tempiamojo sustandėjimo modelio palyginimas su atliktų eksperimentinių tyrimų rezultatais	57
3.14 pav. Santykinės paklaidos 95 % pasikliautinieji intervalai	58
3.15 pav. Procentinės paklaidos 95 % pasikliautinieji intervalai	59
3.16 pav. Procentinės paklaidos 95 % pasikliautinieji intervalai priklausomai nuo armavimo koeficiento	60

Lentelių sąrašas

1.1 lentelė. Farros ir Jaccoud'o eksperimentuose naudotų betonų mechaninės savybės	22
1.2 lentelė. Lorraino ir kt. eksperimentuose naudotų betonų mechaninės savybės	23
2.1 lentelė. Betono mechaninės savybės	32
2.2 lentelė. Gelžbetoninio elemento deformacijų ir betono įtempių prieaugiai	36
2.3 lentelė. Surinkti vidutinių atstumų tarp plyšių duomenys	43
3.1 lentelė. Surinktų tempiamųjų gelžbetoninių elementų geometriniai ir mechaniniai parametrai	50
3.2 lentelė. Santykinų paklaidų reikšmės pasiūlyto tempiamojo sustandėjimo modelio atveju	58
3.3 lentelė. Santykinų paklaidų reikšmės Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatų atveju	59
3.4 lentelė. Procentinių paklaidų reikšmės pasiūlyto tempiamojo sustandėjimo modelio atveju	59
3.5 lentelė. Procentinių paklaidų reikšmės Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatų atveju	59

Santrumpos

Didžiosios lotynų abėcėlės raidės:

A_c	betono skerspjūvio plotas;
A_s	armatūros skerspjūvio plotas;
E_c	betono tamprumo modulis;
$E_{c,eff}$	efektyvusis betono tamprumo modulis;
E_{cm}	vidutinis betono tamprumo modulis;
E_r	procentinė paklaida;
E_s	armatūros tamprumo modulis;
L	bandinio ilgis;
P	tempimo jėga;
P'	apkrovos lygis;
P_{cr}	pleišėjimo apkrova;
P_u	laikomoji galia;
P_1	apkrova, kurią pasiekus elementas būna visiškai supleišėjęs.

Mažosios lotynų abėcėlės raidės:

a	kvadrato kraštinės ilgis;
f_c	betono cilindrinis gniuždomasis stipris;
$f_{c,cube}$	betono kubinis gniuždomasis stipris;
f_{cm}	vidutinis betono cilindrinis gniuždomasis stipris;
f_{ctm}	vidutinis betono tempiamasis stipris;
f_y	armatūros stipris pagal takumo ribą;
l_{cr}	atstumas tarp plyšių;
l_{tr}	įtempių perdavimo ilgis;
r^2	determinacijos koeficientas;
w_m	vidutinis plyšio plotis.

Mažosios graikų abėcėlės raidės:

Δ	santykinė paklaida;
Δ_{bottom}	apatinis pasikliaujamasis intervalas;
Δ_{top}	viršutinis pasikliaujamasis intervalas;
$\Delta_{0,25}$	pirmasis kvartilis;

$\Delta_{0,5}$	mediana;
$\Delta_{0,75}$	trečiasis kvartilis;
ζ	pasiskirstymo koeficientas;
ε_c	gniuždomojo betoninio cilindro ribinė suirimo deformacija;
$\varepsilon_{c,shr}$	betono susitraukimo deformacija;
ε_{cr}	pleišėjimo apkrovą atitinkanti deformacija;
ε_m	tempiamojo gelžbetoninio elemento vidutinės deformacijos;
ε_I	deformacijos reikšmė, apskaičiuota nesupleišėjusiam elementui;
ε_{II}	deformacijos reikšmė, apskaičiuota visiškai supleišėjusiam elementui;
ρ	armavimo koeficientas;
$\sigma_{c,shr}$	įtempiai susidarantys betone dėl susitraukimą apribojančios armatūros;
σ_s	armatūros įtempiai plyšyje;
σ_t	vidutiniai tempiamojo betono įtempiai;
τ_{bm}	vidutiniai sukibimo įtempiai;
$\emptyset$	armatūros strypo diametras;
φ	betono valkšnumo koeficientas;
χ	apkrovos kitimo vertinimo koeficientas.

IVADAS

Ankstyvojoje gelžbetonio teorijos vystymosi stadijoje deformacijų vertinimo problemos nebuvo nagrinėjamos. Pirmieji gelžbetoninių elementų standumo vertinimo metodai buvo paremti klasikiniiais medžiagų mechanikos principais, todėl taip apskaičiuoti supleišėjusių gelžbetoninių konstrukcijų įlinkiai buvo mažesni už tikruosius. Vėliau, remiantis stiprumo teorija, buvo priimta prielaida, kad skerspjūvyje žemiau neutraliosios ašies betonas neatlaiko tempimo įtempių. Tačiau pastebėta, kad supleišėjusio tempiamojo betono tarp plyšių įtakos įvertinimas skaičiavimuose sąlygoja žymų konstrukcijos sustandėjimą (angl. *tension stiffening*). Šis reiškinys buvo aiškinamas supleišėjusio betono gebėjimu atlaikyti tempimo įtempius tarp plyšių. Tokiai supleišėjusiojo tempiamojo betono elgsenai įvertinti dažniausiai taikoma vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama, kurios kylančioji dalis apibūdina tampriąją betono elgseną, o krentančiąja dalimi įvertinamas tempimo sustandėjimo efektas.

Tempiamajame betone atsiradus pirmiesiems mikroplyšiams, nustoja galioti tiesinė betono įtempių ir deformacijų sąlyga. Įtempiams didėjant, mikroplyšiai susijungia į akimis neįžiūrimus plyšius. Plyšiams pasiekus armatūrą, keičiasi jos įtempių ir deformacijų būvis. Staigus vidutinių armatūros deformacijų padidėjimas rodo, jog elemente atsirado pirmasis plyšys. Dėl sukibimo su armatūra tempiamas betonas supleišėjusiuose ruožuose atlaiko nemažus vidutinius įtempius. Toks bendras tempiamo betono ir armatūros darbas gali ženkliai padidinti konstrukcijos standį. Neįvertinus tempiamojo betono įtakos, trumpalaikė apkrova veikiamų elementų įlinkiai (kreiviai) gali būti apskaičiuoti su didesne nei 100% paklaida. Gelžbetoninių konstrukcijų analizei trumpalaikio apkrovimo atveju yra pasiūlyta nemažai įvairiomis prielaidomis pagrįstų supleišėjusio tempiamo betono fizinių modelių. Deja, dauguma modelių buvo gauti iš riboto skaičiaus eksperimentinių duomenų. Šiame darbe tempiamojo sustandėjimo modelis yra gautas iš didelio skaičiaus tempiamųjų gelžbetoninių elementų apkrovos - deformacijų duomenų.

Baigiamojo magistro darbo **tikslas** – pasiūlyti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį.

Tikslui pasiekti keliama šie **uždaviniai**:

1. Atlikti kritinę literatūros šaltinių betono tempiamojo sustandėjimo tematika analizę.
2. Atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinius tyrimus.
3. Atlikti tempiamųjų gelžbetoninių elementų skaitinius tyrimus.
4. Palyginti literatūros šaltiniuose aptiktų eksperimentinių tyrimų rezultatus su atliktais eksperimentiniais ir skaitiniais tyrimais.

5. Pagal atrinktus duomenis išvesti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį bei atlikti jo statistinę analizę.

Baigiamojo magistro darbo autorius 2013 metais dalyvavo Lietuvos mokslo tarybos projekte *Studentų mokslinės veiklos skatinimas*. Pavasario metu atliko 4 mėnesių trukmės mokslinius tyrimus tema *Armatūros ir betono sukibimo modelio taikymas supleišėjusio gelžbetonio įtempių ir deformacijų būvio analizėje*. Vasaros metu atliko 2 mėnesių trukmės mokslinę praktiką tema *Armatūros ir betono teoriniai ir eksperimentiniai sukibimo tyrimai*.

Magistro darbe atliktų tyrimų rezultatai paskelbti mokslinėse konferencijose:

- Projekto *Studentų mokslinės veiklos skatinimas* ataskaitinė konferencija *Studentų moksliniai tyrimai 2012/2013*, Vilnius, Lietuva, 2013.

- Projekto *Studentų mokslinės veiklos skatinimas* ataskaitinė konferencija *Studentų mokslinė praktika 2013*, Vilnius, Lietuva, 2013.

- 17-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija *Mokslas – Lietuvos ateitis*, Vilnius, Lietuva, 2014.

Magistro darbo tema paskelbtas mokslinis straipsnis:

- Danielius, G. 2014. Tempiamųjų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo eksperimentiniai ir teoriniai tyrimai, 17-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija *Mokslas – Lietuvos ateitis*.

Baigiamąjį magistro darbą sudaro įvadas, trys skyriai, išvados bei literatūros sąrašas. Darbo apimtis – 65 puslapiai. Tekste pateikta 50 formulių, 41 paveikslas ir 10 lentelių. Rašant darbą remtasi 30 literatūros šaltiniais.

Giedrius Danielius dėkoja už Lietuvos mokslo tarybos projekto „Studentų mokslinės veiklos skatinimas“ (VP1-3.1-ŠMM-01-V-02-003) paramą. Projektas yra finansuojamas pagal Žmogiškųjų išteklių plėtros veiksmų programos 3 prioritetą „Tyrėjų gebėjimų stiprinimas“ iš Europos socialinio fondo ir Lietuvos Respublikos valstybės biudžeto lėšų.

Taip pat už pagalbą rengiant baigiamąjį magistro darbą dėkoja baigiamojo darbo vadovui prof. habil. dr. Gintariui Kaklauskui ir visiems Tiltų ir specialiųjų statinių katedros darbuotojams.

1. LITERATŪROS APŽVALGA

1.1. Tempiamasis sustandėjimas

Tempiama betoninė konstrukcija suirs atsivėrus pirmam plyšiui, tačiau supleišėjusiame tempiamame gelžbetoniniame elemente tarp plyšių esantis betonas gali ir toliau perimti dalį tempimo jėgos taip nukraudamas armatūrą ir sumažindamas jos deformacijas. Šis efektas, pasireiškiantis gelžbetoninėse konstrukcijose, yra vadinamas tempiamuoju sustandėjimu (Bond of Reinforcement in Concrete 2000; Maekawa *et al.* 2003; Kaklauskas *et al.* 2012).

Kaip parodyta 1.1 paveiksle, kol tempimo jėga yra sąlyginai maža, betonas ir armatūra yra visiškai sukibę ir deformuojasi taptariai, nes šioje stadijoje (diagramos dalis OA) poslinkis yra proporcingas veikiančiai jėgai. Apkrovai padidėjus iki P_{cr} , įtempiai betone pasiekia tempiamąjį stiprį ir atsiveria pirmasis plyšys. Toliau net mažas apkrovos prieaugis sukelia naujų plyšių formavimąsi. Atsiveriant kiekvienam naujam plyšiui elementas staigiai pailgėja (diagramos dalis AB). Tai tęsiasi iki tam tikros apkrovos P_1 , kurią pasiekus elementas būna visiškai supleišėjęs ir nauji plyšiai susidaryti nebegali. Ši stadija vadinama stabilių plyšių stadija (diagramos dalis BC). Pasiekus apkrovą P_u , viename iš plyšių armatūra pradeda deformuotis plastiškai (diagramos dalis CD) ir gelžbetoninis elementas suyra.

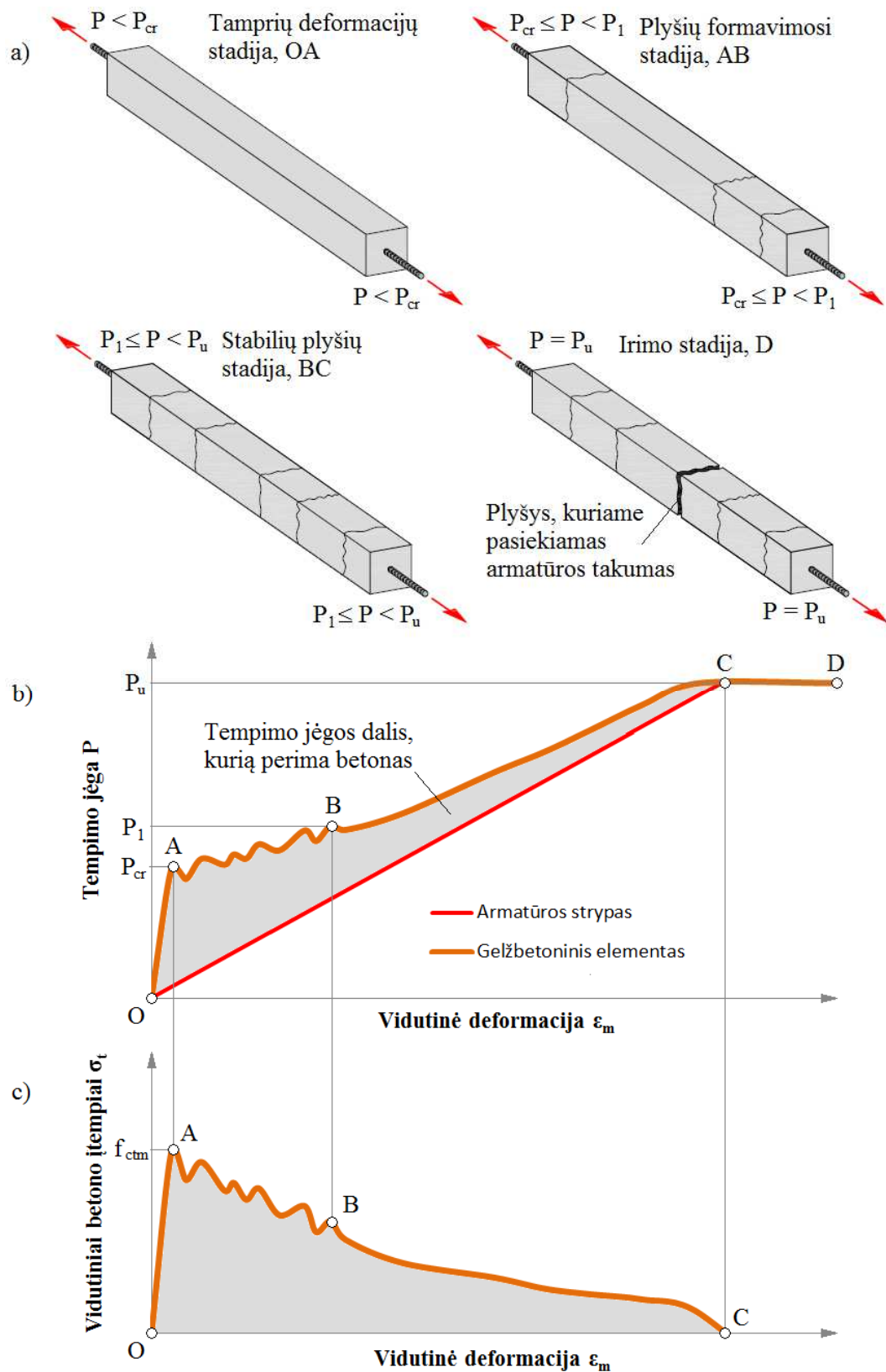
Kaip matome pateiktame tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafike (1.1 pav., b), dėl tempiamojo sustandėjimo gelžbetoninio elemento vidutinės deformacijos yra mažesnės už armatūros strypo. Šis skirtumas yra ypač didelis iki tol, kol atsiveria pirmasis plyšys.

Tempiamojo sustandėjimo reiškiniui įvertinti sudaromas vidutinių betono įtempių ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas (1.1 pav., c). Tokį grafiką galima gauti transformavus gelžbetoninio elemento tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafiką (1.1 pav., b), iš jo eliminavus armatūros perimamą tempimo jėgos dalį, o likusią, kurią perima betonas, padalijus iš jo skerspjūvio ploto. Tai galima atlikti, nes plieninis armatūros strypas iki elemento suirimo deformuojasi taptariai, o jo mechaninės savybės yra žinomos.

Vidutinių betono įtempių ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas taip pat yra vadinamas tempiamojo sustandėjimo diagrama, kuri taikoma supleišėjusio gelžbetonio elementų deformacijų analizei ir parodo, kurią tempimo įtempių dalį perima tempiamasis betonas ruožuose tarp plyšių.

Tempiamojo sustandėjimo reiškinys yra labai svarbus skaičiuojant gelžbetoninių elementų poslinkius ir deformacijas. Netinkamai įvertinus šį reiškinį, gali būti daroma didesnė

nei 100 % poslinkių apskaičiavimo paklaida, todėl projektuojant gelžbetonines konstrukcijas ypatingą dėmesį reikia atkreipti į adekvatų tempiamojo sustandėjimo efekto modeliavimą.



1.1 pav. Gelžbetoninio elemento tempiamojo sustandėjimo efektas:

a – deformavimosi stadijos; b – tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas;
c – vidutinių betono įtempių ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas

1.2. Modeliavimo metodai

Šiame poskyryje aptariami normatyviniuose dokumentuose pateikti ir įvairių autorių pasiūlyti tempiamojo sustandėjimo efekto modeliavimo metodai.

Eurokode 2 yra aprašyta, kaip galima sudaryti tempiamojo gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafiką, analogišką pavaizduotam 1.1 paveikslo b dalyje. Pagal šį metodą, apskaičiuojant deformacijas, išskiriami nesupleišęję ir supleišęję būviai. Nesupleišėjusio gelžbetoninio elemento atveju daroma prielaida, kad tarp armatūros ir betono yra idealus sukibimas (nėra praslydimo), t.y. armatūra ir betonas deformuojasi kartu. Supleišėjusiame elemente plyšio vietoje visą tempimo jėgą perima armatūra, o tarp plyšių – armatūra ir betonas.

Tempiamasis gelžbetoninis elementas deformuosis tampriai iki pleišėjimo apkrovos:

$$P_{cr} = f_{ctm} \cdot (A_c + n \cdot A_s), \quad (1.1)$$

čia f_{ctm} – vidutinis betono tempiamasis stipris; A_s ir A_c – armatūros ir betono skerspjūvių plotai; $n = E_s/E_c$; E_s ir E_c – armatūros ir betono tamprumo moduliai.

Pleišėjimo apkrovą atitinkanti deformacija apskaičiuojama taip:

$$\varepsilon_{cr} = \frac{P_{cr}}{E_c \cdot (A_c + n \cdot A_s)}. \quad (1.2)$$

Kai pasiekama pleišėjimo apkrova plyšio atsivėrimo vietoje visą tempimo jėgą perima armatūra. Dėl staigaus įtempių padidėjimo armatūroje labai padidėja vidutinės deformacijos, kurios apskaičiuojamos pagal tokią išraišką:

$$\varepsilon_m = \zeta \cdot \varepsilon_{II} + (1 - \zeta) \cdot \varepsilon_I, \quad (1.3)$$

čia ε_I ir ε_{II} – deformacijų reikšmės, apskaičiuotos atitinkamai nesupleišėjusiam ir visiškai supleišėjusiam elementui; ζ – pasiskirstymo koeficientas:

$$\zeta = 1 - \left(\frac{P_{cr}}{P} \right)^2; \quad (\text{čia } P_{cr} < P < P_u). \quad (1.4)$$

Nesupleišėjusio gelžbetoninio elemento deformacijos:

$$\varepsilon_I = \frac{P}{E_c \cdot A_c + E_s \cdot A_s}. \quad (1.5)$$

Visiškai supleišėjusio gelžbetoninio elemento deformacijos:

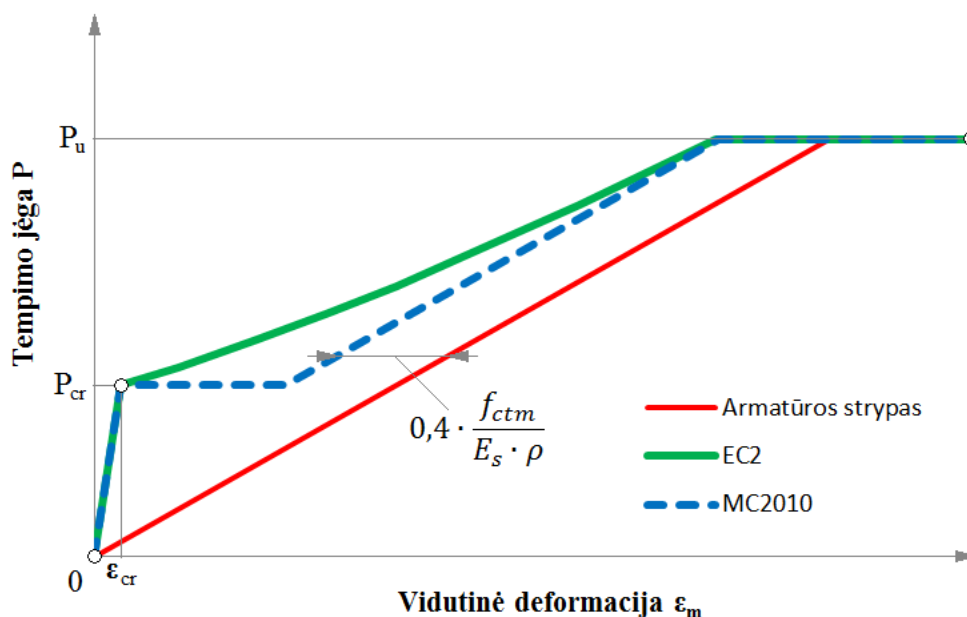
$$\varepsilon_{II} = \frac{P}{E_s \cdot A_s}. \quad (1.6)$$

Apkrova, kurią pasiekus armatūra pradeda plastiškai deformuotis plyšyje:

$$P_u = f_y \cdot A_s, \quad (1.7)$$

čia f_y – armatūros stipris pagal takumo ribą.

Kaip atrodo tempiamojo gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybė grafikas, sudarytas vadovaujantis Eurokodu 2, yra pavaizduota 1.2 paveiksle.



1.2 pav. Tempiamojo gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas pagal Eurokodą 2

Eurokodas 2 buvo sudarytas remiantis Model Code 1990 – Tarptautinės betono federacijos (FIB) betoninių konstrukcijų projektavimo normų antruoju leidimu. 1.2 paveiksle taip pat yra parodytas apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafiko supaprastintas apskaičiavimas pagal Model Code 2010, kuriame matyti išskirtos 1.1 poskyryje aprašytos tempiamojo gelžbetoninio elemento deformavimosi stadijos.

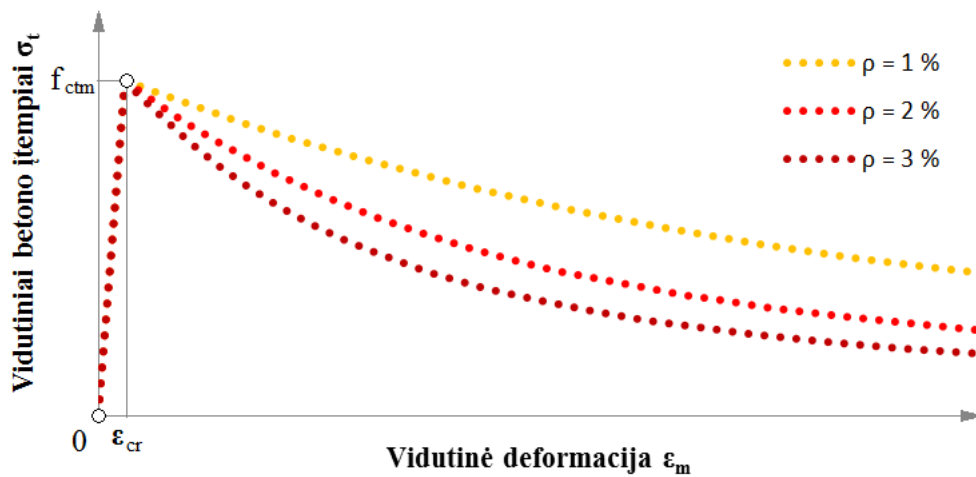
Kaip minėta 1.1 poskyryje, tempiamojo gelžbetoninio elemento apkrovos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafiką galima transformuoti į tempiamojo sustandėjimo diagramą. Norint tai atlikti, reikia eliminuoti armatūros perimamą tempimo jėgos dalį, o likusią, kurią perima betonas, padalinti iš jo skerspjūvio ploto.

Vidutiniai betono įtempiai, kurie atidedami ant vertikalios ašies, apskaičiuojami pagal šią išraišką:

$$\sigma_t = \frac{P - \varepsilon_m \cdot E_s \cdot A_s}{A_c}, \quad (1.8)$$

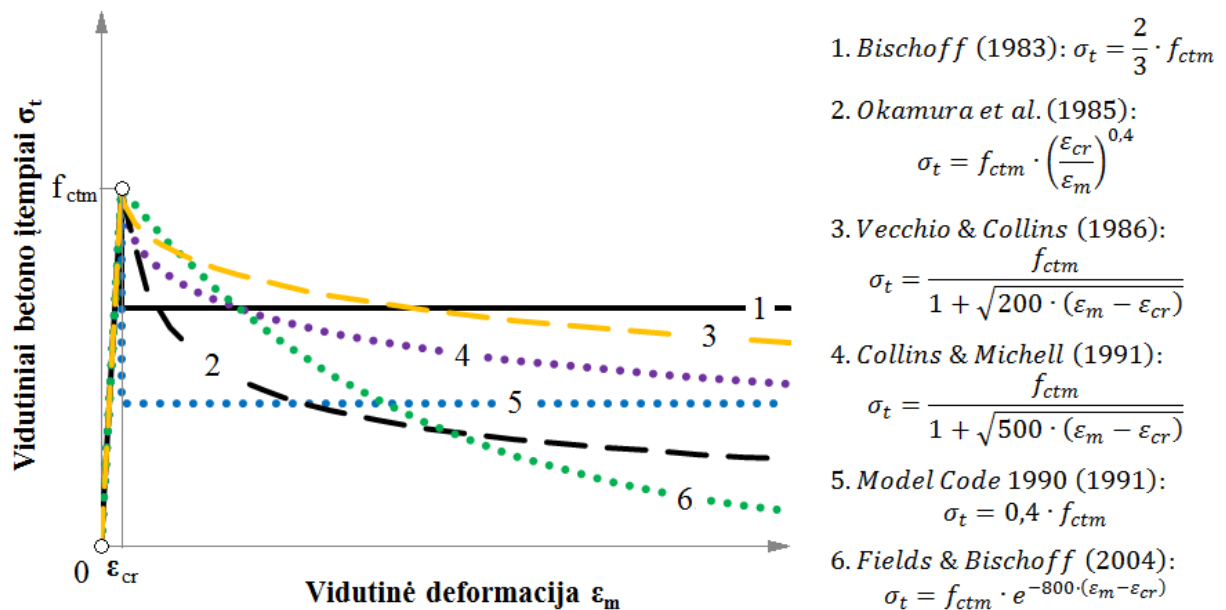
čia ε_m – tempiamojo gelžbetoninio elemento vidutinės deformacijos.

Tempiamojo sustandėjimo diagramos pagal Eurokodą 2 priklauso nuo betono stiprio, armatūros ir betono tamprumo modulių santykio bei armavimo koeficiento (Girdžius 2011). Stipriai armuotiems elementams ($\rho \geq 2\%$) yra pastebimai mažesnės lyginant su mažai ir vidutiniškai armuotais elementais ($\rho \leq 1\%$). Šis skirtumas yra pavaizduotas 1.3 paveiksle.



1.3 pav. Tempiamojo sustandėjimo diagramos kintant armavimo koeficientui

Iki šių dienų įvairūs autoriai pasiūlė daug tempiamojo sustandėjimo efekto modeliavimo metodų. Daugelis jų yra paremti tempiamojo betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų $\sigma_t - \varepsilon_m$ priklausomybės grafiku. Keletas jų, kurie aptariami tekste toliau, yra pavaizduoti 1.4 paveiksle.



1.4 pav. Tempiamojo sustandėjimo modeliai

Kaip ir Eurokodo 2 atveju, tempiamojo betono vidutinių įtempių ir vidutinių deformacijų diagrama yra suskirstoma į kylančiąją ir krentančiąją dalis. Kylančiąją dalimi įvertinama tamprė tempiamojo betono elgsena:

$$\sigma_t = E_c \cdot \varepsilon_m, \text{ kai } \varepsilon_m \leq \varepsilon_{cr}. \quad (1.9)$$

Krentančioji dalis apibūdina tempiamojo betono elgseną jam supleišėjus. Toliau aptariami pasiūlyti modeliai, skirti apskaičiuoti krentančiąją dalį.

Bischoffas (Bischoff 1983) pasiūlė, kad tempiamojo betono įtempių reikšmę, elementui supleišėjus, galima priimti pastovią:

$$\sigma_t = \frac{2}{3} \cdot f_{ctm}. \quad (1.10)$$

Okamura ir kt. (Okamura *et al.* 1985) pasiūlė tempiamojo betono įtempius apskaičiuoti taip:

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_m} \right)^c, \quad (1.10)$$

čia c – koeficientas, įvertinantis plieninių armatūros strypų formą; $c = 0,4$, kai strypas rumbuotas, ir $c = 0,2$, kai strypo paviršius lygus.

Vecchio ir Collinsas (Vecchio, Collins 1986) pasiūlė tokią tempiamojo betono įtempių išraišką:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{200 \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon_{cr})}}, \quad (1.11)$$

čia f_{ctm} – vidutinis betono tempiamasis stipris:

$$f_{ctm} = 0,33 \cdot \sqrt{f_c}, \quad (1.12)$$

f_c – betono cilindrinis gniuždomasis stipris; ε_{cr} – pleišėjimo deformacija:

$$\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_c, \quad (1.13)$$

E_c – betono tamprumo modulis:

$$E_c = 2 \cdot f_c / \varepsilon_c, \quad (1.14)$$

ε_c – gniuždomojo betoninio cilindro ribinė suirimo deformacija.

Vėliau Collinsas ir Mitchellas (Collins, Mitchell 1991) modifikavo (1.11) pateiktą supleišėjusio tempiamojo betono įtempių išraišką į šią:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1 + \sqrt{500 \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon_{cr})}}. \quad (1.15)$$

Išskyrus pakeistą koeficientą, kiti parametrai liko nepakitę.

Hsu (Hsu 1993) patvirtino anksčiau pasiūlytą Okamuros ir kitų tempiamojo betono įtempių išraišką, kai gelžbetoninis elementas armuotas rumbuotais strypais, bei pasiūlė kitaip apskaičiuoti vidutinį betono tempiamąjį stiprį negu pateikta (1.12) formulėje:

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_m} \right)^{0,4}, \quad (1.16)$$

$$f_{ctm} = 0,311 \cdot \sqrt{f_c}. \quad (1.17)$$

Fieldsas ir Bischoffas (Fields, Bischoff 2004) pasiūlė tokią tempiamojo sustandėjimo formulę:

$$\sigma_t = f_{ctm} \cdot e^{-800 \cdot (\varepsilon_m - \varepsilon_{cr})}, \quad (1.18)$$

čia f_{ctm} – vidutinis betono tempiamasis stipris:

$$f_{ctm} = 0,37 \cdot \sqrt{f_c}, \quad (1.19)$$

ε_m – vidutinė santykinė tempiamojo gelžbetoninio elemento deformacija:

$$\varepsilon_m = \frac{1}{E_s} \cdot \left(\sigma_s - \beta \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho} \right), \quad (1.20)$$

σ_s – armatūros įtempiai plyšyje, β – koeficientas lygus 0,5; ρ – armavimo koeficientas:

$$\rho = A_s/A_c. \quad (1.21)$$

Kaip matome, iki šiol yra pasiūlyta daug tempiamojo sustandėjimo efekto modeliavimo metodų. Visi jie yra labai skirtingi (1.4 pav.), nes tempiamojo sustandėjimo efektas nėra iki galo ištirtas, todėl ir paskelbti kurio nors iš anksčiau aprašytų tempiamojo sustandėjimo modelių, universaliu taikomu visuotinai, negalima.

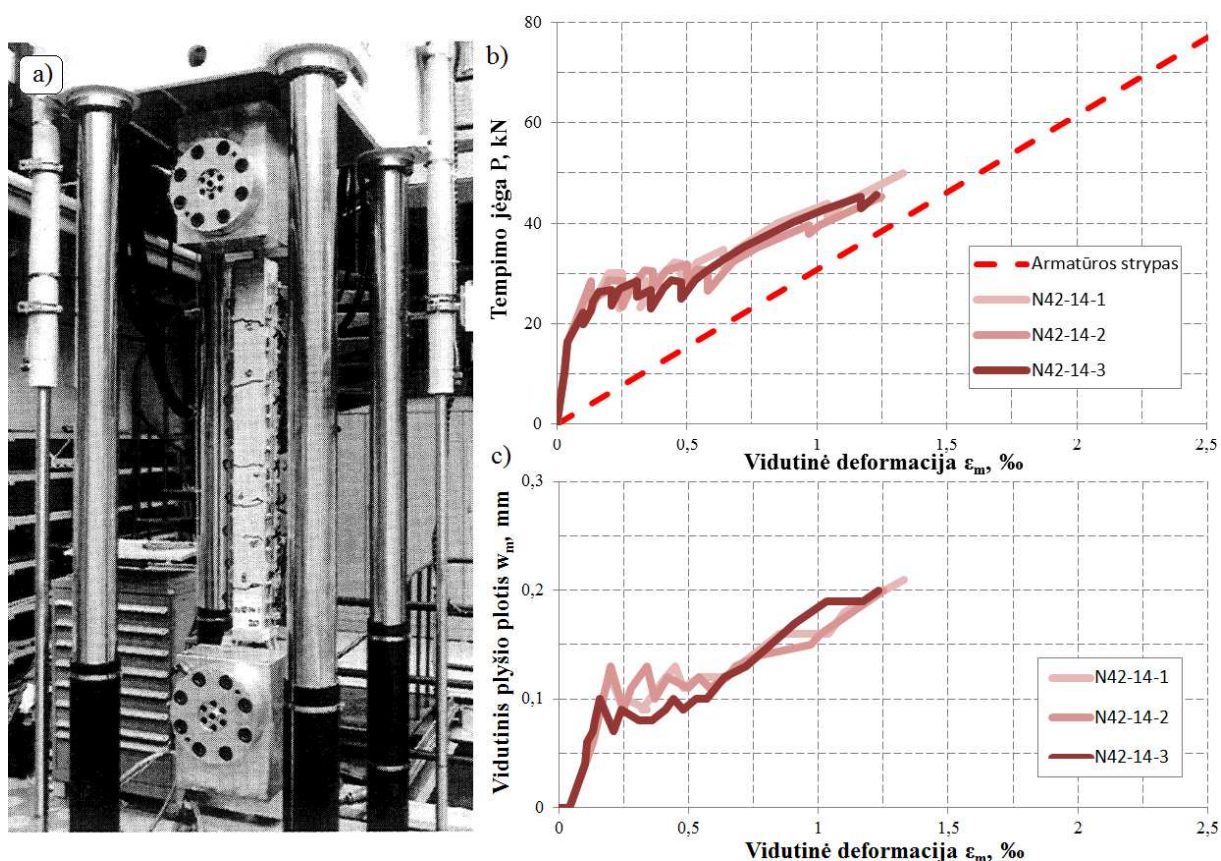
1.3. Kitų autorių atlikti eksperimentiniai tyrimai

Šiame poskyryje aprašomi kitų autorių atlikti tempiamojo sustandėjimo eksperimentiniai tyrimai. Pažymėtina, kad išnagrinėjęs šių mokslininkų publikuojamą informaciją, baigiamojo magistro darbo autorius sėkmingai galėjo atlikti analogiškus tempiamojo sustandėjimo eksperimentinius tyrimus, o vėliau, remdamasis jais ir kitų autorių tyrimais, galėjo pasiūlyti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį.

Išspūdingos apimties tempiamojo sustandėjimo eksperimentinius tyrimus atliko šveicarai Farra ir Jaccoud'as (Farra, Jaccoud 1994). Iš viso buvo išbandyti 123 tempiami gelžbetoniniai elementai, kurie pagaminti naudojant 14 skirtingų betono rūšių ir armuoti 10, 14 bei 20 mm skersmens plieniniais S500 klasės strypais. Betoninės dalies ilgis – 1,15 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Bandinys vertikalioje padėtyje būdavo tempiamas apkrovą kontroliuojant tolygiu poslinkio didėjimu iki tol, kol armatūroje įtempiai pasiekdavo 200 MPa ribą. Deformacijos apskaičiuojamos iš poslinkių reikšmių, nustatytų matuojant 1 metro ilgio bazėje, t.y. linijinio poslinkio matuokliai būdavo pritvirtinti ant betoninio paviršiaus atitraukiant juos po 75 mm nuo betoninės dalies krašto.

Bandinys eksperimento metu kartu su išmatuotais $P - \varepsilon_m$ ir apskaičiuotais $w_m - \varepsilon_m$ grafikais trim bandiniams yra pavaizduotas 1.5 paveiksle. Gelžbetoniniams elementams gaminti naudotų 14-os skirtingų betono rūšių nustatytos pagrindinės mechaninės savybės pateiktos 1.1 lentelėje.



1.5 pav. Atlikti eksperimentiniai tyrimai (pagal Farra, Jaccoud 1994):
a – bandinys eksperimento metu; b – tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikai;
c – vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikai

1.1 lentelė. Farros ir Jaccoud'o eksperimentuose naudotų betonų mechaninės savybės

Betono sutartiniai žymenys	Cilindrinis gniuždomasis stipris, MPa	Tempiamasis stipris, MPa	Tamprumo modulis, GPa
N10	29,9	2,13	29,9
N20	32,4	2,47	29,1
N30	36,9	2,64	30,3
N40	39,9	2,81	30,3
N12	44,8	2,60	29,0
N22	48,6	2,68	33,0
N32	53,8	2,98	31,2
N42	55,4	3,16	32,8
S20	38,8	2,81	29,3
S30	46,3	2,80	27,0
S22	56,9	2,90	30,4
S32	65,0	3,07	31,6
H50	67,2	3,09	41,8
H52	87,1	4,69	41,3

Atlikę eksperimentinius tyrimus Farra ir Jaccoud'as pastebėjo, kad tempiamasis betono stipris f_{ctm} , nustatomas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra mažesnis ir kinta nuo $0,9 \cdot f_{ctm}$, kai $\rho \leq 1 \%$, iki $0,7 \cdot f_{ctm}$, kai $\rho \geq 2 \%$. Šis reiškinys nėra įvertintas nė viename iš 1.4 paveiksle pavaizduotų tempiamojo sustandėjimo modelių.

Lorrainas ir kt. (Lorrain *et al.* 1998) tirdami, kuo skiriasi pleišėjimas gelžbetoniniuose elementuose naudojant normalaus ir didelio stiprio betonus, atliko 25 eksperimentinius bandymus. Bandiniai buvo pagaminti naudojant 5 skirtingų rūšių betonus (1.2 lentelė), armuojant 10, 12, 16 ir 20 mm skersmens plieniniais strypais, kurių stipris pagal takumo ir sąlyginę takumo ribas atitinkamai yra lygus 620 ir 830 MPa. Betoninės dalies ilgis – 2 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

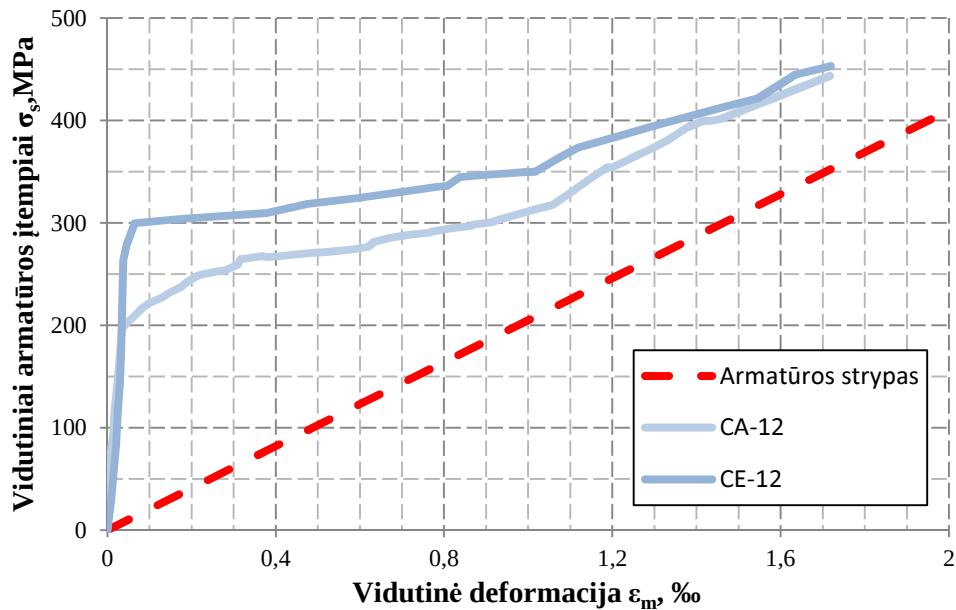
1.2 lentelė. Lorraino ir kt. eksperimentuose naudotų betonų mechaninės savybės

Betono sutartinis žymėjimas	Cilindrinis gniuždomasis stipris, MPa	Tempiamasis stipris, MPa	Tamprumo modulis, GPa
CA	42	3,1	38,2
CB	52	3,3	41,0
CC	85	4,1	48,3
CD	92	4,2	49,6
CE	101	4,6	51,2

Ilgesnė betoninė dalis, bandant tokio tipo bandinius, yra pranašesnė už trumpą tu, kad vidutiniai atstumai tarp plyšių gaunami panašesni (mažesnis reikšmių išsisklaidymas). Kita vertus, dėl ilgumo sunkiau juos ir išbandyti. Dažniausiai, kaip ir šiuo atveju, tai yra atliekama horizontalioje padėtyje (1.6 pav.), tolygiai didinant apkrovą hidrauliniiais domkratais. Tokio bandymo trūkumas yra tas, kad atsivėrus plyšiui nežinome, iki kokio dydžio būtų sumažėjusi apkrova išliekant tai pačiai deformacijos reikšmei (1.7 pav.).



1.6 pav. Bandinys eksperimento metu (Lorrain *et al.* 1998)



1.7 pav. Atliktų dviejų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Lorrain *et al.* 1998)

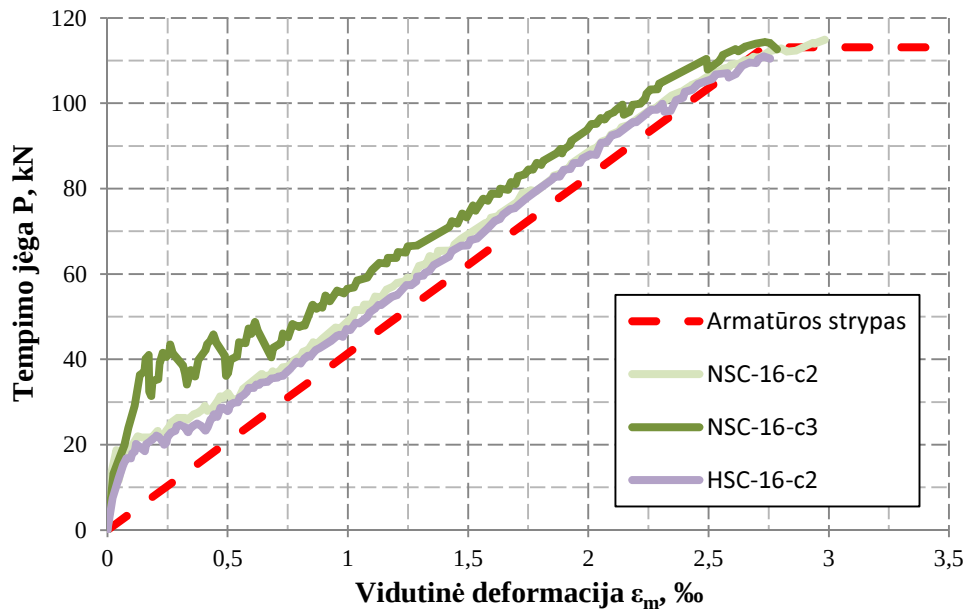
Atlikę eksperimentinius tyrimus Lorrainas ir kt. pateikė tokias išvadas:

- 1) didelio stiprio betono atveju pirmasis plyšys atsiveria vėliau (1.7 pav.);
- 2) didėjant armavimo koeficientui dėl betono susitraukimo mažėja betono tempiamasis stipris;
- 3) tempiamasis sustandėjimas, naudojant didelio stiprio betoną, pasireiškia efektyviau plyšių formavimosi stadijoje lyginant su normalaus stiprio betonu, o stabilių plyšių stadijoje nuo jo praktiškai nesiskiria (1.7 pav.);
- 4) atstumas tarp plyšių daugiausia priklauso nuo armavimo koeficiento (didelio stiprio betono naudojimas įtakos praktiškai neturi).

Noghabai (Noghabai 2000) nagrinėjo, kuo skiriasi tempiamasis sustandėjimas naudojant įprastą ir fibromis armuotą betoną, taip pat keičiant betoninės dalies skerspjūvio plotą. Kadangi šis baigiamasis magistro darbas neapima fibromis armuoto betono, toliau bus aptariami tik pastebėti skirtumai įprastajam betonui.

Naudojant įprastą betoną buvo išbandyti 6 vertikalioje padėtyje 0,001 mm/s greičiu tempiami gelžbetoniniai elementai. Jie buvo pagaminti naudojant normalaus ir didelio stiprio betoną, kurių kubinis gniuždomasis stipris atitinkamai yra lygus 57,0 ir 115,5 MPa, armuojant 16 mm skersmens S500 klasės plieniniais strypais. Betoninės dalies ilgis – 0,96 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 48, 80 ir 112 mm.

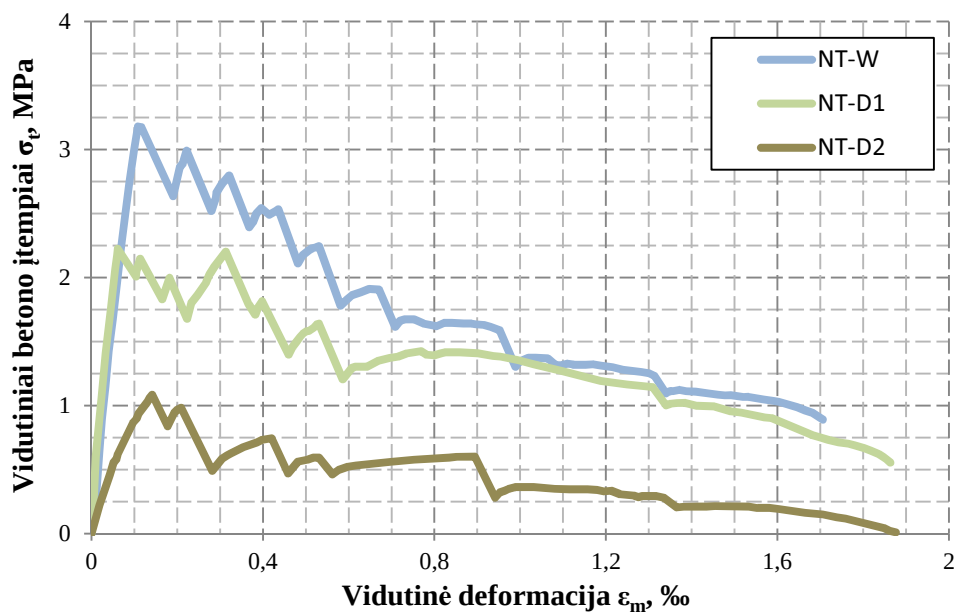
1.8 paveiksle pavaizduoti 3 eksperimentinių bandymų rezultatai, kuriuose matyti, kokią didelę įtaką plieninio strypo deformacijų sumažėjimui turi betoninės dalies skerspjūvio ploto didinimas lyginant su tempiamojo betono stiprio didinimu.



1.8 pav. Atliktų trijų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Noghabai 2000)

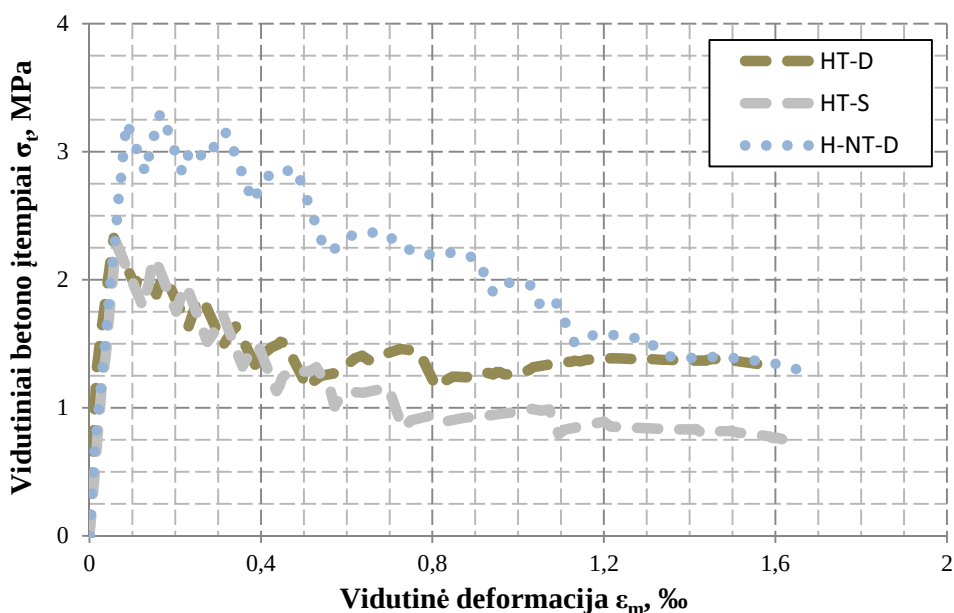
Choi ir Maekawa (Choi, Maekawa 2003) tyrė, kaip tempiamasis sustandėjimas priklauso nuo drėgmės ir temperatūros pokyčių. Iš viso buvo išbandyti 6 bandiniai (vertikalioje padėtyje apkrovą kontroliuojant poslinkiu), kurie pagaminti iš normalaus stiprio betono ($f_c \approx 40$ MPa) ir armuoti 16 mm skersmens plieniniais strypais ($f_y = 382,5$ MPa). Betoninės dalies ilgis – 1,47 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Pirmi trys bandymai buvo atliekami 20 °C temperatūroje. Bandinys NT-W kietėjo esant 100 % santykiniam drėgmeniui, atitinkamai NT-D1 – 70 % ir NT-D2 – 40 %. Nustatyta, kad tempiamojo sustandėjimo efekto mažėjimas dėl susitraukimo yra labai didelis (1.9 pav.).



1.9 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai kintant drėgmei (pagal Choi, Maekawa 2003)

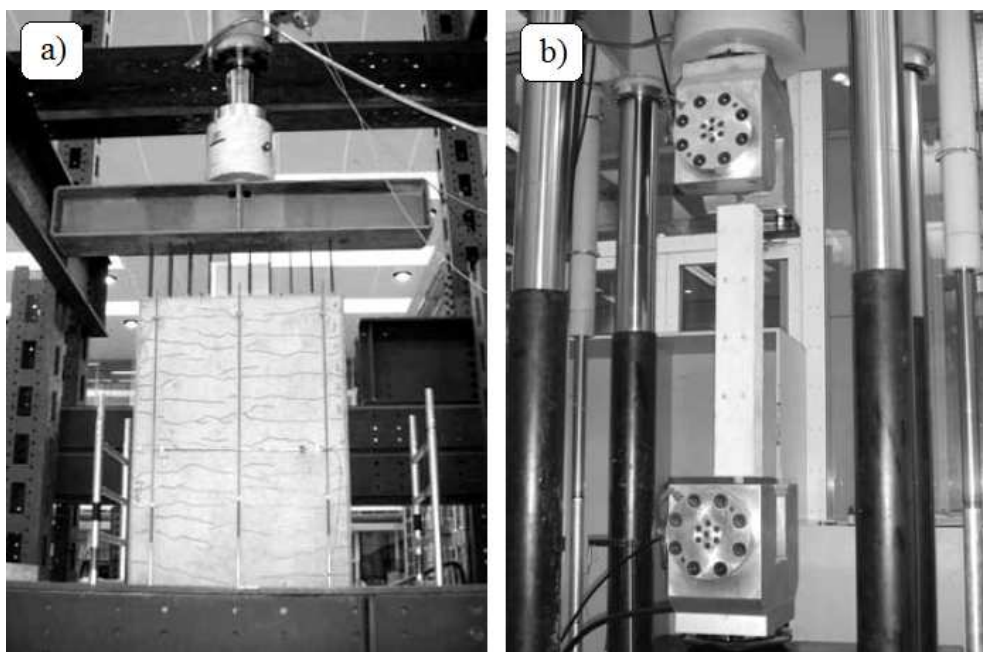
Likę trys bandymai buvo atliekami kintant temperatūrai. HT-D ir HT-S buvo bandomi 75 °C temperatūroje, o H-NT-D – 20 °C – prieš tai H-NT-D pakaitinus iki 75 °C ir vėl atvėsinus. Bandiniai HT-D kietėjo esant 70 % santykiniam drėgniui, o HT-S dar papildomai, bandymo metu, išteptas riebalais ir apvyniotas PVDC plėvele, H-NT-D – 100 %. Nustatyta, kad didžiausias temperatūros pokytis, įmanomas normaliomis eksploataavimo sąlygomis, beveik neturi įtakos lyginant su drėgmės pokyčiu (1.10 pav.).



1.10 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai kintant temperatūrai (pagal Choi, Maekawa 2003)

Puraineris (Purainer 2005) tyrė, kuo skiriasi tempiamasis sustandėjimas plokščiuose ir strypiniuose elementuose. Tam jis atliko 13 plokščių (1.11 pav., a) ir 64 strypinių (1.11 pav., b) elementų eksperimentinius bandymus. Baigiamojo magistro darbo autoriui aktualūs bandiniai – strypiniai elementai – buvo pagaminti iš 4 skirtingų klasių betonų: normalaus stiprio – C20/25, C30/37, C40/50 ir didelio stiprio – C80/95. Armuoti 12, 14 ir 20 mm skersmens S500 klasės plieniniais strypais. Betoninės dalies ilgis – 0,7 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Visi gelžbetoniniai elementai buvo išbandyti vertikalioje padėtyje apkrovą kontroliuojant poslinkiu. Gauti rezultatai strypinių elementų atveju patvirtina anksčiau aprašytą Farros ir Jaccoud'o (Farra, Jaccoud 1994) bei Lorraino ir kt. (Lorrain *et al.* 1998) paskelbtas išvadas.



1.11 pav. Bandiniai eksperimento metu (Purainer 2005): a – plokščias; b – strypinis

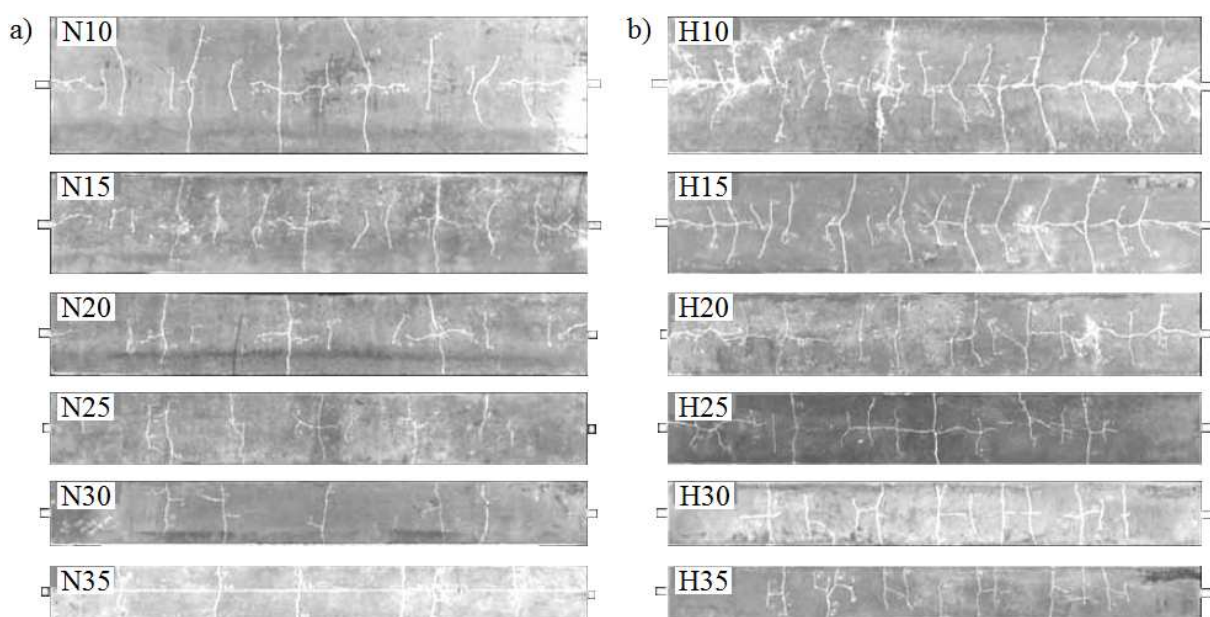
Bischoffas ir MacLaggenas (Bischoff, MacLaggen 2006) nagrinėjo, kuo skiriasi tempiamasis sustandėjimas naudojant lygaus paviršiaus ir rumbuotus plieninius strypus. Tai darydami jie iš viso išbandė 12 tempiamųjų gelžbetoninių elementų, pagamintų iš betono, kurio cilindrinis gniuždomasis stipris – 41,5 MPa. Elementai buvo bandomi vertikalioje padėtyje, apkrova kontroliuojama poslinkiu. Armavimui naudoti lygaus paviršiaus strypai, pagaminti iš S500 klasės plieno, buvo 12,7; 15,9 ir 19 mm skersmens, o rumbuoti ($f_y = 447$ MPa) – 16 mm. Betoninės dalies ilgis – 1,1 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Atlikę eksperimentinius tyrimus Bischoffas ir MacLaggenas pateikė tokias išvadas:

- 1) atstumas tarp plyšių nepriklauso nuo to, koks yra armatūros paviršius, o sukibimas abiem atvejais išlieka vienodas iki plieno takumo ribos;
- 2) tempiamasis sustandėjimas, naudojant tiek lygaus paviršiaus armatūrą, tiek rumbuotą, praktiškai nesiskiria, todėl galima teigti, kad Model Code 1990 siūlomi metodai, kai lygaus paviršiaus strypų atveju tempiamasis sustandėjimas yra priimamas 50 % mažesnis, ir Collinso ir Mitchello (Collins, Mitchell 1991) metodai, kai priimamas 30 % mažesnis, yra per daug konservatyvūs;
- 3) armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra maža;
- 4) plyšių pločiai nepriklauso nuo to, koks yra armatūros paviršius, nes atstumas tarp plyšių ir tempiamasis sustandėjimas išlieka pastovūs.

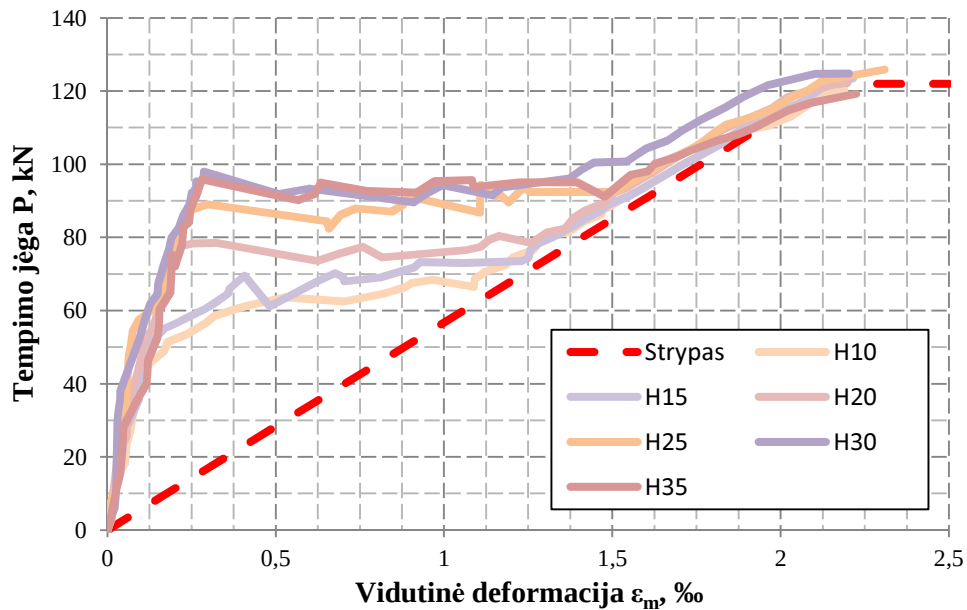
Lee ir Kimas (Lee, Kim 2008) tirdami betono stiprio ir apsauginio betono sluoksnio storio įtaką tempiamajam sustandėjimui atliko 35 gelžbetoninių elementų bandymus. Bandiniai buvo pagaminti iš trijų skirtingų rūšių betonų, kurių cilindrinis gniuždomasis stipris atitinkamai yra 23, 56,3 ir 74,6 MPa, ir kurie armuoti 19 mm skersmens plieniniais strypais, kurių stipris pagal takumo ribą – 430 MPa. Betoninės dalies ilgis – 1,5 m, skerspjūvis – stačiakampis, kurio kraštinės keitėsi taip, kad plotas išliktų beveik nepakitęs: 60 ir 365, 80 ir 290, 100 ir 230, 115 ir 200, 135 ir 170, 150 ir 155 mm.

Eksperimentiniai bandymai buvo atliekami apkrovą kontroliuojant poslinkiu iki tol, kol armatūroje būdavo pasiekiamos plastinės deformacijos. Bandiniai po eksperimento pavaizduoti 1.12 paveiksle.



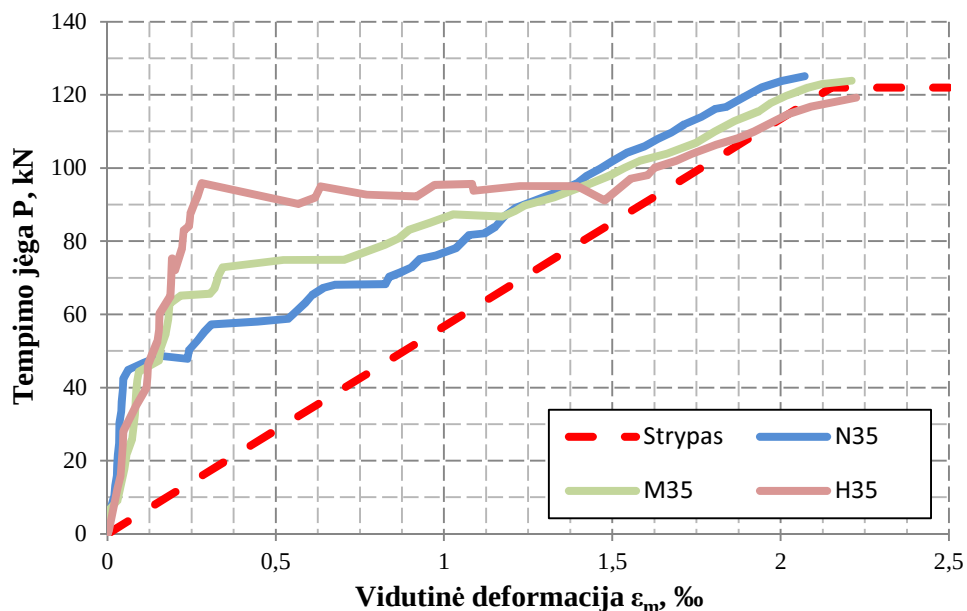
1.12 pav. Bandiniai po eksperimento (Lee, Kim 2008):
a – pagaminti iš normalaus stiprio betono; b – pagaminti iš didelio stiprio betono

Atlikę eksperimentinius tyrimus Lee ir Kimas pastebėjo, kad išliekant tam pačiam betono skerspjūvio plotui ir armavimo koeficientui, bet mažėjant apsauginiam betono sluoksniui tempiamasis sustandėjimas gelžbetoniniame elemente taip pat mažėja (1.13 pav.). Taip yra todėl, kad mažėjant apsauginiam betono sluoksniui pradeda atsiverti ir plisti išilginiai plyšiai. Taip pat pastebėta, kad didelio stiprio betonui, norint išvengti išilginių plyšių vėrimosi, reikalingas didesnis apsauginis betono sluoksnis nei normalaus stiprio betono atveju. Didėjant apsauginiam betono sluoksniui, didėja ir vidutinis atstumas tarp plyšių.



1.13 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai, kai elementai buvo pagaminti iš didelio betono stiprio, o jų apsauginis betono sluoksnis kito (pagal Lee, Kim 2008)

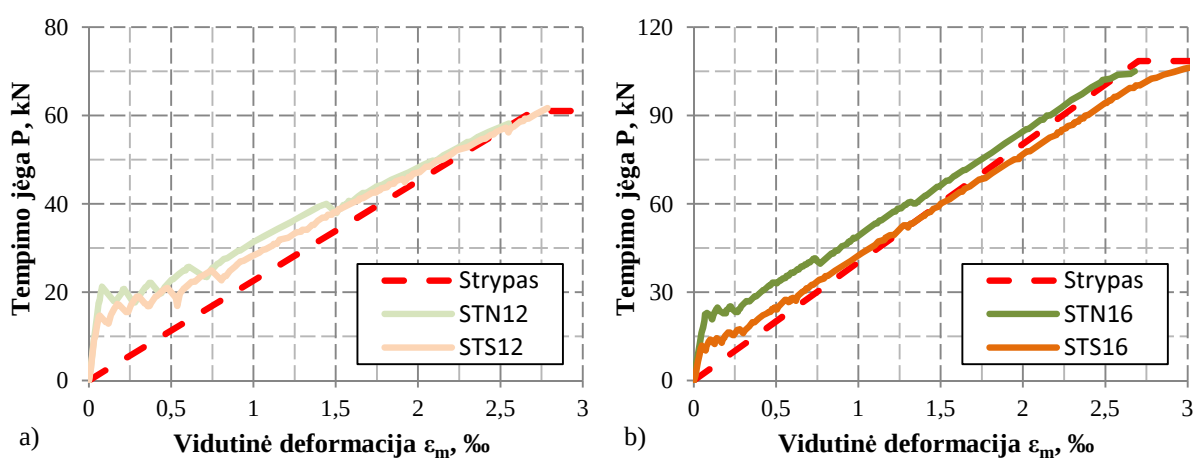
Kaip ir Lorraino ir kt. (Lorrain *et al.* 1998) atveju, pastebėta, kad tempiamasis sustandėjimas, naudojant didelio stiprio betoną, pasireiškia efektyviau plyšių formavimosi stadijoje lyginant su normalaus stiprio betonu, o stabilų plyšių stadijoje nuo jo praktiškai nesiskiria (1.14 pav.). Tačiau, priešingai negu pateiktose Lorraino ir kt. išvadose, šiuo atveju atstumas tarp plyšių vis dėlto priklauso nuo betono stiprio ir jam didėjant mažėja.



1.14 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai, kai elementai buvo pagaminti iš skirtingo stiprio betonų, o jų apsauginis betono sluoksnis išliko nepakitęs (pagal Lee, Kim 2008)

Wu ir Gilbertas (Wu, Gilbert 2008) tirdami susitraukimo poveikį tempiamajam sustandėjimui iš viso atliko 6 gelžbetoninių elementų bandymus. Bandiniai buvo pagaminti iš betono, kurio cilindrinis gniuždomasis stipris, vos tik išėmus juos iš klojinių, buvo 22 MPa, o palaikius normaliomis kietėjimo sąlygomis tris savaites padidėjo iki 25 MPa. Armavimui naudoti 12 ir 16 mm skersmens plieniniai strypai, kurių stipris pagal takumo ribą – 540 MPa. Betoninės dalies ilgis – 1,1 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Eksperimentiniai bandymai buvo atliekami apkrovą kontroliuojant poslinkiu iki tol, kol armatūroje būdavo pasiekiamos plastinės deformacijos. Gauti keturių bandinių tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikai pavaizduoti 1.15 paveiksle.



1.15 pav. Atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai (pagal Wu, Gilbert 2008):
a – bandiniams, armuotiems 12 mm strypais; b – bandiniams, armuotiems 16 mm strypais

Wu ir Gilberto atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai patvirtina Lorraino ir kt. (Lorrain *et al.* 1998) bei Choi ir Maekawos (Choi, Maekawa 2003) skelbtas išvadas: tempiamojo sustandėjimo efekto mažėjimas dėl betono susitraukimo yra reikšmingas ir jo neigiama įtaka didėja didėjant armavimo koeficientui. Taip pat Wu ir Gilbertas pastebėjo, kad bandiniuose, turinčiuose didesnes susitraukimo deformacijas, atsivėrę plyšių plotai yra didesni.

1.4. Pirmojo skyriaus išvados

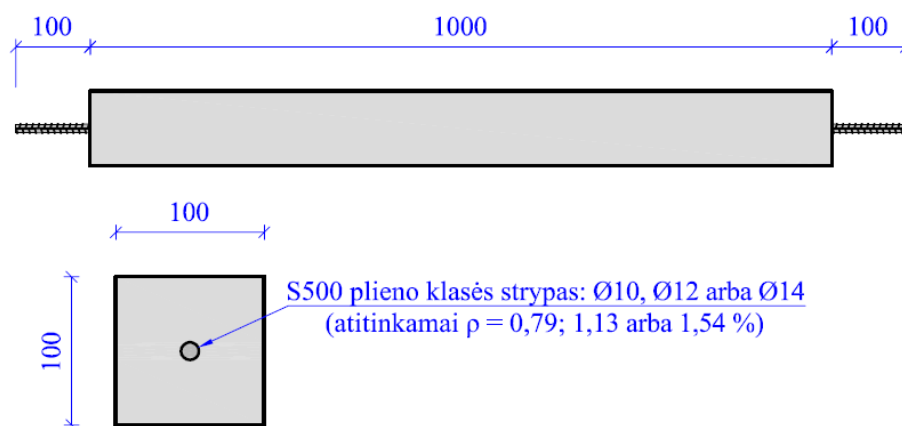
Atlikus literatūros apžvalgą galima daryti šias išvadas:

- 1) apžvelgti skirtingų autorių iki šiol pasiūlyti tempiamojo sustandėjimo modeliavimo metodai labai skiriasi, nes šis efektas nėra iki galo ištirtas, todėl ir paskelbti kurio nors universaliu, taikytinu visuotinai, negalima;
- 2) tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra mažesnis;
- 3) betono susitraukimo poveikis tempiamajam sustandėjimui yra ypač reikšmingas;
- 4) armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra maža;
- 5) mažėjant apsauginiam betono sluoksniui tempiamasis sustandėjimas gelžbetoniniame elemente taip pat mažėja.

2. EKSPERIMENTINIAI TYRIMAI

2.1. Bandiniai, naudota įranga ir bandymų eiga

Atlikus literatūros šaltinių tempiamojo sustandėjimo eksperimentinių tyrimų tematika analizę buvo nuspręsta bandymuose naudoti populiariausio tipo bandinius – apibetonuotą plieninės armatūros strypą, kurio geometriniai parametrai pateikti 2.1 paveiksle. Kaip aprašyta 1.3 poskyryje, kuo ilgesnė betoninė dalis, tuo po bandymo gautų vidutinių atstumų tarp plyšių reikšmių sklaida yra mažesnė. Šiuo atveju betoninės dalies ilgis buvo 1 metras, t.y. ilgiausias, su koku galima atlikti eksperimentinius tyrimus, naudojantis Vilniaus Gedimino technikos universiteto Mokomosios gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų laboratorijos įranga.



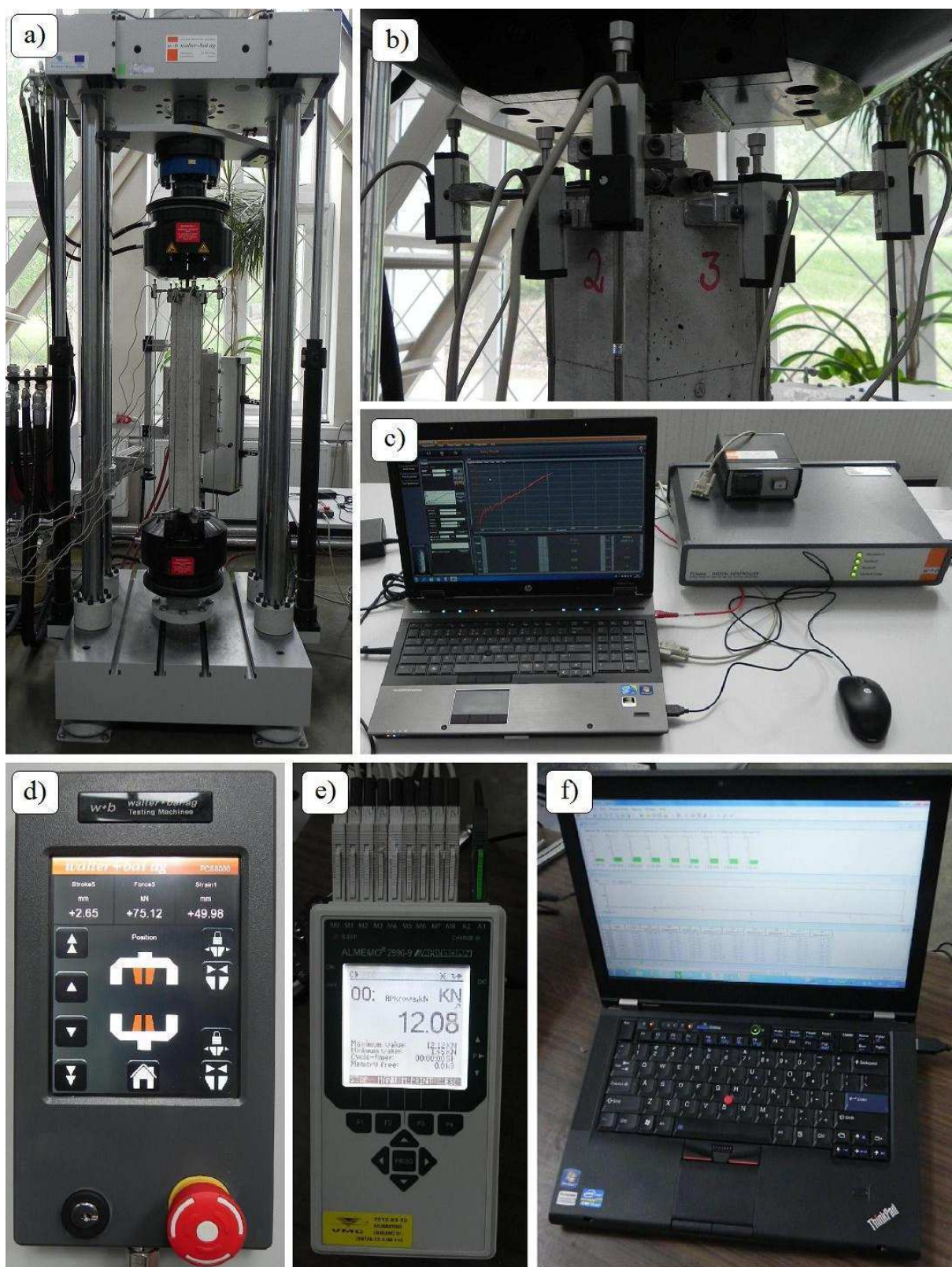
2.1 pav. Bandinio geometriniai parametrai

Iš viso buvo pagaminti 9 gelžbetoniniai elementai: po 3 bandinius armuotus skirtingo skersmens strypais. Išbandžius S500 klasės plieninius strypus nustatytos šios jų mechaninės savybės: stipris pagal takumo ribą – 562,5 MPa, stipris pagal stiprumo ribą – 674,5 MPa, tamprumo modulis – 183,8 GPa. Nustatytos betono, iš kurio pagaminti bandiniai, mechaninės savybės pateiktos 2.1 lentelėje.

2.1 lentelė. Betono mechaninės savybės

Mechaninė savybė	Bandinio Nr.	1	2	3	Vidutinė reikšmė
Kubinis gniuždomasis stipris $f_{c,cube,100 \times 100}$, MPa		64,57	60,47	64,40	63,15
Kubinis gniuždomasis stipris $f_{c,cube,150 \times 150}$, MPa		54,00	60,02	52,90	55,64
Cilindrinis gniuždomasis stipris $f_{c,cyl,150 \times 150}$, MPa		52,74	55,47	51,17	53,13
Tempiamasis stipris lenkiant $f_{ct,flex}$, MPa		4,62	4,57	4,11	4,43
Tempiamasis stipris tempiant $f_{ct,ten}$, MPa		3,92	3,66	3,43	3,67
Tamprumo modulis E_c , GPa		-	-	-	37,87

Bandymų metu naudota įranga pavaizduota 2.2 paveiksle.



2.2 pav. Bandymų metu naudota įranga:

a – presas; b – linijinio poslinkio matuokliai; c – asmeninis kompiuteris su programine įranga;
d – valdymo pultas; e – informacijos skirstytuvas; f – asmeninis kompiuteris su programine įranga

Bandymo metu gelžbetoninis elementas įstatomas į presą (2.2 pav., a) ir naudojantis valdymo pultu (2.2 pav., d) įtvirtinamas reikiamoje padėtyje. Ant paruošto bandinio betoninio paviršiaus priklijuojami 4 linijiniai poslinkio matuokliai – po vieną ant kiekvienos plokštumos centrinės ašies atitraukiant nuo betoninės dalies krašto po 2 cm. Tokiu atveju matavimo bazės ilgis – 0,96 m. Dar 3 linijinio poslinkio matuokliai tvirtinami už betoninės dalies ant plieninės armatūros bandant elementus armuotus 10 ir 12 mm skersmens strypais arba 4 linijinio poslinkio matuokliai – elementus armuotus 14 mm skersmens strypais. Šiuo atveju matavimo bazės ilgis atitinkamai yra lygus 1,04 ir 1,02 m. Pritvirtinti linijinio poslinkio matuokliai pavaizduoti 2.2 paveiksle b.

Naudojantis asmeniniu kompiuteriu su programine įranga (2.2 pav. c) nustatoma, kad bandymas bus atliekamas apkrovą kontroliuojant 0,001 mm/s poslinkio prieaugiu. Taip pat bandymo metu kompiuteris pateikia apkrovos ir poslinkio priklausomybę realiu laiko momentu. Tai leidžia sustabdyti bandymą norimą akimirką. Prie preso prijungtas kompiuteris (2.2 pav. c) poslinkius matuoja bazėje esančioje tarp preso griebtų, kurios ilgis – 1,10 m.

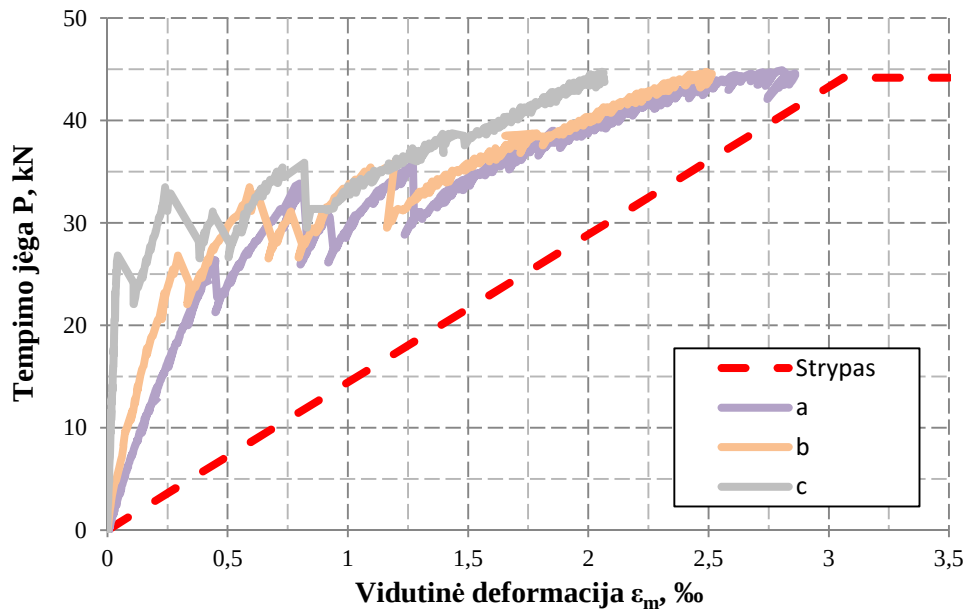
Linijinio poslinkio matuokliai (2.2 pav., b) yra prijungti prie informacijos skirstytuvo (2.2 pav. e), kuris iš jų gautus duomenis įrašo į kitą asmeninį kompiuterį su programine įranga (2.2 pav. f). Taip pat informacijos skirstytuvas yra prijungtas prie pirmojo kompiuterio ir antrajam perduoda duomenis susijusius su apkrovimu.

Taip sujungta įranga leidžia fiksuoti tempiamojo gelžbetoninio elemento poslinkius trijose skirtingose vietose esant toms pačioms apkrovimo reikšmėms.

Sujungus ir patikrinus ar visa įranga veikia pradedamas bandymas, kurio pradžioje laukiama atsiveriančių plyšių, o jiems atsivėrus – žymimas jų eiliškumas. Po tam tikro laiko, kai plyšiai nustoja vertis, kompiuterio ekrane stebimas apkrovos ir poslinkio priklausomybės grafikas ir įsitikinus, kad armatūra deformuojasi plastiškai – bandymas sustabdomas.

2.2. Gauti rezultatai, jų apdorojimas

Atlikus eksperimentinius bandymus turime išbandytų tempiamųjų gelžbetoninių elementų tempimo jėgos ir poslinkių priklausomybės grafikus. Pirmiausia, ant horizontalios ašies atidėti poslinkiai padalinami iš matavimo bazės ilgio. Taip gaunamos vidutinės elemento deformacijos. Kaip minėta 2.1 poskyryje, poslinkiai buvo matuojami trijose skirtingose vietose: ant betoninio paviršiaus, už jo ant plieninio strypo ir tarp preso griebtų. Kadangi matavimai buvo atliekami nepriklausomai vienas nuo kito, galime vizualiai palyginti jų tarpusavio sutapimą (2.3 pav.).



2.3 pav. Bandinio d10-2 matavimų palyginimas:
a – tarp preso griebtų; b – ant plieninio strypo; c – ant betoninio paviršiaus

Kaip matome 2.3 paveiksle, deformacijos apskaičiuotos matavimus atlikus tarp preso griebtų ir ant plieninio strypo yra didesnės už išmatuotas ant betoninio paviršiaus. Taip yra todėl, kad pirmais dviem atvejais į matavimo bazės ilgį patenka neapibetonuotas plieninis strypas, kuris deformuodamasis daugiau padidina vidutinės deformacijas. Kadangi tarp preso griebtų patenka ilgiausia neapibetonuoto strypo dalis, tai ir vidutinės deformacijos šiuo atveju yra didžiausios. Žinant neapibetonuoto plieninio strypo ilgį matavimo bazėje galima jo deformacijų dalį eliminuoti iš bendrų elemento deformacijų. Nepaisant šio skirtumo, kuris vėliau bus panaikintas, galima teigti, kad matavimai atlikti tinkamai, nes kreivės grafike yra panašių formų (2.3 pav.).

Iš kitų autorių paskelbtų publikacijų (Lorrain *et al.* 1998; Choi, Maekawa 2003; Wu, Gilbert 2008), aprašytų 1.3 poskyryje, žinome, kad betono susitraukimo neigiamas poveikis tempiamajam sustandėjimui gali būti labai didelis. Jo dydis priklauso nuo aplinkos santykinio drėgno kuriam didėjant mažėja (1.9 pav.).

Kietėjant bandiniams autorius neturėjo sąlygų juos laikyti aplinkoje, kurios santykinis drėgnis būtų – 100 %. Norint vėliau įvertinti susitraukimo poveikį eksperimentinių tyrimų rezultatams, buvo matuojama susitraukimo deformacija, aplinkos santykinis drėgnis bei patalpos temperatūra. Žinant šiuos parametrus galima apskaičiuoti, kokią įtaką eksperimentiniams tempiamojo sustandėjimo rezultatams turėjo betono susitraukimas. Kaip tai atlikti yra toliau aprašyta remiantis Kaklauskos ir kt. (Kaklauskas *et al.* 2009) paskelbtu moksliniu straipsniu.

Visų pirma apskaičiuojame efektyvųjį betono tamprumo modulį:

$$E_{c,eff}(t) = \frac{E_c(t_0)}{1 + \chi(t_0, t) \cdot \varphi(t_0, t)}, \quad (2.1)$$

čia $E_c(t_0)$ – betono tamprumo modulis; $\chi(t_0, t)$ – apkrovos kitimo vertinimo koeficientas; $\varphi(t_0, t)$ – betono valkšnumo koeficientas apskaičiuojamas pagal Eurokodą 2.

Tada efektyviąją betono susitraukimo deformaciją:

$$\varepsilon_{c,shr,eff}(t) = \varepsilon_{c,shr}(t) \cdot \frac{1 + \frac{E_s}{E_c(t_0)} \cdot \rho}{1 + \frac{E_s}{E_{c,eff}(t)} \cdot \rho}, \quad (2.2)$$

čia $\varepsilon_{c,shr}$ – betono susitraukimo deformacija; E_s – armatūros tamprumo modulis; ρ – armavimo koeficientas apskaičiuojamas pagal (1.21) formulę.

Šiuo atveju skaičiavimuose autorius taikė ne išmatuotą betono susitraukimo deformaciją, kuri yra lygi $61,9 \cdot 10^{-6}$, bet padidintą iki $100 \cdot 10^{-6}$ jos reikšmę. Toks pakeitimas atliktas todėl, kad bandiniai kelios dienos prieš juos išbandant buvo pernešti iš patalpų, kuriose kietėjo į bandymų vietą turinčią mažesnę santykinę aplinkos drėgnį.

Įtempiai susidarantys betone dėl susitraukimą apribojančios armatūros:

$$\Delta\sigma_{c,shr} = - \frac{\varepsilon_{c,shr,eff}(t) \cdot E_s \cdot \rho}{1 + (E_s/E_c(t_0)) \cdot \rho}. \quad (2.3)$$

Gelžbetoninio elemento deformacijų prieaugis:

$$\Delta\varepsilon_{c,shr} = \frac{\sigma_{c,shr}(t)}{E_c(t_0)}. \quad (2.4)$$

Eksperimentiškai nustatyti tempiamojo sustandėjimo grafikai modifikuojami taip:

$$\begin{cases} \varepsilon_{m,real} = \varepsilon_{m,exp} + \Delta\varepsilon_{c,shr} \\ \sigma_{t,real} = \sigma_{t,exp} + \Delta\sigma_{c,shr} \end{cases}, \quad (2.5)$$

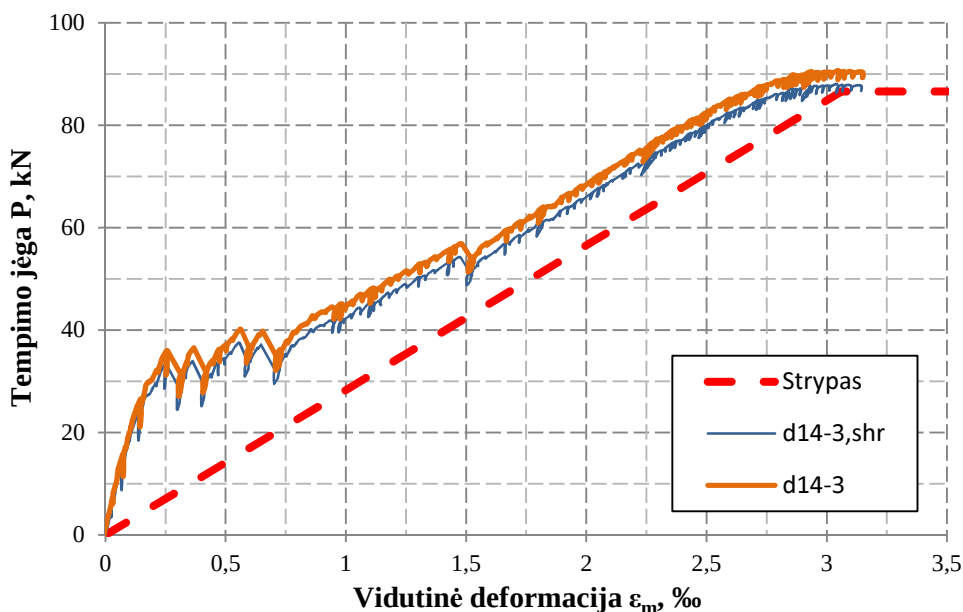
čia $\varepsilon_{m,real}$ ir $\sigma_{t,real}$ – tikrosios vidutinių deformacijų ir vidutinių betono įtempių reikšmės; $\varepsilon_{m,exp}$ ir $\sigma_{t,exp}$ – eksperimentiškai nustatytos vidutinių deformacijų ir vidutinių betono įtempių reikšmės, neįvertinus betono susitraukimo poveikio.

Apskaičiuoti elemento deformacijų ir betono įtempių prieaugiai pateikti 2.2 lentelėje.

2.2 lentelė. Gelžbetoninio elemento deformacijų ir betono įtempių prieaugiai

Bandinio strypo skersmuo, mm	Elemento deformacijų prieaugis, ‰	Betono įtempių prieaugis, MPa
10	0,00353	0,1335
12	0,00492	0,1862
14	0,00645	0,2442

Kaip pasikeičia tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas eliminavus betono susitraukimą pavaizduota 2.4 paveiksle.

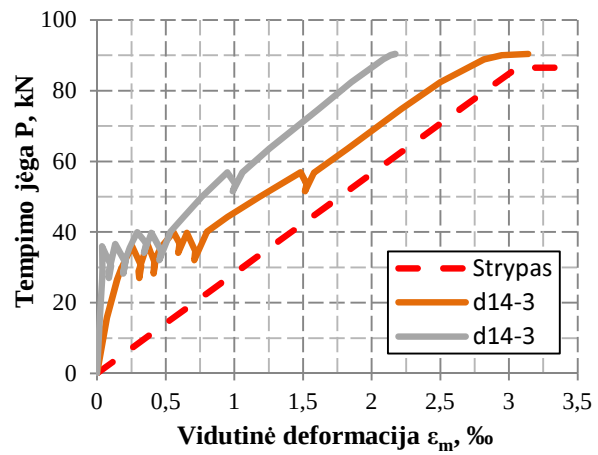
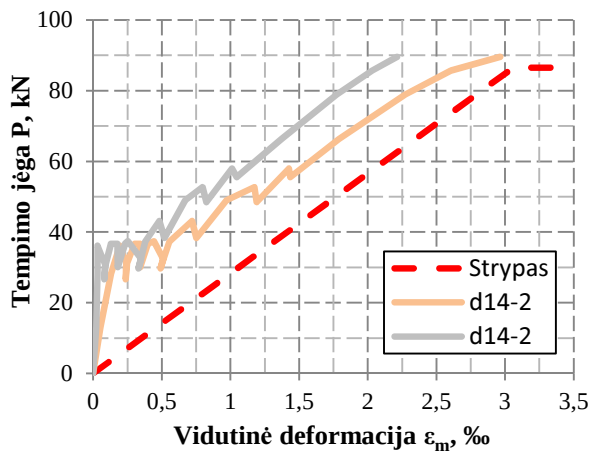
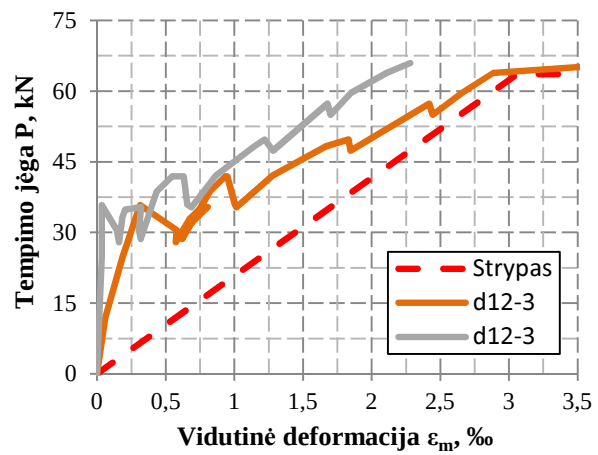
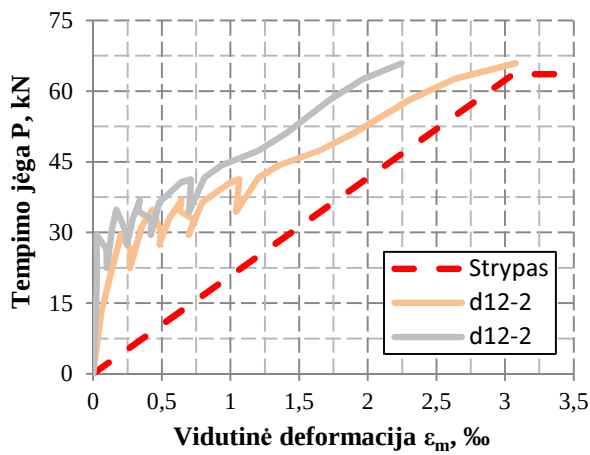
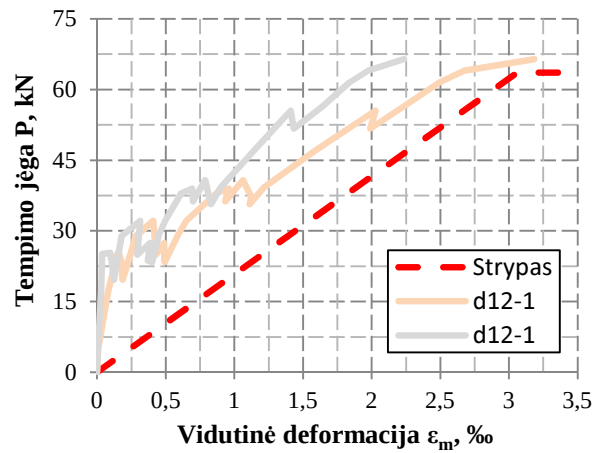
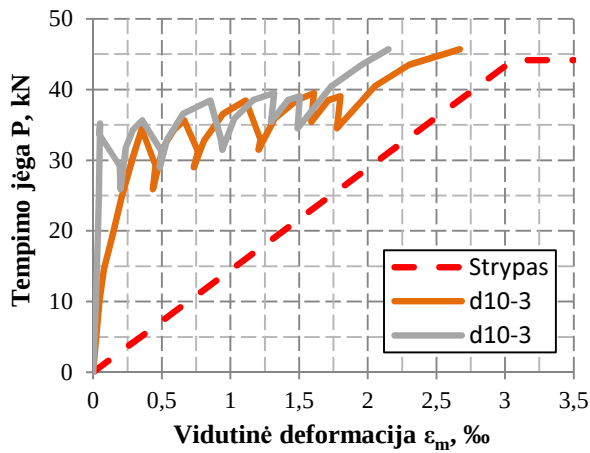
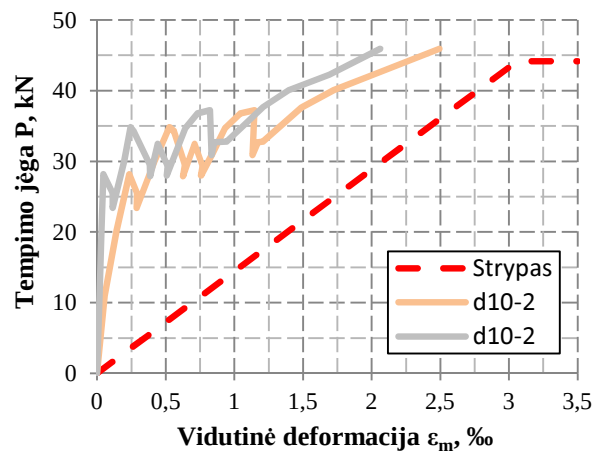
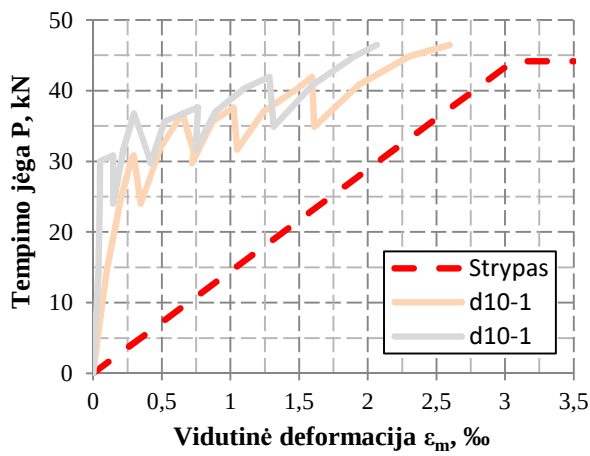


2.4 pav. Bandinio d14-3 matavimų pokytis eliminavus betono susitraukimą

Pavaizduotas 2.4 paveiksle neigiamas betono susitraukimo poveikis tempiamajam sustandėjimui yra sąlyginai mažas, nes bandiniai kietėjo patalpoje, kurios santykinis drėgnis didesnis negu 60 %, buvo papildomai drėkinami, o jų armavimo koeficiento reikšmės – mažos arba vidutinės.

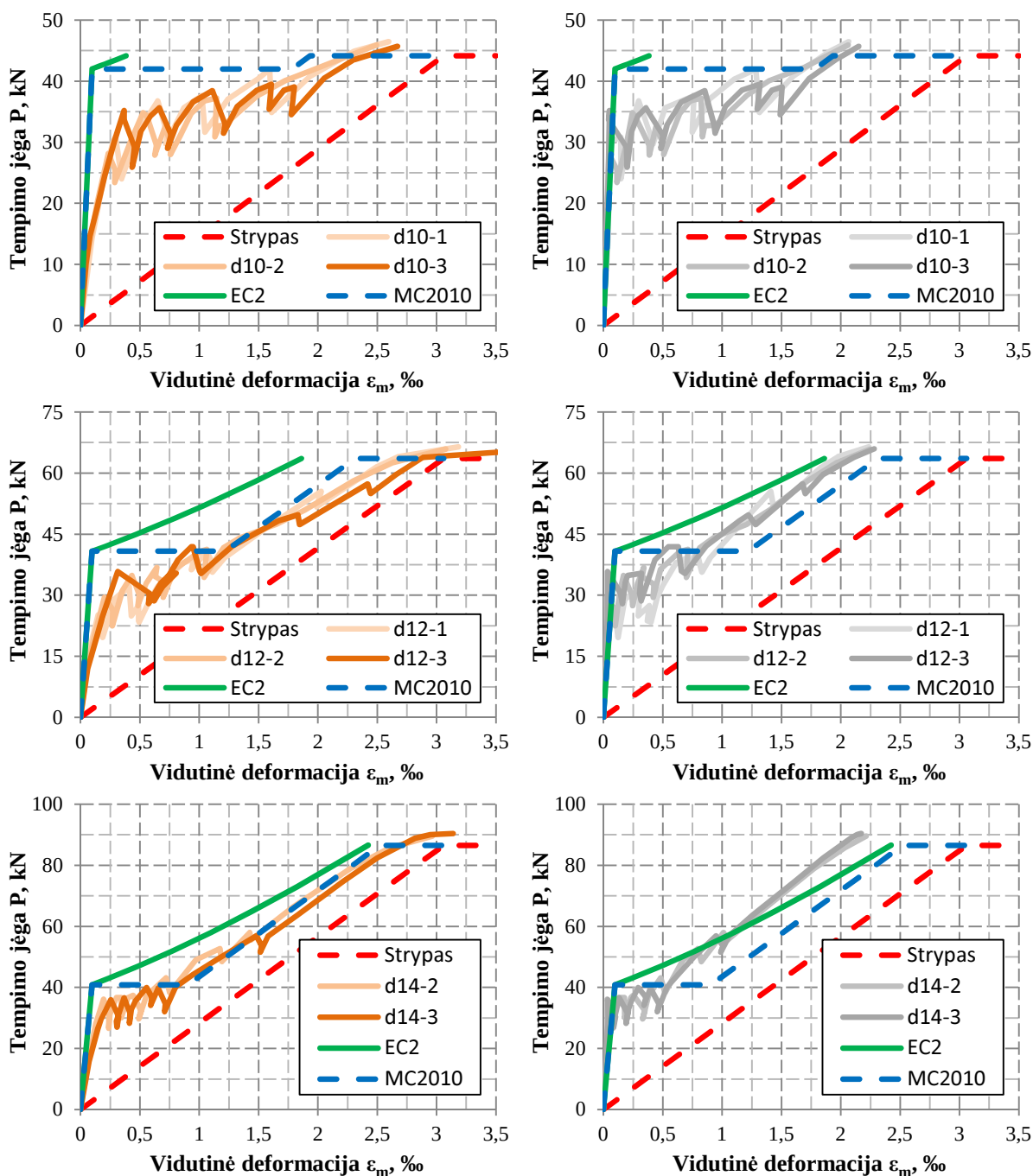
Net ir esant mažoms betono susitraukimo reikšmėms, 2.2 lentelėje pateikti duomenys patvirtina Lorraino ir kt. (Lorrain *et al.* 1998), Choi ir Maekawos (Choi, Maekawa 2003), Wu ir Gilberto (Wu, Gilbert 2008) paskelbtas išvadas, kad tempiamasis sustandėjimas dėl betono susitraukimo mažėja didėjant armavimo koeficientui.

Autoriaus atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai pateikti 2.5 paveiksle. Pavaizduotuose tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikuose betono susitraukimo poveikis yra eliminuotas pagal anksčiau aprašytą Kaklauskos ir kt. (Kaklauskas *et al.* 2009) paskelbtą metodiką. Taip pat eliminuotos neapibetonuoto plieninio strypo deformacijos patekusios į matavimo bazės ilgį, kai matavimai buvo atliekami ant plieninio strypo. Nors ir eliminavus jas, deformacijų reikšmės su išmatuotomis ant betoninio paviršiaus nesutampa. Taip yra todėl, kad linijinio poslinkio matuokliai buvo priklijuoti prie betoninės dalies krašto, kuriame susidarę gniuždymo įtempiai sumažina bendras elemento deformacijas. Norint to išvengti autorius rekomenduoja linijinio poslinkio matuoklius atitraukti toliau.



2.5 pav. Autoriaus atliktų eksperimentinių bandymų rezultatai

Skirtingų bandinių rezultatai matuojant ant betoninio paviršiaus ir už jo ant plieninio strypo palyginti 2.6 paveiksle. Kaip matome, sutapimas yra geras. Taip pat gauti rezultatai palyginti su 1.2 poskyryje aprašytomis projektavimo normų Eurokodas 2 ir Model Code 2010 metodikomis. Šiuo atveju vizualiai pastebimas nesutapimas, kuris yra didesnis mažiau armuotų bandinių atveju.



2.6 pav. Gautų rezultatų palyginimas tarpusavyje ir su Euro kodu 2 bei Model Code 2010



Kita svarbus požymis, pastebimas 2.7 paveikslo grafikuose, yra tas, kad tempiami

Eksperimentinių bandymų metu atsivėrusių plyšių pločiai nebuvo fiksuojami, tačiau jų reikšmės galima apskaičiuoti iš tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos grafikų. Autorius šiam skaičiavimui taikė Farros ir Jaccoud'o (Farra, Jaccoud 1994) pasiūlytą metodiką, kur vidutinė plyšio pločio reikšmė, esant kvadratinio skerspjūvio bandiniui, apskaičiuojama taip:

$$w_m = \frac{\Delta L - (L - a \cdot i) \cdot \varepsilon_{s1}}{i}, \quad (2.6)$$

čia L – bandinio ilgis; a – kvadrato kraštinės ilgis; i – atsivėrusių plyšių skaičius; ΔL – bandinio pailgėjimas:

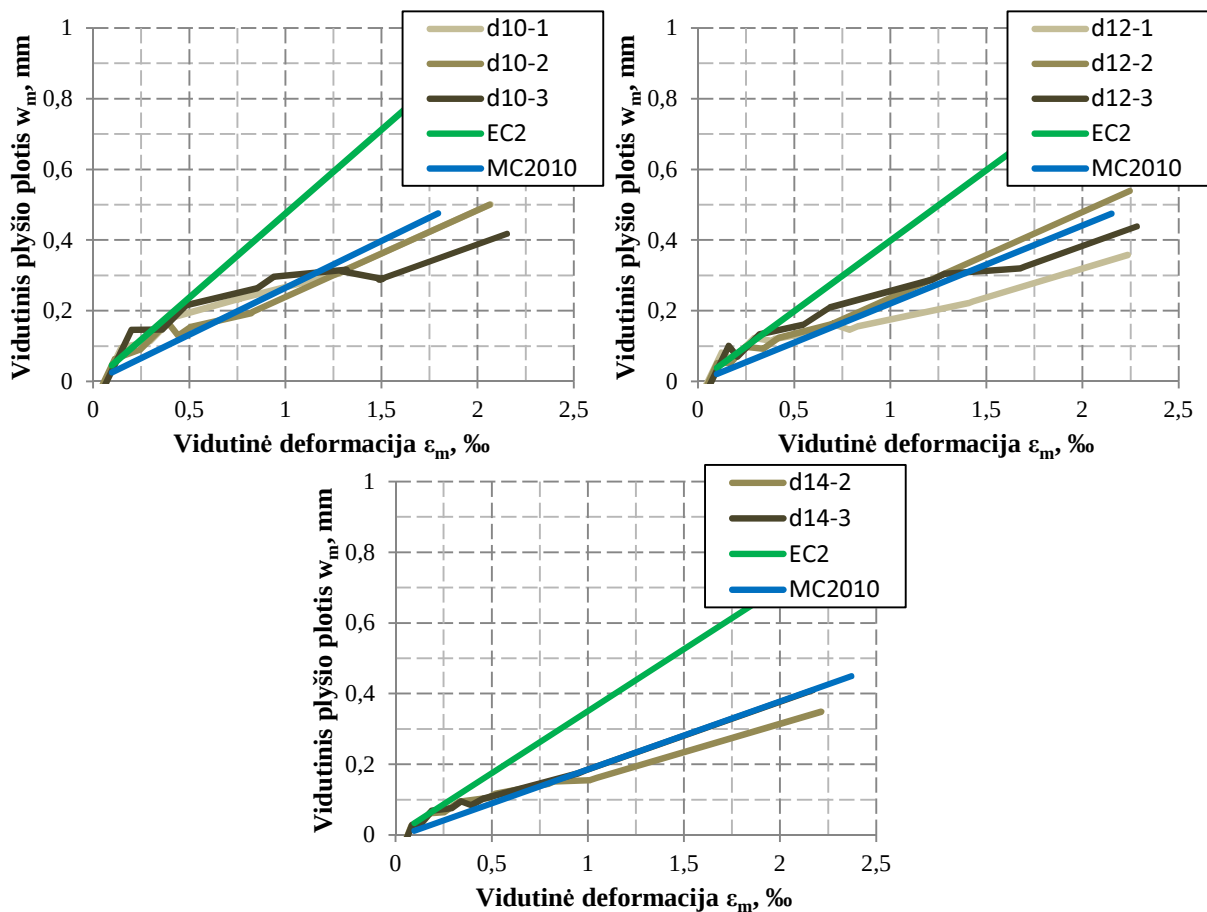
$$\Delta L = \varepsilon_{b,m} \cdot L, \quad (2.7)$$

$\varepsilon_{b,m}$ – ant betoninio paviršiaus matuotos elemento deformacijos; ε_{s1} – deformacija:

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{c1} = \frac{P}{E_c \cdot A_s} \cdot \frac{\rho}{1 + (n - 1) \cdot \rho}, \quad (2.8)$$

$$n = E_s / E_c.$$

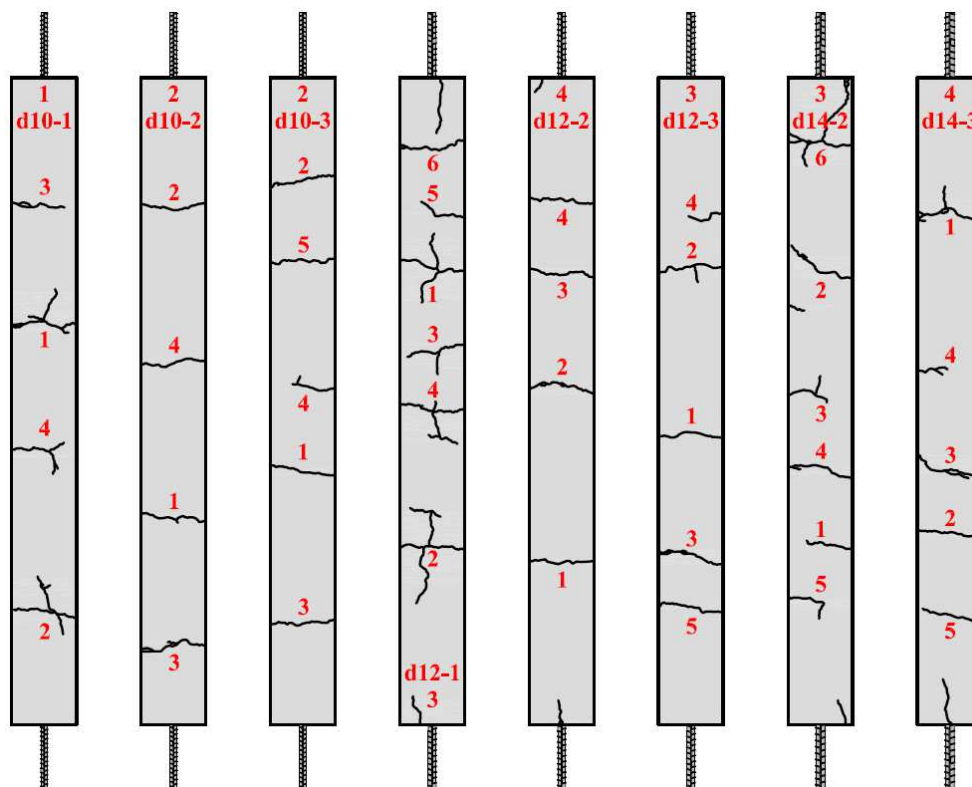
Apskaičiuoti pagal Farros ir Jaccoud'o (Farra, Jaccoud 1994) metodiką vidutinio plyšių pločio ir vidutinės deformacijos grafikai pavaizduoti 2.8 paveiksle. Jie palyginti su apskaičiuotais pagal Eurokode 2 ir Model Code 2010 pateiktas plyšio pločio skaičiavimo metodikas priimant ne maksimalų atstumą tarp plyšių, o vidutinį, kuris atitinka 75 % maksimalaus.



2.8 pav. Vidutinių plyšių pločių palyginimas tarpusavyje ir su Euro kodu 2 bei Model Code 2010

2.8 paveiksle matyti, kad plyšio pločio reikšmės, apskaičiuotos pagal Eurokode 2 pateiktą metodiką, gaunamos net du kartus didesnės už eksperimentiškai nustatytas. Model Code 2010 atveju paklaidos yra gana mažos, o didžiausios jų reikšmės sudaro apie 30 %.

Supleišėjusių bandinių bendras vaizdas po eksperimento pateiktas 2.9 paveiksle. Detalios šių bandinių išklotinės su išmatuotais atstumais tarp plyšių pateiktos A priede.



2.9 pav. Supleišę bandiniai po eksperimento

Kaip matome 2.9 paveiksle, esant intensyvesniam armavimui atsiveria daugiau skersinių plyšių, todėl mažėja vidutinis atstumas tarp jų, kartu mažėja ir vidutinis plyšio plotis (2.8 pav.). Išilginiai plyšiai neprasiskverbia į betono paviršių, kai betono apsauginis sluoksnis yra apytiksliai penkis kartus didesnis už strypo skersmenį (Bond of Reinforcement in Concrete 2000; Kaklauskas *et al.* 2012). Nei vienas iš bandinių neatitiko šio reikalavimo, todėl išilginių plyšių atsivėrimo tikėtasi, tačiau apsauginio betono sluoksnio storis buvo pakankamas, kad išvengtume suirimo dėl jų. Taip pat kaip ir skersinių plyšių atveju, išilginių plyšių atsiveria daugiau esant intensyvesniam armavimui. Tai būtų galima paaiškinti tuo, kad esant didesnio skersmens strypui sumažėja apsauginis betono sluoksnio storis, kurį turi suardyti besiveriantis išilginis plyšys, kad pasiektų betono paviršių. Apsauginis betono sluoksnis yra svarbus parametras ne tik ribojantis išilginių, bet ir skersinių plyšių atsivėrimą, kartu ir atstumus tarp jų (Caldentey *et al.* 2013).

Pagal Model Code 2010 įtempių perdavimo ilgis apskaičiuojamas taip:

$$l_{tr} = \frac{f_{ctm} \cdot \emptyset}{4 \cdot \rho \cdot \tau_{bm}}, \quad (2.9)$$

čia $\emptyset$ – strypo skersmuo; τ_{bm} – vidutiniai sukibimo įtempiai:

$$\tau_{bm} = 1,8 \cdot f_{ctm}. \quad (2.10)$$

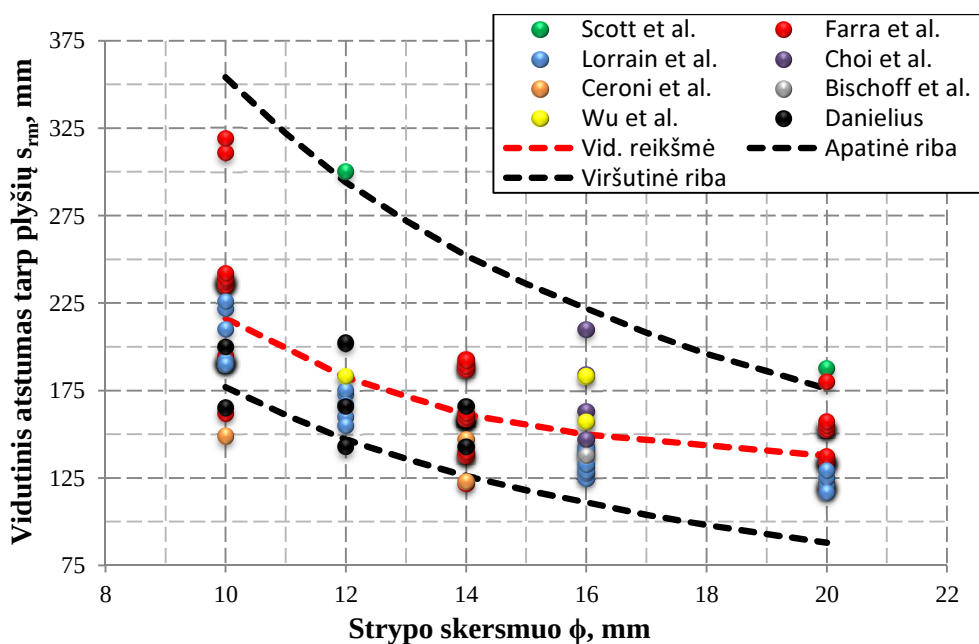
Atstumas tarp plyšių gali kisti šiose ribose:

$$l_{tr} \leq l_{cr} < 2 \cdot l_{tr}. \quad (2.11)$$

Autoriaus surinkti vidutinių atstumų tarp plyšių duomenys pateikti 2.3 lentelėje ir grafiškai pavaizduoti 2.10 paveiksle. Visų bandinių skerspjuvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

2.3 lentelė. Surinkti vidutinių atstumų tarp plyšių duomenys

Autorius	Bandinių kiekis, vnt.	Bandinių ilgis, m	Strypo skersmuo, mm	Cilindrinis gniuždomasis stipris, MPa
Scott <i>et al.</i> (1987)	2	1,50	12, 20	36,0 ~ 37,4
Farra <i>et al.</i> (1994)	123	1,15	10, 14, 20	29,9 ~ 87,1
Lorrain <i>et al.</i> (1998)	25	2,00	10, 12, 16, 20	42,0 ~ 101,0
Choi <i>et al.</i> (2003)	6	1,47	16	39,9 ~ 40,5
Ceroni <i>et al.</i> (2004)	3	1,20	10, 14	31,6 ~ 91,7
Bischoff <i>et al.</i> (2006)	2	1,10	16	41,5
Wu <i>et al.</i> (2008)	4	1,10	12, 16	21,6 ~ 24,7
Danielius (2014)	8	1,00	10, 12, 14	53,1
Viso	173	1,00 ~ 2,00	10 ~ 20	21,6 ~ 101,0



2.10 pav. Surinkti vidutinių atstumų tarp plyšių duomenys

2.10 paveiksle pavaizduotos kreivės apatinė ir viršutinė ribos atitinka Model Code 2010 mažiausią ir didžiausią atstumą tarp plyšių pagal (2.11) formulę. Iš 173 bandinių tik 9 rezultatai nepatenka į šią ribą. Vidutinis atstumas tarp plyšių pagal Model Code 2010 sudaro $1,5 \cdot l_{tr}$. Eksperimentiškai nustatytų vidutinių atstumų tarp plyšių vidurkis kinta nuo $1,22 \cdot l_{tr}$, kai $\emptyset = 10$ mm iki $1,57 \cdot l_{tr}$, kai $\emptyset = 20$ mm.

2.3. Antrojo skyriaus išvados

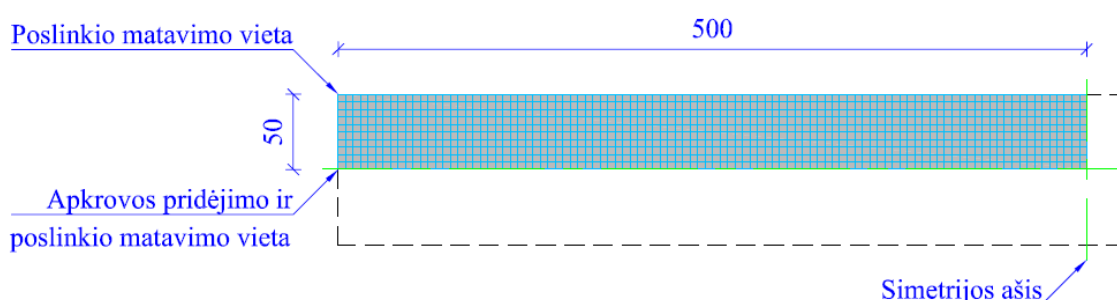
Atlikus eksperimentinius tyrimus galima daryti šias išvadas:

- 1) betono susitraukimo neigiama įtaka tempiamajam sustandėjimui didėja didėjant armavimo koeficientui;
- 2) paklaidos taikant Eurokodo 2 tempiamojo sustandėjimo skaičiavimo metodiką didėja mažėjant armavimo koeficientui;
- 3) armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra maža;
- 4) tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra mažesnis;
- 5) plyšio pločio reikšmės apskaičiuotos pagal Eurokode 2 pateiktą metodiką gaunamos net iki dviejų kartus didesnės už eksperimentiškai nustatytas, Model Code 2010 atveju sutapimas yra gana geras, o gaunami plyšių pločiai skiriasi iki 30 %;
- 6) eksperimentiškai nustatyti vidutiniai atstumai tarp plyšių gaunami mažesni už apskaičiuotus pagal Model Code 2010, kai armavimo koeficientas yra mažas, ir didesni, kai armavimo koeficientas – didelis.

3. TEORINIAI TYRIMAI

3.1. Skaitiniai tyrimai

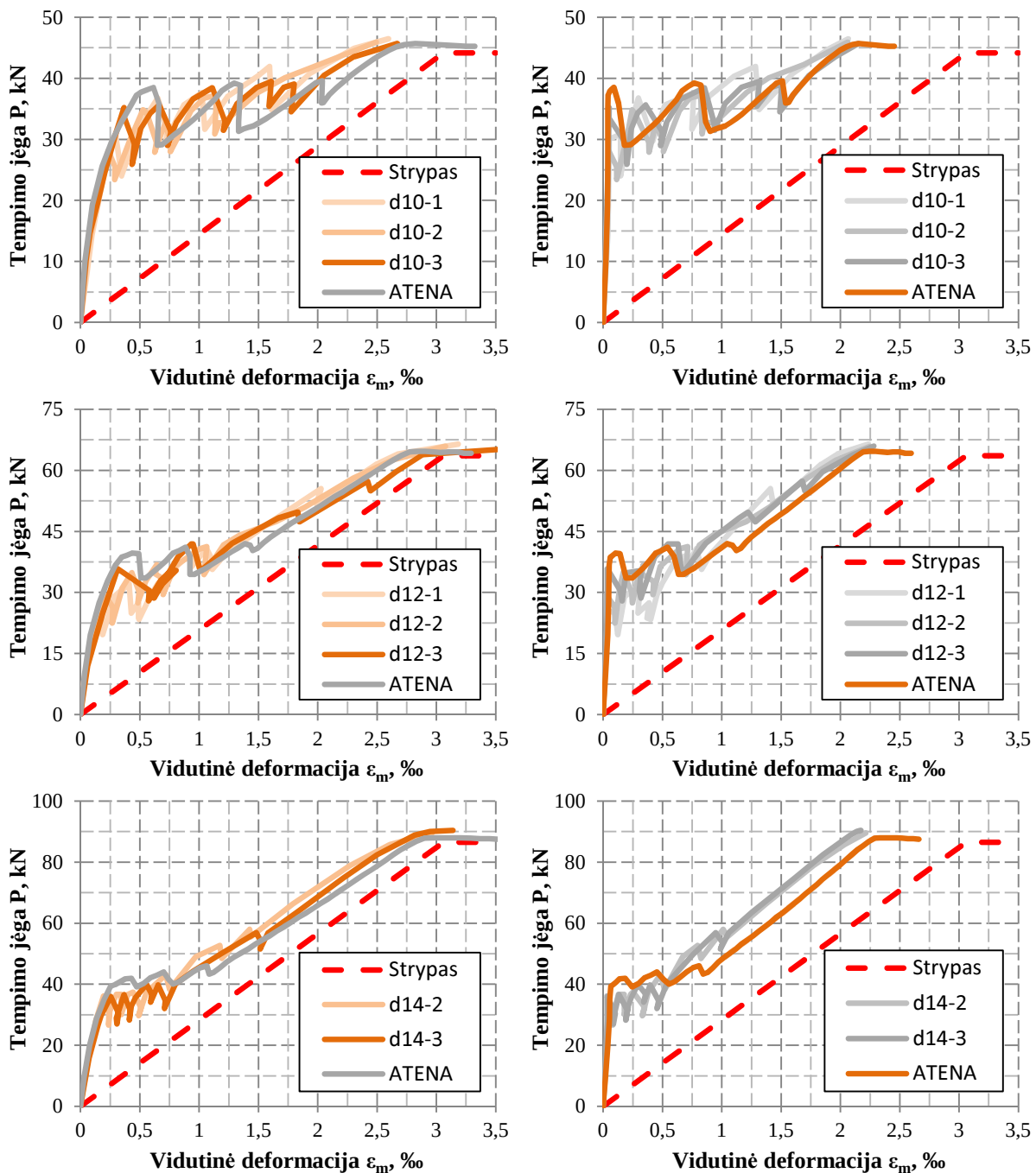
Autoriaus atlikti eksperimentiniai tyrimai, aprašyti 2 skyriuje, lygiagrečiai buvo modeliuojami taikant armuoto betono konstrukcijų fiziškam netiesiškumui įvertinti skirtą baigtinių elementų kompiuterinę programą – ATENA. Kadangi bandinys yra simetriškas dviem kryptimis, buvo galima sumodeliuoti tik jo ketvirtadalį (3.1 pav.). Toks supaprastinimas leidžia skaičiavimus atlikti greičiau, nes dėl mažesnio baigtinių elementų kiekio taip pat naudojama ir mažiau kompiuterio resursų (V. Červenka; J. Červenka 2003).



3.1 pav. Tempiamojo gelžbetoninio elemento modelis baigtinių elementų programoje ATENA

Skaičiavimai atliekami dvimatėje aplinkoje taikant arkos ilgio metodą. Baigtinis elementas – kvadratas, kurio kraštinės po 5 mm, o storis – 10 cm. Įvesta medžiaga betonas su šiomis mechaninėmis savybėmis: kubinis gniuždomasis stipris – 56,64 MPa, cilindrinis gniuždomasis stipris – 53,13 MPa, tempiamasis stipris – 3,67 MPa, tamprumo modulis – 37,87 GPa, irimo energija – 153,1 N/m ir tankis 2400 kg/m³. Plieninio strypo mechaninės savybės: stipris pagal takumo ribą – 562,5 MPa, tamprumo modulis – 183,8 GPa ir tankis – 7850 kg/m³. Kadangi modeliuojama tik pusė skerspjūvio, tai 10, 12 ir 14 mm diametro armatūros skerspjūvio plotas sumažinamas perpus kaip ir pridedama apkrova.

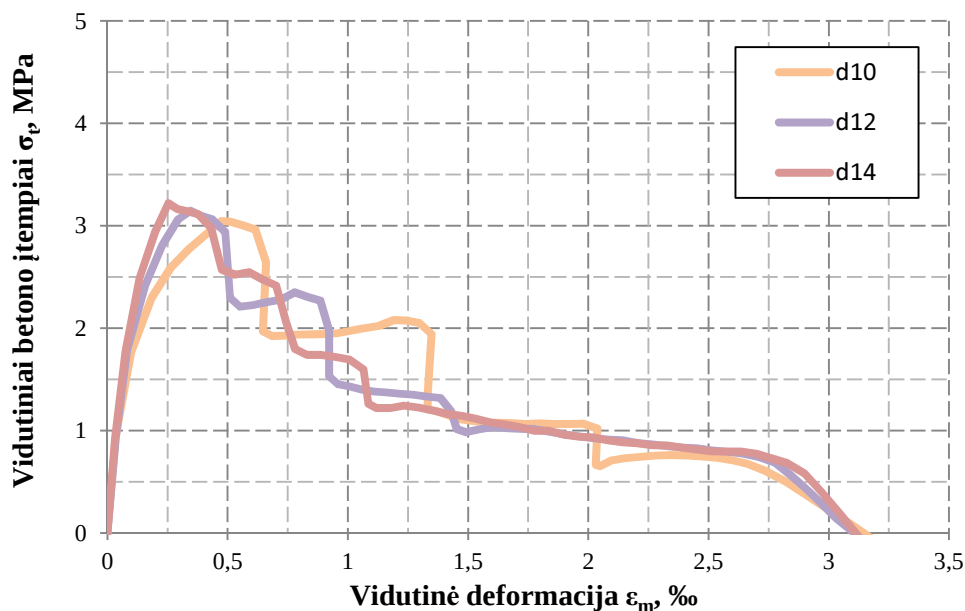
Atlikus skaičiavimus ant vertikalios ašies esanti tempimo jėgos reikšmė padauginama iš dviejų, o vidutinės deformacijos gaunamos poslinkio reikšmės padalijus iš matavimo bazės, kurios ilgis šiuo atveju – 0,5 m. Kaip ir realių eksperimentų atveju, poslinkiai buvo matuojami ant betoninio paviršiaus ir iš karto už jo ant plieninio strypo (3.1 pav.). Baigtinių elementų kompiuterine programa ATENA apskaičiuotų tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su eksperimentiškai nustatytais pateiktas 3.2 paveiksle.



3.2 pav. Eksperimentiškai nustatytų tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su gautomis taikant baigtinių elementų programą ATENA

Kaip matome 3.2 paveiksle, tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės, nustatytos eksperimentiškai ir apskaičiuotos kompiuterine programa ATENA, sutampa gana gerai. Tamprių deformacijų stadijoje praktiškai nepastebima jokio skirtumo. Apkrovos reikšmė, kurią pasiekus atsiveria pirmasis plyšys, yra didesnė ATENOS atveju, tačiau šis skirtumas yra santykinai mažas ir neviršija 10 % ribos. Plyšių formavimosi ir stabilių plyšių stadijose skirtumai matomi, tačiau nežymūs, o irimo stadijoje rezultatai vėl pradeda beveik identišškai sutapti.

Sumodeliuotų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo diagramos, gautos transformavus tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybes pagal 1.2 poskyryje aprašytą metodiką, pavaizduotos 3.3 paveiksle.

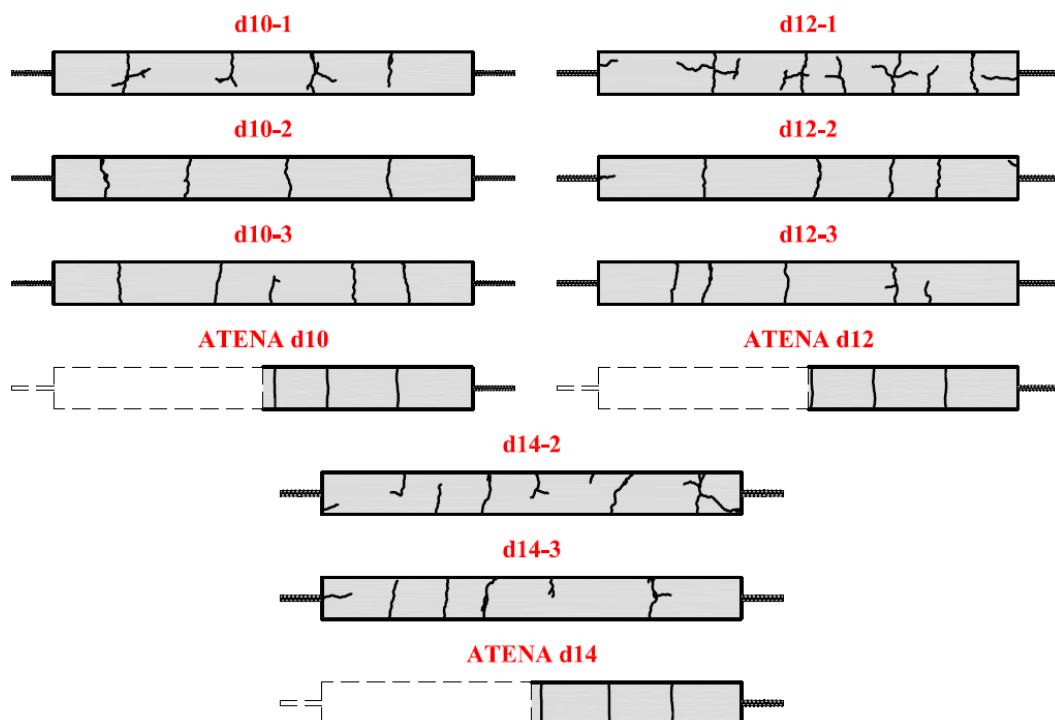


3.3 pav. Tempiamojo sustandėjimo diagramos gautos taikant baigtinių elementų programą ATENA

Skirtingą armavimo koeficientą turinčių gelžbetoninių elementų modelių tempiamojo sustandėjimo diagramos, kaip ir eksperimentiškai nustatytos 2 skyriuje (2.7 pav.), tarpusavyje sutampa gana gerai. Tai dar kartą patvirtina prieštaraujančią Eurokodo 2 skaičiavimo metodikai Bishoffo ir MacLaggeno (Bischoff, MacLaggen 2006) paskelbtą išvadą, kad armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra maža.

Kaip matome 3.3 paveiksle, tempiami gelžbetoniniai elementai atliekant skaičiavimus su kompiuterine programa ATENA pradeda pleišėti vidutiniams betoninio įtempio apytiksliai pasiekus 3,14 MPa ribą, o tai tesudaro 85 % tempiamojo stiprio. Realių bandinių atveju ši riba buvo apie 80 % arba 2,94 MPa. Skirtumas santykinai mažas, tačiau tiek vienu, tiek kitu atveju tempiamojo stiprio riba nėra pasiekama, o tai patvirtina Farros ir Jaccoud'o (Farra, Jaccoud 1994) paskelbtą išvadą, kad tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra mažesnis.

Eksperimento metu supleišėjusių bandinių palyginimas su supleišėjusiais gelžbetoninių elementų modeliais atlikus netiesinę analizę kompiuteriu pateiktas 3.4 paveiksle.

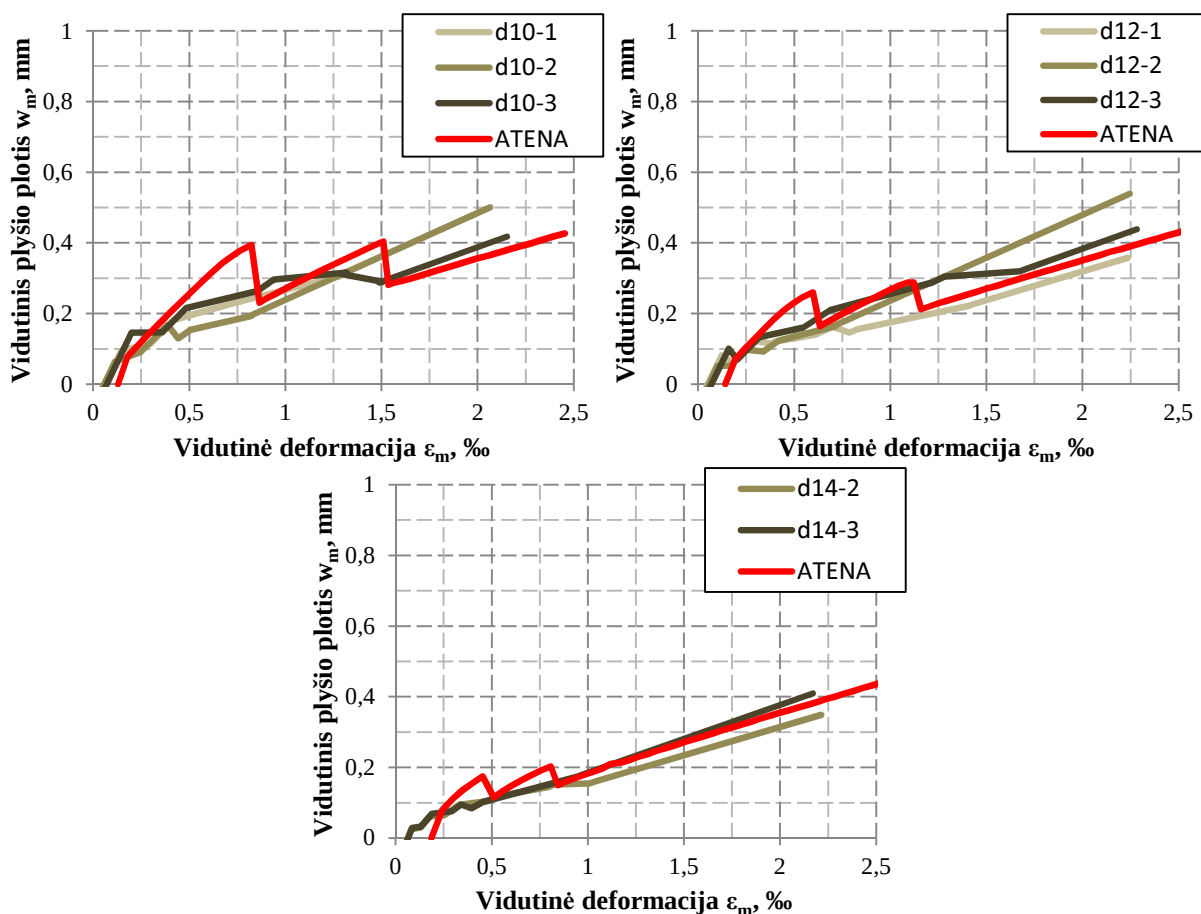


3.4 pav. Eksperimento metu supleišėjusių bandinių palyginimas su sumodeliuotais baigtinių elementų programa ATENA

Šiuo atveju matyti, kad taikant baigtinių elementų programą ATENA išilginiai plyšiai neatsivėrė. Tai būtų galima paaiškinti tuo, kad sumodeliuotas plieninio strypo paviršius yra lygus, todėl nesant rumbelių betone negali susidaryti žiediniai tempimo įtempiai, kuriems viršijus betono tempiamąjį stiprį ir pradeda vertis išilginiai plyšiai (Kaklauskas *et al.* 2012).

Skersinių plyšių visais atvejais atsivėrė tiek pat – 3. Kaip matome 3.4 paveiksle, jeigu modelis būtų buvęs viso ilgio, tai plyšių kiekis atitinkamai padidėtų iki 5. Realiose bandiniuose didėjant armavimo intensyvumui plyšių daugėjo: nuo 4,3, kai $\emptyset = 10$ mm iki 5,3, kai $\emptyset = 14$ mm. Kitas pastebėtas neatitikimas yra tas, kad baigtinių elementų kompiuterinėje programoje ATENA skersiniai plyšiai veriasi iš eilės vienas paskui kitą pradedant nuo apkrauto galo. Realybėje tokio dėsningumo nėra – viskas vyksta chaotiškai.

Baigtinių elementų kompiuterine programa ATENA apskaičiuotų vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su eksperimentiškai nustatytais pateiktas 3.5 paveiksle.



3.5 pav. Eksperimentiškai nustatytų vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybių palyginimas su gautomis taikant baigtinių elementų programą ATENA

Šiuo atveju sutapimas yra daug geresnis negu taikant Eurokodo 2 siūlomą metodiką, tačiau nelabai skiriasi nuo Model Code 2010. Didžiausios paklaidos gaunamos prieš atsiveriant naujam plyšiui ir tesudaro 20~30 %, o atlikus analogiškus skaičiavimus pagal Eurokodo 2 metodiką jos pasiekė net 200 %. Model Code 2010 siūlomos plyšių pločių skaičiavimo metodikos atveju paklaidos buvo panašios, kaip ir gautos taikant ATENA ir tesudarė apie 30 %.

3.2. Fizikinio modelio kūrimas

Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui, be autoriaus atliktų 8 eksperimentinių tyrimų rezultatų, pritaikyti literatūros šaltiniuose surinkti kitų autorių paskelbti (Stroband 1991; Farra, Jaccoud 1994; Lorrain *et al.* 1998; Noghabai 2000; Choi, Maekawa 2003; Purainer 2005; Wu, Gilbert 2008; Yuguang *et al.* 2009) 111 centriškai tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatai. Surinktų bandinių geometriniai ir mechaniniai parametrai pateikti 3.1 lentelėje.

3.1 lentelė. Surinktų tempiamųjų gelžbetoninių elementų geometriniai ir mechaniniai parametrai

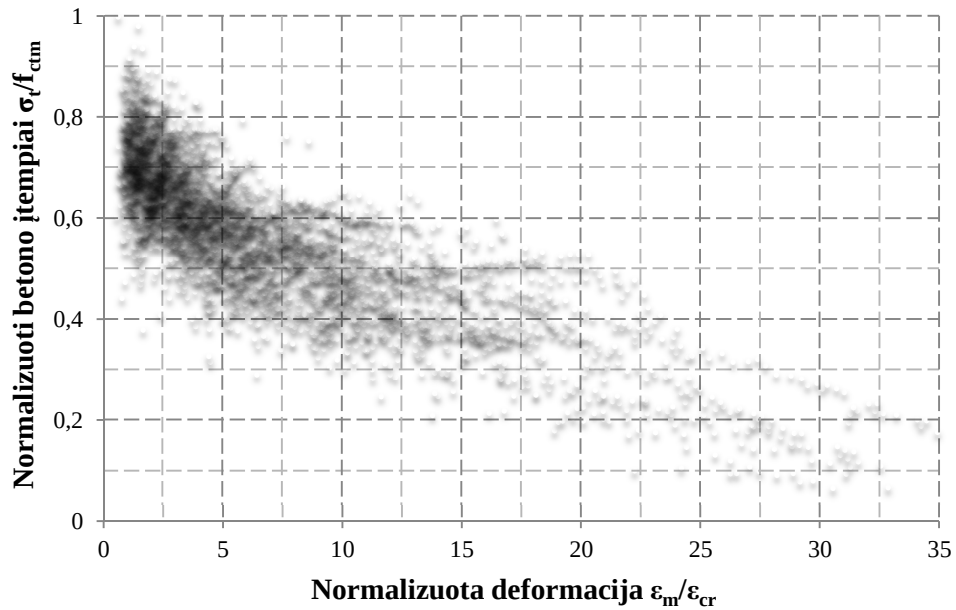
Autorius	Bandinių kiekis, vnt.	Bandinių ilgis, m	Kraštinių ilgis, cm	Strypo skersmuo, mm	Cilindrinis gniuždomasis stipris, MPa
Stroband (1991)	3	0,935	10	12, 16	20,4 ~ 49,6
Farra <i>et al.</i> (1994)	94	1,15	10	10, 14, 20	29,9 ~ 65,0
Lorrain <i>et al.</i> (1998)	2	2,00	10	12	42,0 ~ 101,0
Noghabai (2000)	3	0,96	8 ~ 11,2	16	50,6 ~ 102,5
Choi <i>et al.</i> (2003)	3	1,47	10	16	39,9 ~ 40,5
Purainer (2005)	1	0,70	10	12	62,3
Wu <i>et al.</i> (2008)	4	1,10	10	12, 16	21,6 ~ 24,7
Yuguang <i>et al.</i> (2009)	1	0,70	5	10	98,8
Danielius (2014)	8	1,00	10	10, 12, 14	53,1
Viso	119	0,70 ~ 2,00	8 ~ 11,2	10 ~ 20	20,4 ~ 102,5

Surinkti eksperimentinių bandymų duomenys modifikuoti eliminavus betono susitraukimo poveikį pagal Kaklauskos ir kt. (Kaklauskas *et al.* 2009) pasiūlytą metodiką. Bandinių mechaniniai ir geometriniai parametrai skirtingi todėl norint palyginti surinktus rezultatus tarpusavyje tempiamojo sustandėjimo diagramos normalizuotos. Horizontalioje ašyje atidėtos vidutinės deformacijos normalizuotos padalijus iš pleišėjimo deformacijos, kuri apskaičiuota taip:

$$\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}, \quad (3.1)$$

čia f_{ctm} – vidutinis betono tempiamasis stipris apskaičiuotas pagal Eurokodą 2; E_{cm} – betono tamprumo modulis apskaičiuotas pagal Eurokodą 2.

Vertikaliajoje ašyje atidėti vidutiniai betono įtempiai padalinti iš vidutinio betono tempiamojo stiprio, kuris apskaičiuotas vadovaujantis Eurokode 2 pateikta metodika. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui taikyti tempiamojo sustandėjimo diagramas aprašantys taškai pavaizduoti 3.6 paveiksle.



3.6 pav. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui taikytos reikšmės

3.2.1. Priklausomybė nuo armavimo koeficiento

3.6 paveiksle pavaizduoti tempiamojo sustandėjimo diagramas aprašantys taškai, priklausomai nuo išbandytų tempiamųjų gelžbetoninių elementų armavimo koeficiento, suskirstyti į 3 intervalus: mažiau už 1,5 %, nuo 1,5 iki 2,5 % ir daugiau už 2,5 %. Kiekvieno intervalo duomenims atskirai išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybės. Kai armavimo koeficiento reikšmė mažiau už 1,5 %, gauta kreivė, aprašanti priklausomybę (determinacijos koeficiento reikšmė $r^2 = 0,68$), apskaičiuojama taip:

$$\sigma_t/f_{ctm} = 0,705 \cdot e^{\left(\frac{-\varepsilon_m/\varepsilon_{cr}}{26,9}\right)}. \quad (3.2)$$

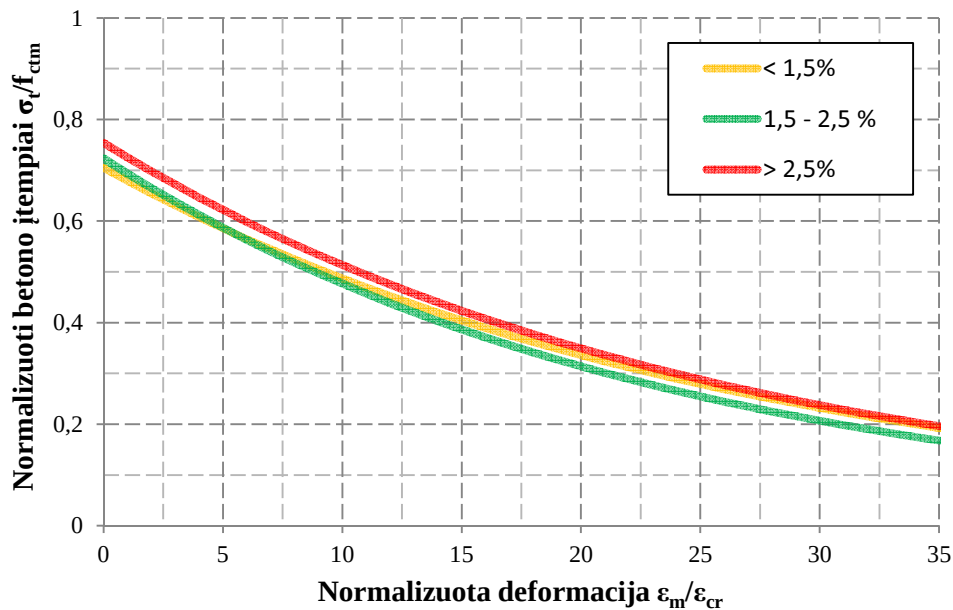
Kai armavimo koeficiento reikšmė kinta nuo 1,5 iki 2,5 % ($r^2 = 0,71$):

$$\sigma_t/f_{ctm} = 0,723 \cdot e^{\left(\frac{-\varepsilon_m/\varepsilon_{cr}}{23,9}\right)}. \quad (3.3)$$

Kai armavimo koeficiento reikšmė daugiau už 2,5 % ($r^2 = 0,60$):

$$\sigma_t/f_{ctm} = 0,754 \cdot e^{\left(\frac{-\varepsilon_m/\varepsilon_{cr}}{25,9}\right)}. \quad (3.4)$$

Kiekvieno intervalo duomenims atskirai išvesta tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių grafinė išraiška pavaizduota 3.7 paveiksle.



3.7 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė nuo armavimo koeficiento

3.7 paveiksle parodyta, kad esant skirtingam armavimo koeficientui išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių kreivės praktiškai sutampa, todėl galima teigti, kad tempiamasis sustandėjimas nepriklauso nuo armavimo koeficiento.

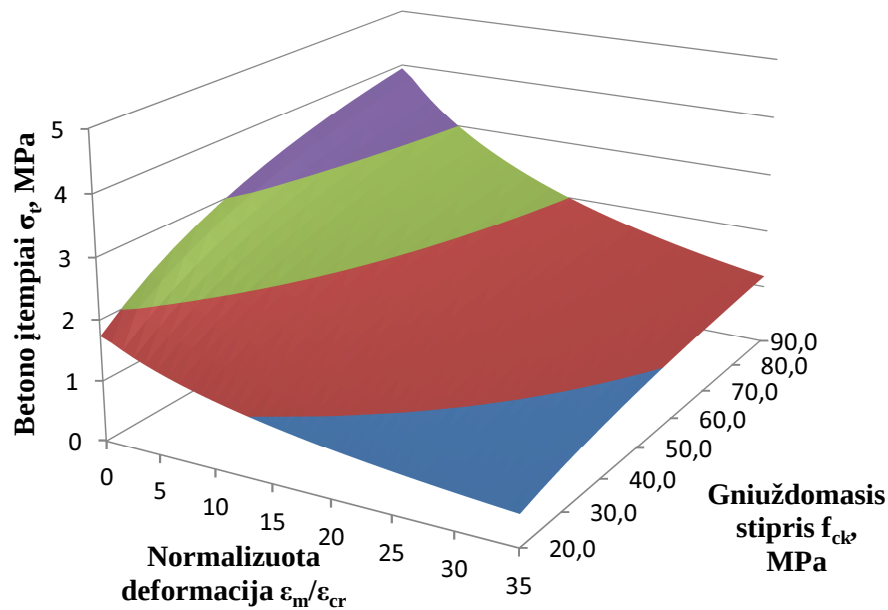
3.2.2. Priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

3.6 paveiksle pavaizduoti duomenys suklasifikuoti pagal gniuždomąjį betono stiprį. Ant vertikalios ašies atidėtos reikšmės perskaičiuotos padauginus iš vidutinio betono tempiamojo stiprio apskaičiuoto pagal Eurokodą 2. Gautiems duomenims aprašyti išvestas paviršius (determinacijos koeficiento reikšmė $r^2 = 0,80$), kurio matematinė išraiška tokia:

$$\sigma_t = e^{\left(1,746 - 0,0553 \cdot \sqrt{\varepsilon_m / \varepsilon_{cr}} \cdot \ln(\varepsilon_m / \varepsilon_{cr}) - \frac{8,23 \cdot \ln(f_{cm} - 8)}{(f_{cm} - 8)}\right)}, \quad (3.5)$$

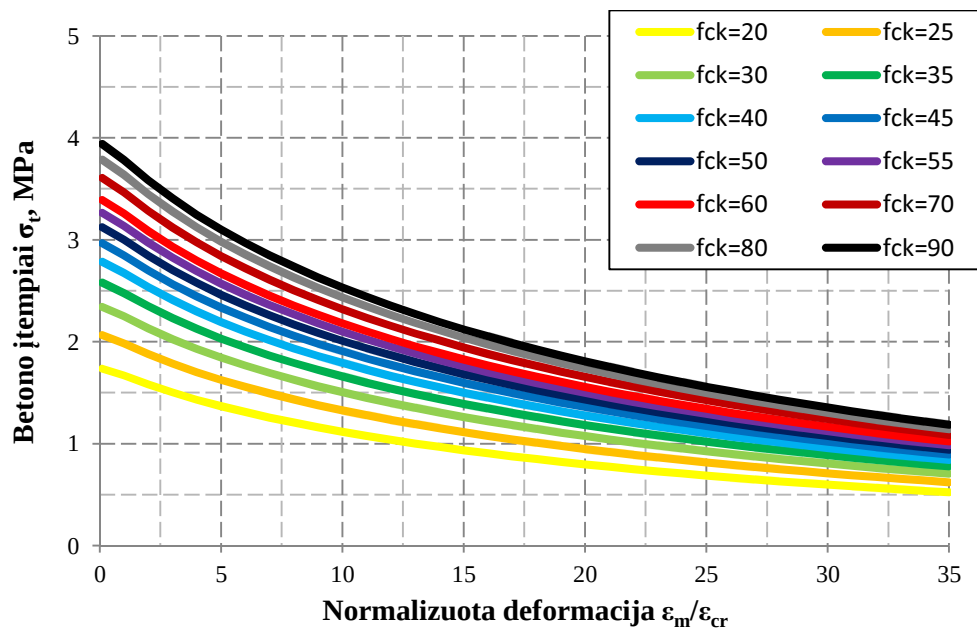
čia f_{cm} – vidutinis betono cilindrinis gniuždomasis stipris.

Trijų koordinatų grafike atidėtų duomenų sklaidą aprašantis paviršius pavaizduotas 3.8 paveiksle.



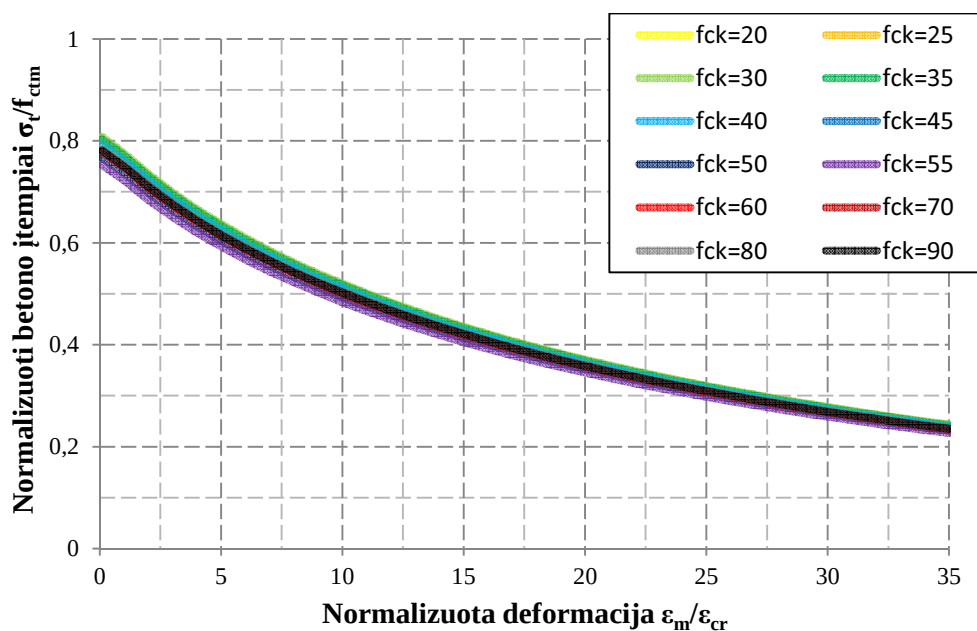
3.8 pav. Tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

Iš 3.8 paveiksle pavaizduoto paviršiaus išskirtos 12 tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių atitinkančių šiuos gniuždomojo betono stiprius: 20; 25; 30; 35; 40; 45; 50; 55; 60; 70; 80 ir 90 MPa. Gautos kreivės pavaizduotos 3.9 paveiksle.



3.9 pav. Tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

3.9 paveiksle ant vertikalios ašies atidėtos reikšmės perskaičiuotos padalijus iš vidutinio betono tempiamojo stiprio apskaičiuoto pagal Eurokodą 2. Gautos kreivės pavaizduotos 3.10 paveiksle.



3.10 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir normalizuotų deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

3.10 paveiksle parodyta, kad esant skirtingam gniuždomojo betono stipriui išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių kreivės praktiškai sutampa, todėl galima teigti, kad jų forma nepriklauso nuo gniuždomojo betono stiprio.

3.2.3. Tempiamasis betono stipris

Pagal Eurokodą 2 vidutinis betono tempiamasis stipris apskaičiuojamas taip:

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{cm} - 8)^{2/3}, \text{ kai } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (3.6)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot \ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right), \text{ kai } f_{ck} > 50 \text{ MPa}. \quad (3.7)$$

Autorius siūlo vidutinį betono tempiamąjį stiprį pagal Eurokodą 2 supaprastintai apskaičiuoti taip:

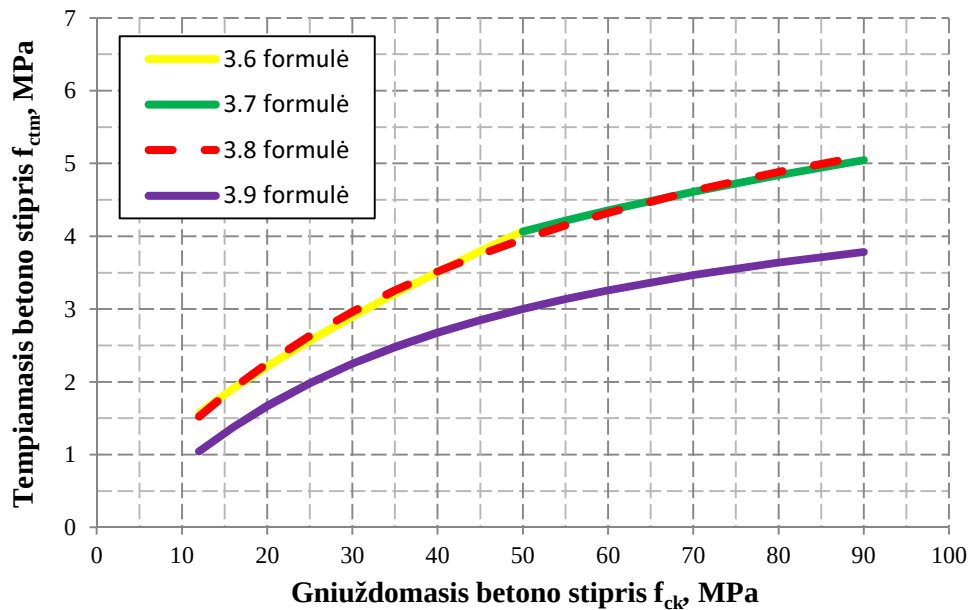
$$f_{ctm} = \left(0,1252 + \frac{6,37}{f_{cm} - 8} \right)^{-1}. \quad (3.8)$$

(3.8) formulė yra universali ir tinka visoms betono klasėms. Taikant ją paklaida lyginant su (3.6) ir (3.7) formulėmis neviršija 3 %.

Priėmus, kad vidutinės deformacijos yra lygios nuliui pagal supaprastintą (3.5) formulę galima apskaičiuoti, koks yra betono tempiamasis stipris gelžbetoniniuose elementuose:

$$f_{ctm} = e^{\left(1,746 - \frac{8,23 \cdot \ln(f_{cm} - 8)}{(f_{cm} - 8)} \right)}. \quad (3.9)$$

(3.6) – (3.9) formulių grafinės išraiškos pavaizduotos 3.11 paveiksle.



3.11 pav. Tempiamojo betono stiprio priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

3.11 paveiksle grafiškai parodyta, kad tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra nuo 24 iki 26 % mažesnis. Autorius pabrėžia, kad pagal (3.9) formulę apskaičiuotos kreivės forma sutampa su kreivių formomis, apskaičiuotomis pagal (3.6) – (3.7) formules. Tai parodo, kad atlikti teoriniai ir eksperimentiniai tyrimai patvirtina tempiamojo betono stiprio nustatymo metodiką pagal Eurokodą 2, todėl anksčiau atliktos normalizavimo procedūros gali būti laikomis patikimomis.

3.2.4. Fizikinis modelis

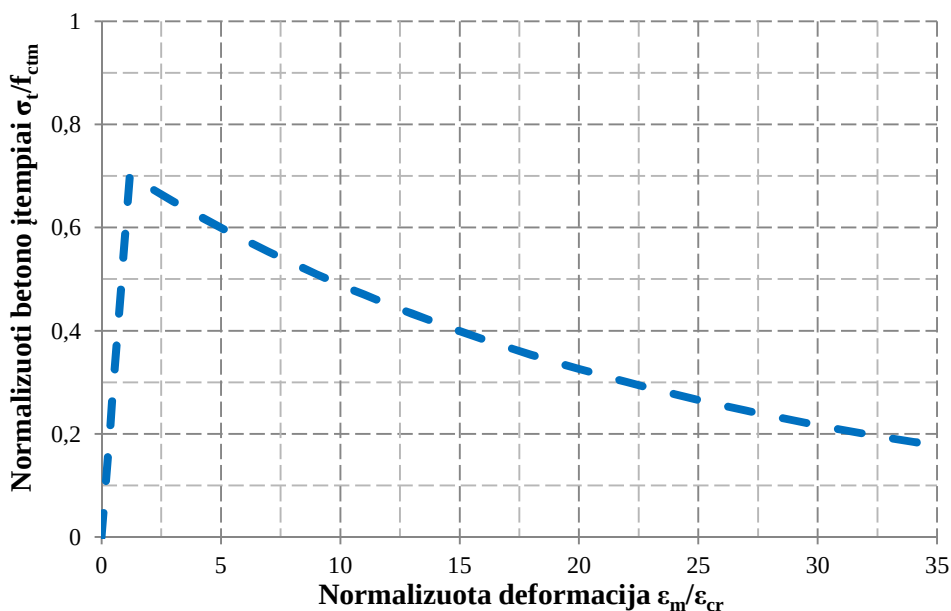
Pagal 3.6 paveiksle pateiktus duomenis pasiūlytas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis (determinacijos koeficiento reikšmė $r^2 = 0,68$). Taikant jį betono įtempiai esant atitinkamoms deformacijoms, gelžbetoniniam elementui dirbant tampriai, apskaičiuojami įprastai:

$$\sigma_t = E_c \cdot \varepsilon_m. \quad (3.10)$$

Gelžbetoniniame elemente atsivėrus pirmajam plyšiui betono įtempiai esant atitinkamoms deformacijoms apskaičiuojami pagal toliau pateiktą formulę:

$$\sigma_t = 0,735 \cdot e^{\left(\frac{-\varepsilon_m/\varepsilon_{cr}}{24,5}\right)} \cdot f_{ctm}. \quad (3.11)$$

Šiomis lygtimis aprašytų kreivių susikirtimo taškas atitinka pleišėjimo pradžią. Grafinė tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio išraiška pavaizduota 3.12 paveiksle. Galima pastebėti, kad taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį pasiekama tik 70 % tempiamojo betono stiprio ribos. Panašūs rezultatai paskelbti Farros ir Jaccoudo (Farra, Jaccoud 1994).



3.12 pav. Autoriaus pasiūlytas tempiamojo sustandėjimo modelis

Autorius pabrėžia, kad pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį galima taikyti betonams, kurių cilindrinis gniuždomasis stipris kinta nuo 20 iki 90 MPa, o apsauginis betono sluoksnis sudaro nuo 2 iki 4,5 plieninio strypo skersmenų. Betono susitraukimo įtaka privalo būti įvertinta atskirai pagal Kaklauskos ir kt. (Kaklauskas *et al.* 2009) pasiūlytą metodiką.

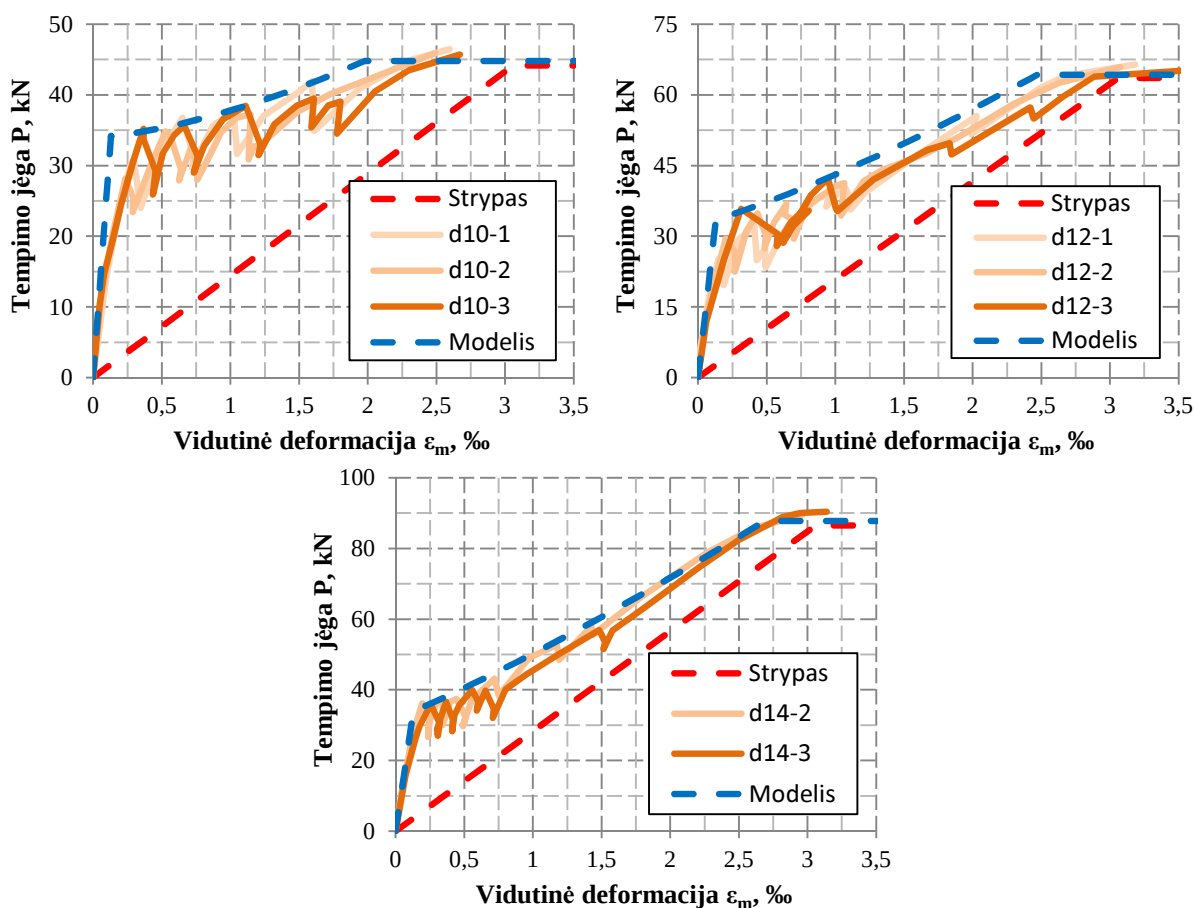
3.2.5. Skaiciavimo pavyzdys

Tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas gelžbetoniniam elementui, taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį, sudaromas tempimo jėgą prie atitinkamos deformacijos apskaičiuojant pagal toliau pateiktą formulę:

$$P = \epsilon_m \cdot E_s \cdot A_s + \sigma_t \cdot A_c, \quad (3.12)$$

čia ϵ_m – ieškomą tempimo jėgą P atitinkanti vidutinės deformacijos reikšmė; E_s – plieninio strypo tamprumo modulis; A_s – plieninio strypo skerspjūvio plotas; σ_t – tempiamojo betono įtempiai apskaičiuoti atitinkamai pagal (3.10) ir (3.11) formules; A_c – betoninės dalies skerspjūvio plotas.

Apskaičiuoto pavyzdžio grafinis palyginimas su autoriaus atliktais eksperimentiniais tyrimais pavaizduotas 3.13 paveiksle. Galima pastebėti, kad pritaikytas autoriaus pasiūlytas tempiamojo sustandėjimo modelis duoda geresnį sutapimą su atliktais eksperimentinių tyrimų rezultatais negu gautos vadovaujantis Eurokodo 2 nuostatomis (2.6 pav.).



3.13 pav. Pritaikyto tempiamojo sustandėjimo modelio palyginimas su atliktų eksperimentinių tyrimų rezultatais

3.3. Fizikinio modelio statistinė analizė

Pritaikius pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį pagal 3.1 lentelėje pateiktus duomenis sudaryta 119 tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikų. Skaičiavimų rezultatai palyginti su eksperimentiškai gautais esant vienuolikai apkrovos lygių, t.y. $P' = \{0; 0,1; 0,2; \dots; 0,9; 1\}$, kurie apskaičiuojami pagal tokią formulę:

$$P' = \frac{(P - P_{cr})}{(P_u - P_{cr})} \quad (3.13)$$

čia P – tempimo jėga; P_{cr} – pleišėjimo apkrova apskaičiuojama pagal (1.1) formulę, P_u – laikomoji galia nustatoma taikant (1.7) formulę.

Skaičiavimo tikslumas įvertintas santykinėmis paklaidomis, kurios apskaičiuojamos taip:

$$\Delta = x_{calc} / x_{exp}, \quad (3.14)$$

čia x_{calc} – apskaičiuotas dydis; x_{exp} – eksperimentiškai nustatytas dydis.

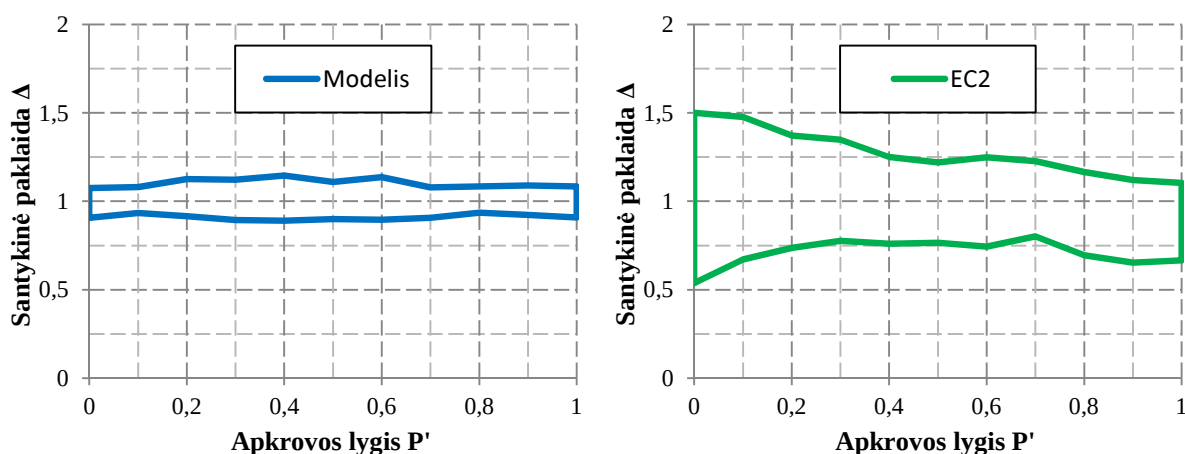
Santykinės paklaidos su 95 % tikimybe viršutinis ir apatinis pasikliautinieji intervalai apskaičiuojami pagal šias formules (Sheshkin 2011):

$$\Delta_{top} = \Delta_{0,75} + 1,5 \cdot (\Delta_{0,75} - \Delta_{0,25}), \quad (3.15)$$

$$\Delta_{bottom} = \Delta_{0,25} - 1,5 \cdot (\Delta_{0,75} - \Delta_{0,25}), \quad (3.16)$$

čia $\Delta_{0,75}$ – trečiasis kvartilis; $\Delta_{0,25}$ – pirmasis kvartilis.

Analogiški tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikai taip pat sudaryti vadovaujantis 1.2 poskyryje aprašyta Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo koncepcija. Gauti rezultatai grafiškai pavaizduoti 3.14 paveiksle, o jų skaitinės reikšmės pateiktos 3.2 ir 3.3 lentelėse.



3.14 pav. Santykinės paklaidos 95 % pasikliautinieji intervalai

3.14 paveiksle parodyta, kad gautos santykinės paklaidos pritaikius pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį yra daug mažesnės negu vadovaujantis Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatomis. Pagal 3.2 ir 3.3 lentelėje pateiktus duomenis matyti, kad abiem atvejais gautos santykinės paklaidos yra pasiskirsčiusios simetriškai.

3.2 lentelė. Santykinų paklaidų reikšmės pasiūlyto tempiamojo sustandėjimo modelio atveju

Pasiūlytas modelis											
P'	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
Δ_{max}	1,07	1,08	1,13	1,12	1,15	1,11	1,14	1,08	1,08	1,09	1,08
Δ_{vid}	0,99	1,01	1,02	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01	1,01
Δ_{min}	0,91	0,93	0,92	0,89	0,89	0,90	0,90	0,91	0,94	0,92	0,91
$\Delta_{0,75}$	1,01	1,02	1,05	1,04	1,04	1,06	1,05	1,05	1,06	1,05	1,04
$\Delta_{0,5}$	0,99	1,01	1,01	1,00	1,01	1,01	1,01	1,02	1,02	1,02	1,01
$\Delta_{0,25}$	0,97	0,98	0,99	0,98	0,98	0,98	0,98	0,98	0,97	0,97	0,97
Taškai	119	119	119	119	119	68	47	30	24	21	21

3.3 lentelė. Santykinių paklaidų reikšmės Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatų atveju

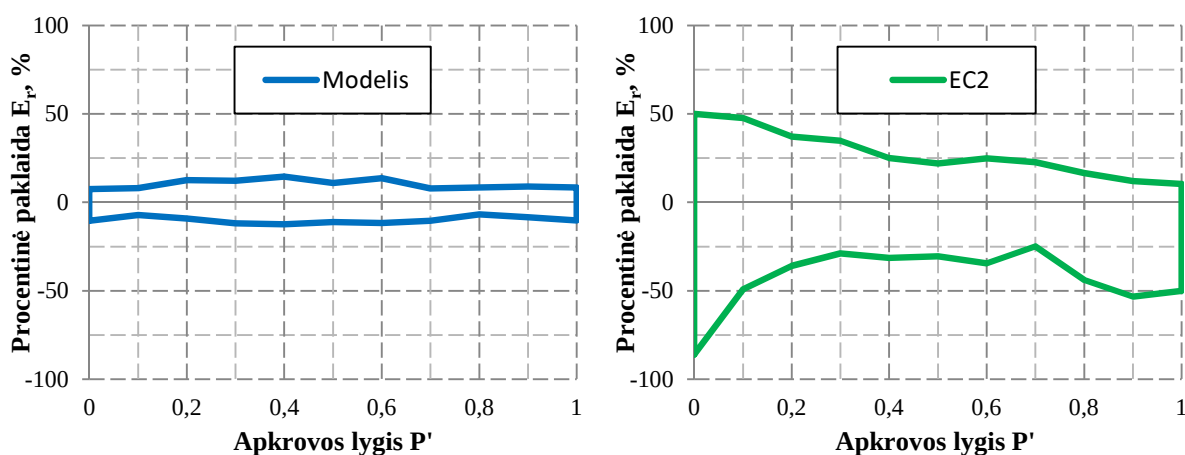
Eurokodas 2											
P'	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$\Delta_{\max}$	1,50	1,48	1,37	1,35	1,25	1,22	1,25	1,23	1,17	1,12	1,10
Δ_{vid}	1,02	1,06	1,03	1,04	1,03	1,01	1,01	1,01	0,99	0,96	0,95
$\Delta_{\min}$	0,54	0,67	0,74	0,78	0,76	0,77	0,74	0,80	0,69	0,65	0,67
$\Delta_{0,75}$	1,15	1,19	1,15	1,13	1,10	1,07	1,08	1,08	1,10	1,07	1,06
$\Delta_{0,5}$	1,01	1,05	1,04	1,04	1,02	1,02	1,03	1,02	1,00	1,00	0,99
$\Delta_{0,25}$	0,90	0,97	0,99	0,96	0,97	0,95	0,94	0,93	0,91	0,89	0,88
Taškai	119	119	119	119	119	71	55	33	23	21	21

Norint tiksliau įvertinti skaičiavimus santykinės paklaidos perskaičiuojamos į procentines taikant šias formules:

$$E_r = 100 \cdot (\Delta - 1), \text{ kai } \Delta \geq 1, \quad (3.17)$$

$$E_r = 100 \cdot (1 - \Delta^{-1}), \text{ kai } \Delta < 1. \quad (3.18)$$

Gauti rezultatai grafiškai pavaizduoti 3.15 paveiksle, o jų skaitinės reikšmės pateiktos 3.4 ir 3.5 lentelėse. Procentinės paklaidos gautos taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį neviršija 15 % ribos, o vadovaujantis Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatomis jos siekia net iki 86 %.



3.15 pav. Procentinės paklaidos 95 % pasikliautiniai intervalai

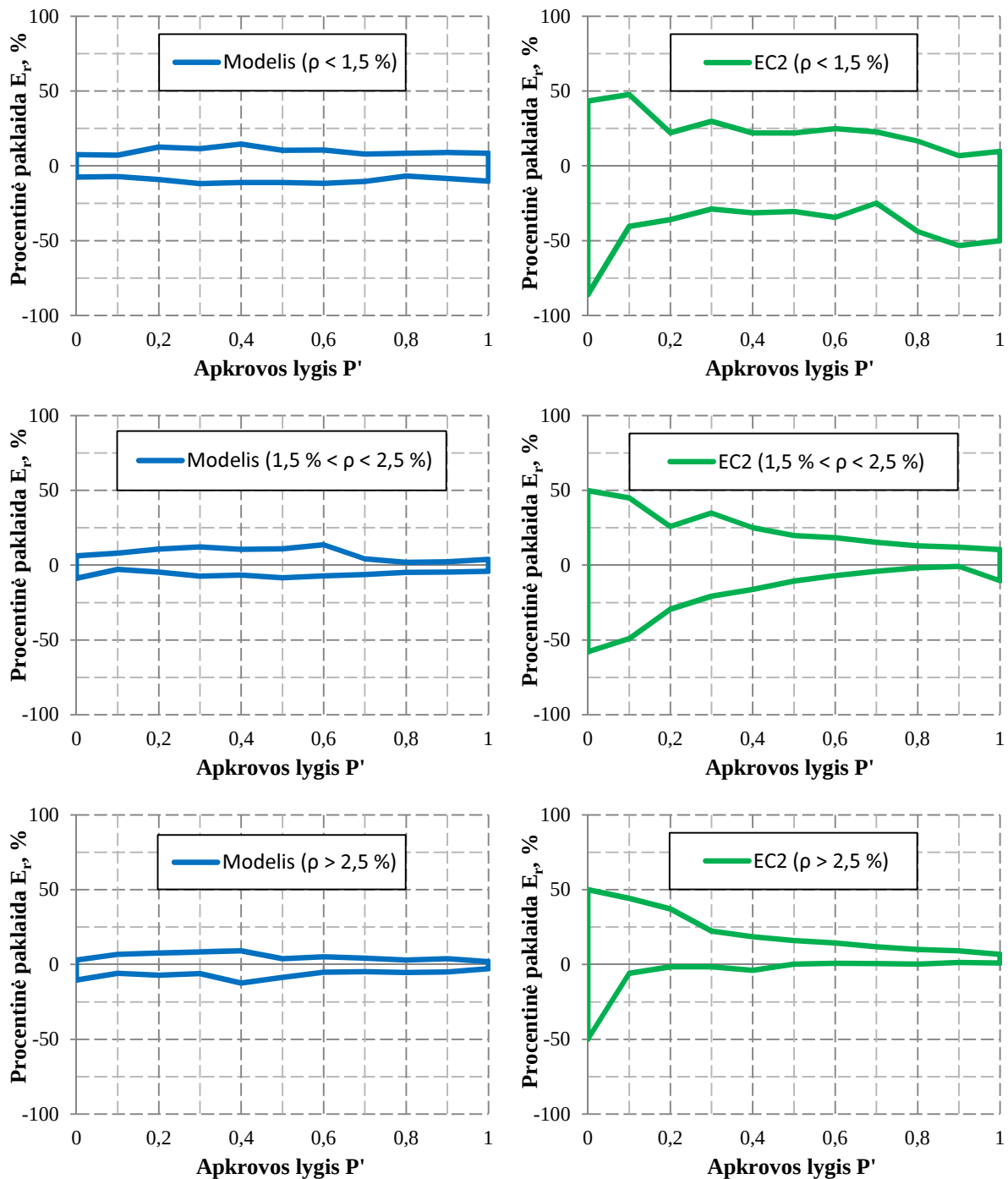
3.4 lentelė. Procentinių paklaidų reikšmės pasiūlyto tempiamojo sustandėjimo modelio atveju

Pasiūlytas modelis											
P'	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$E_{r,\max}$	7,43	8,12	12,63	12,14	14,52	11,01	13,67	7,85	8,49	9,00	8,37
$ E_{r,\min} $	10,34	7,07	9,23	11,95	12,38	11,17	11,72	10,35	6,80	8,40	10,18

3.5 lentelė. Procentinių paklaidų reikšmės Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatų atveju

Eurokodas 2											
P'	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$E_{r,\max}$	49,97	47,59	37,14	34,88	25,10	22,04	24,96	22,73	16,51	12,00	10,39
$ E_{r,\min} $	85,99	49,07	35,87	28,92	31,45	30,56	34,47	24,81	43,92	53,27	50,04

Iš 1.2 poskyrio yra žinoma, kad tempiamojo sustandėjimo modeliavimas pagal Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatas priklauso nuo armavimo koeficiento. Skaičiavimo rezultatai pavaizduoti 3.15 paveiksle sugrupuoti pagal armavimo koeficientą į tris intervalus: mažiau už 1,5 %, nuo 1,5 iki 2,5 % ir daugiau už 2,5 %. Gauti rezultatai grafiškai pavaizduoti 3.16 paveiksle.



3.16 pav. Procentinės paklaidos 95 % pasikliautiniai intervalai priklausomai nuo armavimo koeficiento

3.16 paveiksle parodyta, kad didėjant armavimo koeficientui skaičiavimo paklaidos mažėja. Pasiūlyto tempiamojo sustandėjimo modelio atveju šis pokytis yra mažas (nuo 15 % iki 12 %), nes modelis nepriklauso nuo armavimo koeficiento, o atsiradęs paklaidos sumažėjimas yra susijęs su tuo, kad atsivėrus plyšiui daugiau armuotuose elementuose tempimo jėgos sumažėjimas yra mažesnis, todėl ir eksperimentinių rezultatų sklaida yra mažesnė. Eurokodo 2 atveju šis skirtumas yra didelis (nuo 86 % iki 50 %), nes tempiamojo sustandėjimo modeliavimas šiuo atveju priklauso nuo armavimo koeficiento. Paklaidos mažesnės kaip 20 % gali būti gaunamos tik esant armavimo koeficientui didesniau už 1,5 % ir nustojus vertis plyšiams elemente.

3.4. Trečiojo skyriaus išvados

Atlikus teorinius tyrimus galima daryti šias išvadas:

- 1) atlikti skaitiniai tyrimai taikant kompiuterinę programą ATENA patvirtino, kad armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra maža, o tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju yra mažesnis;
- 2) plyšio pločio reikšmės apskaičiuotos taikant kompiuterinę programą ATENA nuo eksperimentiškai nustatytų skiriasi ne daugiau kaip 20~30 %;
- 3) tempiamasis sustandėjimas nepriklauso nuo armavimo koeficiento;
- 4) tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių kreivių forma nepriklauso nuo gniuždomojo betono stiprio;
- 5) tempiamąjį betono stiprį pagal Eurokodą 2 galima supaprastinai apskaičiuoti taikant autoriaus pasiūlytą universalią išraišką;
- 6) pasiūlytas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis, kurį galima taikyti gelžbetoniniams elementams pagamintiems iš betono, kurio cilindrinis gniuždomasis stipris kinta nuo 20 iki 90 MPa, o apsauginis betono sluoksnis sudaro nuo 2 iki 4,5 plieninio strypo skersmenų;
- 7) atlikta statistinė analizė parodė, kad skaičiavimo paklaidos taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį siekia ne daugiau kaip 12~15 %, kai tuo tarpu atliekant analogiškus skaičiavimus pagal Eurokodo 2 deformacijų skaičiavimo nuostatas – 50~86 %.

GALUTINĖS DARBO IŠVADOS IR PASIŪLYMAI

Atlikus eksperimentinius ir teorinius tempiamųjų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo tyrimus galima pateikti tokias pagrindines darbo išvadas:

1. Eksperimentinės tempiamųjų armuotų elementų vidutinės deformacijos turėtų būti nustatomos pagal armatūros taškų poslinkius elemento galuose. Nėra teisinga tempiamųjų elementų vidutinės deformacijas nustatyti betono paviršiuje (kaip tai buvo daroma daugelio autorių eksperimentiniuose tyrimuose), nes betono deformacijos žymiai kinta skerspjūvio aukštyje.

2. Iš tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų gautieji tempiamojo betono įtempių ir deformacijų modeliai yra sudaryti iš dviejų dalių: kylančiosios ir krentančiosios, atitinkančios supleišėjusio betono (tempiamojo sustandėjimo) elgseną.

3. Skirtingai nuo daugelio autorių priimamos tiesinės diagramos, iš eksperimentų nustatyta kylančioji įtempių ir deformacijų diagramos dalis nėra tiesinė. Taip yra dėl dviejų priežasčių. Pirma, betono tempimo įtempiams viršijus 60% tempiamojo stiprio, pasireiškia plastinės betono deformacijos, kurios didėja iki įtempiams pasiekiant tempiamąjį stiprį. Antra, elemento galuose armatūros įtempių perdavimo betonui zonose armatūros deformacijos viršija betono deformacijas. Įtempių perdavimo zonos ilgis auga iki pleišėjimo apkrovos, tuo pačiu didėja armatūros ir betono deformacijų skirtumai, o kartu ir kylančiosios diagramos dalies netiesiškumas. Šis netiesiškumas yra labiau pastebimas trumpuose elementuose, nes juose įtempių perdavimo zonos ilgio ir viso elemento ilgio santykis didesnis.

4. Betono susitraukimas turi nemažą įtaką gelžbetoninių elementų pleišėjimo atsparumui bei tempiamajam sustandėjimui ir privalo būti įvertintas.

5. Armavimo koeficiento įtakos tempiamajam sustandėjimui galima išvengti, eliminuojant betono traukimosi įtaką. Eliminavus betono traukimąsi ir tempiamojo sustandėjimo modelį išreiškiant normalizuota forma (įtempius dalinant iš tempiamojo betono stiprio, o deformacijas – iš pleišėjimo deformacijų), dideliame eksperimentinių duomenų skaičiui gauta vieninga tempiamojo sustandėjimo įtempių ir deformacijų diagrama, nepriklausanti nuo betono stiprio ir armavimo koeficiento.

6. Atlikta didelio skaičiaus eksperimentinių elementų, kurių betono gniuždomasis stipris kito nuo 20 iki 90 MPa, o armavimo koeficientas - nuo 0,785 iki 3,14 %, statistinė analizė parodė, kad deformacijų skaičiavimo paklaidos įvairiuose apkrovos lygiuose, taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį, siekė 12~15 %. Pritaikius betono traukimosi eliminavimo taisyklę, Eurokodo 2 modeliui šios paklaidos siekė 85%.

LITERATŪROS SĄRAŠAS

Bischoff, P. H. 1983. *Response of Prestressed Concrete Tension Members*. M. Eng. thesis. McGill University, Montreal. 122 p.

Bischoff, P.H.; MacLaggan, D.A. 2006. Bond and Tension Stiffening in Concrete Tension Members with Plain Reinforcement. *The First International Structural Specialty Conference*. Calgary, Canada. 10 p.

Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-art-Report. FIB – Federation Internationale du Beton, 2000. 427 p.

Caldentey *et al.* 2013. Cracking of RC Members Revisited: Influence of Cover, $\phi/\rho_{s,ef}$ and Stirrup Spacing – an Experimental and Theoretical Study. *Structural Concrete*, 14 (1): 69-78.

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.

Choi, K.-Y.; Maekawa, K. 2003. Bond Behavior in RC Tension Members Based on the Change of Concrete Fracture Characteristics with Temperature. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 25(2): 991-996.

Collins, M. P.; Mitchell, D. 1991. *Prestressed Concrete Structures*. Englewood Cliffs, New York: Prentice-Hall Inc. 766 p.

Červenka, V.; Červenka J. 2003. *User's Manual for ATENA 2D*. Prague: Červenka Consulting. 138 p.

Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės. Vilnius, 2007. 232 p.

Farra, B., Jaccoud, J. P. 1994. *Influence du beton et de l'armature sur la fissuration des structures en beton*. Laussane: Ecole Polytechnique. 436 p.

Fields, K.; Bischoff, P. H. 2004. Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members. *ACI Structural Journal*, 101(4): 447–456.

Girdžius, R. 2011. *Betono tempiamojo sustandėjimo modelis atitinkantis euronormų nuostatas: daktaro disertacija*. Vilnius: Technika. 128 p.

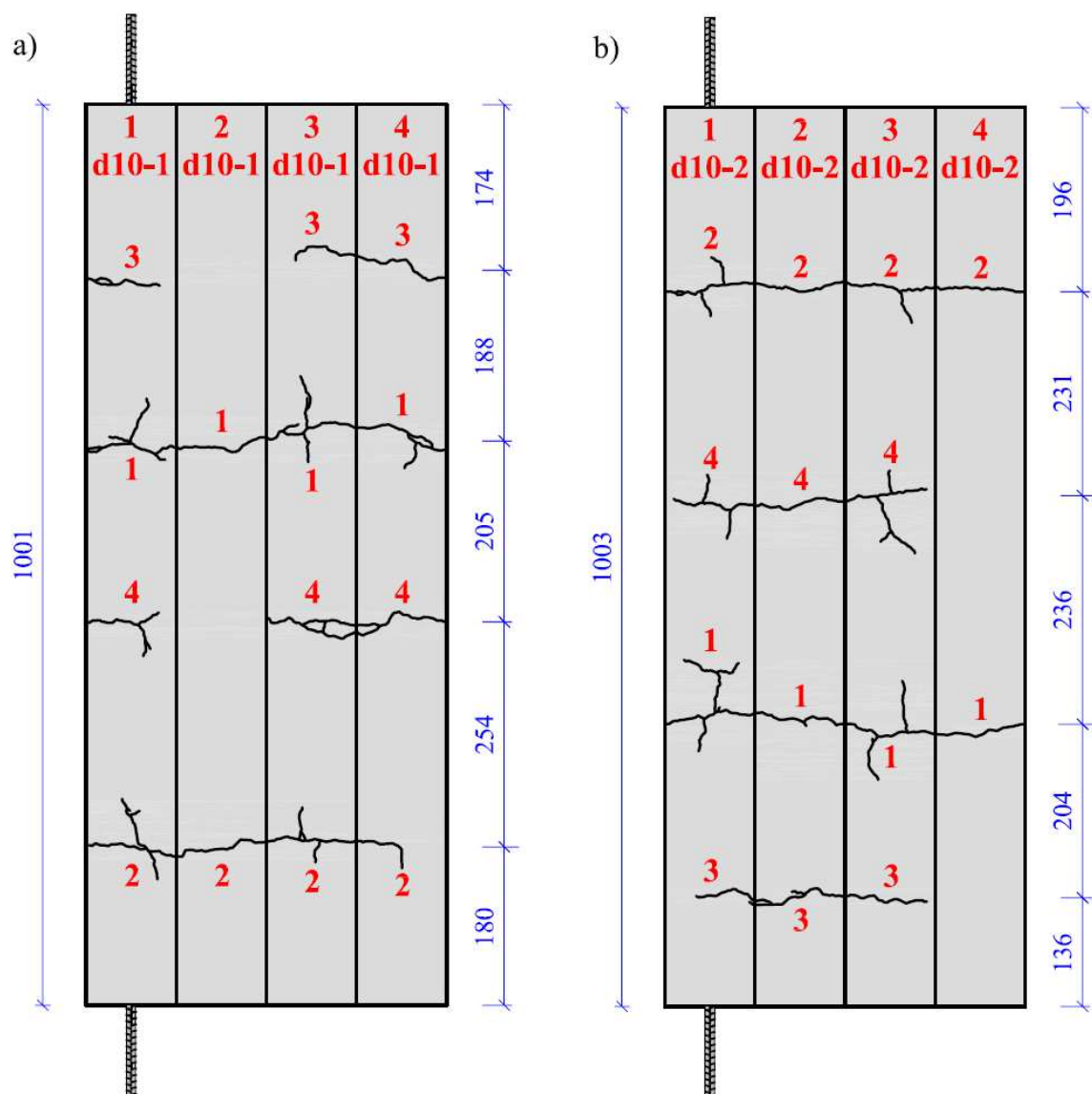
Hsu, T. C. T. 1993. *Unified Theory of Reinforced Concrete*. CRC Press, Inc., 336 p.

Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Bacinskas, D.; Vainiunas, P. 2009. Shrinkage Influence on Tension Stiffening in Concrete Members. *Engineering Structures*, 31(6): 1305-1312.

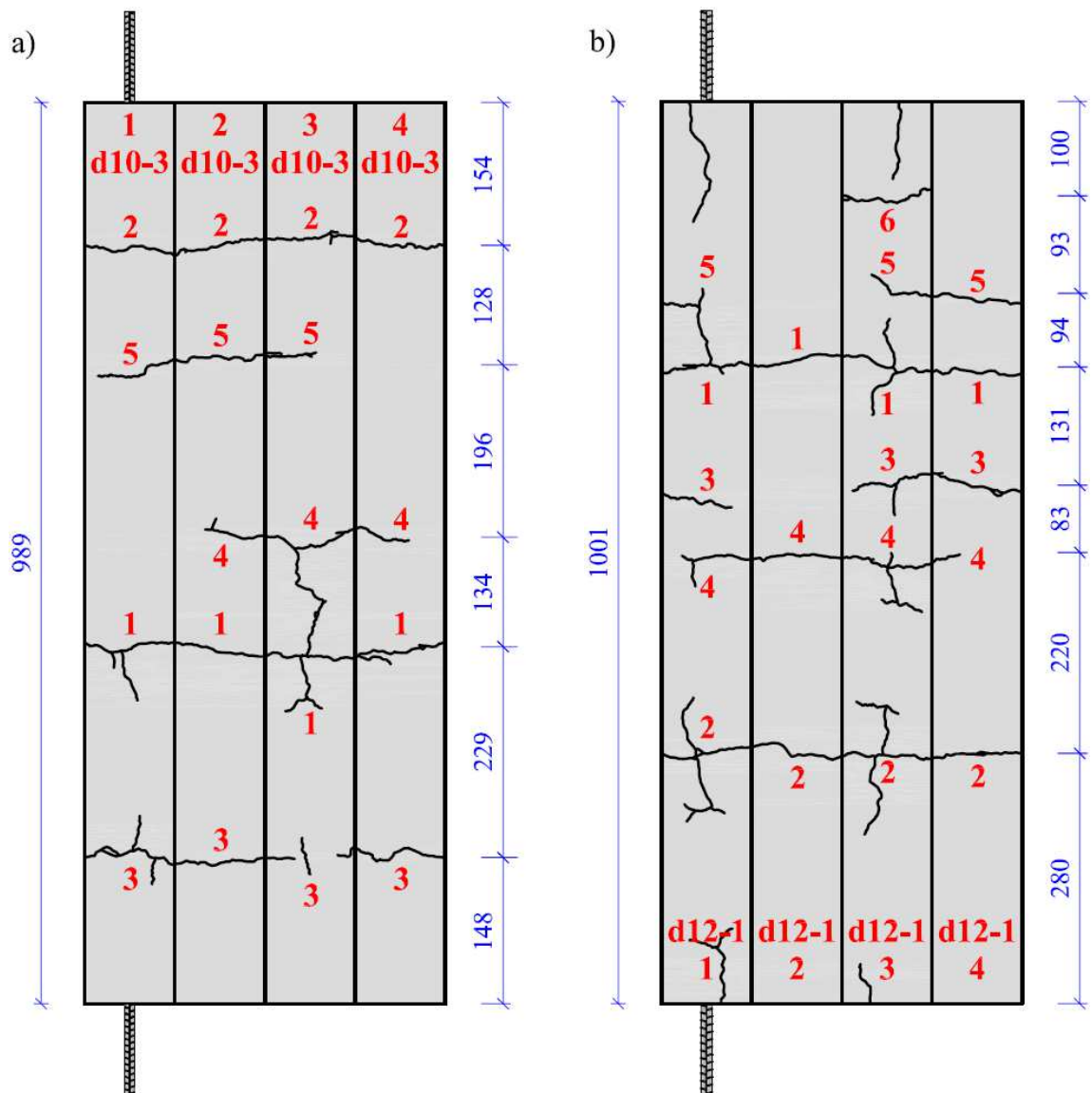
Kaklauskas, G.; Bačinskas, D.; Gribniak, V.; Jakubovskis, R.; Ulbinas, D.; Gudonis, E.; Meškėnas, A.; Timinskas, E.; Sokolov, A. 2012. *Kompozitais armuotos betoninės konstrukcijos: vadovėlis*. Vilnius: Technika. 300 p.

- Lee, G.-Y.L.; Kim, W. 2008. Cracking and Tension Stiffening Behavior of High-Strength Concrete Tension Members Subjected to Axial Load. *Advances in Structural Engineering*, 11(5): 127-137.
- Lorrain, M.; Maurel, O.; Seffo, M. 1998. Cracking Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Tension Ties. *ACI Structural Journal*, 95(5): 626-635.
- Maekawa, K.; Pimanmas, A.; Okamura, H. 2003. *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*. London and New York: Spon Press. 721 p.
- Model Code 1990. Design code. Final draft*. Lausanne: fib, 1993. 347 p.
- Model Code 2010. First complete draft. Volume 1*. Lausanne: fib, 2010. 317 p.
- Model Code 2010. First complete draft. Volume 2*. Lausanne: fib, 2010. 311 p.
- Noghabai, K. 2000. Behavior of Tie Elements of Plain and Fibrous Concrete and Varying Cross Sections. *ACI Structural Journal*, 97(2): 277-284.
- Okamura, H., Maekawa, K., Sivasubramaniam, S. 1985. Verification of Modeling for RC Finite Element. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*, ASCE: 528-543.
- Purainer, R. 2005. *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. PhD Thesis*. Munich: Universität der Bundeswehr München. 207 p.
- Scott, R. H.; Gill, P. A. T. 1987. Short-Term Distributions of Strain and Bond Stress Along Tension Reinforcement. *The Structural Engineer*, 65B(2): 39-43.
- Sheshkin, D. J. *Handbook of Parametric and Nonparametric Statistical Procedures, Fifth Edition*. Boca Raton: CRC Press. 1016 p.
- Stroband, J. 1991. *Experimenteel onderzoek naar het aanhechtgedrag van wapeningsstaven in lichtbeton*. Delft University of Technology, Report 25.5-91-3/VFC.
- Vecchio, F. J., Collins, M.P. 1986. The Modified Compression-Field Theory for RC Elements Subjected to Shear. *ACI Journal*, 83(2): 219-231.
- 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. 31 p.
- 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.

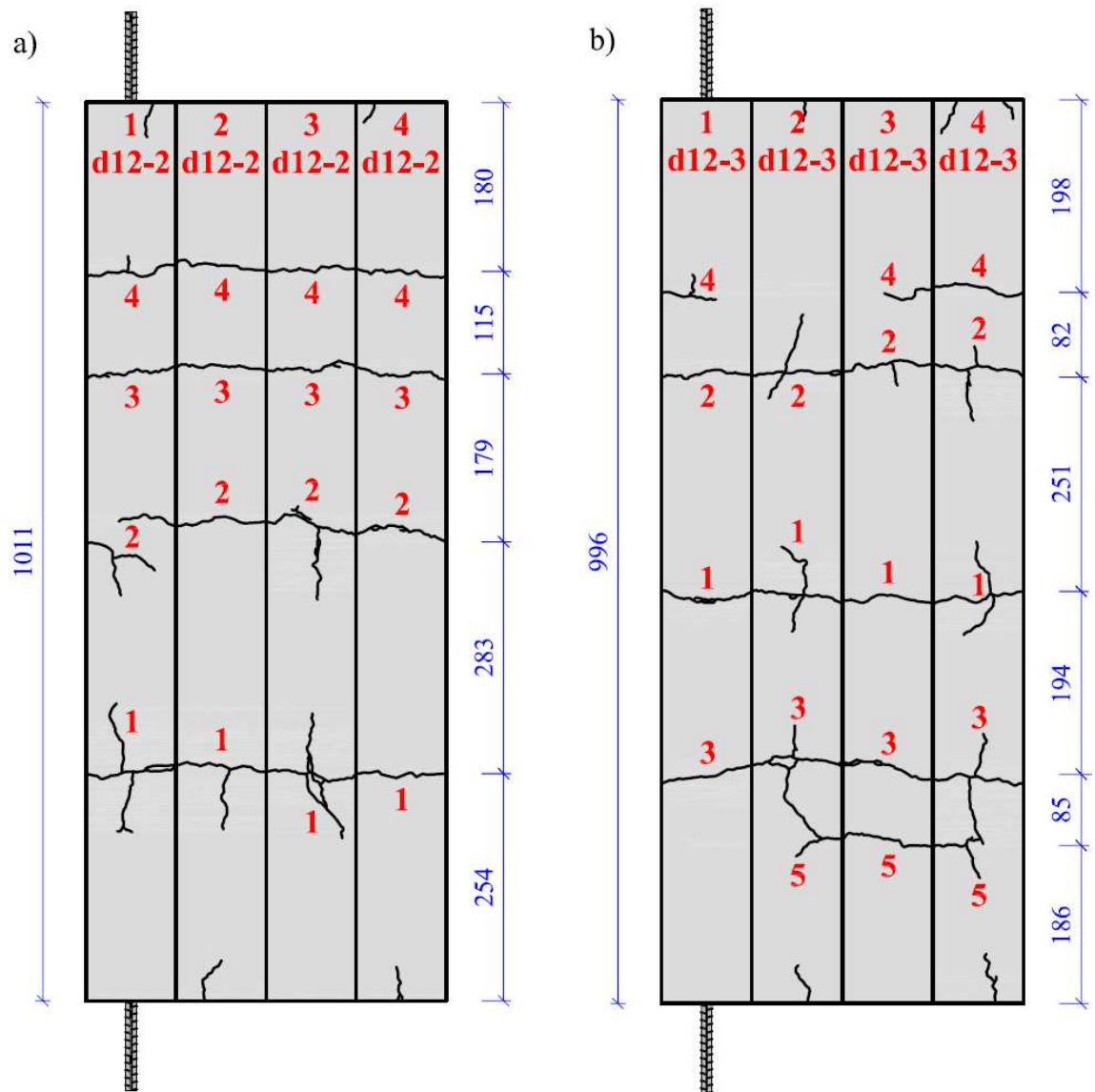
SUPLEIŠĖJUSIŲ BANDINIŲ IŠKLOTINĖS



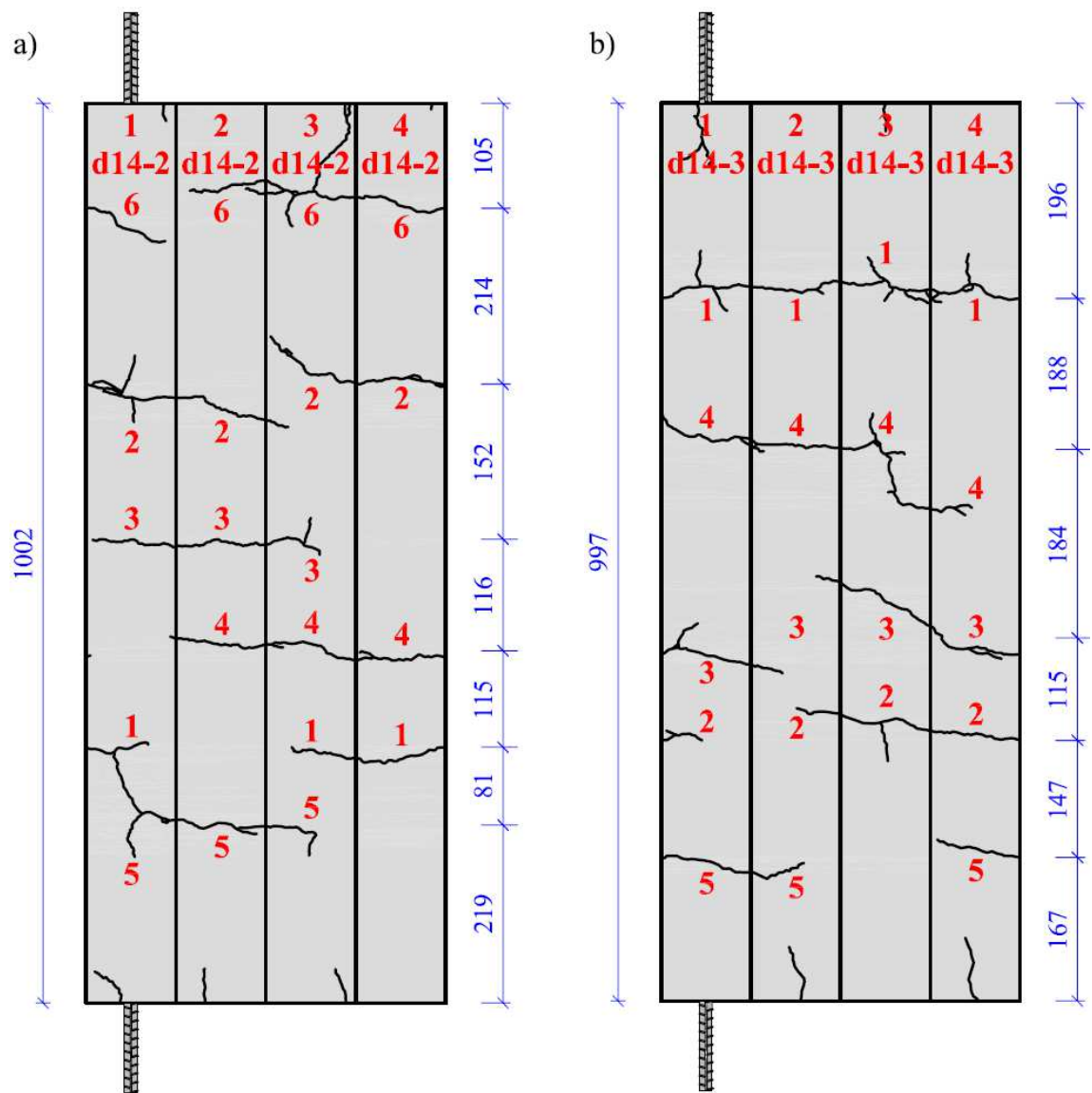
A.1 pav. Bandinių d10-1 ir d10-2 išklotinės



A.2 pav. Bandinių d10-3 ir d12-1 išsklotinės



A.3 pav. Bandinių d12-2 ir d12-3 išklotinės



A.4 pav. Bandinių d14-2 ir d14-3 išsklotinės



TEMPIAMŲJŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ TEMPIAMOJO SUSTANDĖJIMO EKSPERIMENTINIAI IR TEORINIAI TYRIMAI

Giedrius Danielius

Vilniaus Gedimino technikos universitetas
El. paštas: giedrius.danielius@stud.vgtu.lt

Santrauka. Šiame straipsnyje nagrinėjamas tempiamuosiuose gelžbetoniniuose elementuose pasireiškiantis tempiamojo sustandėjimo efektas. Autorius atlikęs tempiamojo sustandėjimo eksperimentinius ir teorinius tyrimus, bei remdamasis kitų autorių paskelbtais duomenimis parodė, kad tempiamojo sustandėjimo reiškinys nepriklauso nuo armavimo koeficiento. Tai prieštarauja tempiamojo sustandėjimo modeliavimui pagal Eurokodo 2, šiuo metu galiojančių gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų, deformacijų skaičiavimo koncepciją. Remiantis atliktais tyrimų rezultatais pasiūlytas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis.

Reikšminiai žodžiai: armavimo koeficientas, deformacija, gelžbetonis, pleišėjimas, tempiamasis sustandėjimas.

Įvadas

Tempiama betoninė konstrukcija suirs atsivėrus pirmam plyšiui, tačiau supleišėjusiame tempiamame gelžbetoniniame elemente tarp plyšių esantis betonas gali ir toliau perimti dalį tempimo jėgos taip nukraudamas armatūrą ir sumažindamas jos deformacijas. Šis efektas, pasireiškiantis gelžbetoninėse konstrukcijose, yra vadinamas tempiamuoju sustandėjimu (Bond of Reinforcement in Concrete 2000; Maekawa *et al.* 2003; Kaklauskas *et al.* 2012).

Tempiamojo sustandėjimo reiškinys įvertinamas taikant vidutinių betono įtempių ir deformacijų priklausomybių grafikus, kuriuos galima nustatyti eksperimentiškai arba sumodeliuoti pagal įvairių autorių pasiūlytus metodus (Okamura *et al.* 1985; Collins, Mitchell 1991; Fields, Bischoff 2004). Deja iki šiol pasiūlyti tempiamojo sustandėjimo modeliavimo metodai labai skiriasi, nes šis efektas nėra iki galo ištirtas, todėl ir paskelbti kurio nors universaliu, taikytinu visuotinai, negalima.

Tempiamojo sustandėjimo įvertinimas, apskaičiuojant gelžbetoninių konstrukcijų poslinkius ir deformacijas, yra labai svarbus (Kaklauskas *et al.* 2012). Tempiamojo sustandėjimo diagramos sudarytos pagal Eurokodo 2, šiuo metu galiojančių gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų, nuostatas priklauso nuo betono stiprio, armatūros ir betono tamprumo modulių santykio, armavimo koeficiento (Girdžius 2011). Tuo tarpu atlikę tempiamųjų gelžbetoninių elementų tyrimus Bischoffas ir MacLaggenas (2006) teigia, kad armavimo

koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui nėra reikšminga.

Daugelis mokslininkų (Lorrainas *et al.* 1998; Choi, Maekawa 2003; Wu, Gilbert 2008) atlikę tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinius tyrimus pastebėjo, kad didelę įtaką tempiamajam sustandėjimui turi betono susitraukimo poveikis, kuris didėja didėjant armavimo koeficientui.

Farra ir Jaccoud'as (1994) atkreipė dėmesį, kad tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju nėra iki galo išnaudojamas, t.y. pirmieji plyšiai atsiveria betonui nepasiekus savo tempiamojo stiprio.

Lee ir Kimas (2008) išbandė tempiamuosius gelžbetoninius elementus su vienodu betoninės dalies skerspjūvio plotu, bet kintančiu kraštinių santykiu parodė, kad tempiamojo sustandėjimo reiškinys priklauso nuo apsauginio betono sluoksnio, kuriam mažėjant mažėja.

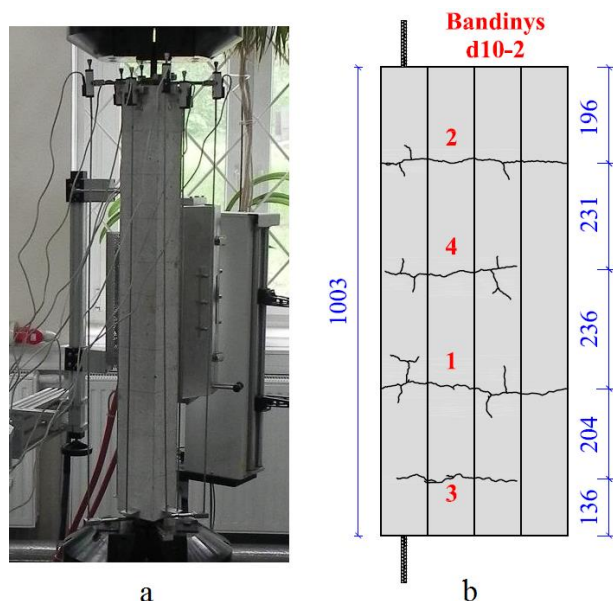
Šio darbo tikslas – pasiūlyti tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinį modelį. Tikslui pasiekti atlikti eksperimentiniai tyrimai ir kitų autorių paskelbtų duomenų analizė.

Eksperimentiniai tyrimai

Atlikti 8 tempiamųjų gelžbetoninių elementų tempiamojo sustandėjimo eksperimentiniai tyrimai. Bandiniai pagaminti iš betono, kurio cilindrinis gniuždomasis stipris – 53,13 MPa, tempiamasis stipris – 3,67 MPa, o tamprumo modulis – 37,87 GPa. Armuoti 10, 12 ir 14

mm skersmens S500 klasės plieniniais strypais. Betoninės dalies ilgis – 1 m, skerspjūvis – kvadratas, kurio kraštinės po 10 cm.

Gelžbetoniniai elementai išbandyti vertikalioje padėtyje tempimo apkrovą kontroliuojant poslinkiu. Bandymas būdavo sustabdomas armatūroje pradėjus formuotis plastinėms deformacijoms. Gelžbetoninio elemento poslinkiai matuoti ant betoninio paviršiaus ir iš karto už jo ant plieninio strypo naudojant tiesinio poslinkio indukcinis matuoklius. Gelžbetoninis elementas bandymo metu ir po bandymo supleišėjusio bandinio išklotinė pavaizduoti 1 paveiksle.



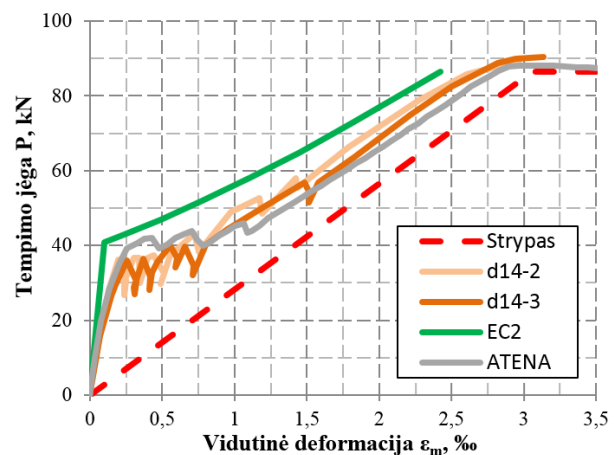
1 pav. Gelžbetoninis elementas bandymo metu (a), supleišėjusio bandinio išklotinė (b)

Fig. 1. RC element during experiment (a), crack pattern of RC element (b)

Atlikus eksperimentinius bandymus gauti rezultatai modifikuoti eliminuojant betono susitraukimo poveikį pagal Kaklauskio ir kt. (2009) pasiūlytą metodiką. Taip pat, išbandyti gelžbetoniniai elementai sumodeliuoti taikant kompiuterinę programą ATENA, kuri gali įvertinti gelžbetoninių konstrukcijų fizinių netiesiškumą. Gelžbetoninio elemento modelis sudarytas iš 10 cm storio kvadrato (kraštinės po 5 mm) formos baigtinių elementų, sukibimas tarp betono ir armatūros – idealus, tempiamasis sustandėjimas įvertinamas nekeičiant standartinių programos parametrų – pagal kubinį gniuždomąjį betono stiprį.

Pasirinktų dviejų bandinių tempimo jėgos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafikai, poslinkius matavus ant plieninio strypo, pavaizduoti 2 paveiksle.

Eksperimentiniai rezultatai palyginti su gautais taikant kompiuterinę programą ATENA ir vadovaujantis Eurokodo 2 nuostatomis.

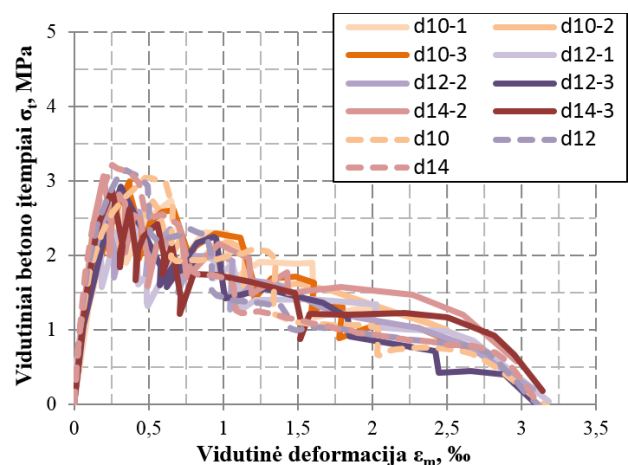


2 pav. Tempimo jėgos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafikai

Fig. 2. Relationship graphs of tensile load versus average strain

Eksperimentiškai nustatytų tempimo jėgos ir vidutinių deformacijų priklausomybės grafikų sutapimas yra geresnis sumodeliavus kompiuterine programa ATENA negu apskaičiavus vadovaujantis Eurokodo 2 nuostatomis (2 pav.).

Apskaičiuotos pagal eksperimentų duomenis ir kompiuterinės programos ATENA rezultatus tempiamojo sustandėjimo diagramos pavaizduotos 3 paveiksle.

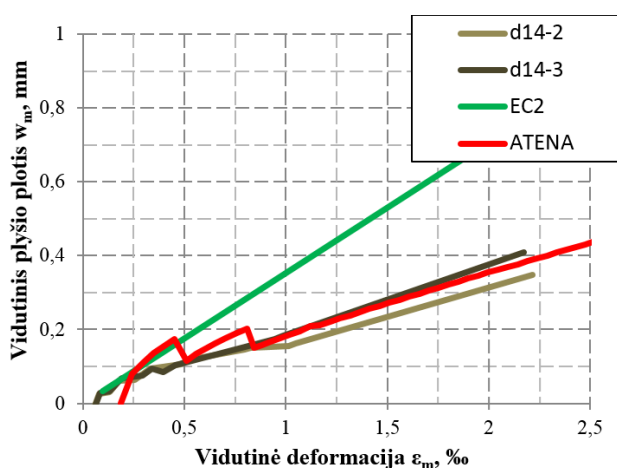


3 pav. Tempiamojo sustandėjimo diagramos apskaičiuotos pagal eksperimentų duomenis ir kompiuterinės programos ATENA rezultatus

Fig. 3. Calculated using experimental data and the results of computer program ATENA diagrams of tension stiffening

3 paveiksle galima pastebėti, kad tempiamasis sustandėjimas bandiniuose armuotuose skirtingo skersmens plieniniais strypais yra beveik toks pat. Šie gauti rezultatai patvirtina Bishoffo ir MacLaggeno (2006) teiginį, kad armavimo koeficiento įtaka tempiamajam sustandėjimui yra nereikšminga. Taip pat, 3 paveiksle parodyta jog tempiamasis betono stipris, nustatytas bandant standartinius betoninius bandinius, gelžbetoninių elementų atveju nėra pasiekiamas. Ši riba, atsižvelgiant į eksperimentinių tyrimų rezultatus, sudaro apie 80 % tempiamojo betono stiprio. Tai patvirtina Farros ir Jaccoudo (1994) pastebėjimą.

4 paveiksle pavaizduotas eksperimentiškai nustatytą (matavimus atlikus ant betoninio paviršiaus) vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikų palyginimas su apskaičiuotais taikant kompiuterinę programą ATENA ir Eurokodo 2 metodiką priimant ne maksimalų atstumą tarp plyšių, o vidutinį, kuris atitiktų 75 % maksimalaus.



4 pav. Vidutinio plyšio pločio ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikai

Fig. 4. Relationship graphs of mean crack width versus average strain

4 paveiksle parodyta, kad plyšio pločio reikšmės, apskaičiuotos vadovaujantis Eurokodu 2 gaunamos du kartus didesnės už eksperimentiškai nustatytas. ATENA atveju didžiausios paklaidos gaunamos prieš atsiveriant naujam plyšiui ir tesudaro 20–30 %. Derėtų pažymėti, kad Eurokodas 2 yra projektavimo normos, todėl gaunamos reikšmės yra dirbtinai padidintos siekiant užtikrinti konstrukcijų ilgaamžiškumą.

Teoriniai tyrimai

Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui, be autoriaus atliktų 8 eksperimentinių tyrimų rezultatų, pritaikyti literatūros šaltiniuose surinkti kitų autorių paskelbti (Stroband 1991; Farra, Jaccoud 1994; Lorrain *et al.* 1998; Noghabai 2000; Choi, Maekawa 2003; Purainer 2005; Wu, Gilbert 2008; Yuguang *et al.* 2009) 111 centriškai tempiamųjų gelžbetoninių elementų eksperimentinių tyrimų rezultatai.

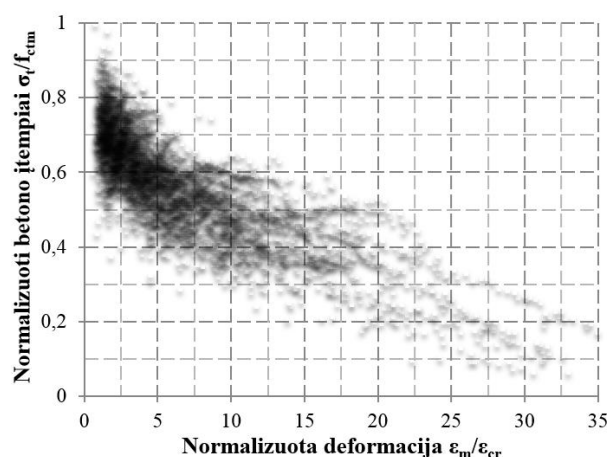
Surinkti eksperimentinių bandymų duomenys modifikuoti eliminuojant betono susitraukimo poveikį pagal Kaklauskio ir kt. (2009) pasiūlytą metodiką.

Bandinių mechaniniai ir geometriniai parametrai skirtingi todėl norint palyginti surinktus rezultatus tarpusavyje tempiamojo sustandėjimo diagramos normalizuotos. Horizontalioje ašyje atidėtos vidutinės deformacijos normalizuojant padalintos iš pleišėjimo deformacijos, kuri apskaičiuojama taip:

$$\varepsilon_{cr} = f_{ctm} / E_{cm}, \quad (1)$$

čia f_{ctm} – vidutinis betono tempiamasis stipris apskaičiuotas pagal Eurokodą 2; E_{cm} – betono tamprumo modulis apskaičiuotas pagal Eurokodą 2.

Vertikalioje ašyje atidėti vidutiniai betono įtempiai padalinti iš vidutinio betono tempiamojo stiprio, kuris apskaičiuotas vadovaujantis Eurokodu 2 pateikta metodika. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui taikyti tempiamojo sustandėjimo diagramas aprašantys taškai pavaizduoti 5 paveiksle.

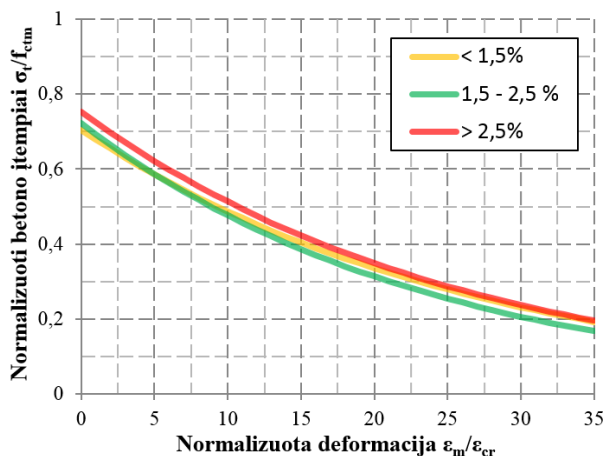


5 pav. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio kūrimui taikytos reikšmės

Fig. 5. Magnitudes used to create a physical model of stress-strain relationship for tensile concrete

Priklausomybė nuo armavimo koeficiento. 5 paveiksle pavaizduoti tempiamojo sustandėjimo diagramas

aprašantys taškai, priklausomai nuo išbandytų tempiamųjų gelžbetoninių elementų armavimo koeficiento, suskirstyti į 3 intervalus: mažiau už 1,5 %, nuo 1,5 iki 2,5 % ir daugiau už 2,5 %. Kiekvieno intervalo duomenims atskirai išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybės pavaizduotos 6 paveiksle.

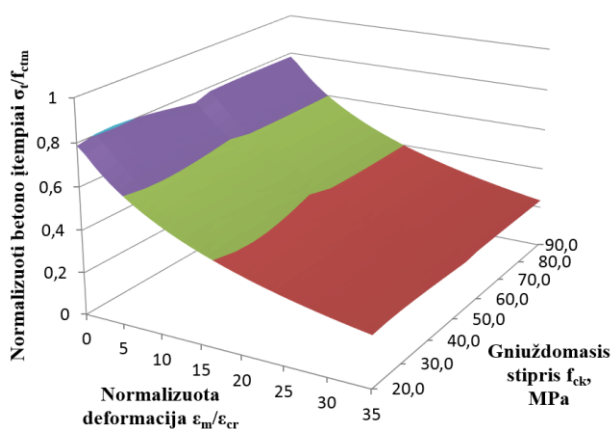


6 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė nuo armavimo koeficiento

Fig. 6. Effect of reinforcement ratio on normalized stress-strain relationship for tensile concrete

6 paveiksle parodyta, kad esant skirtingam armavimo koeficientui išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių kreivės praktiškai sutampa, todėl galima teigti, kad tempiamasis sustandėjimas nepriklauso nuo armavimo koeficiento.

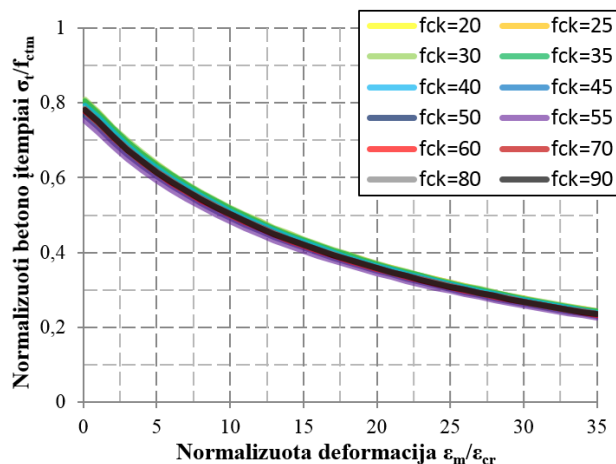
Priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio. 5 paveiksle pavaizduoti duomenys suklasifikuoti pagal gniuždomąjį betono stiprį.



7 pav. Tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

Fig. 7. Effect of compressive concrete strength on stress-strain relationship for tensile concrete

Trijų koordinatų grafike atidėtų duomenų sklaidą aprašantis paviršius pavaizduotas 7 paveiksle.



8 pav. Normalizuotų tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybė nuo gniuždomojo betono stiprio

Fig. 8. Effect of compressive concrete strength on normalized stress-strain relationship for tensile concrete

8 paveiksle parodyta, kad esant skirtingam gniuždomojo betono stipriui išvestos tempiamojo betono įtempių ir deformacijų priklausomybių kreivės praktiškai sutampa, todėl galima teigti, kad jų forma nepriklauso nuo gniuždomojo betono stiprio.

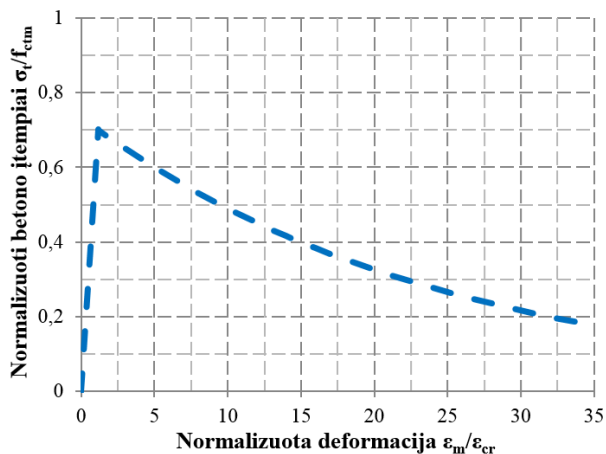
Fizikinis modelis. Pagal 5 paveiksle pateiktus duomenis pasiūlytas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis (determinacijos koeficiento reikšmė – 0,68). Taikant jį betono įtempiai prie atitinkamų deformacijų, gelžbetoniniam elementui dirbant tampriai, apskaičiuojami taip:

$$\sigma_t = 0,595 \cdot (\varepsilon_m / \varepsilon_{cr}) \cdot f_{ctm} \quad (2)$$

Gelžbetoniniame elemente atsivėrus pirmajam plyšiui betono įtempiai prie atitinkamų deformacijų apskaičiuojami pagal toliau pateiktą formulę:

$$\sigma_t = 0,735 \cdot e^{\left(\frac{-\varepsilon_m / \varepsilon_{cr}}{24,5}\right)} \cdot f_{ctm} \quad (3)$$

Šiomis lygtimis aprašytų kreivių susikirtimo taškas atitinka pleišėjimo pradžią. Grafinė tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinio modelio išraiška pavaizduota 9 paveiksle. Galima pastebėti, kad taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį pasiekama tik 70 % tempiamojo betono stiprio ribos. Panašūs rezultatai paskelbti Farros ir Jaccoudo (1994).



9 pav. Autoriaus pasiūlytas tempiamojo sustandėjimo modelis
Fig. 9. Tension stiffening model proposed by the author

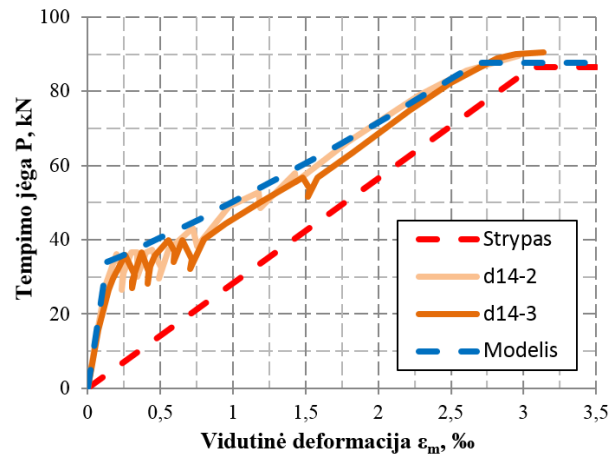
Autorius pabrėžia, kad pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį galima taikyti betonams, kurių cilindrinis gniuždomasis stipris kinta nuo 20 iki 90 MPa, o apsauginis betono sluoksnis sudaro nuo 2 iki 4,5 plieninio strypo skersmenų. Betono susitraukimo įtaka privalo būti įvertinta atskirai pagal Kaklauskio ir kt. (2009) pasiūlytą metodiką.

Skaiciavimo pavyzdys. Tempimo jėgos ir vidutinės deformacijos priklausomybės grafikas gelžbetoniniam elementui, taikant pasiūlytą tempiamojo sustandėjimo modelį, sudaromas tempimo jėgą prie atitinkamos deformacijos apskaičiuojant pagal toliau pateiktą formulę:

$$P = \varepsilon_m \cdot E_s \cdot A_s + \sigma_t \cdot A_c, \quad (4)$$

čia ε_m – ieškomą tempimo jėgą P atitinkanti vidutinė deformacijos reikšmė; E_s – plieninio strypo tamprumo modulis; A_s – plieninio strypo skerspjūvio plotas; σ_t – tempiamojo betono įtempiai apskaičiuoti atitinkamai pagal (2) ir (3) formules; A_c – betoninės dalies skerspjūvio plotas.

Apskaičiuoto pavyzdžio grafinis palyginimas su dviem autoriaus atliktais eksperimentiniais tyrimais pavaizduotas 10 paveiksle. Galima pastebėti, kad pritaikytas autoriaus pasiūlytas tempiamojo sustandėjimo modelis duoda geresnį sutapimą su atliktais eksperimentinių tyrimų rezultatais negu gautos vadovaujantis Eurokodo 2 nuostatomis (2 pav.).



10 pav. Pritaikyto tempiamojo sustandėjimo modelio palyginimas su atliktų eksperimentinių tyrimų rezultatais

Fig. 10. A comparison between applied tension stiffening model and the results of experimental research

Išvados

1. Autoriaus atlikti eksperimentiniai tyrimai kaip ir kitų mokslininkų atliktų tyrimų rezultatai prieštarauja Eurokodo 2, šiuo metu galiojančių gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normų, deformacijų skaičiavimo koncepcijai.

2. Remiantis eksperimentiniais ir teoriniais tyrimų rezultatais pasiūlytas tempiamojo betono įtempių ir deformacijų fizikinis modelis. Jį galima taikyti betonams, kurių cilindrinis gniuždomasis stipris kinta nuo 20 iki 90 MPa, o apsauginis betono sluoksnis sudaro nuo 2 iki 4,5 plieninio strypo skersmenų. Modeliavimo rezultatai nepriklauso nuo armavimo koeficiento, o gaunamų kreivių forma – nuo gniuždomojo betono stiprio.

Padėka

Giedrius Danielius dėkoja už Lietuvos mokslo tarybos projekto „Studentų mokslinės veiklos skatinimas“ (VP1-3.1-ŠMM-01-V-02-003) paramą. Projektas yra finansuojamas pagal Žmogiškųjų išteklių plėtros veiksmų programos 3 prioritetą „Tyrėjų gebėjimų stiprinimas“ iš Europos socialinio fondo ir Lietuvos Respublikos valstybės biudžeto lėšų.

Literatūra

- Bischoff, P.H.; MacLaggan, D.A. 2006. Bond and Tension Stiffening in Concrete Tension Members with Plain Reinforcement. *The First International Structural Specialty Conference*. Calgary, Canada. 10 p.
- Bond of Reinforcement in Concrete: State-of-art-Report*. FIB – Federation Internationale du Beton, 2000. 427 p.
- Choi, K.-Y.; Maekawa, K. 2003. Bond Behavior in RC Tension Members Based on the Change of Concrete Fracture Char-

- acteristics with Temperature. *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, 25(2): 991-996.
- Collins, M. P.; Mitchell, D. 1991. *Prestressed Concrete Structures*. Englewood Cliffs, New York: Prentice-Hall Inc. 766 p.
- Eurokodas 2. *Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės*. Vilnius, 2007. 232 p.
- Farra, B., Jaccoud, J. P. 1994. *Influence du beton et de l'armature sur la fissuration des structures en beton*. Lausanne: Ecole Polytechnique. 436 p.
- Fields, K.; Bischoff, P. H. 2004. Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members. *ACI Structural Journal*, 101(4): 447-456.
- Girdžius, R. 2011. *Betono tempiamojo sustandėjimo modelis atitinkantis euronormų nuostatas: daktaro disertacija*. Vilnius: Technika. 128 p.
- Kaklauskas et al. 2009. Shrinkage Influence on Tension Stiffening in Concrete Members. *Engineering Structures*, 31(6): 1305-1312.
- Kaklauskas et al. 2012. *Kompozitais armuotos betoninės konstrukcijos: vadovėlis*. Vilnius: Technika. 300 p.
- Lee, G.-Y.L.; Kim, W. 2008. Cracking and Tension Stiffening Behavior of High-Strength Concrete Tension Members Subjected to Axial Load. *Advances in Structural Engineering*, 11(5): 127-137.
- Lorrain, M.; Maurel, O.; Seffo, M. 1998. Cracking Behavior of Reinforced High-Strength Concrete Tension Ties. *ACI Structural Journal*, 95(5): 626-635.
- Maekawa, K.; Pimanmas, A.; Okamura, H. 2003. *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*. London and New York: Spon Press. 721 p.
- Noghabai, K. 2000. Behavior of Tie Elements of Plain and Fibrous Concrete and Varying Cross Sections. *ACI Structural Journal*, 97(2): 277-284.
- Okamura, H., Maekawa, K., Sivasubramaniyam, S. 1985. Verification of Modeling for RC Finite Element. *Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Structures*, ASCE: 528-543.
- Purainer, R. 2005. *Last- und Verformungsverhalten von Stahlbetonflächentragwerken unter zweiaxialer Zugbeanspruchung. PhD Thesis*. Munich: Universität der Bundeswehr München. 207 p.
- Stroband, J. 1991. *Experimenteel onderzoek naar het aanhechtgedrag van wapeningsstaven in lichtbeton*. Delft University of Technology, Report 25.5-91-3/VFC.
- 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. 31 p.
- 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.

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL INVESTIGATION OF TENSION STIFFENING IN TENSILE REINFORCED CONCRETE MEMBERS

G. Danielius

The effect of tension stiffening that can only be found in tensile reinforced concrete members is analyzed in the present article. The author has shown that the effect of tension stiffening does not depend on reinforcement ratio. The conclusion was reached after the author had completed experimental and theoretical research and after a close analysis of a number of scientific articles. This contradicts the modeling of tension stiffening according to the strain calculation concept of Eurocode 2, the design code for concrete structures which is valid at present. Based on the results of experimental research a physical model for stress-strain relationship of tensile concrete has been proposed.

Keywords: cracking, reinforced concrete, reinforcement ratio, strain, tension stiffening.