VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Remigijus Šalna

DISPERSINIO ARMAVIMO ĮTAKA GELŽBETONINIŲ BESIJŲ PERDANGOS PLOKŠČIŲ PRASPAUDIMUI

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai, statybos inžinerija (02T)

Vilnius, 2008

Disertacija rengta 2002–2008 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.

Mokslinis konsultantas

prof. habil. dr. Jonas Gediminas Marčiukaitis (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, technologijos mokslai, statybos inžinerija – 02T).

http://leidykla.vgtu.lt
VGTU leidykos technika 1526-M mokslo literatūros knyga
ISBN 978-9955-28-340-9

© Remigijus Šalna, 2008
© VGTU leidykla TECHNIKA, 2008

Remigijus Šalna

DISPERSINIO ARMAVIMO ĮTAKA GELŽBETONINIŲ BESIJŲ PERDANGOS PLOKŠČIŲ PRASPAUDIMUI

Daktaro disertacijos santrauka
Technologijos mokslai, statybos inžinerija (02T)

2008 09 19. 9,75 sp. l. Tiražas 20 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“, Saulėtekio al. 11,
10223 Vilnius, http://leidykla.vgtu.lt
Spausdino UAB „Baltijos kopija “,
Kareivių g. 13B, 09109 Vilnius,
http://www.kopija.lt

Reziumė

Disertacijoje nagrinėjama dispersinio armavimo įtaka gelžbetoninių besijinių perdangos plokščių praspaudimo stipriui. Tyrimams buvo naudota literatūroje pateikiamų praspaudimo bei kompozitinių medžiagų stiprio bei deformacijų skaičiavimo modelių analizė. Taip pat atlikti realių matmenų eksperimentiniai plokščių praspaudimo tyrimai. Disertacijos darbo tikslas – pasiūlyti praspaudimo stiprio skaičiavimo modelį, leidžiantį įvertinti dispersinės armatūros tipą, jos stiprį, skirtingas inkaravimosi ir geometrines savybes bei dispersiškai armuotame betone pasireiškiančias plastines deformacijas. Siekiant šio tikslo buvo sprendžiami tokie uždaviniai: atlikta praspaudimo skaičiavimo metodų bei esamų praspaudimo modelių įtempių ir deformacijų būvio analizė, dispersiškai armuoto betono stiprio bei deformacijų esamų modelių ir metodų analizė, atlikti eksperimentiniai tyrimai modeliui patikrinti.

Disertaciją sudaro šeši skyriai. Paskutinysis iš jų – rezultatų apibendrinimas.

Pirmajame (įvadiniame) skyriuje nagrinėjamas problemos aktualumas, formuluojamas darbo tikslas ir uždaviniai, aprašomas mokslinis darbo naujumas, pristatomi autoriaus pranešimai bei publikacijos, disertacijos struktūra.

Antrasis skyrius skirtas praspaudimo skaičiavimo metodų ir modelių analizei. Jo pabaigoje formuluojami disertacijos uždaviniai.

Trečiajame skyriuje teoriškai nagrinėjamos dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacinės savybės. Atliktus analizę pasiūlytas dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimimo modelis.

Ketvirtajame skyriuje aprašomi atlikti dispersiškai armuoto betono fizinių ir mechaninių savybių eksperimentiniai tyrimai. Rezultatai palyginami su teoriniu modeliu esant įvairiam įtempių-deformacijų būviui.

Taip pat skyriuje aprašomi gelžbetoninių plokščių praspaudimo eksperimentiniai tyrimų rezultatai.

Penktajame skyriuje pateikiamas siūlomas gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, skaičiavimo modelis. Jis palyginimas su eksperimentiniais rezultatais bei kitų autorių skaičiavimo modeliais. Taip pat pateikiamas metodas, kaip įvertinti dispersinės armatūros įtaką skaičiuojant praspaudimo stiprį pagal Lietuvoje galiojančias projektavimo normos ir Europos Sąjungos normas.

Disertacijos tema perskaityti 6 pranešimai: 4 – Lietuvos ir 2 – tarptautinėse konferencijose; paskelbti 8 straipsniai: 2 – Lietuvos recenzuojamuose periodiniuose mokslo leidiniuose, 2 – konferencijų medžiagoje, referuotoje *Thomson ISI Proceedings* duomenų bazėje ir 4 – nereferuojamoje konferencijų medžiagoje.

Abstract

The dissertation examines the influence of steel fibers on the punching shear strength of reinforced concrete slabs. The analysis of punching shear models and strength-deformation models of composite materials was used for research. Also, punching shear experimental tests of real dimensions were made. The aim of dissertation is to propose the punching shear strength model, estimating type, strength, different anchoring and geometrical characteristics of steel fibers, as well as plastic strains of steel fiber reinforced concrete. To implement the aim of the paper, the following tasks were solved: stress and strain state of existing punching shear strength models were analyzed, strength-deformation models of composite materials were explored, experiments to confirm the suggested model were conducted.

The dissertation consists of six chapters including the final chapter of conclusions.

First chapter is dedicated to the introduction of the problem and its topicality. Also, purposes and tasks of the paper are formulated, the methods employed and the novelty of solutions is described, the author‘s publications and dissertation structure is presented.

Second chapter covers the analysis of existing punching shear strength methods and models. The aim and tasks of the work are formulated in the end of the chapter.

The third chapter describes theoretical investigation of steel fiber reinforced concrete strength-deformation characteristics. Based on the accomplished analysis, theoretical model for steel fiber reinforced concrete strength and deformation is suggested.

The fourth chapter presents experimental program of physical-mechanical characteristics of steel fiber reinforced concrete in various stress and strain states and its comparison to the suggested strength-deformation model. The punching shear tests of reinforced concrete slabs with steel fiber reinforced concrete are also presented.

The fifth chapter defines the punching shear strength model of reinforced concrete slabs with steel fibers. The comparison of test results and the models of other authors to the model suggested are presented. The possibility to combine the suggested model with Lithuanian and Euro Codes, evaluating the influence of steel fibers on punching shear strength, is also proposed.

The results of the dissertation were announced in 4 republican and 2 international conferences. 8 scientific papers were printed, 2 of which presented in reviewed scientific periodical publications, 2 printed in *Thomson ISI Proceedings*, and 4 printed in other editions.

Žymėjimai

Simboliai

A	praspaudimo kūgio kirpimo plotas
A_f	dispersinės armatūros (intarpo) skerspjūvio plotas
d	naudingasis perdangos aukštis
d_f	dispersinės armatūros (intarpo) diametras
E_c	betono tamprumo modulis
E_c'	betono deformacijų modulis
E_f	dispersinės armatūros (plieninio plaušo) tamprumo modulis
E_{sfrc}	dispersiškai armuoto betono tamprumo modulis
E_{sfrc}'	dispersiškai armuoto betono deformacijų modulis
f_c	cilindrinis betono stipris
f_{ct}	betono tempimo stipris
f_f	dispersinės armatūros (intarpo) stipris
f_y	armatūros stipris
k	dydžio efekto koeficientas
k_{at}	intarpo atlankos efektyvumo koeficientas
l_{an}	dispersinės armatūros (intarpo) inkaravimosi ilgis
l_f	dispersinės armatūros (intarpo) ilgis
u	kritinio perimetro ilgis
V_c	betono praspaudimo stipris
V_F	skėčiojamoji skersinė jėga
V_f	dispersinės armatūros (plieninio plaušo) kiekis
V_R	betono praspaudimo stipris
V_{Rd}	charakteringasis betono praspaudimo stipris
V_{sw}	charakteringasis skersinės armatūros praspaudimo stipris
x	gniuždomos zonos aukštis
α	praspaudimo kūgio posvyrio kampas; santykis E_f / E_c
ε_c	betono deformacija
ε_f	dispersinės armatūros (intarpo) deformacija

ε_{sfrc} dispersiškai armuoto betono deformacija
λ_c betono plastiškumo koeficientas gniuždymui
λ_{sfrc} dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientas
λ_t betono plastiškumo koeficientas tempimui
ν_c betono tamprumo koeficientas
ν_{sfrc} dispersiškai armuoto betono tamprumo koeficientas
ρ_l išilginės armatūros kiekis
σ_c normaliniai betono įtempiai
σ_f normaliniai dispersinės armatūros (intarpo) betono įtempiai
σ_{sfrc} dispersiškai armuoto betono normaliniai įtempiai
τ_c tangentiniai betono įtempiai
τ_f tangentiniai dispersinės armatūros įtempiai
τ_1 tangentiniai įtempiai intarpe iki atlankos
τ_2 tangentiniai įtempiai atlankoje
ω_{sfrc} dispersiškai armuoto betono įtempių epiūros pilnumo koeficientas
ω_σ normalinių įtempių gniuždomoje zonoje pilnumo koeficientas
ω_τ tangentinių įtempių gniuždomoje zonoje pilnumo koeficientas

Turinys

Reziumė **iii**

Abstract **iv**

Žymėjimai **v**

1. Įvadas **1**
1.1. Mokslo problemos aktualumas 1
1.2. Tyrimų objektas ir metodai 2
1.3. Darbo tikslas 2
1.4. Darbo uždaviniai 3
1.5. Mokslinis darbo naujumas 3
1.6. Ginamieji teiginiai 3
1.7. Darbo rezultatų aprobavimas 4
1.8. Disertacijos struktūra 4

2. Praspaudimo skaičiavimo metodų ir modelių analizė **5**
2.1. Reglamentuojamų praspaudimo skaičiavimo metodikų apžvalga ir analizė 5
2.2. Praspaudimo reglamentuojamų skaičiavimo metodikų parametrinė analizė ir palyginimas su eksperimentiniais tyrimais 12
2.3. Praspaudimo skaičiavimo modelių apžvalga ir analizė 18
2.4. Praspaudimo eksperimentinių tyrimų apžvalga ir analizė 29
2.5. Antrojo skyriaus išvados 30

3. Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacinių savybių teorinis tyrimas bei modelio sukūrimas **31**
3.1. Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacinės savybės 31

3.2. Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimo principai 33
3.3. Reglamentuojami dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodai 37
3.4. Dispersiškai armuoto betono stiprio skaičiavimo metodai 39
3.5. Siūlomas dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimo modelis 44
3.6. Trečiojo skyriaus išvados 52

4. Dispersiškai armuoto betono fizinių ir mechaninių savybių eksperimentinis tyrimas bei rezultatų palyginimas su teoriniu modeliu, esant įvairiam įtempių būviui 53
4.1. Dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje eksperimentinis tyrimas 53
4.1.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas 53
4.1.2. Eksperimentinio tyrimo metodika ir rezultatai 54
4.1.4. Siūlomas dispersinės armatūros inkaravimosi vertinimas 56
4.2. Dispersiškai armuoto betono savybių esant vienašiam įtempių būviui eksperimentinis tyrimas 60
4.2.1. Dispersiškai armuoto betono tamprumo modulis 61
4.2.2. Dispersiškai armuoto betono tempimo ir gniuždymo stipriai 63
4.2.3. Dispersiškai armuoto betono plastinių deformacijų eksperimentinis tyrimas 63
4.3. Dispersiškai armuoto betono savybių esant dviašiam įtempių būviui eksperimentinis tyrimas 65
4.3.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas 65
4.3.2. Eksperimentinio tyrimo metodika 66
4.3.3. Eksperimentinių tyrimų rezultatai 67
4.3.4. Eksperimentinių rezultatų palyginimas su kitų autorių duomenimis 76
4.4. Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, praspaudimo eksperimentinis tyrimas 78
4.4.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas 78
4.4.2. Eksperimentinių tyrimų metodika 78
4.4.3. Eksperimentinių tyrimų rezultatai 83
4.5. Ketvirtojo skyriaus išvados 90

5. Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, skaičiavimo modelis 91
5.1. Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, skaičiavimo modelis 91
5.2. Skaičiavimo modelio tikslumas 102
5.3. Skaičiavimo modelio parametrinė analizė 103
5.4. Skaičiavimo modelio palyginimas su eksperimentiniais rezultatais 109

5.5. Skaičiavimo modelio palyginimas su kitų autorių skaičiavimo modeliais 112
5.6. Skaičiavimo modelio ribos 114
5.7. Skaičiavimo modelio taikymo galiojančiose projektavimo normose STR 2.05.05:2005 ir EC 2 galimybė 115
5.8. Penktojo skyriaus išvados 117

6. Pagrindinės išvados 119

Literatūros sąrašas 121
Autoriaus publikacijų sąrašas disertacijos tema 132

1 priedas. Praspaudimo skaičiavimo modelio palyginimo rezultatai (be dispersinės armatūros) 135

2 priedas. Praspaudimo skaičiavimo modelio palyginimo rezultatai (su dispersine armatūra) 138

3 priedas. Lenkiamų dispersiškai armuotų sijų eksperimentiniai rezultatai 141

1

Įvadas

1.1. Mokslo problemos aktualumas

Dispersiškai armuotas betonas yra vienas iš kompozitinių medžiagų tipų, priklausančių svarbiausiajai XXI amžiaus techninio ir ekonominio vystymosi prioritetinių krypčių. Todėl kompozitų teorija šiuo metu yra viena iš sparčiausiai besivystančių mokslo šakų. Kompozitinės medžiagos leidžia kurti gerokai tobulesnes statybines konstrukcijas, lemia aukštesnę jų kokybę bei įvairumą. Be to, dėl ekonominių veiksnių šiuo metu įvairios antrinės statybinės žaliavos naudojamos naujoms kompozitinėms medžiagoms kurti. Dispersine armatūra armuotų betonų taikymas įvairiuose standžiuose gelžbetoninių konstrukcijų mazguose yra seniai žinomas kaip gera papildomo armavimo alternatyva esant sudėtingam įtempių būviui dėl dispersinės armatūros išsidėstymo chaotiškumo. Tačiau nebuvo dispersinės armatūros taikymo laikančiose konstrukcijose reglamentuojamų skaičiavimo metodų, todėl jos taikymas laikinai buvo sustojęs. Šie veiksniai pastaruoju metu paskatino įvairias šalis (JAV, Japoniją, Rusiją ir kt.) parengti dispersinės armatūros taikymą reglamentuojančius dokumentus, kaip papildomus priedus prie projektavimo normų. Be to, naujausiuose moksliniuose straipsniuose aiškiai pabrėžiama, kad dispersinę armatūrą standžiuose mazguose, tokiuose kaip kolonos plokštės sandūra, tikslinga taikyti. Taip ne tik sustiprinama konstrukcija, bet ir suirimas tampa prognozuojamas –

trapus suirimo charakteris pakeičiamas į plastišką. Deja, tokių eksperimentinių tyrimų mokslinėje literatūroje yra laibai mažai.

Kaip rodo atlikta žinomų projektavimo normų ir įvairių skaičiavimo modelių analizė, skaičiuojant net ir nearmuoto dispersine armatūra plokščių praspaudimo stiprį, vieningos nuomonės nėra prieita. Egzistuojantys praspaudimo su dispersine armatūra skaičiavimo modeliai daugiausia pagrįsti empiriniais koeficientais arba reikalauja tiesioginių papildomų eksperimentinių tyrimų, o tai sunkina praktines projektavimo galimybes. Be to, literatūros šaltinių analizė rodo, kad betonų, armuotų dispersine armatūra, tampriosios ir plastinės savybės yra nepakankamai išnagrinėtos, nes taip pat nėra sukurta vieningos, gerai pagrįstos teorijos joms nustatyti. Šių veiksnių visuma rodo, kad praspaudimas su dispersine armatūra nėra iki galo ištirtas, tad ši tema reikalauja papildomų teorinių ir eksperimentinių tyrimų. Todėl tikslinga sukurti plokščių, armuotų dispersine armatūra skaičiavimo modelį, apimantį anksčiau išvardyntus veiksnius, bei papildyti labai negausią plokščių praspaudimo su dispersine armatūra eksperimentinių duomenų bazę.

Pagal anksčiau pateiktą motyvaciją šiame darbe siūlomas praspaudimo su plienine dispersine armatūra stiprio skaičiavimo modelis. Taip pat pristatomas empirinis metodas, kaip galima įvertinti dispersinės armatūros įtaką skaičiuojant praspaudimo stiprį pagal Lietuvoje galiojančias normas – statybos techninius reglamentus STR 2.05.05:2005 ir EC2.

1.2. Tyrimų objektas ir metodai

Svarbiausias šio darbo tyrimo objektas yra gelžbetoninių plokščių praspaudimo su dispersine armatūra (plieniniu plaušu), stipris. Tyrimams buvo naudota literatūroje pateikiamų praspaudimo bei kompozitų stiprio ir deformacijų skaičiavimo modelių analizė. Taip pat buvo atlikti plokščių, armuotų skirtingais dispersinės armatūros kiekiais, praspaudimo eksperimentiniai tyrimai, ir betonų, armuotų įvairiais dispersinės armatūros tipais, vienaašio ir dviašio įtempių-deformacijų būvio eksperimentiniai tyrimai.

1.3. Darbo tikslas

Pasiūlyti praspaudimo stiprio skaičiavimo modelį, įvertintį dispersinės armatūros tipą, jos stiprį, skirtingas inkaravimosi ir geometrines savybes bei plastines deformacijas.

1.4. Darbo uždaviniai

Siekiant išvardytų tikslų buvo sprendžiami tokie uždaviniai:

1. Atlikti išsamią praspaudimo skaičiavimo metodų analizę ir nustatyti svarbiausius veiksnius, turinčius įtakos praspaudimo laikomajai galiai.
2. Atlikti žinomų praspaudimo skaičiavimo modelių įtempių ir deformacijų būvio analizę.
3. Atlikti dispersiškai armuoto betono stiprio bei deformacijų esamų modelių ir metodų analizę.
4. Pasiūlyti praspaudimo su kompozitinėmis medžiagomis stiprio skaičiavimo modelį, įvertintį faktiškąsias, taip pat plastines dispersiškai armuoto betono savybes.
5. Atlikti eksperimentinius tyrimus modeliui patikrinti.
6. Pateikti siūlymus, kaip įvertinti dispersiškai armuoto betono savybes skaičiuojant praspaudimą pagal Lietuvos ir Europos Sąjungos normas.

1.5. Mokslinis darbo naujumas

1. Pasiūlytas praspaudimo skaičiavimo modelis leidžia įvertinti dispersinės armatūros kiekio, stiprio, inkaravimosi savybes ir dispersiškai armuoto betono plastines deformacijas skaičiuojant praspaudimo stiprį.
2. Pasiūlytas lenkiamų, plienine dispersine armatūra armuotų betoninių elementų skaičiavimo modelis (ribinio ir plyšių atsivėrimo momentų), įvertinant plastines deformacijas.
3. Eksperimentinių tyrimų būdu gauta naujų duomenų apie plieninės dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje įtaką kompozito stipriui.
4. Eksperimentinių tyrimų būdu gauta naujų duomenų plienine dispersine armatūra armuotų betoninių elementų stiprio ir defomatyvumo elgseną esant vienaašiam, dviašiam ir triašiam įtempių būviui.

1.6. Ginamieji teiginiai

1. Dispersinė armatūra turi įtakos praspaudimo stipriui ir deformacijoms.
2. Praspaudimo skaičiavimo modelis leidžia įvertinti plieninės dispersinės armatūros kiekio, stiprio, inkaravimosi savybes bei dispersiškai armuoto betono plastines deformacijas, skaičiuojant praspaudimo stiprį.

1.7. Darbo rezultatų aprobavimas

Darbo rezultatai buvo paskelbti 6 mokslinėse konferencijose. Disertacijos tema išspausdinti 8 moksliniai straipsniai: 2 – Lietuvos recenzuojamuose periodiniuose mokslo leidiniuose, referuojamuose tarptautinėse duomenų bazėse [1A, 2A], 2 – konferencijų medžiagoje, referuotoje *Thomson ISI Proceedings* duomenų bazėje [3A, 4A], 4 – mokslinėje konferencijų medžiagoje [5A, 6A, 7A, 8A].

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai buvo paskelbti išvardintose mokslinėse konferencijose:

1. tarptautinė mokslinė konferencija “Modern building materials, structures and techniques”, 2007 m. gegužės 18–21 d., Vilnius;
2. tarptautinė mokslinė konferencija “Modern building materials, structures and techniques”, 2004 m. gegužės 19–22 d., Vilnius;
3. 9-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Lietuva – mokslo ateitis“, 2006 m. kovo 31 d., Vilnius;
4. 7-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, 2004 m. kovo 25 d., Vilnius;
5. 6-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, 2003 m. kovo 27–28 d., Vilnius;
6. 5-oji Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, 2002 m. kovo 27 d., Vilnius.

1.8. Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro šeši skyriai. Pirmasis iš jų yra įvadas, paskutinysis – rezultatų apibendrinimas.

Disertacijos apimtis yra 146 puslapiai, joje yra 58 iliustracijos, 11 lentelių, 134 bibliografijų šaltinio sąrašas.

2

Praspaudimo skaičiavimo metodų ir modelių analizė

2.1. Reglamentuojamų praspaudimo skaičiavimo metodikų apžvalga ir analizė

Per pastaruosius 50 metų buvo pasiūlyta daug įvairių teorijų, atlikta eksperimentinių tyrimų gelžbetoninių besijinių perdangos plokščių pradūrimo tematika, tačiau vienos nuomonės nėra. Tai akivaizdžiai rodo faktas, jog daugumos šalių projektavimo normose praspaudimas vertinamas skirtingai. Skaičiavimo rezultatų skirtumas skaičiuojant tokią pačią konstrukciją gali būti nuo 1,37 karto (lyginant tarp projektavimo normų) iki 1,96 karto (lyginant skaičiuojamąsias su eksperimentinėmis reikšmėmis) [1A, 3A]. Tokius didelius rezultatų skirtumus lemia tai, kad praspaudimui apibudinti sukuriami idealizuoti modeliai ir skirtingai vertinami praspaudimo stipriui darantys įtaką veiksniai. Taigi šio skyrelio tikslas – palyginti projektavimo normas, ir nustatyti, kokios normos tiksliausiai apibūdina praspaudimo reiškinį, ir nustatyti veiksnius, turinčius didžiausią įtaką praspaudimo stipriui.

Visose projektavimo normose numatyta, kad konstrukcija eksploatacijos metu turi atitikti reikalaujamą patikimumą. Tuo tikslu naudojami daliniai patikimumo koeficientai. Kiekviena valstybė (priklausomai nuo ilgametės normų taikymo patirties) savo projektavimo normose priima skirtingas apkrovų reikšmes ir skirtingus apkrovų dalinius patikimumo koeficientus. Vien tik daliniai patikimumo koeficientai gali turėti didelę įtaką galutiniams rezultatams.

Pavyzdžiui, priėmus tokią pačią nuolatinę ir kintamą apkrovas, skaičiuojamoji jėga pagal skirtingas projektavimo normas gali skirtis iki 1,53 karto (2.1 lentelė) (CEB FIB techninės rekomendacijos, 2001).

2.1 lentelė. *Dalinių patikimumo koeficientų įtaka skaičiavimo rezultatams*

Projektavimo normos	Nuolatinė apkrova: $g = 25\ \ kN/m^3 \times 0,25\ \ m = 6,25\ \ kN/m^2$. Kintamoji apkrova: $q = 5\ \ kN/m^2$.		
	γ_g	γ_q	$\gamma_F = \left(g\gamma_g + q\gamma_q\right)/\left(g+q\right)$
DIN1045	1,0	1,0	1,0
SNiP 2.0301-84*	1,3	1,2	1,26
STR 2.05:2005	1,35	1,3	1,33
EC2 ir MC 90	1,35	1,5	1,42
BS8110-97	1,4	1,6	1,49
JAV ACI318-95	1,4	1,7	1,53

Taip pat apkrovos skaičiuojamajai reikšmei turi įtakos skirtingas kolonos padėties, lenkimo momento, ašinės jėgos ir kitų veiksnių vertinimas (2.2 skyrius).

Visas minėtas projektavimo normas sieja tai, kad sąlyginai apibrėžiami tangentiniai įtempiai τ_c, veikiantys sąlyginai apibrėžtame plote $A = u \cdot d$ aplink koloną. Tuomet praspaudimo stipris bendruoju atveju lygus:

$$V_F \gamma_F \le \frac{V_{Rd}}{\gamma_c} + \frac{V_{sw}}{\gamma_s}, \tag{2.1.1}$$

čia

$$\begin{cases} V_{Rd} = \tau_c \cdot k \cdot f\left(\rho_l\right) \cdot u \cdot d \\ V_{sw} = A_{sw} \cdot \gamma \cdot f_{yd} \cdot \sin\left(\alpha\right) \end{cases}; \tag{2.1.2}$$

čia V_F – skaičiuojamoji skersinė jėga, V_{Rd} – charakteringasis betono atsparumas praspaudimui, V_{sw} – charakteringasis skersinės armatūros atsparumas praspaudimui, k – dydžio efekto koeficientas, $f\left(\rho_l\right)$ – išilginės armatūros įtakos laikomosios galios padidėjimui funkcija, u – kritinis perimetras, d – naudingas perdangos aukštis; A_{sw} – skersinės armatūros plotas; γ – skersinės armatūros darbo sąlygų koeficientas; f_{yd} – skersinės armatūros stipris, α – skersinės armatūros posvyrio kampas.

Skirtumai bendrajame praspaudimo skaičiavimo atvejyje (2.1.1–2.1.2) yra tie, kokiu būdu yra nustatyti sąlyginiai tangentiniai įtempiai. Dažniausiai jie yra nustatomi iš regresinės eksperimentinių duomenų analizės, sugretinus juos su tam tikra betono stiprio charakteristika, dažniausiai su betono tempimo stipriu. Jų

dydis (kartu ir kritinio perimetro ilgis) priklauso nuo to, kokie papildomi veiksniai dar yra vertinami (pavyzdžiui, išilginės armatūros įtaka, dydžio efektas, kolonos padėtis, forma ir t. t.).

Projektavimas pagal **SNiP2.0301-84*(1984)**

Rusijos projektavimo normose SNiP2.0301-84* kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu $0,5d$ nuo kolonos krašto; tai atitinka 45° praspaudimo kampą. Šiame metode tangentiniai įtempiai τ_c tiesiogiai siejami su betono tempimo stipriu f_{ct}, kurie veikia kritiniame plote $A = ud$:

$$\tau_c = 0,85 f_{ct} = 0,85\left(0,23 f_{c,cube}^{2/3}\right) = 0,1955 f_{c,cube}^{2/3}. \qquad (2.1.3)$$

Aptariamame metode nėra vertinama nei išilginė darbo armatūra ρ_l, nei dydžio efektas. Daliniai patikimumo koeficientai: betonui – $\gamma_c = 1,5$, skersinei armatūrai – $\gamma_s = 1,1$.

Maksimali praspaudimo stiprio jėga, kurią gali išlaikyti betonas ir skersinė armatūra yra ribojama:

$$V_{\max} = 2,0 \cdot V_c. \qquad (2.1.4)$$

Tuomet skersinė armatūra projektuojama pagal tokią sąlygą:

$$V_R \le V_c + 0,8 V_{sw}, \qquad (2.1.5)$$

čia

$$V_{sw} = f_y \cdot \sum A_{sw}. \qquad (1.1.6)$$

Nepriklausomai nuo to, kokios klasės armatūra bus naudojama skersiniam armavimui, jos stipris yra ribojamas: $\max f_y = 175\ MPa$.

Projektavimas pagal **ACI 318-95 (1995)**

JAV projektavimo normose, taip pat kaip ir Rusijos, kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu $0,5d$ nuo kolonos krašto. Laikomasi nuostatos, kad praspaudimo piramidė formuojasi 45° kampu. Šiame metode tangentiniai įtempiai τ_c priklauso nuo betono stiprio f_c ir kolonos matmenų santykio. Jie nustatomi tokia sąlyga:

$$\tau_c = \min \begin{cases} 0,33\sqrt{f_c} \\ 0,083\sqrt{f_c}\left(2+\dfrac{4}{\beta_c}\right) \\ 0,083\sqrt{f_c}\left(2+\dfrac{\alpha_0 d}{u_{resp}u_{ext}}\right) \end{cases}; \qquad (2.1.7)$$

čia $\alpha_0 = 40$ – vidinėms kolonoms, β_c – kolonos matmenų santykis ≥ 1, u_{resp} – kritinis perimetras atstumu $0,5d$ nuo kolonos krašto; u_{ext} – kritinis perimetras atstumu $0,5d$ nuo skersinės armatūros, išdėstytos pagal konstrukcinius reikalavimus.

Metode taip pat nėra vertinama išilginė darbo armatūra ρ_l ir dydžio efektas. Daliniai patikimumo koeficientai: betonui ir skersinei armatūrai yra vienodi, ir lygūs $\gamma_c = \gamma_s = 1,176$.

Maksimali praspaudimo stiprio jėga, kurią gali atlaikyti betonas ir skersinė armatūra yra lygi:

$$V_{\max} = 0,5\sqrt{f_c}ud\,. \qquad (2.1.7)$$

Projektuojant skersinę armatūrą yra laikomasi nuostatos, kad maksimali jėga, tenkanti betonui, bus lygi:

$$V_c = 0,167\sqrt{f_c}ud\,. \qquad (2.1.8)$$

Tuomet iš sąlygos $V_R = V_c + V_{sw}$, skersinės armatūros atstojamoji yra lygi:

$$V_{sw} = A_{sw}f_y\,. \qquad (2.1.9)$$

JAV projektavimo normose skersinės armatūros stipris yra ribojamas ir negali viršyti $f_y \leq 414\ MPa$.

Projektavimas pagal **DIN1045 (1988)**

Vokiečių projektavimo normos sukurtos remiantis Franz (1964) ir Franz ir Ritter (1964) (CEB FIB techninės rekomendacijos, 2001) metodu ir eksperimentų duomenimis. Kritinis perimetras, kaip ir anksčiau minėtose normose, apibrėžiamas atstumu d nuo kolonos krašto; tai atitinka 45° praspaudimo piramidės kampą, o nominalūs tangentiniai įtempiai veikia kritiniame plote atstumu $0,5d$ nuo kolonos krašto. Jie nustatomi priklausomai nuo

dviejų parametrų: betono kubinio stiprio ir išilginės armatūros kiekio. Tikrinamos dvi leistinų tangentinių įtempių reikšmės τ_{011} (be skersinės armatūros) ir τ_{02} (su skersine armatūra):
Praspaudimas be skersinės armatūros:

$$\tau_c = \gamma_c \tau_{011} = \gamma_c 0,056 f_{c,cube}^{2/3} . \quad (2.1.10)$$

Išilginė armatūra vertinama pagal tokią sąlygą:

$$f(\rho_l) = 1,3\eta_s \sqrt{\rho_l} ; \quad (1.1.11)$$

čia $\eta_s = 0,7(1 + f_y / 500)$.

Išilginė armatūra vertinama $0,5\,\% \le \rho_l \le 25 f_{c,cube} / f_y \le 1,5\,\%$. Daliniai patikimumo koeficientai betonui ir skersinei armatūrai: $\gamma_c = 2,1$, $\gamma_s = 1,75$. Maksimali jėga, kurią gali išlaikyti betonas ir skersinė armatūra, apskaičiuojama pagal sąlygą:

$$V_{\max} = \gamma_c \kappa_2 \tau_{02} ud ; \quad (2.1.12)$$

čia betono tangentiniai įtempiai esant skersinei armatūrai yra lygūs:

$$\tau_{02} = 0,21 f_{c,cube}^{2/3} ; \quad (2.1.13)$$

čia $\kappa_2 = \eta_s 0,45\sqrt{\rho_l}$.
Tuomet skaičiuojant skersinę armatūrą laikomasi nuostatos, kad betonas perims:

$$V_c = 0,25 V_F . \quad (2.1.14)$$

Iš sąlygos $V_R = V_c + V_{sw}$, skersinės armatūros atstojamoji yra lygi:

$$V_{sw} = A_{sw} f_y \sin(\alpha) . \quad (1.1.15)$$

Vokiečių projektavimo normose skersinės armatūros stipris nėra ribojamas.

Projektavimas pagal **CEB-FIP** rekomendacijos ir **Model Code 90 (1996)**

FIP rekomendacijose ir metodikoje MC90 praspaudimo kritinis perimetras u (taip pat kritinis plotas $A = ud$) apibrėžiamas atstumu $2d$ nuo kolonos krašto; tai atitinka $26,6^\circ$ praspaudimo piramidės posvyrio kampą. Šiose metodikose vertinama išilginės armatūros ir dydžio efekto įtaka. Tangentiniai įtempiai apskaičiuojami taip:

$$\tau_c = \gamma_c 0{,}12 f_c^{1/3}. \tag{2.1.16}$$

Daliniai patikimumo koeficientai yra tokie: betonui – $\gamma_c = 1{,}5$, skersinei armatūrai – $\gamma_s = 1{,}15$. Dydžio efektas vertinamas pagal tokią formulę:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \le 2; \tag{2.1.17}$$

čia $h \ge 200$ *mm*.
Išilginės armatūros įtaka apskaičiuojama taip:

$$f(\rho_l) = \sqrt{100\rho_l}. \tag{2.1.18}$$

Maksimali jėga, kurią gali išlaikyti betonas ir skersinė armatūra, apskaičiuojama pagal tokią sąlygą:

$$V_{\max} = 0{,}3(1 - f_c/250) f_c u d. \tag{2.1.19}$$

Projektuojant skersinę armatūrą, laikomasi nuostatos, kad maksimali jėga, tenkanti betonui, yra sumažinama:

$$V_c = 0{,}75 V_c^*. \tag{2.1.20}$$

čia V_c^* – betono atlaikomoji jėga be skersinės armatūros.

Tuomet iš sąlygos $V_R = V_c + V_{sw}$, skersinės armatūros atstojamoji lygi:

$$V_{sw} = 1{,}5 d/s \cdot A_{sw} f_y \sin(\alpha). \tag{2.1.21}$$

Skersinės armatūros stipris yra ribojamas. Jis negali viršyti $f_y \le 300\,MPa$. Minimalus skersinės armatūros kiekis apskaičiuojamas pagal sąlygą:

$$\min A_{sw}/s = 0{,}03(100\rho_l f_c)^{1/3}; \tag{2.1.22}$$

čia s – žingsnis tarp skersinės armatūros strypų.

Projektavimas pagal **Eurocode 2 (2004), STR 2.05:2005 (2005)**

Pagal tuos pačius principus, kaip FIP rekomendacijos (1996) ir MC 90 metodika, yra sukurtos ir Europos projektavimo normos EC 2. Jomis remiantis sukurti ir Lietuvoje galiojantys statybos techniniai reglamentai STR 2.05:2005 (2005). Tačiau tangentiniai įtempiai čia papildomai ribojami minimalia reikšme:

$$\tau_c = \frac{0,18}{\gamma_c} f_c^{1/3} \geq 0,4 f_{ctd} . \quad (2.1.23)$$

Daliniai patikimumo koeficientai yra tokie: betonui – $\gamma_c = 1,5$, skersinei armatūrai – $\gamma_s = 1,15$. Dydžio efektas vertinamas pagal 2.1.17 formulę. Išilginės armatūros įtaka apskaičiuojama taip:

$$f(\rho_l) = (100\rho_l)^{1/3} . \quad (2.1.24)$$

Išilginė armatūra vertinama iki $\rho_l \leq 2,0\,\%$. Skersinė armatūra projektuojama pagal atliekamas (2.1.20–2.1.21) formules, tačiau skersinės armatūros stipris ribojamas kitaip:

$$f_y \leq 250 + 0,25d . \quad (2.1.25)$$

Projektavimas pagal **BS8110-97 (1997)**

Jungtinės Karalystės projektavimo normos sukurtos pagal senos redakcijos Eurocode 2 ir Model Code 90. Praspaudimo kritinis perimetras u (taip pat kritinis plotas $A = ud$) apibrėžiamas atstumu $1,5d$ nuo kolonos krašto; tai $33,7^\circ$ atitinka praspaudimo piramidės posvyrio kampą. Metodikose vertinama išilginės armatūros ir dydžio efekto įtaka. Tangentiniai įtempiai apskaičiuojami taip:

$$\tau_c = 0,27 f_{c,cube}^{1/3} . \quad (2.1.26)$$

Daliniai patikimumo koeficientai yra tokie: betonui – $\gamma_c = 1,25$, skersinei armatūrai – $\gamma_s = 1,15$. Dydžio efektas vertinamas pagal tokią formulę:

$$k = \sqrt[4]{400/d} , \; h \geq 200 \;\; mm . \quad (2.1.27)$$

Išilginės armatūros įtaka apskaičiuojama pagal formulę (2.1.24), tačiau taikomos didesnės ribos – $\rho_l \leq 3,0\,\%$. Taip pat yra daug didesnė maksimali praspaudimo stiprio jėga, kurią gali išlaikyti betonas ir skersinė armatūra – $V_{\max} = 2,0V_c$. Skersinei armatūrai projektuoti išskiriami du atvejai:
kai $V_F \leq 1,6V_c$ tai:

$$V_{sw} = 0,95 \sum A_{sw} f_y \sin(\alpha) ; \quad (2.1.28)$$

kai $1,6V_c \leq V_F \leq 2,0V_c$, tuomet V_{sw} apskaičiuojama taip:

$$V_{sw} = 0,27 \sum A_{sw} f_y \sin(\alpha). \quad (2.1.29)$$

Skersinės armatūros stipris abiem atvejais yra ribojamas ir negali viršyti $f_y \le 460\,MPa$. Minimalus skersinės armatūros kiekis apskaičiuojamas pagal sąlygą:

$$\min \sum A_{sw} \sin(\alpha) \ge 0,4ud / (0,95 f_y). \quad (2.1.30)$$

Apibendrinant anksčiau išvardyntų reglamentuojamų projektavimo metodikų apžvalgą galima teigti, kad nėra vieningos nuomonės, kaip skaičiuoti praspaudimo stiprį. Visose minėtose normose, sąlyginai apibrėžiami veikiantys tangentiniai įtempiai (τ_c) sąlyginiame kritiniame plote ($A = ud$), ir visai neatspindint realios konstrukcijos elgsenos. Be to, ne visose normose vertinami tokie veiksniai, kaip išilginės armatūros, kolonos matmenų, dydžio efekto įtaka. Skirtingai apibrėžiami ir konstrukciniai reikalavimai. Pavyzdžiui, jėga, kurią perima skersinė armatūra taip pat vertinama nevienodai. Be to, didelę įtaka turi ir skirtingos dalinių patikimumo koeficientų reikšmės tiek apkrovoms, tiek medžiagų stipriams.

2.2. Praspaudimo reglamentuojamų skaičiavimo metodikų parametrinė analizė ir palyginimas su eksperimentiniais tyrimais

Kaip buvo minėta 2.1 skyriuje, skaičiavimo metodikoms bendra tai, kad vyrauja tie patys skaičiuojamieji medžiagų bei geometriniai rodikliai (betono tangentiniai įtempiai τ_c ir kritinis plotas $A = ud$). Didžiausias jų skirtumas yra tas, kad nevienodai apibrėžiami tangentiniai įtempiai. Be to, skaičiavimo metodikose nevienodai įvertinami daugelis veiksnių, kurie kitose metodikose laikomi esminiais.

Daugumoje metodikų, praspaudimo stipris yra skaičiuojamas sąlyginiame kritiniame perimetre u, apibrėžtame atstumu nuo $0,5d$ iki $2d$ nuo kolonos krašto. Dažniausiai priimamos dvi praspaudimo skaičiuojamosios schemos, esant praspaudimo kūgio polinkio kampui 45^o (SniP 2.03.01-84*, DIN 1045, ACI 318, CSA CAN3-A23.3) ir mažesniam praspaudimo kūgio polinkio kampui $26,6^o$–$33,7^o$ (BS 8110, EC 2, CEB FIP MC 90).

Pirmajame skaičiavimo modelyje sąlyginiai tangentiniai įtempiai tiesiogiai siejami su tempimo stipriu f_{ct}, antrajame – su tangentiniais įtempiais kritiniame plote, gautais iš eksperimentinių duomenų regresinės analizės (tai atitinka apie $(0,4 \div 0,5) f_{ct}$). Esant tokioms skirtingoms sąlyginių tangentinių

įtempių reikšmėms, be abejonės, įtakos turi geometriniai plokščių ir kolonų rodikliai, nuo kurių tiesiogiai priklauso šlyties plotas. Be to, skaičiavimo rezultatų skirtumui didelės įtakos turi apkrovų deriniai, jų daliniai patikimumo koeficientai, įvairių įrąžų, pavyzdžiui, lenkimo momento vertinimas [7A]. Projektavimo normų analizė parodė, kad lenkimo momentas įvairiose projektavimo normose vertinamas skirtingai, o kai kuriose – visai nevertinamas [1A, 6A] (SniP 2.03.01-84*). Projektavimo normose DIN 1045 leidžiama nevertinti lenkimo momento įtakos, jei perdangos plokštės tarpuangių skirtumas nėra didesnis kaip 33 %. Priešingu atveju, lenkimo momentas vertinamas iš dalies. Tada mažinamas kritinio perimetro ilgis u, priimant jį $0{,}6u$ – kraštinėms kolonoms bei $0{,}3u$ – kampinėms kolonoms. Kai kuriose metodikose, pavyzdžiui, BS 8110, skaičiuojant skersinę jėgą, veikiantis lenkimo momentas vertinamas empiriškai, priklausomai nuo kolonos padėties, priimami papildommi empiriniai koeficientai. Be to, normose, kuriose lenkimo momentas vertinamas per šlyties įtempius (ACI 318, CSA CAN3-A23.3, EC 2, CEB FIP MC 90) įtempių epiūros taikomos taip pat skirtingai: ACI 318 ir CSA CAN3-A23.3 šlyties įtempiai nurodomi tiesiškai kintanys, o EC 2, CEB FIP MC 90 metodikose jie nurodomi kaip pastovūs.

Naudingojo perdangos aukščio įtakos vertinimas įvairiose metodikose

Vertinant aukščio efektą kai kuriose projektavimo metodikose, ribojamas minimalus perdangos naudingas aukštis. Projektavimo normose DIN 1045 jis lygus 150 *mm*, EC 2, CEB FIP MC 90 – 200 *mm*, CSA CAN3-A23.3 – 300 *mm*. Naudingojo perdangos aukščio d didėjimo įtaka akivaizdžiausia skaičiavimo metodikose, kuriose praspaudimo kūgio kampas yra mažesnis. Padidinus naudingąjį perdangos aukštį 1,5 karto, skaičiuojamasis praspaudimo stipris šiose metodikose išauga iki 2,34 karto (EC 2, CEB FIP MC 90) ir 2,30 karto (BS 8110). Tuo tarpu projektavimo metodikose, kuriose kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu $0{,}5d$ (ACI 318, CSA CAN3-A23.3, DIN 1045, SniP 2.03.01-84*), – 1,87 karto. Analogiškai padidinus d 2 kartus, praspaudimo stipris padidėja 4,36 karto pagal EC 2, CEB FIP MC 90, 4,24 karto pagal BS 8110 ir 2,98 karto pagal ACI 318, CSA CAN3-A23.3, EC 2, DIN 1045, SniP 2.03.01-84*. Tai rodo ir kreivės, pavaizduotos 2.2.1 paveiksle.

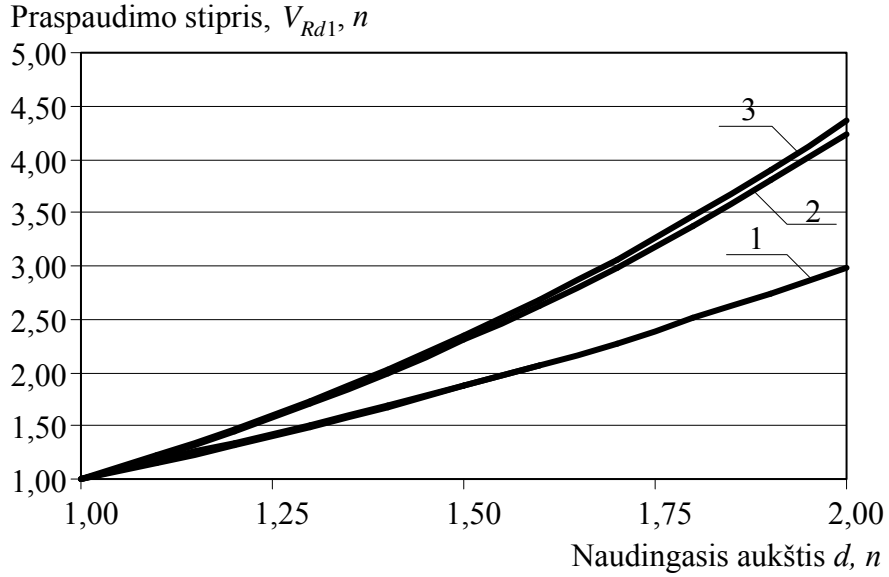
Kolonos matmenų įtakos vertinimas įvairiose metodikose

Kolonos matmenų įtaka labiausiai pastebima projektavimo normose, kuriose kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu d nuo kolonos krašto, nes stipriai veikia ir taip mažą sąlyginį kirpimo plotą. Padidinus kolonos matmenis 1,5 karto, praspaudimo stipris išauga iki 1,26 karto, analogiškai padidinus 2 kartus – 1,51 karto. Kitose skaičiavimo metodikose jis didėja 1,13 ir 1,26 karto.

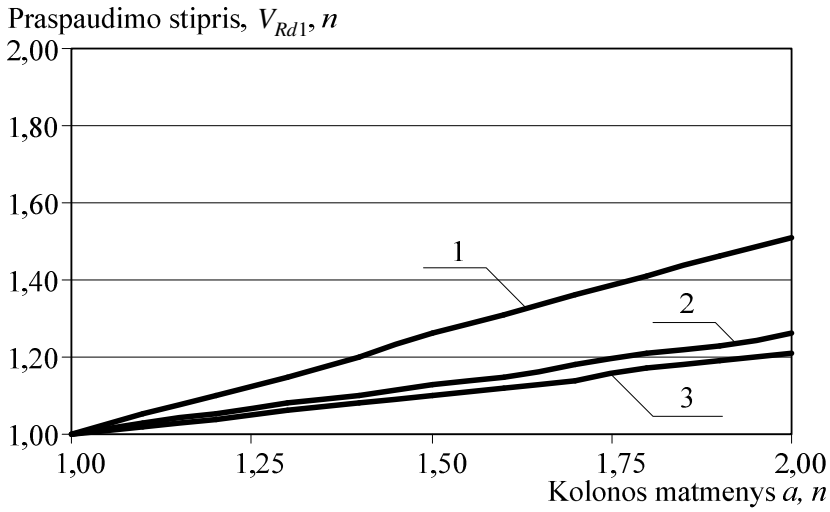
Tokia nevienoda kolonos matmenų įtaka atsispindi 2.2.2 paveiksle pateiktose kreivėse.

Išilginės armatūros įtakos vertinimas įvairiose metodikose

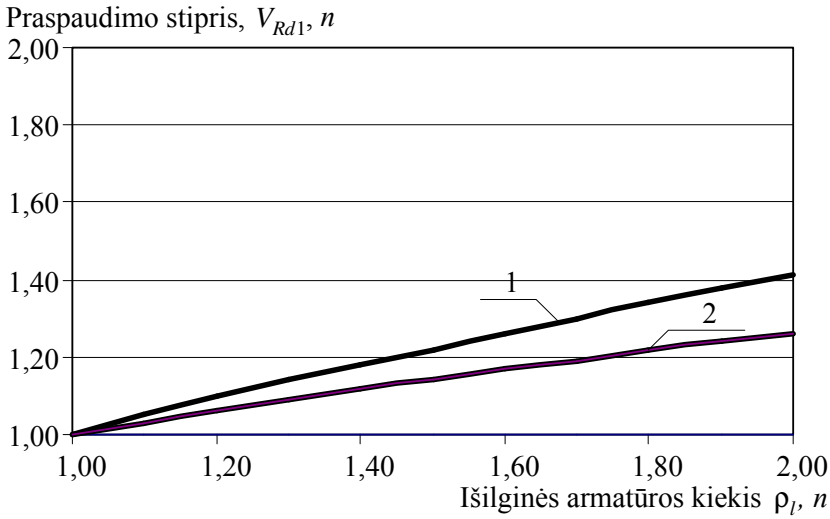
Išilginės armatūros įtaka taip pat vertinama nevienodai. Pagal projektavimo normas DIN 1045 (2.2.3 pav.) padidinus išilginės armatūros kiekį 1,5 karto, skaičiuojamasis praspaudimo stipris išauga 1,26 karto. Atitinkamai padidinus 2 kartus – 1,41. Projektavimo normose BS 8110, EC 2, CEB FIP MC 90 jis išauga atitinkamai 1,12 ir 1,26 karto. Kitų projektavimo normų (ACI 318, CSA CAN3-A23.3, SniP 2.03.01-84*) skaičiavimuose išilginė armatūra nevertinama. Dažniausiai, išilginio armavimo procentas daugumoje skaičiavimo metodikų yra ribojamas nuo 0,5 iki 1,5 % (DIN 1045) , 0,5-2 % (EC 2, CEB FIP MC 90) ir iki 3 % (BS 8110). Šių metodų grafinis palyginimas (2.2.3 pav.) rodo, kaip skirtingai vertinama išilginė armatūra ir kokią įtaką pagal vertinimo modelį ji daro. Lyginant šiuos teorinius rezultatus su bandymų rezultatais, išilginės armatūros įtaka realiausiai vertinama projektavimo metodikose EC 2, CEB FIP MC 90, BS 8110.



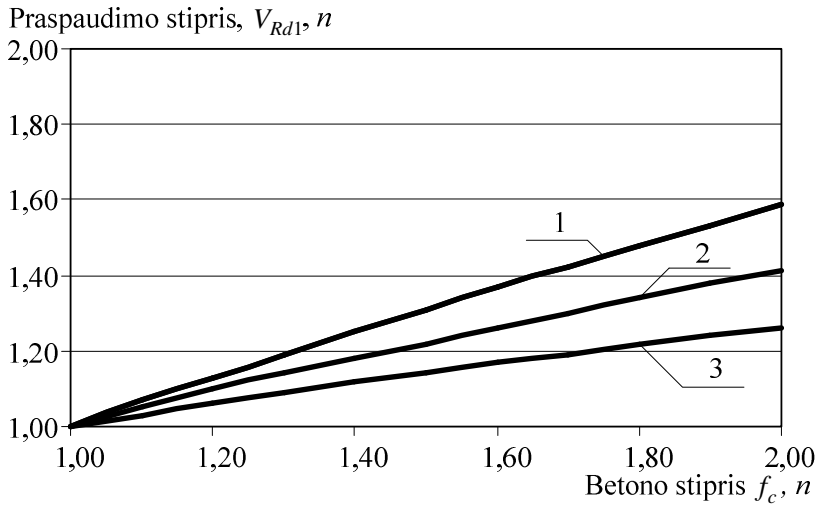
2.2.1 pav. *Naudingojo perdangos aukščio d įtaka praspaudimo stipriui (kartais). 1 – pagal ACI 318, CSA CAN3-A23.3, DIN 1045, SniP2.03.01-84*; 2 – pagal BS 8110; 3 – pagal EC 2, CEB FIP MC 90, n – kartai*



2.2.2 pav. *Kolonos matmenų įtaka praspaudimo stipriui (kartais). 1 – pagal ACI 318, CSA CAN3-A23.3, DIN 1045, SniP2.03.01-84*; 2 – pagal BS 8110; 3 – pagal EC 2,CEB FIP MC 90, n – kartai*



2.2.3 pav. *Išilginės armatūros įtaka praspaudimo stipriui (kartais). 1 – pagal DIN 1045; 2 – pagal EC 2, CEB FIP MC 90, BS 8110, n – kartai*



2.2.4 pav. *Betono stiprio įtaka praspaudimo stipriui (kartais). 1 – pagal (DIN 1045, SniP2.03.01-84*), 2 – pagal (ACI 318, CSA CAN3-A23.3); 3 – pagal (EC2, CEB FIP MC 90, BS 8110), n – kartai*

Betono stiprio įtakos vertinimas įvairiose metodikose

Betono stiprio įtaka praspaudimo stipriui labiausiai vertinama projektavimo normose, kuriose kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu $0,5d$ (DIN 1045, SniP 2.03.01-84*) nuo kolonos krašto. Kaip rodo 2.2.4 paveiksle pateiktos kreivės, didinant betono stiprį 1,5 ir 2 kartus, praspaudimo stipris išauga atitinkamai 1,31 ir 1,59 karto, o pagal projektavimo normas ACI 318, CSA CAN3-A23.3 – 1,22 ir 1,41 karto. Projektavimo normose, kuriose kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu 1,5*d* – 2*d* (EC 2, CEB FIP MC 90, BS 8110), atsparumas praspaudimui padidėja atitinkamai tik 1,14 ir 1,26 karto.

Betono ir skersinės armatūros bendro darbo įtakos vertinimas įvairiose metodikose

Bendras betono ir skersinės armatūros darbas įvairiose projektavimo metodikose taip pat vertinamas skirtingai [8A]. Be to, normose skirtingai apibrėžiama skersinės armatūros įtaka.

Skersinė armatūra praspaudimo stiprį gali padidinti ne daugiau kaip 1,4 karto pagal DIN 1045, 1,5 – pagal (ACI 318, CSA CAN3-A23.3), 1,7 – pagal EC2, CEB FIP MC 90 ir iki 2 kartų – pagal BS 8110 ir SniP 2.03.01-84*.

Kai veikianti skersinė jėga yra didesnė už betono praspaudimo stiprį, pagal projektavimo normas DIN 1045, skersinei armatūrai turi tekti 75 % visos veikiančios skersinės jėgos.

Betono praspaudimo stipris, esant skersinei armatūrai, taip pat vertinamas skirtingai. Pagal BS 8110 jis išnaudojamas tik 50 %, o CEB FIP MC 90 – 75 %.

Skersinės armatūros darbas taip pat vertinamas skirtingai. Pavyzdžiui, projektavimo normose SniP 2.03.01-84* jis vertinamas 20 % mažiau. Be to, kai kuriose skaičiavimo metodikose yra mažinamas skersinės armatūros stipris (SniP 2.03.01-84*, BS 8110, CEB FIP MC 90, EC 2).

Eksperimentinių ir teorinių skaičiavimo rezultatų palyginimas

Pagal nagrinėtas projektavimo normas eksperimentinių ir teorinių skaičiavimo rezultatų palyginimui buvo panaudoti kitų autorių eksperimentiniai duomenys (Hallgren, M., Kinnunen, K., *et al.* 1998). Eksperimentinėje programoje buvo išbandytos dviejų geometrinių tipų plokštės – kvadratinės ir apskritos. Kvadratinės plokštės matmenys buvo $850\times850\times275\,mm$. Naudingasis plokštės aukštis – $d=240\,mm$. Apskritos plokštės skersmuo – $960\,mm$, aukštis – $275\ mm$, $d=240\ mm$. Kolonos skersmuo abiem atvejais – $250\ mm$. Bandymams buvo naudota skirtingo stiprio betonas ir nevienodas išilginės armatūros kiekis. Keletas plokščių buvo skirtingai armuotos skersine armatūra – atlankomis, pasvirusia armatūra ir kilpomis. Bandymų schemos taip pat buvo skirtingos: spaudžiant koloną ir spaudžiant plokštę. Tačiau eksperimentai parodė, kad bandymo schema ir plokštės geometrinis tipas bandymų rezultatams įtakos neturėjo.

Kaip rodo duomenys (2.2.1 lentelė), apskaičiuoti plokščių praspaudimo stipriai pagal skirtingas projektavimo metodikas skiriasi nuo 1,16 iki 1,96 karto, o lyginant teorinius ir bandymų rezultatus, skirtumas gali būti iki 1,78 karto. Bandymai parodė, kad didžiausią įtaką praspaudimo stipriui turi betono stipris f_c. Padidėjus betono stipriui 2,77 karto, praspaudimo stipris padidėja iki 2,19 karto. Šį santykį lyginant su teoriškai skaičiuotu, jis tiksliausiai nusakomas ACI 318, CSA CAN3-A23.3, DIN 1045, SniP 2.03.01-84* projektavimo metodikose. Be to, didėjant betono stipriui, gerokai didėja ir jėga iki plyšių atsivėrimo. Tai aiškiai parodo, kad betono stipris yra svarbiausias iš pagrindinių veiksnių, turinčių didžiausią įtaką praspaudimo stipriui.

Mažesnę įtaką praspaudimo stipriui turi išilginė armatūra. Kaip rodo eksperimentiniai rezultatai, padidinus armavimo kiekį ρ_l nuo 0,25 ir 0,40, praspaudimo stipris padidėja 1,1 karto. Šis santykis, lyginant su skaičiavimo metodikomis, kuriose vertinamas išilginės armatūros kiekis, tiksliausiai, tačiau viršijant, įvertinamas BS 8110, CEB FIP MC 90, EC 2 normose – 1,17 karto.

Blogiau išilginės armatūros įtaka vertinta projektavimo normose DIN 1045 – 1,26 karto. Taigi išilginės armatūros įtaka yra kur kas mažesnė negu betono stiprio įtaka.

2.2.1 lentelė. *Eksperimentinių (Hallgren, M., Kinnunen, K. 1998) ir teorinių plokščių praspaudimo rezultatų palyginimas*

Plokštės Nr.	$f_{c,cube}$, *MPa*	$\rho_l \cdot 10^2$, %	V_{test}/V_{calc}					
			SniP 2.03.01-84*,	DIN 1045	ACI 318	CSA CAN3-A23.3	BS 8110	EC2, MC 90
S1	50	0,4	1,50	1,81	1,72	1,74	1,96	1,81
S2	36	0,4	1,38	1,67	1,53	1,52	1,62	1,49
S3	37	0,4	1,35	1,63	1,49	1,49	1,59	1,47
S4	32	0,7	1,43	1,73	1,56	1,55	1,36	1,25
S7	18	0,4	1,36	1,64	1,33	1,32	1,26	1,16
S8	39	0,2	1,19	1,44	1,33	1,32	1,80	1,32
S9	32	0,4	1,31	1,59	1,43	1,42	1,49	1,38
S11	35	0,4	1,64	1,98	1,81	1,80	1,91	1,77
S12	34	0,4	1,47	1,78	1,61	1,60	1,70	1,57
S13	25	0,4	1,40	1,70	1,46	1,45	1,45	1,34
		$\sum$	**1,40**	**1,70**	**1,53**	**1,52**	**1,62**	**1,46**

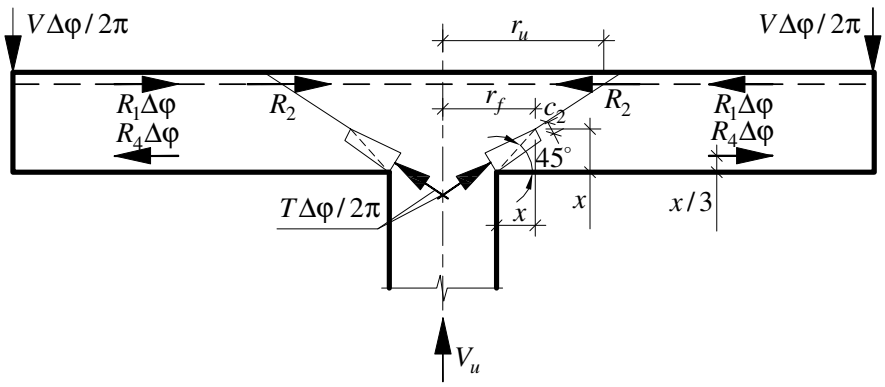
2.3. Praspaudimo skaičiavimo modelių apžvalga ir analizė

Kaip nėra vieningos nuomonės projektuojant praspaudimo stiprį pagal įvairias projektavimo normas, taip nėra ir vieningo praspaudimo skaičiavimo modelio. Modeliams aprašyti buvo taikoma įvairių teorijų – plastiškumo, sudėtinių strypų, irimo mechanikos ir kt., tačiau vienos nuomonės taip ir nebuvo rasta. Tai aiškiai rodo, kad praspaudimas nėra iki galo ištirtas ir reikalauja papildomų eksperimentinių bei teorinių tyrimų. Todėl šiame skyriuje analizuojami žymiausi per pastaruosius 50 metų sukurti praspaudimo skaičiavimo modeliai.

Praspaudimo skaičiavimas pagal Kinnunen, S. ir Nylander, B. (1960) modelį

Šis 1960 m. sukurtas praspaudimo modelis yra vienas iš aiškiausiai praspaudimo mechaniką paaiškinančių modelių (2.3.1 pav.). Juo remiantis yra

pasiūlyta ir kitų šio modelio variantų (Broms, C. E. 1990; Halgren, M. 1996 ir kt.).



2.3.1 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Kinnunen, S. ir Nylander, B. (1960) modelį*

Šio praspaudimo modelio idėja yra ta, kad įstrižieji plyšiai vystosi iki gniuždomoje zonoje susiformavusio sąlyginio kapitelio, kurio atstojamoji yra $T\Delta\varphi/2\pi$. Praspaudimo jėga V_u apskaičiuojama iš išorinių ir vidinių jėgų pusiausvyros lygties (2.3.1 pav.) tam tikrame išpjautame segmente, kuris ribojamas kampu $\Delta\varphi$. Atstojamąsias sudaro tempiamos armatūros ir gniuždomos zonos atstojamosios. Suirimas vyksta tangentiniams įtempiams nukirpus sąlyginį kapitelį 45° laipsnių kampu. Modelyje priimti du suirimo kriterijai:

1) suirimas įvyksta, kai tangentinės deformacijos gniuždomoje zonoje pasiekia ribinę reikšmę;
2) suirimas įvyksta, kai išilginė armatūra pasiekia takumo ribą.

Pagal pirmąjį suirimo kriterijų praspaudimo jėga apskaičiuojama iš vertikalių jėgų pusiausvyros lygties:

$$V_{c,u} = \kappa\pi\eta d^2 x \frac{1+\dfrac{2x}{\eta}}{1+\dfrac{x}{\eta}}\sigma_{cu} f(\alpha);$$

čia $\eta = \dfrac{c_2}{d}$ ir $f(\alpha) = \dfrac{\tan\alpha(1-\tan\alpha)}{1+\tan^2\alpha}$, c_2 – sąlyginio kapitelio plotis, κ – korekcijos koeficientas, kurio vertinama išilginės armatūros įtaka.

Pagal antrąjį suirimo kriterijų praspaudimo jėga apskaičiuojama iš momentų pusiausvyros lygties:

$$V_{s,u} = \kappa 4\pi\rho_l d r_f \left[1 + \ln\left(\frac{\delta d}{2r_u}\right)\right]\frac{1-\frac{x}{3}}{\delta - \eta};$$

čia $\delta = l/d$, l – plokštės ilgis.

Kinnunen, S. ir Nylander, B. modelis laikomas praspaudimo modelių pradininku. Vėliau šį modelį buvo tobulino ir kiti autoriai, pavyzdžiui, pritaikant jį didelio stiprio betonams skaičiuoti bei dydžio efektui vertinti (Halgren, M. 1996). Tačiau buvo laikomasi tų pačių suirimo mechanikos principų.

Praspaudimo skaičiavimas pagal Moe, J. (1961) modelį

Moe, J. (1961) skaičiavimo modelis grindžiamas lenkiamo elemento mechanika. Pagal šį modelį buvo sukurtos JAV projektavimo normos. Autorius praspaudimo jėgą V_u susiejo su plokštės lenkimo V_{flex} ir atsparumo skersinei jėgai V_{shear} stipriais:

$$\frac{V_u}{V_{shear}} + A\frac{V_u}{V_{flex}} = 1;$$

čia A – empirinis koeficientas. Atlikus matematinius pertvarkymus, praspaudimo stipris išreiškiamas taip:

$$V_u = \frac{1,246(1-0,059\eta)ud\sqrt{f_c}}{1+\frac{0,436}{V_{flex}}ud\sqrt{f_c}},$$

čia $V_{flex} = C\omega(1-0,59\omega)d^2 f_c$, $\omega = \rho_l f_y / f_c$, C – koeficientas, lygus santykiui tarp skaičiuojamojo lenkimo momento ir reikšmės V_{flex}.

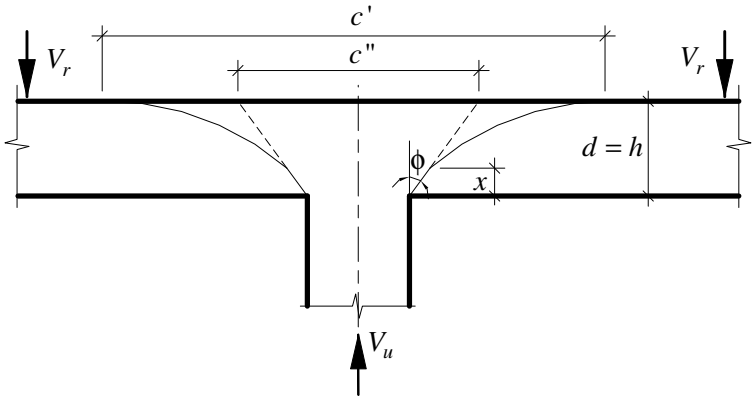
Bendruosius šio modelio principus panaudojo ir kiti autoriai (pavyzdžiui, Theodorakopolus, D. D. 2002). Kadangi jame yra įvestas papildomas empirinis koeficientas, modelis yra pakankamai tikslus (5.5 skyrius).

Praspaudimo skaičiavimas pagal Breastrup, M. W., Nielsen, M. P., *et al.* (1976) modelį

Breastrup, M. W. ir Nielsen, M. P. modelis (2.3.2 pav.) sukurtas remiantis plastiškumo teorija. Padarius prielaidą, kad betonas yra idealiai plastiška medžiaga su labai mažu tempimo stipriu ($f_{ct} \approx f_c/400$), autoriai praspaudimo stiprį išreiškė taip:

$$V_u = 0{,}5\pi f_c \left(d_0 \left(c'' + d_0 \tan\Phi \right) \frac{1-\sin\Phi}{\cos\Phi} - \left[\begin{array}{l} k_2 C \left(d - d_0 \right) + \\ + k_2 \left(\frac{c'}{2} \sqrt{\frac{c'^2}{4} - C^2} - AB \right) - \\ - k_3 \left(\frac{c'^2}{4} - A^2 \right) \end{array} \right] \right);$$

čia k_2, k_3 – medžiagos konstantos, A, B, C – koeficientai, nustatyti iteracijos būdu.



2.3.2 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Breastrup, M. W., Nielsen, M. P., et al. (1976) modelį*

Tačiau šiame modelyje neatsispindi aiški suirimo mechanika, nėra vertinami kai kurie veiksniai (išilginė armatūra, dydžio efektas), be to jis turi didelę skaičiavimo paklaidą (CEB-FIP techninės rekomendacijos, 2002).

Praspaudimo skaičiavimas pagal Georgopoulos, T. (1989) modelį

Suirimo kriterijus Georgopoulos, T. modelyje – sąlyginiai svarbiausi tempimo įtempiai įstrižame plyšyje. Autorius darė prielaidą, kad gniuždomos zonos aukštis, priklausomai nuo armatūros kiekio, nekinta ir visuomet yra lygus *x=0,2d*. Praspaudimo jėgą V_u autorius apskaičiavo iš vertikalių jėgų pusiausvyros lygties, t. y. padaręs prielaidą, kad $V_u = Z_b \cos\alpha$ (2.3.3 pav.).

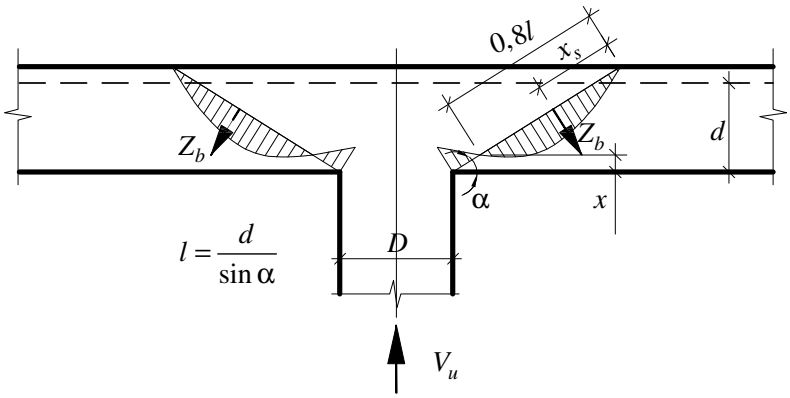
Išilginio armavimo kiekis įvertintas per praspaudimo kūgio kampą α, gautą iš eksperimentinių duomenų regresinės analizės:

$$\tan\alpha = \frac{0,056}{\rho_l f_y / f_{c,cube}} + 0,3 .$$

Turėdamas praspaudimo kūgio posvyrio kampą, tempimo įtempius ($\sigma_{ct} = 0,17\left(f_{c,cube}\right)^{2/3}$), bei nustatęs tempimo įtempių sąlyginę epiūrą, autoriaus praspaudimo stiprį galiausiai išreiškė taip:

$$V_u = 4,13\sigma_{ct} d^2 \cot\alpha\left(\frac{D/d}{2} + 0,2 + 0,35\cot\alpha\right).$$

Tačiau, kaip rodo eksperimentinių ir teorinių rezultatų palyginimas (4.6 skyrius), šis modelis nėra labai tikslus ($F_{test} / F_{calc} = 1,17$, variacijos koeficientas – 0,27).



2.3.3 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Georgopoulos, T. (1989) modelį*

Praspaudimo skaičiavimas pagal Broms, C. E. (1990) modelį

Autorius, remiantis Kinnunen, S. ir Nylander, B. (1960) modelio analogija, ir kai ką modifikavęs (t. y. padaręs prielaidą, kad gniuždomos zonos aukščiai esant skirtingiems suirimo kriterijams yra skirtingi), suformulavo toliau išvardintus suirimo kriterijus.

Pagal pirmąjį suirimo kriterijų, tangentinėms deformacijoms gniuždomoje zonoje pasiekus ribinę reikšmę ε_{cpu}, gniuždoma zona yra nukerpama. Ribinės deformacijos ε_{cpu} išreiškiamos iš praspaudimo ir

gniuždomų etaloninių cilindrų eksperimentinių duomenų regresinės analizės. Jos priklauso nuo plokštės gniuždomos zonos x_{cpu}:

$$\varepsilon_{cpu} = 0,0010\left(\frac{25}{f_c}\right)^{0,1}\left(\frac{0,15}{x_{cpu}}\right)^{1/3};$$

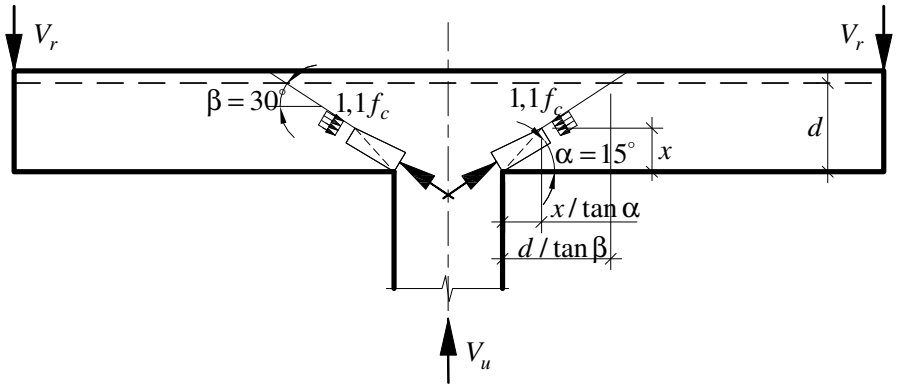
$$x_{cpu} = dn\rho_l\left(\sqrt{1+\frac{2}{n\rho_l}}-1\right);$$

čia $n = E_s / E_c'$, kur E_c' – deformacijų modulis, atitinkantis sąlygines deformacijas 0,001.

Pagal šiuos duomenis, išsireiškus įtempius armatūroje ($\sigma_s = E_s\varepsilon_{cpu}\left(d - x_{cpu}\right)/x_{cpu}$), praspaudimo stipris apskaičiuojamas taip:

$$V_\varepsilon = \rho_l d^2\sigma_s\left(1-\frac{x_{cpu}}{3d}\right)\frac{8\pi}{2\ln c/B + 1 - B^2/c^2};$$

čia B, c – atitinkamai kolonos ir kritinio perimetro skersmenys.



2.3.4 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Broms, C. E. (1990) modelį*

Skaičiuojant pagal antrąjį suirimo kriterijų, autorius laikosi nuostatos, kad suirimas įvyksta nuo radialinių gniuždymo įtempių σ_{cu} sąlyginiame kapitelyje, pasiekus $1,1f_c$ ribą (2.3.4 pav.). Tačiau gniuždomos zonos aukštis x_{cpu} nustatomas kitaip: atsižvelgiant ne į armatūros tamprumo ir betono

deformacijų modulių santykį $n = E_s / E_c'$, o į armatūros ir betono tamprumo modulių santykį $n_0 = E_s / E_c$. Tuomet praspaudimo stiprio sąlyga yra tokia:

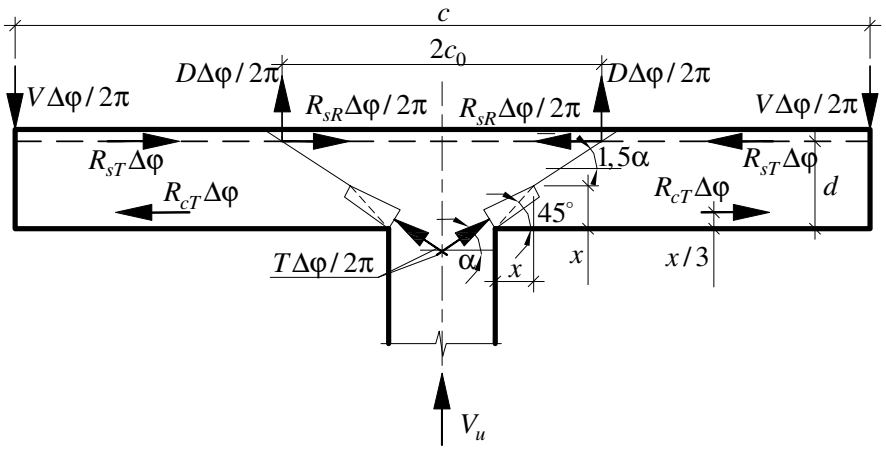
$$V_\sigma = \sigma_{cu} t \sin\alpha u \left(\frac{0{,}15}{t} \right)^{1/3};$$

čia $t = x / 2\cos\alpha$ – gniuždomo sąlyginio kapitelio plotis.

Kaip rodo paties autoriaus eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas (5.5 skyrius), modelis yra gana tikslus, tačiau sudėtingas.

Praspaudimo skaičiavimas pagal Hallgren, M. (1998) modelį

Hallgren, M. (1998) praspaudimo skaičiavimo modelis iš esmės yra šiek tiek patobulintas ir šiek tiek pakoreguotas Kinnunen, S. ir Nylander, B. (1960) modelis. Papildomai įvertintas dydžio efektas, modelis pritaikytas didelio stiprio betonams. Praspaudimo jėga V_u taip pat apskaičiuojama iš išorinių ir vidinių jėgų pusiausvyros lygties (2.3.5 pav.) tam tikrame išpjautame segmente, kuris ribojamas kampu $\Delta\varphi$.



2.3.5 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Hallgren, M. (1998) modelį*

Įstrižo pjūvio projekcija c_0 apskaičiuojama pagal gniuždomos zonos aukštį:

$$c_0 = \frac{B}{2} + x + \frac{d - x}{\tan(1{,}5\alpha)};$$

čia B – kolonos skersmuo, x – gniuždomos zonos aukštis, apskaičiuojamas taip:

$$x = \frac{\rho_l E_s \varepsilon_{cT0}}{2\alpha_{c0} f_c}\left(\sqrt{1+\frac{4\alpha_{c0} f_c}{\rho_l E_s \varepsilon_{cT0}}}-1\right)d\ ;$$

čia $\alpha_{c0} = 1 - \frac{\varepsilon_{cy}}{2\varepsilon_{cT0}}$, čia $\varepsilon_{cy} = f_c / E_c$, $\varepsilon_{cT0} = \varepsilon_{cTu}\left((B/2)+y\right)/c_0$, ε_{cTu} – ribinės tangentinės deformacijos (suirimo kriterijus).

Suradus betono gniuždomos zonos ir armatūros atstojamąsias, praspaudimo stipris V_u apskaičiuojamas iteracijų metodu keičiant kampą α pagal tokią lygčių sistemą:

$$\begin{cases} V_u = \left(R_{sR} + 2\pi\left(R_{sT} + R_{cT}\right)\right)\tan\alpha + D \\ V_u = \dfrac{\left(2\pi R_{sT} + R_{sR}\right)\left(d-x\right) + D\left(c_0 - B/2 - x\right) + }{0{,}5\left(c-B\right) - x} \\ \underline{+\left[R_{sR} + 2\pi\left(R_{sT} - R_{cT}\right)\right]x/2\cos^2\alpha - 2\pi R_{cT}\,2x/3} \end{cases};$$

čia R_{sT}, R_{cT}, – išilginės armatūros ir gniuždomos zonos betono tangentine kryptimi, atstojamosios; R_{sR} – išilginės armatūros radialine kryptimi atstojamoji; D – išilginės armatūros vertikalia kryptimi, atstojamoji.

Kaip rodo atliktas kitų autorių eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas, modelis yra gana tikslus (5.5 skyrius).

Praspaudimo skaičiavimas pagal Menetrey, Ph. (2002) modelį

Panašiai, kaip Georgopoulos, T. (1989) modelyje, praspaudimo stiprio atstojamoji V_u gaunama sudedant vertikalias komponentes (2.3.6 pav.):

$$V_u = V_{ct} + V_{dow} + V_{sw}\ ;$$

čia V_{ct}, V_{dow}, V_{sw} – betono tempimo stiprio, išilginės ir skersinės armatūrų atstojamosios.

Skaičiuojant betono tempimo stiprio atstojamąją, išilginės armatūros bei dydžio efekto įtaka įvertinta iš autoriaus gautos eksperimentinių duomenų regresinės analizės:

$$V_{ct} = \pi\left(r_1 + r_2\right)s\sigma_{ct}\ ;$$

čia r_1, r_2 – praspaudimo kūgio spinduliai, σ_{ct} – betono tempimo įtempiai, apskaičiuojami pagal formulę:

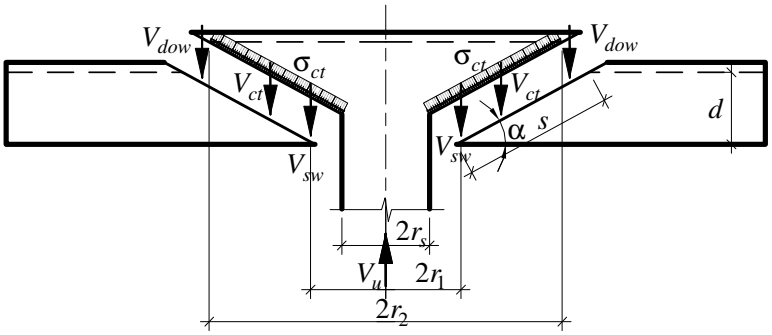
$$\sigma_{ct} = f_{ct}^{2/3}\xi\eta\mu;$$

čia ξ, η – koeficientai vertinantys išilginės armatūros ir dydžio efekto įtaką. Jie apskaičiuojami taip:

$$\xi = \begin{cases} -0,1\rho_l^2 + 0,46\rho_l + 0,35, & 0 < \rho_l < 2\,\% \\ 0,87, & \rho_l \geq 2\,\% \end{cases};$$

ir

$$\eta = \begin{cases} 0,1\left(r_s/h\right)^2 - 0,5\left(r_s/h\right) + 1,25, & 0 < r_s/h < 2,5 \\ 0,625, & r_s/h \geq 2,5 \end{cases}.$$



2.3.6 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Menetrey, Ph. (2002) modelį*

Tačiau skaičiuojant betono tempimo stiprio atstojamąją būtina žinoti praspaudimo kūgio posvyrio kampą α. Atlikus daugelį eksperimentų su skirtingu išilginės armatūros kiekiu ρ_l autorius nustatė, esant kokiam išilginio armavimo kiekiui ρ_l plokštės suyra nuo jėgos V_{flex} dėl lenkimo momento ir kuomet dėl praspaudimo jėgos V_{pun}. Analogiškai Moe, J. (1961) modeliui, apskaičiavus jėgas V_{flex}, V_{pun}, praspaudimo posvyrio kampą α autorius išreiškė iš šios lygties:

$$V_u = V_{pun} + \left(V_{flex} - V_{pun}\right)\left(\sin\frac{\pi\left(\alpha - \alpha_0\right)}{\pi - 2\alpha_0}\right)^{1/2};$$

čia α_0 – praspaudimo kūgio kampas grynojo praspaudimo atveju ($\alpha_0 = 45^\circ$).

Išilginės armatūros vertikalioji atstojamoji V_{dow} apskaičiuojama taip pat, kaip ir CEB-FIB rekomendacijose:

$$F_{dow} = \frac{1}{2}\sum d_s^2 \sqrt{f_c f_y \left(1 - \left(\sigma_s / f_y\right)^2\right)\sin\alpha}\,;$$

čia d_s – išilginės armatūros skersmuo.

Skersinės armatūros atstojamoji yra lygi:

$$F_{sw} = \sum A_{sw} f_{sw}\,.$$

Tačiau šis modelis yra labai idealizuotas ir neatitinka realaus konstrukcijos suirimo, be to, šio modelio skaičiavimo paklaida yra viena didžiausių (5.5 skyrius).

Praspaudimo skaičiavimas pagal Theodorakopolus, D. D. (2002) modelį

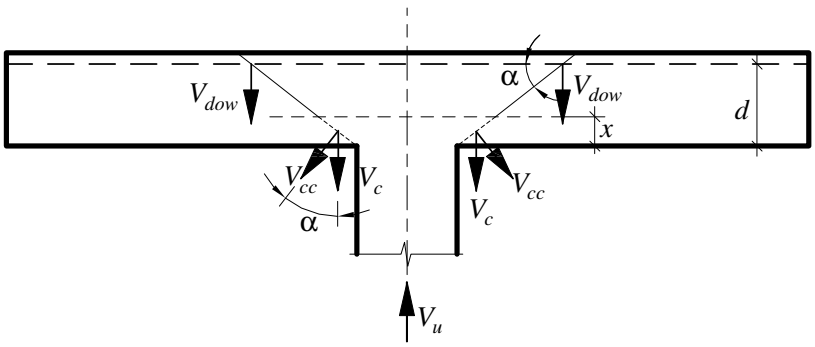
Theodorakopolus, D. D. (2002) modelyje taip pat sumuojamos išilginės armatūros ir gniuždomos zonos atstojamosios panašiai kaip Menetrey, Ph. (2002) ir Georgopoulos, T. (1989) modeliuose (2.3.7 pav):

$$V_u = V_{dow} + V_c\,.$$

Išilginės armatūros atstojamąją V_{dow} autorius siūlo atskirai neskaičiuoti, o sujungti su gniuždomos zonos atstojamąja V_c į vieną komponentę, fiktyviai didindamas kritinio perimetro diametrą d_{crit}. Tokiu būdu autorius nustatė, kad pakankamai geri rezultatai pasiekiami sąlyginai priėmus kritinį perimetrą lygų $1{,}5d$ nuo kolonos krašto (kaip BS 8110), kas atitinka praspaudimo kūgio posvyrio kampą lygų $\alpha = 33{,}7^\circ$. Tačiau skirtingai nei Menetrey, Ph. (2002) ir Georgopoulos, T. (1989) modelyje, suirimo kriterijumi priimama, kad gniuždoma zona yra suardoma svarbiausiųjų tempimo įtempių. Jų atstojamoji V_c apskaičiuojama taip:

$$V_c = A f_{ct}\,;$$

čia $f_{ct} = 0{,}27 f_{cu}^{2/3}$, $A = \left[4\left(x\cot\alpha + D\right)\right] x\cot\alpha$. Gniuždomos zonos aukštis x apskaičiuojamas iš proporcijos $1/x = 1/2x_{shear} + 1/2x_{flex}$, kur x_{shear}, x_{flex} – įstrižo ir normalinio pjūvių gniuždomos zonos aukščiai.



2.3.7 pav. *Praspaudimo skaičiavimas pagal Theodorakopolus, D. D. (2002) modelį*

Įstrižo pjūvio gniuždomos zonos aukštis lygus $x_{shear} = 0,25d$, o normalinio pjūvio apskaičiuojamas pagal deformacijas kaip paprastam lenkiamam elementui.

Kaip rodo paties autoriaus palyginimas su 60 eksperimentinių tyrimų duomenų, modelis yra gana tikslus ($\mu_X = 1,02$; $\sigma_X = 0,142$).

Praspaudimo skaičiavimo modelių analizė

Kaip parodė įvairių autorių skaičiavimo modelių apžvalga nuo 1960 m. iki 2002 m., vertinant praspaudimo stiprį neprieita prie vieningos nuomonės. Visuose nagrinėtuose modeliuose priimamos skirtingos skaičiuojamosios schemos ir skirtingi suirimo kriterijai. Daugumoje modelių svarbiausieji įtempiai empiriškai siejami su kokia nors betono stiprio charakteristika, dažniausiai tempimo stipriu.

Atlikus modelių analizę, galima išskirti du svarbiausiuosius modelių tipus:

1) suirimas įvyksta svarbiausiesiems įtempiams nukerpant gniuždomą zoną (Kinnunen, S.; Nylander, B. 1960; Halgren, M. 1998; Theodorakopoulos, D. D. 2002; Broms, C. E. 2005).
2) suirimas įvyksta nuo tempimo įtempių įstrižame pjūvyje (Georgopoulos, T. 1989; Menetrey, Ph. 2002 ir kt.);

Iš atliktos apžvalgos akivaizdu, kad antrajai grupei priskirti modeliai yra mažiau realūs, nors ir pakankamai tikslūs (5.5 skyrius). Pirmajai grupei priskirti modeliai daug geriau atspindi realų suirimo podūdį.

Kaip paprasčiausią praspaudimo fenomeno paaiškinimą dauguma autorių nagrinėja plokščią uždavinį, t. y. remiasi tais pačiais principais, kaip ir sijos stipris įstrižame pjūvyje be skersinės armatūros. Tokiu atveju veikiant svarbiausiesiems įtempiams normaliniai ir įstriži plyšiai vystosi gniuždomos

zonos link, ir suirimas įvyksta gniuždymo ir kirpimo įtempių kombinacijai suardžius gniuždomą zoną. Realiai gniuždomoje zonoje veikia triašis įtempių būvis, tačiau dėl skaičiavimo paprastumo dauguma autorių to nevertina. Tai nevertinama ir visose projektavimo normose ir rekomendacijose. Be to, kaip rodo daugumos autorių atlikti teoriniai ir eksperimentiniai tyrimai (Menetrey, Ph. 2002; Staller, A. 2000; Yankelevsky, D.; Leibowitz, O. 1999; Залесов, А. С., Ермуханов, К. Е. 1980; Шехадат, А. М. 2000; Theodorakopoulos, D. D. 2002; Tetior, A. 2005) praspaudimui nagrinėti pritaikius dviašį įtempių būvį, pasiekiami pakankamai tikslūs skaičiavo rezultatai.

2.4. Praspaudimo eksperimentinių tyrimų apžvalga ir analizė

Analizuojant praspaudimo suirimą bei veiksnius, turinčius įtakos praspaudimo stipriui, buvo atlikta daug eksperimentinių ir teorinių tyrimų (Hegger, J., Sherif, G., *et al*. 2006; Tetior, A. 2005; Marzouk, H., Eman, M., *et al*. 1998; Мордич, А. И., Белевич, В. Н. 1999; Vainiūnas, P., Popovas, V. 2002; Salakawy, E. F., Polak, M. A., *et al*. 2000; Beutel, R., Hegger, J. 2002; Regan, P. 2004; Tuan Ngo, D. 2001). Tirta išilginės armatūros kiekio įtaka, betono stiprio, geometrinių rodiklių, įvairaus skersinio armavimo tipų ir. t. t. Siekiant šio tikslo atsirado eksperimentinių tyrimų, kuriose buvo panaudotas dispersiškai armuotas betonas (Sissakis, K., Sheikh, A. S., *et al*. 2007, Habel, K., Danarie, E., *et al*. 2007; Рабинович, Ф. Н. 2004; Urban, T. 1988; Haralji, M., Malauf, D. *et al*. 1995; Theodorakopoulos, D. D., Swamy, R. N. 1992; Chen, S. 2004; Ospina, C., Alexander, S., *et al*. 2005; Kutzing, L., Konig, G. 2000), tačiau tokių eksperimentinių tyrimų atlikta labai nedaug. Be to, praspaudimo su dispersiškai armuotu betonu skaičiavimo metodai dažniausiai grindžiami empirinėmis priklausomybėmis, tiesiogiai susiejant praspaudimo laikomosios galios padidėjimą su dispersinės armatūros kiekiu, forma bei tipu. Tačiau betonas, armuotas dispersine armatūra, yra gerokai plastiškesnis (3.1 skyrius), o tai, skaičiuojant praspaudimo stiprį, niekur nėra vertinama (3.4 skyrius).

Kad dispersiškai armuotas betonas turi įtaką ne tik praspaudimo stipriui, bet ir pakeičia trapų suirimo pobūdį į plastišką, buvo pažymėta ir kitų autorių (Kutzing, L., Koning, G. 2000; Li, V.C. 2002), bet kadangi nebuvo kompozitinių medžiagų taikymo laikančiose konstrukcijose reglamentavimo metodų, praspaudimo su dispersine armatūra modelių vystimasis buvo laikinai sustojęs. Tačiau pastaruoju metu, dauguma šalių, (JAV, Rusija, Japonija) rengia priedus prie galiojančių projektavimo normų, įteisinančius dispersinio armavimo taikymą laikančiose konstrukcijose. Šie veiksniai lemia, kad ėmė sparčiai didėti įvairi dispersinės armatūros pasiūla, todėl atsiranda platesnės dispersinio armavimo taikymo galimybės (Li, V. C. 2000). Be to, naujausiose moksliniuose

straipsniuose aiškiai pabrėžiamas (Habel, K., Danarie, E., *et al*. 2007; Sissakis, K., Sheikh, A. S., *et al.* 2007; Shah, A.; Dietz, J., *et al*. 2005; Banici, B., Bayrak, O. 2005; Chen, S. 2004; Ospina, E., Alexander, D. B., *et al*. 2003) dispersinio armavimo taikymas ypač praspaudimui. Todėl yra tikslinga analizuoti plienine dispersine armatūra armuoto betono taikymo galimybes praspaudimo stipriui padidinti bei pasiūlyti plokščių, armuotų dispersine armatūra, praspaudimo stiprio skaičiavimo modelį.

2.5. Antrojo skyriaus išvados

1. Atlikta projektavimo normų apžvalga parodė, kad skaičiuojant praspaudimo stiprį nėra vieningos metodikos. Projektavimo normoms bendra tai, kad sąlyginai apibrėžiami tangentiniai įtempiai, veikiantys sąlyginai apibrėžtame kritiniame plote. Sąlyginai apibrėžti tangentiniai įtempiai empirine priklausomybe yra siejami su tam tikra betono stiprio charakteristika, dažniausiai su betono tempimo stipriu.
2. Atlikta projektavimo normų parametrinė analizė parodė, kad svarbiausi veiksniai, turintys didžiausią įtaką praspaudimo stipriui yra betono stipris bei išilginės armatūros kiekis. Tačiau šie veiksniai vertinami skirtingai, o apskaičiuotųjų ir eksperimentinių reikšmių skirtumas suraro iki 80 %. Geometriniai veiksniai, tokie kaip perdangos aukštis ir kolonos matmenys, yra tarpusavyje susiję ir vienas kitą sąlygoja, tačiau įvairiose metodikose taip pat vertinami skirtingai.
3. Skaičiavimo modelių apžvalga parodė, kad vyrauja du modelių tipai:
   - kai suirimas įvyksta gniuždymo ir tangentiniams įtempiamas nukerpant gniuždomą zoną;
   - kai suirimas įvyksta betono tempimo stipriui pasiekus ribinę reikšmę įstrižo pjūvio suformuotoje praspaudimo piramidėje.

   Skaičiavimo modelių palyginimas parodė, kad tiksliausi eksperimentus atitinkantys rezultatai pasiekiami praspaudimo stiprį skaičiuojant pagal pirmąjį modelių tipą.
4. Atliktų įvairių autorių eksperimentinių duomenų analizė parodė, kad naudojant praspaudimui plieninę dispersinę armatūrą, gaunami labai geri rezultatai: gerokai padidėja praspaudimo stipris, iš trapaus į plastišką pakeičiamas suirimo pobūdis. Tokiu būdu suirimas tampa prognozuojamas. Tačiau tokių eksperimentinių tyrimų yra labai mažai. Todėl tikslinga, remiantis anksčiau minėtų modelių skaičiavimo principais (t.y. modelių, kurių suirimo kriterijus yra gniuždomos zonos nukirpimas veikiant svarbiausiesiems įtempiams), sukurti plokščių, armuotų plienine dispersine armatūra praspaudimo stiprio skaičiavimo modelį.

3

Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacinių savybių teorinis tyrimas bei modelio sukūrimas

3.1. Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacinės savybės

Ne kiekvienai dispersinei armatūrai būdingos tokios pat savybės, kokios keliamos įprastai armatūrai. Todėl parenkant dispersinę armatūrą pirmiausia turi būti vertinamos tokios savybės kaip stipris, deformavimasis, cheminė dispersinės armatūros sudėtis, adhezija, linijinis plėtimosi koeficientas ir kt. Taip pat didelę įtaką turi ir dispersinės armatūros kaina, kuri dažniausiai ir lemia jos panaudojimą statybinėse konstrukcijose. Pastaruoju metu dažniausiai naudojami šie dispersinės armatūros tipai – plieninė, polipropileno, rečiau stiklo, anglies pluošto. Veiksmingiausias iš jų yra plieninė dispersinė armatūra, nes jos tamprumo modulis yra apie 6 kartus didesnis už betono, gerokai padidina betono plastines bei stiprio savybes (ypač kirpimo ir tempimo stiprius), ją gaminama daugelis gamintojų („Dramix“, „Wiremix“, „Korodur“, „Harex“). Ji yra pakankamai pigi. Dispersinė armatūra gaminama šiais būdais: karpant vielinę armatūrą, kapojant plieninius lakštus, arba įvairomis formomis (banguota, su atlankomis galuose ir kt.) lankstant aukšto stiprio vielinę armatūrą. Skirtingi

geometriniai rodikliai turi įtakos ir dispersiškai armuoto betono mišinio fizinėms savybėms. Dažniausiai jie apibudimami santykiniu ilgiu (t. y. dispersinės armatūros ilgio ir skersmens santykiu) ir vadinami dispersinės armatūros faktoriumi. Šie rodikliai ne tik veikia dispersinės armatūros užsiinkaravimą betone, bet ir mišinio technologinį paruošimą.

Tinkamiausias analogas plieninei dispersinei armatūrai galėtų būti stiklo plaušas. Pavyzdžiui, paprasčiausias 8–10 μm skersmens stiklo pluoštas pagal stiprį atitinka šaltai temptą plieninę vielą (1800–2500 *MPa*), ir yra apie 3,5 karto lengvesnis, tačiau tamprumo modulis yra kur kas mažesnis nei plieno, bet maždaug 3 kartus didesnis už betono (Рабинович, Ф. Н. 2004). Naujausių eksperimentinių tyrimų rezultatai taip pat neblogi (Li, V. C., Wang, S. 2002; Nelson, K., Li, V. C., *et al*. 2002; Habel, K., Wang, S. 2007), tačiau stiklo plaušas vis dėlto negali atstoti plienės dispersinės armatūros.

Polipropileno dispersinei armatūrai būdingos didelės deformacijos. Jų tamprumo modulis sudaro tik apie 1/4 betono tamprumo modulio, mažas tempimo stipris, todėl jis vargu ar galėtų būti naudojamas kaip gera dispersinė darbo armatūra. Praktikoje polipropileno dispersinė armatūra dažniausiai naudojama tik susitraukimo plyšiams varžyti.

Labai geromis fizinėmis savybėmis pasižymi anglies plaušas – jis atsparus korozijai, be to, gerokai padidina dispersiškai armuoto tempimo stiprį bei tamprumo modulį. Šiuo metu analizuojant anglies plaušą atliekama daug mokslinių tyrimų (Binici, B., Bayrak, O. 2005, Valivonis, J. 2002). Tačiau jis yra labai brangus palyginti su plienine dispersine armatūra ir naudojamas retais atvejais, dažniausiai tik kaip išorinė armatūra konstrukcijoms sustiprinti.

Dispersinė armatūra pagal deformacijas gali būti skirstytoma į dvi grupes (3.1 lentelė): mažo tamprumo modulio grupę (nailono, polietileno, polipropileno), kuri pasižymi didelėmis deformacijomis suirimo metu, ir didelio tamprumo modulio grupę (plienas, stiklas, anglies plaušas). Betonai, armuoti pirmosios grupės dispersine armatūra, pasižymi didesniu tąsumu ir nežymiu laikomosios galios padidėjimu. Betonai, armuoti antrosios grupės dispersine armatūra, – ryškiai padidėjusiu tempimo ir kirpimo stipriais, standumu bei dideliu atsparumu smūginėms apkrovoms (Zhang, J., Stang, H., *et al.* 2001; Kanda, T., Lin, Z. 2000; Li, V. C., Wang S. 2002; Nelson, K., Li, V. C., *et al.* 2002; Holschemacher, K., Klug, Y., Tamošaitienė, J. 2005). Be to, armuojant konstrukcijas antrosios grupės dispersine armatūra galima gerokai padidinti medžiagos plastines savybes, išvengti trapaus suirimo atvejų, kurie įvyksta staigiai, neprognozuojamai ir yra labai pavojingi. Todėl tikslinga analizuoti kompozitų, armuotų antrosios grupės dispersine armatūra stiprio ir deformacinės savybės.

Dėl anksčiau pateiktų ekonominių ir kitų veiksnių, ypač aktuali yra plieninės dispersinės armatūros įtempių būvio analizė laikančiose konstrukcijose.

3.1 lentelė. *Dispersinės armatūros stiprio ir deformacinės savybės*

Dispersinės armatūros tipas	Tankis, g/cm^3	Tempimo stipris, $MPa\times10^3$	Tamprumo modulis, $MPa\times10^3$	Santykinis pailgėjimas suirimo metu, %
Polipropilenas	0,9	0,4-0,77	3,5-8	10-25
Polietilenas	0,95	0,7	1,4-4,2	10
Nailonas	1,1	0,77-0,84	4,2	16-20
Akrilas	1,1	0,21-0,42	2,1	25-45
Medvilnė	1,5	0,42-0,7	4,9	3-10
Asbestas	2,6	0,91-3,1	68	0,6
Stiklas	2,6	1,05-3,85	70-80	1,5-3,5
Plienas	7,8	0,8-3,15	200	3-4
Anglies plaušas	2	2	245	1

3.2. Dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimo principai

Esant chaotiškam dispersinės armatūros išdėstymui dažniausia kompozitų mechanikos problema yra nustatyti įtempių ir deformacijų $(\sigma-\varepsilon)$ priklausomybę. Kaip rodo literatūros šaltinių analizė, dažniausiai taikoma linijinė tamprumo teorija. Ji gana realiai atspindi daugelio medžiagų mechaninį darbą. Tačiau medžiagai pasiekus tamprumo ribą, ji pradeda dirbti tampriai plastiškoje būsenoje. Nagrinėjant plieninėmis fibromis armuotą betoną pažymėtina tai, kad betone plastinės deformacijos iš dalies pradeda reikštis esant $0,4\sigma_{cu}$ (gniuždant), o betono ribiniai įtempiai σ_{cu}, įtempius dispersinėje armatūroje atitinka tik $(0,1...0,3)\sigma_y$. Tokiu atveju priklausomybė $(\sigma-\varepsilon)$ turės ribas, kuriose abu komponentai deformuosis tampriai, o virš ribos vienas komponentas tampriai, kitas – plastiškai. Pagal klasikinę kompozitų teoriją ribiniai kompozito įtempiai nustatomi kriterijumi

$$dF/d\varepsilon=0; \tag{3.2.1}$$

čia F – jėga, kuri veikia kompozitą.
Tuomet pagal adityvumo dėsnį gauname:

$$\frac{dF}{d\varepsilon}=\left(\frac{dF_f}{d\varepsilon}\right)V_f+\left(\frac{dF_c}{d\varepsilon}\right)\left(1-V_f\right). \tag{3.2.2}$$

Esant mažoms deformacijoms ir įtempiams kompozitas deformuojasi tampriai. Tada bendras kompozito pailgėjimas bus lygus atskirų komponentų pailgėjimams:

$$\begin{cases} F = F_f + F_c \\ \varepsilon = \varepsilon_f = \varepsilon_c = \varepsilon_{sfrc} \end{cases}. \tag{3.2.3}$$

Iš čia kompozito stipris bendruoju atveju:

$$\sigma_{sfrc} = \sigma_f V_f + \sigma_c \left(1 - V_f\right) = \sigma_f V_f + E_c \varepsilon \left(1 - V_f\right); \tag{3.2.4}$$

bei kompozito deformacijų modulis bendruoju atveju:

$$E_{sfrc} = E_f V_f + E_c \left(1 - V_f\right). \tag{3.2.5}$$

Kadangi (3.2.4, 3.2.5) formulės tinka tik kompozitams su taisyklingai orientuotais intarpais, praktikoje yra naudojami tam tikri intarpų darbo įvertinimo koeficientai. Jie paprastai nustatomi atliekant eksperimentinių tyrimų rezultatų analizę. Taip formulės (3.2.4, 3.2.5) įgauna tokią išraišką:

$$\sigma_{sfrc} = \sigma_f V_f \psi_f + \sigma_c \left(1 - V_f\right) \psi_c, \tag{3.2.6}$$

$$E_{sfrc} = E_f V_f \psi_f + E_c \left(1 - V_f\right) \psi_c; \tag{3.2.7}$$

čia ψ_f, ψ_c – intarpo ir betono matricos darbo sąlygų koeficientai.

Intarpų darbo sąlygų kompozite koeficientai dažniausiai yra išvestiniai iš keleto kitų koeficientų, nusakančių tam tikrus kompozitinės medžiagos ypatumus, pavyzdžiui, dispersinės armatūros kiekis, patenkantis į skaičiuojamąją plokštumą, jos geometrinės savybės, inkaravimosi betono matricoje savybės, santykinis ilgis ir t. t. Ieškant šių koeficientų reikšmių atlikta nemažai tyrimų (3.3 skyrius). Deja, vieningų skaitinių šių koeficientų reikšmių negauta: polinkio kampą vertinantys koeficientai kinta nuo $\pi/2$ iki $(\pi/2)^2$, chaotiškumą – nuo $\pi/2$ iki $1/2$, užsiinkaravimas taip pat vertinamas skirtingai. Deja, galutiniai skaičiavimo rezultatai skiriasi [4A, 5A].

Kompozitą veikiant apkrovai, jis deformuojasi, o įtempiai dispersinei armatūrai yra perduodami per betono matricą. Įtempiai dispersinėje armatūroje per visą ilgį nėra pastovūs: galuose tangentiniai (inkaravimosi) įtempiai yra maksimalūs, o noramaliniai lygūs nuliui. Per ilgį tangentiniai įtempiai mažėja, o noramaliniai – didėja. Taške, kuriame tangentiniai įtempiai pasiekia nulinę reikšmę (dispersinės armatūros užsiinkaravimo ilgis), noramaliniai įtempiai pasiekia maksimalią reikšmę. Jeigu dispersinės armatūros ilgis l_f, diametras d_f

ir jo skerspjūvio plotas A_f, tai mechaninės pusiausvyros lygtis ruože (atstumu x nuo jos galo), kuriame veikia tangentiniai įtempiai τ, bus lygūs (Marčiukaitis, G. J. 1998; Белин, А. А., Вольфсон С. А., *et al.* 1990):

$$\sigma_x A_f = \int_0^x \tau(x)\pi d_f + \sigma_c A_f ; \tag{3.2.7}$$

čia $\sigma_x A_f$ – tempimo jėga, kurią perduoda dispersinei armatūrai ruože x likusioji dalis; $\int_0^x \tau(x)\pi d_f$ – tempimo jėgos dalis, perduodama šlyties įtempių; $\sigma_c A_f$ – tempimo jėgos dalis, kurią į dipersinės armatūros galus perduoda matricos normaliniai įtempiai.

Įtempiai matricos galuose lygūs įtempiams matricoje. Tolstant nuo intarpo galo, pirmoji (3.2.7) formulės sudedamoji dalis didėja. Į antrąją dalį galima neatsižvelgti tais atvejais, kada intarpai labai ploni ir ilgi, t. y. kai $A_f \ll \pi d_f x$ (Белин, А. А., Вольфсон С. А., *et al*. 1990). Įtempiai dispersinėje armatūroje didėja, kol pasiekia reikšmę, $x = l_{an}$. Kai $x > l_{an}$, apkrova, kurią perima dispersinė armatūra, tampa didžiausia ir:

$$\sigma_x A_f = E_f \varepsilon_f A_f = \int_0^{l_{an}} \tau(x)\pi d_f . \tag{3.2.8}$$

Jeigu matrica yra plastiška, tai $\tau(x) \approx \tau_c$ ir

$$E_f \varepsilon_f A_f \approx \tau_c \pi d_f l_{an} . \tag{3.2.9}$$

(3.5.9) formulė rodo, kad l_{an} yra ε_f funkcija ir kartu suteiktų kompozitui įtempių dydžio funkciją. Maksimalūs įtempiai, kuriuos gali perimti fibra, yra lygūs jos stipriui, t. y:

$$\left(\varepsilon_f E_f\right)_{\max} = \sigma_{f,\lim} . \tag{3.2.10}$$

Iš (3.29 ir 3.2.10) formulių galime nustatyti dispersinės armatūros inkaravimosi ilgį l_{an}:

$$l_{an} = \frac{\sigma_{f,\lim} d_f}{4\tau_c} . \tag{3.2.11}$$

Įtempių epiūra per dispersinės armatūros ilgį yra trikampė, o didžiausi įtempiai, kuriuos ji perima, yra ties jos viduriu (t. y. atstumu $l_f/2$):

$$\sigma_{f,\max} A_f = \tau_c \pi d_f \frac{l_f}{2};\ \sigma_{f,\max} = 2\tau_c \frac{l_f}{d_f}. \qquad (3.2.12)$$

Iš (3.2.12) formulės akivaizdu, kad įtempiai dispersinėje armatūroje σ_f priklauso ne tik nuo tangentinių įtempių dydžio τ_c, tačiau yra ir funkcija nuo jos ilgio bei skerspjūvio diametro santykio l_f/d_f. Taip pat dispersinėje armatūroje su atlankomis galuose veiks ne tik tangentiniai įtempiai τ_c, bet ir atsiras tangentinių įtempių prieaugis $\tau_c + \Delta\tau_c$. Taigi šie veiksniai gerokai padidina įtempius dispersinėje armatūroje. Tačiau įvedus atitinkamus koeficientus, chaotinį armavimą pakeitus į taisyklingai orientuotą, tikimybė, kad plyšys atsiras būtent per dispersinės armatūros centrą (ir įtempiai joje pasieks maksimalią reikšmę $\sigma_{f,\max}$) yra maža. Todėl dauguma autorių (Zhang, J., Li, V. C. 2002; Рабинович, Ф. Н. 2004; Kanda, T., Li, V. C. 1999; Marčiukaitis, G. J. 1998; Maalaj, M.; Li, V. C. 1995; Stang, H., Li, V. C. 1995; Leung, C. K. I., Li, V. C., *et al.* 1991) skaičiuodami kompozito stiprį naudoja sąlyginę įtempių reikšmę, dažniausiai vidutinę – $\sigma_{f,vid}$.

Kaip rodo literatūros šaltinių analizė, kompozitų tampriosios plastinės savybės yra išnagrinėtos nepakankamai, nes nėra sukurta vieningos, gerai pagrįstos teorijos joms nustatyti. Todėl plastiškumo teorijos naudojimas kompozitų tampriai plastiškam darbui įvertinti yra labai ribotas (Marčiukaitis, G. J. 1998). Daugelio kompozitinių medžiagų deformavimosi netiesiškumas prasideda nuo pat apkrovimo pradžios, tačiau iš pradžių jis būna labai nedidelis, plastinės deformacijos palyginti su tampriosiomis, būna labai mažos. Analitinis $\varepsilon = f(\sigma)$ diagramos gniuždant ir tempiant aprašymas grindžiamas beveik tais pačiais dėsniais. Dažniausiai taikomi laipsninis, hiperbolės ir parabolės dėsniai (pavyzdžiui, Бондаренко, В. М., Шагин, А. Л. 1987; Marčiukaitis, G. J. 1977, 1980; Stang H., Li, V. C., *et al.* 1995; Kanda, T., Lin, Z., *et al.* 2000). Tačiau išvengiant sudėtingų skaičiavimų gana tikslius rezultatus, galima gauti aprašant $\sigma - \varepsilon$ diagramas supaprastintais metodais, t. y. aproksimuojant diagramas tiesėmis. Tokiu būdu $\sigma - \varepsilon$ diagrama suskaidoma į įvairias geometrinės formas. Pavyzdžiui, Li, V. C., Maalaj, M. (1994) $\sigma - \varepsilon$ diagramas aprašo sudėdami trikampę ir trapecinę epiūras. Tempiamo dispersiškai armuoto betono $\sigma - \varepsilon$ diagramoje fiksuojami pirmo plyšio atsivėrimo įtempiai $\sigma_{t,crc}$, kuriuos atitinka deformacija $\varepsilon_{t,crc}$, o ribines deformacijas ε_{tu} atitinka didžiausi įtempiai σ_{tu}.

Gniuždomo fibrobetono $\sigma-\varepsilon$ diagrama aprašoma kitaip: ribines deformacijas ε_{cu} atitinka didžiausi gniuždymo įtempiai, o tampriųjų deformacijų riba priimama sąlyginai – $\varepsilon_{cu}/3$, o jas atitinka įtempiai $2\sigma_{cu}/3$. Autorių duomenimis, gaunami tikslūs rezultatai, tačiau metodas vis tiek vėliau buvo patobulintas ir kitų autorių (Kanda, T., Lin, Z. *et al.* 2000). Mūsų atliktų eksperimentinių tyrimų analizė parodė, kad tempiamam ir gniuždomam dispersiškai armuotam betonui aprašyti geriau už minėtą aproksimaciją tinka stačiakampės trapecijos diagrama. Tokio tipo diagramos taikymas betonui aprašyti buvo pasiūlytas prof. В. И. Мурашев (1950), ir ilgą laiką taikytas gelžbetonio (Голышев, А. Б. 1985), be to, polimerais impregnuoto betono (Marčiukaitis, G. J. 1977, 1980) skaičiavimui. Jis taip pat sutinkamas ir projektavimo metodikose bei naujausioje mokslinėje literatūroje idealizuotoms betono gniuždymo diagramoms aprašyti (pavyzdžiui, ASTM C1018 standartas – dispersiškai armuoto betono idealizuotoms diagramoms aprašyti, Kanda, T., Lin, Z. *et al.* 2000 ir kt.).

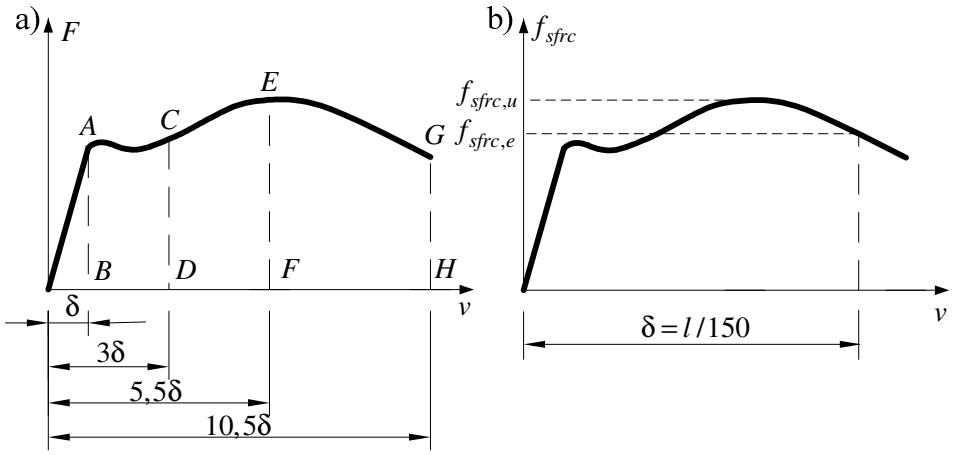
3.3. Reglamentuojami dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodai

Tikrinant dispersiškai armuotų betoninių gaminių kokybę yra sukurta daug metodikų. Labiausiai paplitęs yra amerikiečių standartas – ASTM C1018, taip pat japonų – JSCE-SF4, norvegų – NBP No.7 (sukurtas pagal JSCE-SF4), bei įvairios techninės rekomendacijos, pavyzdžiui, TR-34 (Jungtinė Karalystė), NFP 18-409 (Prancūzija) ir kaip priedas prie СНиП 52-01-2003 („Betoninės ir gelžbetoninės konstrukcijos“) Rusijoje priimtos СП 52-104-2006 („Plienine dispersine armatūra armuotos betoninės ir gelžbetoninės konstrukcijos“). Visoms paminėtoms metodikoms (išskyrus СП 52-104-2006) bendra yra tai, kad visuomet turi būti atliekami eksperimentiniai tyrimai. Tokiu būdu lenkimui bandomos etaloninės $150\times150\times450$ sijos ir nustatoma ne tik laikomoji galia bei ribiniai įtempiai, bet ir energija, kurią sugeria bandinys. Ši energija išreiškiama kaip diagramos „apkrova – įlinkis“ plotas. Be to, ribojamas ir eksperimentinių sijų įlinkis pagal apsibrėžtas ribines reikšmes. Pavyzdžiui, pagal ASTM C1018 standartą
(3.3.1 pav. a.) sijos įlinkis ribojamas esant tokioms reikšmėms: $v=(3{,}5;\ 5{,}5\ 10{,}5;\ 15{,}5)\,\delta$, kur δ – sijos įlinkis pirmo plyšio atsivėrimo metu. Turint diagramą „apkrova – įlinkis“ apskaičiuojami dispersiškai armuotą betoną apibudinantys „stiprio indeksai“, kurie yra išreiškiami kaip energijos, esant tam tikram apsibrėžtam įlinkiui, ir energijos pirmo plyšio atsivėrimo metu, santykiai (pavyzdžiui, $I_5=S_{OACD}/S_{OAB}$ ir t. t.) bei „likutinių įtempių faktoriai“, kurie charakterizuoja įtempių dydį, likusį po pirmo plyšio atsivėrimo (pavyzdžiui,

$R_{5-10} = 20(I_{10} - I_5)$, $R_{10-20} = 10(I_{20} - I_{10})$ ir t. t.). Japonų standartas JSCE-SF4 yra daug paprastesnis už ASTM C1018. Eksperimentinė sija bandoma iki suirimo apkrovos, nustatomi ribiniai įtempiai $f_{sfrc,u}$, sudaroma diagrama „įtempiai-įlinkis“ (3.3.1 pav. b). Pagal reglamentuojamą ribinį įlinkį ($\delta = l/150$) ir diagramą „įtempiai-įlinkis“ nustatoma ekvivalentinė dispersiškai armuoto betono stiprio reikšmė $f_{sfrc,e}$. Tuomet dispersiškai armuotą betoną apibudina du stiprio koeficientai – ribinis R_u ir ekvivalentinis R_e:

$$R_u = 100\frac{f_{sfrc,u}}{f_{ref}} \text{ ir } R_e = 100\frac{f_{sfrc,e}}{f_{ref}};$$

čia f_{ref} – lenkiamos betoninės sijos stipris.



3.3.1. pav. *Lenkiamų dispersiškai armuotų betoninių sijų stiprį apibudinančių indeksų nustatymo diagramos pagal: a – ASTM C1018 standartą; b – JSCE-SF4 standartą*

Įvairios techninės rekomendacijos, pavyzdžiui, TR-34, priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio ir tipo pagal minėtus principus nustato stiprį charakterizuojančius koeficientus ($R_{e,i}$) bei priklausomai nuo jų ribinius tempimo įtempius leidžia skaičiuoti taip:

$$f_{sfrc,t} = f_{ct}\left(1 + \frac{R_{e,i}}{100}\right).$$

Lyginant anksčiau minėtus standartus, įvairių autorių nuomonės siskiriasi: vieni teigia, kad ASTM C1018 standartas pranašesnis už JSCE-SF4, nes yra daug tarpinių stiprį apibudinančių indeksų reikšmių ir taip tiksliau galima susieti įtempius su deformacijomis. Kiti teigia, jog metodas JSCE-SF4 yra pranašesnis, nes visuomet nustatoma ardančioji apkrova, o priimta ribinio įlinkio reikšmė $\delta = l/150 = 3$ *mm* yra daug realesnė už priimtą ASTM C1018 standarte – $15,5\delta \approx 1,55$ *mm*. Tačiau nei standartus, nei techninės rekomendacijas yra nepatogu taikyti praktikoje, nes visuomet reikia atlikti eksperimentinius tyrimus, turėti brangią techninę įrangą, kad būtų galima nustatyti $\sigma - \varepsilon$ diagramas.

Rusijoje galiojančios СП 52-104-2006 projektavimo normos („Plienine dispersine armatūra armuotos betoninės ir gelžbetoninės konstrukcijos“) yra priimtos taikant dispersiškai armuoto betono modeliavimo principus, sukurtus prof. Рабинович, Ф. Н. (2004) (detalus modelio aprašymas pateiktas 3.4 skyriuje). Šio modelio privalumas yra tas, kad projektuojant tokias konstrukcijas nereikia atlikti papildomų eksperimentinių tyrimų, tačiau modelyje nėra vertinamos plastinės dispersiškai armuoto betono deformacijos.

3.4. Dispersiškai armuoto betono stiprio skaičiavimo metodai

Kaip rodo per paskutiniuosius 30 metų sukurtų dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodų analizė (Li, V. C., Wang, S. 2002; Nelson, K., Li, V. C., *et al.* 2002; Lin, Z., Kanda, T., *et al.* 1999; Li, V. C. 2000; Li, V. C. 1992; Wang, Y., Backer, S., *et al.* 1989; Zhang, J., Li, V. C. 2002; Kanda, T., Li, V. C. 1999; Kanda, T., Lin, Z., *et al.* 2000; Leung, C. K. I., Li, V. C. 1991; Li, V. C.; Dhanada, K., *et al.* 1995; Mallaj, M., Li, V. C., *et al.* 1995; Stang, H., Li, V. C. *et al. 1995*; Волков, В. И., Газин, Э. М. 2007), gali būti skiriamos trys modelių grupės:

1) dispersiškai armuoto betono stipris nustatomas remiantis adityvumo dėsniu;
2) dispersiškai armuoto betono stipris nustatomas taikant irimo mechanikos pricipus;
3) dispersiškai armuoto betono taikant empirines priklausomybes.

Daugumoje analizuotų dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodikų pagrindinis skaičiavimo principas yra adityvumo dėsnis (Malmeister, A. K., *et al.* 1980), tačiau jos skiriasi tuo, kokiomis prielaidomis remiantis nustatyti korekcijos koeficientai. Vieni autoriai chaotinį dispersinės armatūros išdėstymą perveda į taisyklingai orientuotą (Филлинс, Д., Харис, Б. 1980; Портной, К. И., Саливеков, С. Е. 1979; Рабинович, Ф. Н. 1989; Marčiukaitis, G. J. 1979, 1998), kiti modeliuoja pagal tikimybinius principus (Курбатов, Л. Г. 1985; Wang, Y.;

Li, V. C. 1988), kiti nustato eksperimentiškai (Степанова, Г. Г. 1975), dar kiti chaotinio išdėstymo nekeičia į taisyklingai orientuotą, tačiau įveda empirinius koeficientus (Leung, C., Li, V. C. 1999; Li, V. C. 1992; Stang, H., Li, V. C., *et al.* 1995; Kanda, T., Li, V. C. 2000; Kanda, T., Lin, Z., *et al*. 2000; Zhang, J., Li, V. C. 2002).

Prof. Рабинович, Ф. Н. (1989) dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodas pagrįstas tuo, kad pagal adityvumo dėsnį chaotiškai išdėstyta dispersinė armatūrą pervedama į taisyklingai orientuotą. Šis skaičiavimo metodas yra pripažintas Rusijoje, pagal jį sukurtos kompozitų projektavimo normos СП 52-104-2006 („Plienine dispersine armatūra armuotos betoninės ir gelžbetoninės konstrukcijos“) (Волков, В. И., Газин, Э. М. 2007). Skaičiavime išskiriamos dvi stadijos skaičiuojant lenkimui arba tempimui:

1) skaičiavimas iki plyšių atsivėrimo;
2) skaičiavimas atsivėrus plyšiams.

Priimtos toliau išvardijamos prielaidos:

Iki plyšių atsivėrimo dirba ir betonas, ir dispersinė armatūra. Įtempiai dispersinėje armatūroje σ_f nustatomi per ribines deformacijas (priėmus, kad $\varepsilon_u = 2f_{ct}/E_c$, $\sigma_f = 2f_{ct}E_s/E_c$), kaip ir projektavimo normose (SniP 2.03.01-84*). Tuomet kompozito tempimo stipris yra:

$$f_{sfrc,t} = f_{ct}\left(1 - V_f\right) + \sigma_f V_f \lambda_p \lambda_{or}; \tag{3.4.1}$$

čia λ_p – koeficientas, kuriuo įvertinama dispersinės armatūros patekimo tikimybė į skaičiuojamąją plokštumą; λ_{or} – koeficientas, kuriuo įvertinama dispersinės armatūros orientacija pagal skaičiuojamąją plokštumą. Koeficientai λ_p ir λ_{or} išvesti modeliuojant dispersiškai armuoto betono struktūrą, o jų sandauga yra lygi $\lambda_p \lambda_{or} = 0,41$.

Atsivėrus plyšiams skaičiuojant dispersiškai armuoto betono tempimo stiprį tempiamas betonas jau nevertinamas:

$$f_{sfrc,t} = f_y V_f \lambda_p \lambda_{or} \lambda_{an}; \tag{3.4.2}$$

čia f_y – dispersinės armatūros tempimo stipris, λ_{an} – dispersinės armatūros inkaravimosi koeficientas, priklausantis nuo dispersinės armatūros užsiinkaravimo ilgio:

Kai $l_{fan} < l_f/2$:

$$\lambda_{an} = \left(1 - \frac{l_{an}}{l_f}\right) \tag{3.4.3a}$$

Kai $l_{fan} \geq l_f / 2$:

$$\lambda_{an} = \frac{l_f}{4 l_{an}}. \qquad (3.4.3b)$$

Koeficiento λ_{an} (3.4.3) galioja tik lygiai dispersinei armatūrai, kitu atveju koeficientas nustatomas eksperimentiškai.

Gniuždomo dispersiškai armuoto betono stipris nustatomas sudedant betono ir dispersinės armatūros atstojamąsias:

$$f_{sfrc,c} = f_c + f_{sc} V_f \lambda_p \lambda_{or} \lambda_{an}. \qquad (3.4.4)$$

Pažymėtina tai, kad skaičiuojant lenkiamą dispersiškai armuotą betoninį elementą pagal šį modelį iki plyšių atsivėrimo, tempiamos zonos įtempių epiūra priimama stačiakampė, o gniuždymo zonos – trikampė (kaip ir SNiP 2.0301-84*). Atsivėrus plyšiams, abi įtempių epiūros priimamos stačiakampės.

Statistinis Wang, Y., Backer, S., *et al.* 1999 modelis taip pat grindžiamas adityvumo dėsniu, tačiau korekcijos koeficientas nustatomas kitaip. Siekiant šio tikslo atliekami dispersinės armatūros ištraukimo iš betono matricos bandymai ir nustatomos ištraukimo deformacijos. Taip pat bandoma lenkimui dispersiškai armuota betoninė sija. Sijos laikomoji galia sugretinama su dispersinės armatūros ištraukimo jėga, ir tokiu būdu nustatoma, kiek dispersinės armatūros ir kokiu kampu ji dirba kaip taisyklingai orientuotas intarpas. Atlikę daugiau bandymų autoriai nustatė, kad korekcijos koeficientas k pasiskirsto pagal Gauso skirstinį ir gali būti koreguojamas su norimu patikimumu:

$$f_{sfrc} = k V_f E_f \varepsilon_f + \left(1 - V_f\right) E_c \varepsilon_c. \qquad (3.4.5)$$

Tačiau ir šių modelių trūkumas yra tas, kad nėra vertinamos betono plastinės deformacijos, kurios, kaip rodo tolimesni tyrimai, turi didelės įtakos laikomajai galiai (3.5.8 formulė).

Antrojoje grupėje, kur dispersiškai armuoto betono stipris nustatomas taikant irimo mechanikos pricipus, būtina paminėti prof. Li, V. C. 1992 darbus. Autorius atliko daug eksperimentinių tyrimų tempiant dispersiškai armuoto betono bandinius ir išanalizavo plyšio vystimąsi. Iš eksperimentinių duomenų analizės autorius nustatė funkcinį ryšį tarp dispersinės armatūros ištraukimo jėgos P ir atsivėrusio plyšio pločio δ:

$$P(\delta) = \frac{\pi}{2}\left(\left(1+\eta\right) E_f d_f^3 \tau \delta\right)^{0,5} e^{f\phi}, \text{ kai } \delta \leq \delta_0;$$

čia $\delta_0 \equiv \left(4l_{an}^2\tau\right)/\left[\left(1+\eta\right)E_f d_f\right]$ – dispersinės armatūros deformacija betone, prie kurios pasireiškia šlytis; $\eta = V_f E_f /\left[\left(1-V_f\right)E_c\right]$; f – koeficientas, nustatomas eksperimentiškai; jis svyruoja nuo 0,5 iki 1; ϕ – dispersinės armatūros posvyrio į skaičiuojamąją plokštumą, kampas.

Turėdamas šią priklausomybę, autorius $\sigma_{sfrc} - \delta$ diagramą aprašė tokiu integralu:

$$\sigma_{sfrc,t}\left(\delta\right) = \frac{4V_f}{\pi d_f^2}\int_{\phi=0}^{\pi/2}\int_{z=0}^{l_f/2\cos\phi} P\left(\delta\right)p\left(\phi\right)p\left(z\right)dzd\phi\,;$$

čia $p\left(\phi\right)$ ir $p\left(z\right)$ tikimybinės tankio funkcijos, kuriomis įvertinamas dispersinės armatūros polinkio kampas ir užsiinkaravimo ilgis.

Šioje metodikoje chaotiškas dispersinės armatūros išdėstymas nekeičiamas į kryptingai orientuotą, o remiantis eksperimentais bandoma nustatyti funkcijas, kurios padėtų įvertinti, kokia dalis dispersinės armatūros išsitraukia, kokia nutrūksta, o kurios dėl per mažo inkaravimo ilgio neužsiinkaruoja. Autoriaus eksperimentiniai tyrimai parodė, kad priėmus $p\left(\phi\right) = \sin\phi$ ir $p\left(z\right) = L_f/2$ bei atlikus matematinius pertvarkymus, tempiamo kompozito stipris zonoje po pirmo plyšio atsivėrimo $\sigma_{sfrc,t}$, priklausomai nuo deformacijų δ, apskaičiuojamas taip:

$$\frac{\sigma_{sfrc,t}}{V_f\tau\left(L_f/d_f\right)/2} = \left[\frac{2}{4+f^2}\left(1+e^{\pi f/2}\right)\right]\left[2\left(\frac{\tilde{\delta}}{\tilde{\delta}^*}\right)^{0,5} - \left(\frac{\tilde{\delta}}{\tilde{\delta}^*}\right)\right];$$

čia $\tilde{\delta} = \delta/\left(L_f/2\right)$ ir $\tilde{\delta}^* = \left(2\tau/\left(1+\eta\right)E_f\right)\left(L_f/d_f\right)$.

Nors funkciją $p\left(\phi\right)$ ir $p\left(z\right)$ dar ilgai tobulinamo kiti autoriai (Maalej, J., Li, V. C., *et al.* 1995; Kanda, T., Li, V. C. 2000, Kanda, T.; Lin, Z., *et al.* 2000; Zhang, J., Li, V. C. 2002; Zhang, J., Stand, H., *et al.* 2001), priklausomai nuo geometrinių dispersinės armatūros faktorių, kurie leidžia pasiekti gerus rezultatus, tačiau modelis yra labai sudėtingas ir sunkiai taikomas praktikoje.

Trečiajai grupei priskiriami dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodai, grindžiami empiriniais duomenimis (Harajli, M. H., Maalouf, D., *et al.* 1995; Narayanan, R., Darwish, I. Y. S. 1987 ir kt.) Pagal nuo dispersinės armatūros tipą, geometrinius matmenis, stiprį ir jos užsiinkaravimo savybes nustatomas vadinamasis „dispersinės armatūros faktorius“. Jis regresine funkcija

susiejamas su kokia nors pastovia betono (pavyzdžiui, tempimo ar gniuždymo) stiprio charakteristika. Pavyzdžiui, pagal Narayanan, R., Darwish, I. Y. S. dispersiškai armuoto betono tempimo stipris apskaičiuojamas taip:

$$f_{sfrc,t} = \frac{f_{c,cube}}{20 - \sqrt{F}} + 0,7 + \sqrt{F} \; ; \qquad (3.4.6)$$

čia $f_{c,cube}$ – kūbinis dispersiškai armuoto betono stipris (*MPa*), F – „dispersinės armatūros faktorius“, apskaičiuojamas taip:

$$F = \frac{l_f}{d_f} V_f k_f \; ;$$

čia l_f, d_f, V_f – dispersinės armatūros ilgis, diametras ir kiekis, k_f – koeficientas, kurio įvertinama dispersinės armatūros forma, ir užsiinkaravimas: $k_f = 0,5$ – apvalaus skerspjūvio; $k_f = 0,75$ – banguotai; $k_f = 1$ – dantytos formos dispersinei armatūrai.

Kiti autoriai, pavyzdžiui, Harajli, M. H., Maalouf, D. *et al.* (1995) pagal dispersinės armatūros charakteristikas, dispersiškai armuoto betono stiprį iš eksperimentinių duomenų regresinės analizės apskaičiuoja kaip betono stiprio prieaugį nuo dispersinės armatūros kiekio. Pavyzdžiui, dispersinei armatūrai su atlankomis galuose dispersiškai armuoto betono tempimo stipris apskaičiuojamas taip:

$$f_{sfrc,t} = (0,54 + 0,09 V_f) \sqrt{0,8 f_c} \; ; \qquad (3.4.7)$$

čia V_f – dispersinės armatūros kiekis, f_c – betono cilindrinis stipris.

Skaičiavimo metodai, grindžiami tik empiriniais duomenimis literatūroje aptinkami labai dažnai. Nors yra pakankamai tikslūs, tačiau pagal juos skaičiavimas gali būti atliekamas tik ribinėje stadijoje, be to, juose neįvertinamas faktinis medžiagos darbas.

Kaip rodo mūsų atlikta dispersiškai armuoto betono skaičiavimo metodų analizė ir palyginimas su eksperimentiniais duomenimis [2A, 5A], tiksliausi rezultatai gaunami taikant pirmajai grupei priskirtus modelius – t. y. taikant adityvumo dėsnį, o iš jų tiksliausiai išsiskiria prof. Рабинович, Ф. Н. metodas. Tačiau skirtumas mūsų nuomone, tarp eksperimentinių ir teorinių reikšmių išryškėja dėl to, kad nėra vertinamos tempiamame ir gniuždomame betone pasireiškiančios plastinės deformacijos (Marčiukaitis, G. J. 1998; [2A]). Mūsų nuomone, šis veiksnys galėtų būti vertinamas taikant prof. В. И. Мурашев metodą betono plastinėms deformacijoms aprašyti ir pritaikyti jį dispersiškai armuoto betono $\sigma - \varepsilon$ diagramai aprašyti. Tokiu būdu maksimaliai bus supaprastintas skaičiavimo metodas. Lieka tik dispersiškai armuoto betono

stiprio reikšmė – σ_{sfrc}, o deformacijoms apibudinti naudojami tamprumo (E_{sfrc}) ir deformacijų moduliai ($E_{sfrc}\left(1-\lambda_{sfrc}\right)$, čia λ_{sfrc} – dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientas), kurie gali būti charkterizuojami tamprumo ar plastiškumo koeficientais.

3.5. Siūlomas dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimo modelis

Kaip parodė dispersiškai armuoto betono stiprio skaičiavimo modelių palyginimas ir analizė, neegzistuoja vieningos nuomonės, kaip nustatyti stiprį ir deformacijas. Daugumos autorių siūlomose metodikose o taip pat kai kuriuose kompozitų projektavimo standartuose rekomenduoja naudotis eksperimentiškai nustatyta kompozito $\sigma-\varepsilon$ diagrama (ASTM C1018; JSCE-SF4; NBP No.7; NFP 18-409; TR-34) arba bendrais kompozitų projektavimo principais, taikant papildomus (dažniausiai empirinius) darbo sąlygų koeficientus.

Siūlomas dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacijų skaičiavimo modelis grindžiamas bendraisiais kompozitų kūrimo ir modeliavimo principais (adityvumo dėsniu) taip pat skaičiavimuose tiesiogiai vertinant tiek tampriąsias, tiek plastines kompozito sudėtinių medžiagų charakteristikas.

Pagal klasikines kompozitų kūrimo ir projektavimo prielaidas galima užrašyti:

kompozito stipris bendruoju atveju:

$$\sigma_{sfrc}=\sigma_f V_f \psi_f+\sigma_c\left(1-V_f\right); \tag{3.5.1}$$

kompozito deformacijų modulis bendruoju atveju:

$$E_{sfrc}=E_f V_f \psi_f+E_c\left(1-V_f\right), \tag{3.5.2}$$

čia ψ_f – medžiagų darbo sąlygų koeficientas, priklausantis nuo medžiagų bendro darbo, deformacinių savybių, intarpų kiekio ir orientacijos, inkaravimo savybių ir t. t. Dažniausiai jis nustatomas modeliuojant, vėliau patikslinamas eksperimentais.

Kaip matome iš (3.5.1 ir 3.5.2) formulių, norint aprašyti kompozitą, būtina aprašyti medžiagų įtempių ir deformacijų priklausomybes.

Įtempių ir deformacijų priklausomybėms aprašyti (3.5.1 pav.) taikytos šios sekančios prielaidos:

1) plieniniams intarpams – tiesinė $\sigma-\varepsilon$ priklausomybė (kadangi plieno tampriosios deformacijos yra mažesnės už ribines betono deformacijas);

2) betonui – trapecinė. Tampriąsias deformacijas atitinka $\varepsilon_{c,el} = f_c / E_c$, plastines – $\varepsilon_{c,pl} = f_c / E_c (1-\lambda_c)$, ribines – $\varepsilon_{c,u} = f_c / E_c (1-\lambda_{cu})$.

Čia plastiškumo koeficientas lygus:

$$\begin{cases} \lambda_c = \dfrac{\varepsilon_c E_c - f_c}{\varepsilon_c E_c} \\ \lambda_{cu} = \dfrac{\varepsilon_{cu} E_c - f_c}{\varepsilon_{cu} E_c} \end{cases}; \tag{3.5.3}$$

arba pagal prof. G. Marčiukaičio (1980) pasiūlytą formulę:

$$\lambda_c = 1 - 0{,}061 f_c^{0,5}; \tag{3.5.4}$$

3) kompozitui – trapecinė. Tampriąsias deformacijas atitinka $\varepsilon_{sfrcc,el} = f_{sfrc} / E_{sfrc}$, plastines – $\varepsilon_{sfrc,pl} = f_{sfrc} / E_{sfrc} (1-\lambda_{sfrc})$, ribines – $\varepsilon_{sfrc,u} = f_{sfrc} / E_{sfrc} (1-\lambda_{sfrc,u})$.

Veikiant apkrovai, kompozitas, intarpas ir betono matrica deformuojasi kartu, todėl galima užrašyti:

$$\varepsilon_{sfrc} = \varepsilon_c = \varepsilon_f. \tag{3.5.5}$$

Čia ryšys tarp deformacijų ir įtempių tamprioje stadijoje, kai $\varepsilon_c \le f_c / E_c$:

$$\begin{cases} \sigma_c = \varepsilon_c E_c \\ \sigma_f = \varepsilon_f E_f \end{cases}. \tag{3.5.6}$$

Iš (3.5.5–3.5.6) lygčių matyti, kad kompozito deformacija yra lygi:

$$\varepsilon_{sfrc} = \frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_f}{E_f} \tag{3.5.7}$$

Taikant mišinio dėsnį ir (3.5.7), kompozito įtempiai yra lygūs:

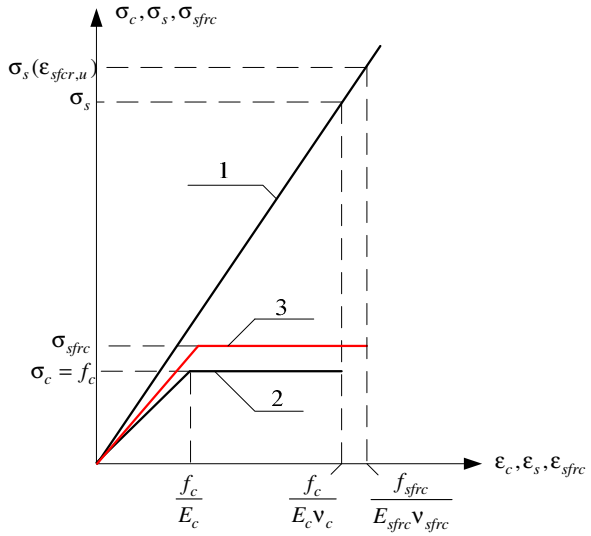
$$\sigma_{sfrc} = \frac{\sigma_f}{E_f}\left(E_c V_c + E_f V_f\right) = \sigma_f \left(\frac{E_c}{E_f} V_c + V_f\right) = \sigma_f \left(n V_c + V_f\right); \tag{3.5.8}$$

čia $n = E_c / E_f$, kai $\varepsilon_{sfrc} \le f_c / E_c$; ir $n = E_c (1-\lambda_c) / E_f$, kai $f_c / E_c < \varepsilon_{sfrc} \le \varepsilon_{cu}$.

Iš (3.5.7–3.5.8) formulių matyti, kad kompozito stipris priklauso nuo dviejų pagrindinių parametrų – įtempių dydžio intarpe σ_f ir kompozito deformacijų ε_{sfrc}, o ribinis kompozito stipris – esant ribiniams intarpo įtempiams

$\sigma_{f,u}$ ir ribinėms kompozito deformacijoms $\varepsilon_{sfrc,u}$. (3.5.8) formulė galioja esant $\varepsilon_{sfrc} \le \varepsilon_{c,u}$, tačiau ribinė kompozito deformacija $\varepsilon_{sfrc,u}$, kai intarpo stipris yra didesnis už matricos stiprį $f_s / f_c \ge 1$, yra didesnė už betono matricos deformaciją $\varepsilon_{c,u}$ (Nelson, K., Li, V. C., *et al*. 2002; Li, V. C., Wang, S. 2002; Li, V. C. 2000; Li, V. C. 1992; Lin, Z., Kanda, T., *et al.* 1999; Wang, Y., Backer, S., *et al.* 1989; Рабинович, Ф. Н. 1989; Zhang, J., Li, V. C. 2002; Kanda, T., Li, V. C. 1999; Kanda, T., Lin, Z., *et al.* 2000; Leung, C. K. I., Li, V. C. 1991; Stang, H., Li, V. C. *et al.* 1995) nes intarpas gali perimti veikiančius įtempius (ypač tempiamas). Taikant kompozitui trapecinę $\sigma-\varepsilon$ diagramą (3.5.1 pav.), ribinė kompozito deformacija $\varepsilon_{sfrc,u}$ gali būti išreikšta per kompozito deformacijų modulį:

$$\varepsilon_{sfrc,u} = \frac{\sigma_{sfrc}}{E_{sfrc}\nu_{sfrc,u}} = \frac{\sigma_{sfrc}}{E_{sfrc}\left(1-\lambda_{sfrc,u}\right)}. \qquad (3.5.10)$$



3.5.1 pav. *Idealizuotos* $\sigma-\varepsilon$ *diagramos: 1 – plieninių intarpų; 2 – idealizuota betono; 3 – idealizuota kompozito*

Kompozito tamprumo koeficientas $\nu_{sfrc,u}$ gali būti išreiškiamas per ribines betono matricos deformacijas, sąlygiškai priėmus, kad $\varepsilon_{c,u} = \varepsilon_{sfrc}$ bei

$\nu_{sfrc,u} = \nu_{sfrc}$, ir taikant iteracijų metodą galėtų būti apskaičiuotas patikslintas $\nu_{sfrc,u}$. Pagal šią prielaidą, sulyginus kompozito bei betono deformacijas, galima užrašyti:

$$\frac{\sigma_{sfrc}}{E_{sfrc}\nu_{sfrc}} = \frac{\sigma_c}{E_c\nu_c}. \tag{3.5.11}$$

Pritaikius mišinio dėsnį kompozitų įtempiams σ_{sfrc} ir tamprumo moduliui E_{sfrc} apskaičiuoti bei atlikus matematinius pertvarkymus, iš (3.5.11) priklausomybės kompozito tamprumo koeficientas yra lygus:

$$\nu_{sfrc} = \frac{\left(V_c + \frac{\sigma_f}{\sigma_c}V_f\right)\nu_c}{\left(V_c + \frac{E_f}{E_c}V_f\right)}. \tag{3.5.12}$$

(3.5.12) priklausomybė aiškiai parodo, kad kompozito tamprumo ir plastiškumo koeficientai, o kartu ir ribinės deformacijos priklauso nuo intarpo bei betono matricos įtempių santykio σ_f / σ_c. Šis santykis gali būti randamas taikant bendruosius išorinių ir vidinių jėgų atlikto darbo principus. Tokiu būdu galima išsireikšti įtempius σ_f intarpuose per betono redukuotą skerspjūvį:

$$\sigma_f = \frac{N}{A_{eff}} = \frac{N}{A_c\frac{E_f}{E_c} + A_f}; \tag{3.5.13}$$

ir atitinkamai betono įtempius σ_c, išreiškus per redukuotą dispersinės armatūros skerspjūvį:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_{eff}} = \frac{N}{A_c + \frac{E_f}{E_c}A_f}. \tag{3.5.14}$$

Iš (3.5.13) ir (3.5.14) akivaizdu, kad santykis σ_f / σ_c yra lygus:

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_c} = \frac{A_c\alpha + A_f}{A_c + A_f\alpha}; \tag{3.5.15}$$

čia $\alpha = E_f / E_c$.

Laikantis, kad $\left(A_f + A_c\right)1 = 1$ ir $V_f + V_c = 1$ bei atlikus matematinius pertvarkymus, (3.5.15) lygtį galima užrašyti taip:

$$\frac{\sigma_f}{\sigma_c} = \frac{\alpha - V_f\left(\alpha - 1\right)}{1 + V_f\left(\alpha - 1\right)}. \tag{3.5.16}$$

(3.5.16) išraišką statant į (3.5.12) išraišką, kompozito tamprumo koeficientas, esant ribinėms deformacijoms, gali būti išreiškiamas:

$$\begin{cases} \nu_{sfrc} = \dfrac{\left(1 - V_f + \dfrac{\alpha - V_f\left(\alpha - 1\right)}{1 + V_f\left(\alpha - 1\right)} V_f\right)\nu_c}{\left(1 - V_f + \alpha V_f\right)}. \\ \lambda_{sfrc} = 1 - \nu_{sfrc} \end{cases} \tag{3.5.17}$$

Pagal (3.5.17) lygtį nustatyto tamprumo koeficiento ν_{sfrc} ir pagal (3.5.10) lygtį nustatytų ribinių kompozito deformacijų $\varepsilon_{sfrc,u}$ palyginimas su eksperimentinėmis reikšmėmis pateiktas 4.2.1–4.2.2 skyriuose.

Antras iš (3.5.7–3.5.8) formulių nagrinėjamas parametras – kompozito intarpo įtempiai σ_f. Kaip matyti iš (3.5.8) formulės, kompozito stipris σ_{sfrc} praktiškai priklauso nuo įtempių dydžio intarpe σ_f. Kad intarpo įtempiai pasiektų ribinę reikšmę, t. y. intarpo stiprį f_y, intarpas turi būti gerai užinkaruotas. Klasikinėje gelžbetonio teorijoje inkaravimosi stipris priklauso nuo matricos ir intarpo sukibimo įtempių τ_f bei sukibimo ploto. Tuomet, esant visiškam inkaravimuisi, turi būti tenkinama sąlyga:

$$\tau_f d_f l_{f,an} \pi = f_y A_f. \tag{3.5.18}$$

Iš (3.5.18) sąlygos nustatomas reikiamas inkaravimosi ilgis $l_{f,an}$ arba priėmus atitinkamą $l_{f,an}$, gali būti nustatyti ribiniai sukibimo įtempiai. Tačiau, esant dispersinei armatūrai su atlanka, veikia ne tik sukibimo įtempiai, bet ir papildomi tangentiniai įtempiai atlankoje. Pažymėjus sukibimo įtempius – τ_1, o tangentinius įtempius atlankoje – τ_2, suminius sukibimo įtempius τ_f galime užrašyti taip:

$$\tau_f = \tau_1 + \tau_2. \tag{3.5.19}$$

Tangentinius įtempius τ_2 išsireiškus kaip sandaugą $\tau_2 = \tau_1 k_{at}$, (3.5.19) galima užrašyti taip:

$$\tau_f = \tau_1 + \tau_2 = \tau_1 + \tau_1 k_{at} = \tau_1 \left(1 + k_{at}\right). \tag{3.5.20}$$

Išreiškus vidutinius normalinius įtempius σ_f dispersinėje armatūroje (Marčiukaitis, G. 1998) per tangentinius τ_f ir pritaikius (3.5.20) formulę, gaunama išraiška normaliniams įtempiams nustatyti pagal dispersinės armatūros geometrinius parametrus, bei vertinant skirtingą atlankos įtaką inkaravimuisi:

$$\sigma_f = \tau_f \frac{l_f}{d_f} = \tau_1 \left(1 + k_{at}\right) \frac{l_f}{d_f}. \tag{3.5.21}$$

Atlankos efektyvumo koeficientas k_{at} priklauso nuo dispersinės armatūros tipo, atlankos formos, suirimo pobūdžio ištraukimo metu, ir turi būti nustatytas eksperimentiniu būdu. Eksperimentinės koeficiento k_{at} reikšmės pateiktos 4.1 skyriuje.

Turint vienos dispersinės armatūros įtempį (3.5.21), pagal (3.5.2) galima gauti kompozito su taisyklingai orientuotais intarpais, stiprį. Kaip parodė daugumos autorių siūlomų modelių analizė ir palyginimas su eksperimentiniais rezultatais [2A, 5A], pervedant chaotinį intarpų armavimą į vienaašį, tiksliausi rezultatai pasiekiami taikant prof. Рабинович, Ф. Н. (2004) siūlomų koeficientų sandaugą:

$$\lambda_{op} \lambda_p = 0,41. \tag{3.5.22}$$

Sugretinus (3.5.1, 3.5.8, 3.5.21, 3.5.22) formules, kompozito stipris yra lygus:

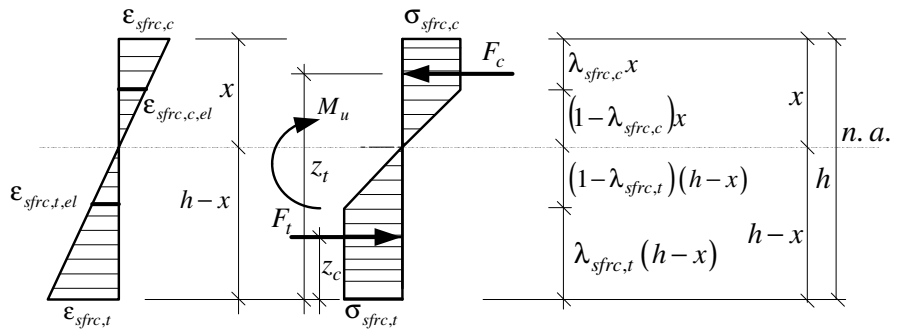
$$\begin{aligned} \sigma_{sfrc} &= 0,41 \sigma_f \left(\frac{E_c \left(1 - \lambda_c\right)}{E_f} V_c + V_f \right) = \\ &= 0,41 \left(1 + k_{at}\right) \tau_1 \frac{l_f}{d_f} \left(\frac{E_c \left(1 - \lambda_c\right)}{E_f} V_c + V_f \right). \end{aligned} \tag{3.5.23}$$

Remiantis (3.5.1–3.5.2, 3.23) formulių adekvatumu, darbo sąlygų koeficientas ψ_f gali būti išreikštas ir per dispersinės armatūros ribinius įtempius. Tuomet (3.5.1) ir (3.5.2) gali būti perrašytos taip:

$$\sigma_{sfrc} = 0,41 \frac{\sigma_f}{\sigma_{fu}} \sigma_{fu} V_f + \sigma_c \left(1 - V_f\right); \tag{3.5.24}$$

$$E_{sfrc} = 0,41\frac{\sigma_f}{\sigma_{fu}} E_f V_f + E_c\left(1 - V_f\right). \tag{3.5.25}$$

Tokiu būdu gautoje (3.5.23) formulėje, vertinami visi kompozito stiprį įtakojantys parametrai. Be to, dispersiškai armuoto betono deformacijų modulio, priklausančio nuo plastiškumo koeficiento dydžio (3.5.3), santykis su dispersinės armatūros tamprumo moduliu leidžia nustatyti kompozito įtempius pagal plastinių deformacijų dydį.



3.5.2 pav. *Lenkiamo dispersiškai armuoto betoninio elemento normalinio pjūvio deformacijų ir įtempių epiūros, vertinant plastines betono deformacijas*

Turint pagrindines dispersiškai armuoto betono stiprio ir deformacines charakteristikas galima apskaičiuoti lenkiamo dispersiškai armuoto betono elemento stiprį (atsižvelgiant į plastines deformacijas). Taikant plokščių pjūvių hipotezę ir priėmus gniuždomos ir tempiamos zonos įtempių epiūras trapecinėmis (3.5.2 pav.), kur tampriąsias tempimo ir gniuždymo deformacijas $\varepsilon_{sfrc,t,el}$, $\varepsilon_{sfrc,c,el}$ atitinka kintamos įtempių dalys $\nu_{sfrc,t}\left(d-x\right)=\left(1-\lambda_{sfrc,t}\right)\left(d-x\right)$ ir $\nu_{sfrc,c}x=\left(1-\lambda_{sfrc,c}\right)x$, o pastoviąsias – $\lambda_{sfrc,c}\left(d-x\right)$ ir $\lambda_{sfrc,c}x$, atitinkamai galima apskaičiuoti neutraliosios ašies padėtį. Remiantis šiomis prielaidomis, įtempių epiūros pilnumo koeficientai:

$$\left.\begin{aligned}\omega_{sfrc,t} &= \frac{1+\lambda_{sfrc,t}}{2}\\ \omega_{sfrc,c} &= \frac{1+\lambda_{sfrc,c}}{2}\end{aligned}\right\}. \tag{3.5.26}$$

Gniuždomos zonos dispersiškai armuoto betono įtempiai $\sigma_{sfrc,c}$, atitinkantys deformacijas $\varepsilon_{sfrc,c}$, išreikšti per tempiamos zonos įtempius $\sigma_{sfrc,t}$

$$\sigma_{sfrc,c} = \sigma_{sfrc,t} \frac{1}{n_{sfrc}} \frac{x}{h-x}, \tag{3.5.27}$$

čia

$$n_{sfrc} = \frac{E_{sfrc}\left(1-\lambda_{sfrc,t}\right)}{E_{sfrc}\left(1-\lambda_{sfrc,c}\right)}. \tag{3.5.28}$$

Dispersiškai armuoto betono bei tempiamos ir gniuždomos zonų atstojamosios:

$$\left.\begin{aligned} F_c &= \omega_{sfrc,c} x \sigma_{sfrc,c} = \omega_{sfrc,c} x \frac{1}{n_{sfrc}} \frac{x}{h-x} \sigma_{sfrc,t} \\ F_t &= \omega_{sfrc,t}\left(h-x\right)\sigma_{sfrc,t} \end{aligned}\right\}. \tag{3.5.29}$$

Iš horizontalių jėgų pusiausvyros lygties bei statant (3.5.27) į (3.5.28), atlikus matematinius pertvarkymus, dispersiškai armuoto betoninio elemento neutralioji ašies padėtis gali būti nustatoma pagal tokią formulę:

$$x^2\left[\omega_{sfrc,t} n_{sfrc} - \omega_{sfrc,c}\right] - x\left[2\omega_{sfrc,t} n_{sfrc} h\right] + \omega_{sfrc,t} n_{sfrc} h^2 = 0. \tag{3.5.30}$$

Tempiamos zonos atstojamosios petys z_t tempiamo sluoksnio krašto atžvilgiu:

$$z_t = \frac{1}{3}\left(1 + \lambda_{sfrc,t} - \frac{\lambda_{sfrc,t}}{1+\lambda_{sfrc,t}}\right)\left(h-x\right). \tag{3.5.31}$$

Gniuždomos zonos atstojamosios petys z_c tempiamo sluoksnio krašto atžvilgiu:

$$z_c = h - \frac{1}{3}\left(1 + \lambda_{sfrc,c} - \frac{\lambda_{sfrc,c}}{1+\lambda_{sfrc,c}}\right)x. \tag{3.5.31}$$

Momentų suma apie gniuždomos zonos atstojamąją F_c (plyšio atsivėrimo momentas):

$$M_{crc} = F_t\left(z_c - z_t\right). \tag{3.5.32}$$

Momentų suma apie tempiamos zonos atstojamąją F_t (atlaikantysis momentas):

$$M_u = F_c\left(z_c - z_t\right). \tag{3.5.33}$$

Pagal (3.5.32) formulę ir (3.5.1 pav.) akivaizdu, kad pirmasis plyšys atsivers vienam iš kompozito elementų, t. y. tempiamam betonui pasiekus ribines

tempimo deformacijas. Daugelyje literatūros šaltinių teigiama, kad tempiamo betono ribinės deformacijos yra lygios $2f_{ct}/E_c$, t. y. tamprumo ir plastiškumo koeficientai suirimo metu lygūs ir yra $\nu_t = \lambda_t = 0{,}5$. Plastinės deformacijos gniuždomoje zonoje plyšio atsivėrimo momentu yra labai mažos ir todėl jų nepaisoma (pavyzdžiui, projektavimo normose SNiP 2.0301-84*, STR 2.05.05: 2005, Залесов, А. С., Кодыш, Э. Н., *et al.* 1988). Tad galima priimti $\lambda_c = 0$, o gniuždomos zonos įtempių epiūra tampa trikampe. Atsivėrus pirmajam plyšiui, kompozito tempimo ir gniuždymo deformacijoms didėja. Atitinkamai didėja ir plastiškumo koeficientų reikšmės $\lambda_{sfrc,t}\left(0{,}5...\lambda_{sfrc,t,u}\right)$, $\lambda_{sfrc,c}\left(0...\lambda_{sfrc,c,u}\right)$. Gniuždomos zonos aukštis x mažėja, keičiasi vidinių jėgų petys $\left(z_c - z_t\right)$. Ribinis lenkiamo, supleišėjusio, dispersiškai armuoto elemento stipris pagal (3.5.33) bus lygus esant ribinėms $\lambda_{sfrc,t,u}$, $\lambda_{sfrc,c,u}$ plastiškumo koeficiento reikšmėms.

3.6. Trečiojo skyriaus išvados

1. Literatūros šaltinių analizė parodė, kad dispersiškai armuoto betono tampriosios ir plastinės savybės yra išnagrinėtos nepakankamai, nes nėra sukurta vieningos gerai pagrįstos teorijos joms nustatyti.
2. Kaip rodo šiuolaikinių modelių, kuriuose vertinamos kompozito plastinės deformacijos, analizė, jie yra gana sudėtingi, be to, kiekvienu projektavimo atveju būtina atlikti papildomus eksperimentinius tyrimus. Dėl šių priežasčių jie yra sunkiau pritaikomi praktiniam kompozitų projektavimui.
3. Pasiūlytas stiprio ir deformacijų skaičiavimo modelis grindžiamas bendraisiais kompozitų projektavimo principais bei gerai žinoma prof. Мурашев, В. И. teorija paprasto betono plastinėms deformacijoms skaičiavimuose vertinti. Taip siūlomas modelis leidžia įvertinti kompozito plastines deformacijas per išvestus (3.5.17) tamprumo ir plastiškumo koeficientus.
4. Taip pat, remiantis bendraisiais kompozitų projektavimo principais, pasiūlyta analitinė metodika, kaip įvertinti plieninio dispersinės armatūros formos, stiprio, bei inkaravimosi betono matricoje savybių įtaką kompozito stipriui bei deformacijoms (3.5.23).

4

Dispersiškai armuoto betono fizinių ir mechaninių savybių eksperimentinis tyrimas bei rezultatų palyginimas su teoriniu modeliu, esant įvairiam įtempių būviui

4.1. Dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje eksperimentinis tyrimas

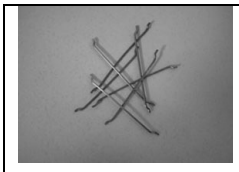
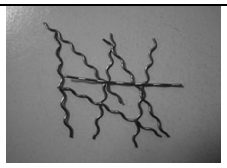
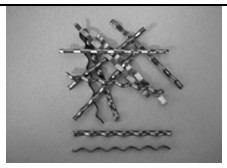
4.1.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas

Senai žinoma, kad paprasta tiesi dispersinė armatūra su inkaravimui specialiai neužlankstytais galais ar specialiu profiliu yra nenaudinga tiek ekonomiškai tiek stiprio atžvilgiu. Tačiau ne visi dispersinės armatūros profiliai su atlankomis galuose optimaliai atitinka bendrą darbą. Tokie veiksniai, kaip dispersinės armatūros tempimo stipris f_y, jo inkaravimosi forma bei betono stipris f_c turi didelę įtaką bendram darbui. Kaip rodo įvairūs eksperimentiniai tyrimai, vienais atvejais dispersinės armatūros užsiinkaravimas yra pakankamas, ir ji nutrūksta pasiekus stiprio ribą f_y, kitais atvejais ji yra ištraukiama iš betono

matricos ištiesinus jos inkaruojamąjį profilį. Be to, daugumoje dispersinio armavimo skaičiavimo metodų, reglamentuojama eksperimentiškai nustatyti dispersinės armatūros sukibimo su betono matrica tangentinius įtempius. Būtent dėl šių veiksnių buvo atlikti dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje eksperimentiniai tyrimai. Jais siekta išsiaiškinti dispersinės armatūros formos įtaką inkaravimosi stipriui ir pasiūlyti dispersinės armatūros atlankos vertinimą bendram kompozito stipriui.

4.1.2. Eksperimentinio tyrimo metodika ir rezultatai

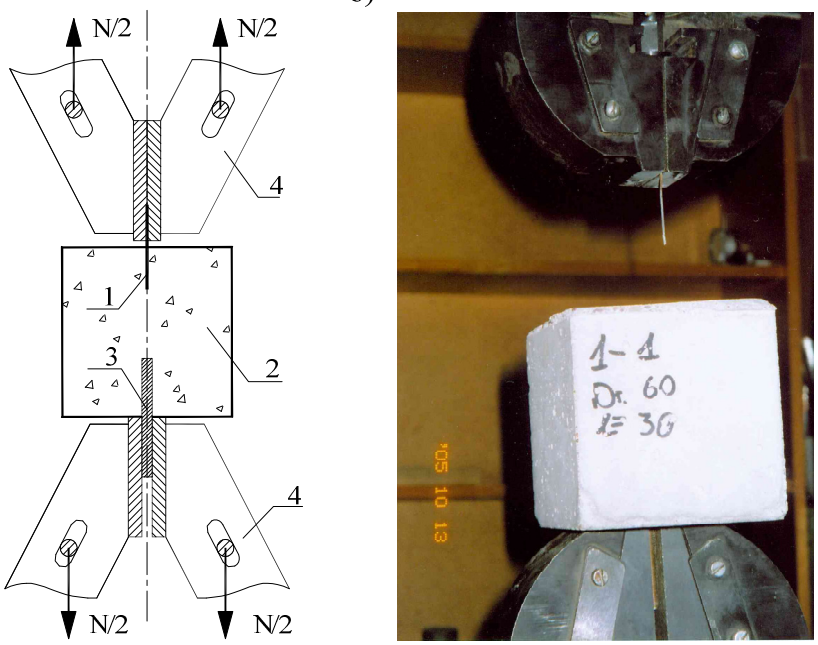
Siekiant nustatyti įvairių tipų dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje tangentinius įtempius ir sukibimo su betono matrica stiprį, bei suirimo pobūdį, eksperimentiniams tyrimams buvo naudojama penkių rūšių dispersinė armatūra (4.1.1 pav.): labiausiai paplitusi su viena atlanka galuose – MZP 50 ir MZP 60, kurios skersmuo $d_f = 1\ mm$, $f_y = 1100\ MPa$, taip pat dviejų tipų banguota – apvalaus profilio MPS 50 ($d_f = 1\ mm$), stačiakampio profilio – MPD 50 $\left(b \times h = 2{,}5 \times 0{,}8\right)$, ir lakštinio MGP 32 $(b \times h = 1{,}2 \times 0{,}9)$ tipo dispersinė armatūra.

			
MPZ 50, 60 mm Nr.1010	MPS 50 mm Nr. 1030	MPD 50 Nr. 1020	MPG 32 Nr. 1050

4.1.1 pav. *Eksperimente naudotos dispersinės armatūros tipai*

Specialiuose stenduose į projektinę padėtį užfiksuota dispersinė armatūra buvo užliejama betonu, bandinys suvibruojamas ir laikomas normaliomis kietėjimo sąlygomis iki projektinio betono stiprio. Eksperimentams buvo naudojamas betonas, kurio vidutinis kubinis stipris $f_{c,cube} = 37{,}94\ MPa$ ir tempimo stipris – $f_{ct} = 2{,}60\ MPa$. Paruošti bandiniai viena betoninio kubelio plokštuma per inkarinį varžtą buvo tvirtinami prie nejudančios hidraulinio domkrato dalies gnybtų (4.1.1 pav.). Prie judančios hidraulinio domkrato dalies gnybtų buvo tvirtinamas laisvasis dispersinės armatūros galas. Apkrova didinta pastoviu 0,025 *kN/s* greičiu. Eksperimentiniame tyrime buvo nustatoma dispersinės armatūros ištraukimo jėga ir jos suirimo pobūdis. Ištraukimo jėgos *N* iš betono matricos serijų vidutinės reikšmės pateiktos 4.1.1 lentelėje.

a) b)



4.1.1 pav. *a – Dispersinės armatūros ištraukimo iš betono matricos bandymo schema: 1– dispersinė armatūra; 2 – betoninis kubelis 100x100 mm; 3 – inkarinis varžtas; 4 – hidraulinio domkrato gnybtai; b – Ištrauktos dispersinės armatūros suirimo pobūdis*

4.1.1 lentelė. *Dispersinės armatūros ištraukimo jėgos N iš betono matricos serijų vidutinės reikšmės*

Pav.	Nr.	Geometrinės dispersinės armatūros charakteristikos						*N, kN*
		d_f, *mm*	*n, vnt.*	*h, mm*	l_1, *mm*	l_2, *mm*	l_{an}, *mm*	
MPZ60	1-1	1,0	0,5	3,5	24,5	5,5	30	0,85
	1-2	1,0	0,5	3,5	24,5	5,5	30	0,89
	1-3	1,0	0,5	3,5	25,5	5,5	39	0,92
	1-4	1,0	0,5	3,5	24,5	5,5	30	0,81
MPZ50	2-1	1,0	0,5	3,5	21,5	5,5	27	0,88
	2-2	1,0	0,5	3,5	20,5	5,5	26	0,87
	2-3	1,0	0,5	3,5	19,5	5,5	25	0,85
	2-4	1,0	0,5	3,5	19,5	5,5	25	0,85

4.1.2 lentelės tęsinys

Pav.	Nr.	Geometrinės dispersinės armatūros charakteristikos						*N*, *kN*
		d_f, *mm*	*n*, *vnt.*	*h*, *mm*	l_1, *mm*	l_2, *mm*	l_{an}, *mm*	
MPS50	3-1	1,0	3,8	2,2	0	8,0	30	1,29
	3-2	1,0	3,1	2,2	0	8,0	25	1,27
	3-3	1,0	3,1	2,2	0	8,0	25	1,13
	3-4	1,0	2,9	2,2	0	8,0	23	1,31
MPD50	4-1	2,5×0,8	4,0	1,8	0	6,5	26	1,15
	4-2	2,5×0,8	4,0	1,8	0	6,5	26	1,96
	4-3	2,5×0,8	4,0	1,8	0	6,5	26	1,83
	4-4	2,5×0,8	3,5	1,8	0	6,5	23	1,5
MPG32	5-1	1,2×0,9	0,5	1,0	12,2	2,8	15	0,12
	5-2	1,2×0,9	0,5	1,0	15,2	2,8	18	0,12
	5-3	1,2×0,9	0,5	1,0	12,2	2,8	15	0,16
	5-4	1,2×0,9	0,5	1,0	–	2,8	–	–

4.1.4. Siūlomas dispersinės armatūros inkaravimosi vertinimas

Klasikinėje armatūros sukibimo su betono matrica teorijoje plačiai naudojama tokia sąlyginių tangentinių sukibimo įtempių išraiška:

$$\tau = N/\left(\pi d l_{an}\right); \qquad (4.1.1)$$

čia N – armatūros ištraukimo iš betono matricos jėga, $\pi d l_{an}$ – armatūros ir betono sukibimo paviršius.

Iš šios išraiškos gaunamas ribinis betono su armatūra sukibimo stipris $\tau = f_{bd}$. Be to, optimali ištraukimo jėga su ribiniu sukibimo stipriu turi būti lygi dispersinės armatūros nutraukimo jėgai: $f_b l_{an} \pi = f_y A_f$. Taigi šios išraiškos turi aiškią fizinę prasmę tik tiesiai, lygaus paviršiaus dispersinei armatūrai. Daug sudėtingesnė padėtis yra naudojant dispersinę armatūrą, galuose turinčią atlankas ar banguotą profilį. Tokiais atvejais tangentinių įtempių taip paprastai skaičiuoti negalima. 4.1.2 paveiksle pateikti literatūroje dažniausiai sutinkami trys galimi dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje modeliai (Курбатов, Л. Г., Попов, В. И. 1985; Bentur, A., Mindesst, S., *et al.* 1985; Рабинович, Ф. Н. 2004). Visuose trijuose modeliuose, tiesiame dispersinės armatūros ruože atstumu l_1, visu sukibimo paviršiaus plotu laikomasi nuostatos, kad veikia tangentiniai įtempiai τ_1, lygūs betono sukibimo su armatūra sukibimo ribiniam stipriui f_{bd}. Jis gali būti lengvai gaunamas iš eksperimentinių ar teorinių

rezultatų. Tačiau pagrindinis visų šių trijų skaičiuojamų modelių skirtumas yra tik sąlyginių tangentinių įtempių vertinimas pačioje atlankoje, ruože l_2. Pavyzdžiui, pirmuoju atveju (4.1.2 pav. a) tangentiniai įtempiai τ_2 vertinami laikantis nuostatos, kad jie veikia visoje atlankoje, tačiau išreiškiami atstume l_2:

$$\tau_2 = \frac{N - \tau_1 \pi d_f l_1}{\pi d_f l_{2,at}}. \qquad (4.1.2)$$

Tangentiniai įtempiai τ_2 visuomet yra didesni už įtempius τ_1, nes bet kokia atlanka gerokai padidina dispersinės armatūros inkaravimąsi, be to, atstumas $l_{2,at}$ yra palyginti mažas. Šiuo atveju tangentinių įtempių santykis τ_2 / τ_1 gali aiškiai parodyti atlankos efektyvumą, lyginant su tiesaus profilio dispersine armatūra. Pagal antrąjį modelį (4.1.2 pav. b) tangentiniai įtempiai vertinami ne atlankoje, o jos sudarytoje sąlyginėje plokštumoje. Be to, manoma, kad betonas, esantis dispersinės armatūros atlankoje, susiglemžia betono matricos atžvilgiu:

$$\tau'_2 = \frac{N - \tau_1 \pi d_f l_1}{2\left(h + d_f\right) l_2}. \qquad (4.1.3)$$

Šio modelio pranašumas, lyginant su pirmuoju, yra tas, kad 4.1.3 formulėje gali būti tiesiogiai vertinami dispersinės armatūros atlankos geometriniai parametrai (h, d_f, l_2). Trečiojoje schemoje atlankos įtaka vertinama per betono glemžimo įtempius f_{cu}, veikiančius pačioje atlankoje:

$$f_{cu} = \frac{N - \tau_1 \pi d_f l_{1,at}}{d_f h n}; \qquad (4.1.4)$$

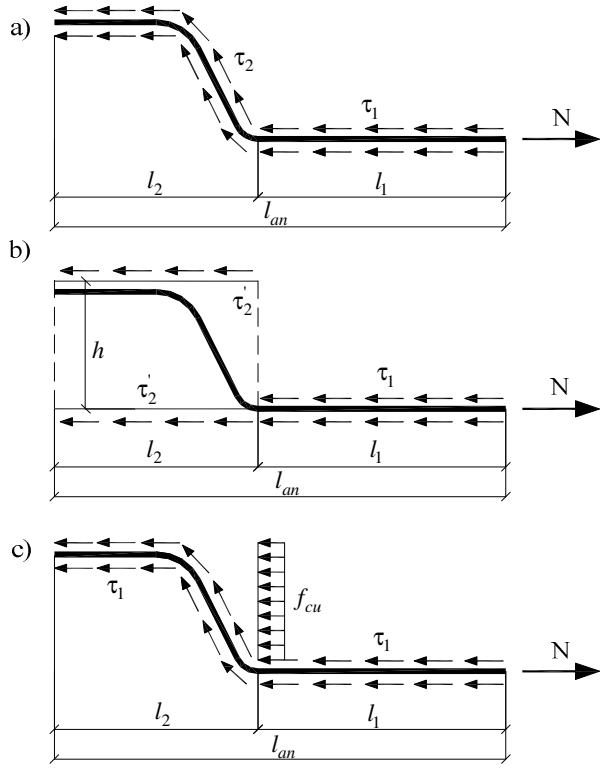
čia n – atlankų, po kuriomis vyksta betono glemžimas, skaičius.

Tačiau, kaip rodo mūsų atlikti eksperimentiniai tyrimai (4.1 skyrius, 4.1.1 pav. b.), praktiškai visa dispersinė armatūra, ištraukus ją iš betono matricos buvo, deformuota (t. y. atlankos ar bangos išsitiesino). Tai reiškia, kad betono glemžimo įtempiai buvo mažesni už sąlyginius tangentinius įtempius τ_2, todėl nagrinėjamuoju atveju modeliai, aprašyti 4.1.3 ir 4.1.4 formulėmis nėra taikytini.

Išreikšti iš 4.1.2 formulės armatūros ir betono sukibimo ribiniai įtempiai τ_1, veikiantys ruože l_1 (4.1.2 pav. b.) pagal Lietuvoje galiojančias projektavimo normas STR 2.05.05:2005 gali būti apskaičiuojami iš šios išraiškos:

$$f_{bd} = 2{,}25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd};$$

čia f_{ctd} – skaičiuotinis betono tempiamasis stipris, η_1 – koeficientas, kuriuo įvertinama armatūros padėts betonavimo metu ir sukibimo sąlygos; $\eta_1 = 0,7$, η_2 – koeficientas, kurio įvertinama strypo skersmens įtaka, $\eta_2 = 1,0$, kai $\varnothing \geq 32mm$.



4.1.2. pav. *Dispersinės armatūros su atlankomis galuose inkaravimosi betono matricoje skaičiuojamosios schemos: a – 1 schema, vertinanti atlankos sąlyginius tangentinius įtempius τ_2, laikantis nuostatos, kad jie pasiskirstę per visą atlankos ilgį; b – 2 schema, vertinanti atlankos sąlyginius tangentinius įtempius τ_2' laikantis nuostatos, kad jie veikia atlankos plokštumoje; kur l_2 ir h atlankos ilgis ir aukštis; c – schema, vertinanti atlankos įtaką per betono glemžimą prieš ir už atlankos.*

Tačiau, kaip rodo dauguma atliktų eksperimentinių tyrimų, armatūros ir betono sukibimo ribiniai įtempiai τ_1 lygaus profilio plieninei dispersinei armatūrai gali būti taikomi tiesiog kaip pastovus dydis, lygus 4,15 *MPa* (Ashour, S. A., Hassanain, G. S. 1992; Li, V. C., Ward, R. 1992).

Priėmus minėtą reikšmę ir taikant pirmąjį modelį, apskaičiuotos vidutinės eksperimente gautų tangentinių įtempių τ_2 reikšmės. Jos yra pateiktos 4.1.3 lentelėje. Tuomet (3.2.12) formulėje aptarti vidutiniai noramaliniai įtempiai dispersinėje armatūroje, išreikšti per tangentinius įtempius yra lygūs:

$$\sigma_{inc,mid} = \frac{\tau_{bt} l_f}{d_f}, \tag{4.1.5}$$

ir viso kompozito stipris pagal adityvumo dėsnį:

$$\sigma_c = \sigma_{inc,mid} V_{inc} + \sigma_m \left(1 - V_{inc}\right); \tag{4.1.6}$$

čia τ_{bt} – sukibimo įtempiai intarpo ir matricos sąlyčio plokštumoje. Esant dispersinei armatūrai su atlanka, veikia ne tik įtempiai $\tau_{bt} = \tau_1$, bet ir sąlyginiai įtempiai atlankoje τ_2 .Tuomet normaliai įtempiai (4.1.5 formulė) atrodys taip:

$$\sigma_{inc,mid} = \frac{\left(\tau_1 + \tau_2\right) l_f}{d_f}. \tag{4.1.7}$$

Tangentinius įtempiai τ_2 gali būti išreiškti per tangentinius įtempius τ_1:

$$\tau_2 = \tau_1 k_{at}, \tag{4.1.8}$$

Iš (4.1.8) formulės akivaizdu, kad k_{at} – atlankos koeficientas lygus dispersinės armatūros ištraukimo jėgos N su atlanka ir dispersinės armatūros ištraukimo jėgos be atlankos ($N_{ref} = \tau_1 \pi d_f l_{an}$) santykiui:

$$k_{at} = \frac{N}{N_{ref}}. \tag{4.1.9}$$

Tokiu būdu gautos eksperimentinės koeficiento k_{at} reikšmės pateiktos 4.1.3 lentelėje.

4.1.3 lentelė. *Vidutinės tangentinių įtempių atlankoje ir koeficientų k_{at} reikšmės*

Dispersinės armatūros tipas	τ_2, MPa	k_{at}	Koeficiento k_{at} dispersija	Koeficiento k_{at} variacija
MPZ 60	9,13	2,20	0,11	0,05
MPZ 50	10,75	2,59	0,06	0,02
MPS 50	15,60	3,76	0,48	0,13
MPD 50	9,71	2,34	0,51	0,22
MPG 32	10,71	2,58	0,24	0,09

Sugretinus (4.1.6, 4.1.7, 4.1.8) formules bei naudodamiesi prof. Ф. Н. Рабинович (2004) pasiūlytu pervedimo iš chaotiško armavimo į vienos krypties armavimą koeficientu (3.5.22), gauname formulę dispersiškai armuoto betono stipriui apskaičiuoti:

$$\sigma_{sfrc} = 0,41\frac{\tau_1\left(1+k_{at}\right)l_f}{d_f}V_f + \sigma_c\left(1-V_f\right). \qquad (4.1.10)$$

Šioje formulėje atsižvelgiama ne tik į mechanines medžiagų savybes, bet ir į skirtingų tipų atlankas bendram kompozito darbui.

4.2. Dispersiškai armuoto betono savybių esant vienašiam įtempių būviui eksperimentinis tyrimas

Šioje eksperimentinėje programoje buvo tiriamos MZP 50 tipo plienine dispersine armatūra armuoto betono stiprio ir deformacines savybės. Eksperimentinę programą sudarė trys pagrindinės skirtingo dispersiškai armuoto betono stiprio serijos. Pirmoji FRC serija buvo skirta dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje, vienaašio bei dviašio įtempių būvio tyrimui. Betono tešla buvo gaminama laboratorijoje. I ir II serijos buvo skirtos dispersiškai armuoto betono plokščių praspaudimo eksperimentiniam tyrimui. Šiam tyrimui betono tešla buvo užsakyta bei pagaminta gamykloje. Dispersinės armatūros kiekis, atitinkantis 1, 1,5 ir 2 procentus tūrio masės, buvo įmaišomas į betono tešlą laboratorijoje. Dispersiškai armuoto betono tešlos medžiagų sudėtis pateikta 4.2 lentelėje.

4.2 lentelė. *Eksperimentinės programos betono sudėtis*

Medžiagos pavadinimas	Medžiagos kiekis kg/m^3		
	FRC serija	I serija	II serija
Cementas (42,5R)	320	308,67	312,14
Smėlis (0–4 mm)	773	947,33	933,53
Žvirgždas (4–16 mm)	1180	924,00	912,54
Vanduo	163	124,67	126,9
Plastifikatorius	–	1,36	1,37
MZP 50 tipo dispersinė armatūra	0; 78,5; 117,75; 157	0; 78,5; 117,75; 157	0; 78,5; 117,75; 157

Gniuždomo dispersiškai armuoto betono stipris buvo nustatomas bandant etaloninius 150×150×150 *mm* kubelius ir etalonines 100×100×400 *mm* prizmes. Tempiamo dispersiškai armuoto betono stipris buvo nustatomas lenkiant

$100\times100\times400$ *mm* prizmes. Gniuždomo ir tempiamo dispersiškai armuoto betono tamprumo bei deformacijų moduliai buvo nustatyti matuojant eksperimentinių bandinių tempimo ir gniuždymo deformacijas tenzometriniais davikliais. Iš viso buvo išbandyta po keturis kiekvienos serijos bandinius. Vidutinės eksperimentinės reikšmės pateiktos 4.2.1–4.2.3 lentelėse. Gauti eksperimentiniai duomenys palyginti su siūlomo modelio teoriškai apskaičiuotais duomenimis. Gauti rezultatai gerai sutampa.

4.2.1. Dispersiškai armuoto betono tamprumo modulis

Dispersiškai armuoto betono tamprumo moduliui nustatyti buvo bandomos etaloninės $100\times100\times400$ *mm* prizmės (kiekvienos serijos po 4 prizmes, tarp jų ir kontrolines). Deformacijos buvo matuojamos prizmių šoninių plotų geometriniuose centruose skersine ir išilgine kryptimi priklijuotais 50 *mm* bazės tenzodavikliais. Prizmių bandymas bei tamprumo ir deformacijų modulio apskaičiavimas buvo atliktas pagal GOST 101 80-90 rekomendacijas. Apkrova buvo keliama kas 20 *kN* su 5 *min.* išlaikymu iki pat suirimo. Apkrovos kėlimo greitis – 0,05 *kN/s*. Sąlyginė tamprumo riba priimta esant $0,4F_u$ ribinei apkrovai. Dispersiškai armuoto betono tamprumo modelio nustatymo bandymas ir gauti eksperimentiniai rezultatai pateikti 4.2.1 paveiksle ir 4.2.1 lentelėje.

a) b)



4.2.1 pav. *Dispersiškai armuoto betono tamprumo modelio nustatymo eksperimentas (a); prizmių serijos paruošimas eksperimentui (b)*

Be to, vienas iš šios eksperimentinės dalies tikslų buvo nustatyti eksperimentinį dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientą λ_{sfrc} tempimui ir gniuždymui, jo fizines priklausomybes esant skirtingiems dispersinės armatūros kiekiams, taip pat ją palyginti su siūlomu modeliu (3.5.17 formulė).

Tam reikia žinoti ribinį deformacijų modulį. Gniuždomo betono deformacijų modulis nustatytas gniuždant, o tempiamo – lenkiant etalonines $100\times100\times400$ mm prizmes. Lenkiamų bandinių deformacijų modulis buvo nustatytas matuojant tempiamo sluoksnio deformacijas grynojo lenkimo zonoje dviem tenzometriniais davikliais ir vienu indukciniu deformacijų matuokliu. Tenzometriniais davikliais ribines deformacijas pavyko nustatyti tik lenkiamose betoninėse prizmėse. Dispersiškai armuoto betono prizmėse, atsivėrus plyšiui, ribinės deformacijos ir tempiamo sluoksnio plyšio plotis nustatyti tik indukciniu deformacijų matuokliu.

4.2.1 lentelė. *Dispersiškai armuoto betono tamprumo modulio eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas*

Serija	V_f, %	$E_{c,obs}$, GPa	$E_{sfrc,obs}$, GPa	$E_{sfrc,cal}$ *, GPa	$\frac{E_{sfrc,obs}}{E_{sfrc,cal}}$
C	0	37,3	–	–	–
FRC1	1,0	–	38,2	37,38	1,02
FRC1,5	1,5	–	39,3	37,42	1,05
FRC2	2,0	–	39,8	37,46	1,06
I	0	32,95	–	–	–
	1,0	–	33,76	33,07	1,02
	1,5	–	34,67	33,14	1,05
II	0	35,50	–	–	–
	2,0	–	35,93	35,7	1,05

* Teorinė tamprumo modulio reikšmė apskaičiuota pagal (3.5.25) formulę, priėmus eksperimentinę betono tamprumo modulio reikšmę $(\nu_c = 0,468)$

4.2.2 lentelė. *Dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficiento eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas*

Serija	V_f, %	$\lambda_{sfrc,c,obs}$	$\lambda_{sfrc,t,obs}$	$\lambda_{sfrc,c,cal}$	$\lambda_{sfrc,t,cal}$	$\frac{\lambda_{sfrc,c,obs}}{\lambda_{sfrc,c,cal}}$	$\frac{\lambda_{sfrc,t,obs}}{\lambda_{sfrc,t,cal}}$
C	0	0,706	0,61	–	–	–	–
FRC1	1,0	0,71	0,981	0,649	0,8952	1,09	1,10
FRC1,5	1,5	0,717	0,982	0,6503	0,8955	1,10	1,10
FRC2	2,0	0,721	0,983	0,6517	0,8959	1,11	1,10
I	0	0,694	0,562				
	1,0	0,702	0,98	0,6655	0,9048	1,05	1,08
	1,5	0,73	0,982	0,668	0,9052	1,09	1,08
II	0	0,712	0,58	–	–	–	–
	2,0	0,719	0,984	0,652	0,9016	1,10	1,09
					Vidurkis	**1,09**	**1,09**
					Kvadratinė nuokrypa	**0,02**	**0,01**
					Variacijos koeficientas	**0,02**	**0,01**

Turint ribines deformacijas ir ribinius įtempius, pagal (3.5.3) formulę nustatyti gniuždomo bei tempiamo dispersiškai armuoto betono eksperimentiniai plastiškumo koeficientai $\lambda_{sfrc,c,obs}$, $\lambda_{sfrc,t,obs}$. Teorinės plastiškumo koeficiento reikšmės $\lambda_{sfrc,c,cal}$, $\lambda_{sfrc,t,cal}$ gautos apskaičiavus tamprumo koeficientus pagal (3.5.17) ir (3.5.4) formules. Eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas pateiktas 4.2.2 lentelėje. Teorinės plastiškumo koeficiento reikšmės $\lambda_{sfrc,c,cal}$, $\lambda_{sfrc,t,cal}$, apskaičiuotos pagal 3.5.17 formulę, gerai sutampa su eksperimentinėms reikšmėmis.. Kadangi variacijos koeficientai yra labai maži (0,01 ir 0,02, 4.2.2 lentelė), tai rodo, kad teorinio ir eksperimentinio plastiškumo koeficientų charakteriai, tiek tempimui, tiek gniuždymui sutampa gerai.

4.2.2. Dispersiškai armuoto betono tempimo ir gniuždymo stipriai

4.2.3 lentelėje pateiktos dispersiškai armuoto betono gniuždymo ir tempimo stiprių vidutinės eksperimentinės ir teorinės reikšmės.

4.2.3 lentelė. *Dispersiškai armuoto betono gniuždymo ir tempimo stiprių vidutinės eksperimentinės ir teorinės reikšmės*

Serija	$f_{sfrc,cube,obs}$, MPa	$f_{sfrc,t,obs}$, MPa	$f_{sfrc,cube,cal}$, MPa	$f_{sfrc,t,cal}$, MPa	$\frac{f_{sfrc,cube,obs}}{f_{sfrc,cube,cal}}$	$\frac{f_{sfrc,t,obs}}{f_{sfrc,t,cal}}$
C	50,88	5,71	–	–	–	–
FRC1	53,78	6,78	52,81	5,73	1,02	1,18
FRC1,5	54,03	8,21	53,77	6,93	1,00	1,18
FRC2	56,37	8,95	54,73	8,13	1,03	1,10
I	37,94	4,41	–	–	–	–
	40,10	5,1	40	4,86	1,00	1,05
	40,29	5,75	41,02	6,07	0,98	0,95
II	41,56	5,13	–	–	–	–
	46,04	7,3	45,6	7,49	1,01	0,97

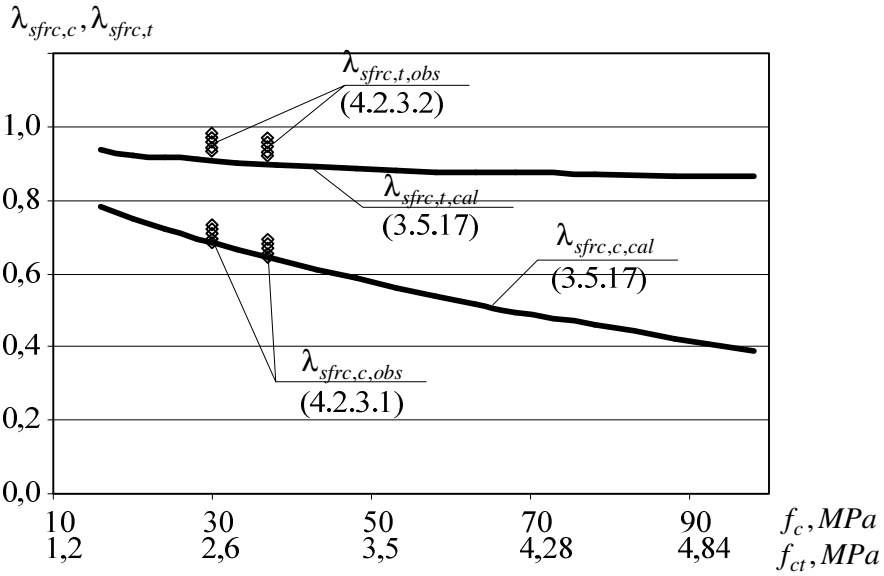
Kaip rodo eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas, dispersiškai armuoto betono gniuždymo stipriai gerai sutampa ($0,98 \div 1,03$). Teorinės ir eksperimentinės dispersiškai armuoto betono tempimo stiprio reikšmės sutampa šiek tiek prasčiau ($0,95 \div 1,18$), tačiau galutiniams skaičiavimo rezultatams didelės įtakos neturi.

4.2.3. Dispersiškai armuoto betono plastinių deformacijų eksperimentinis tyrimas

Atlikus eksperimentinių tyrimų regresinę analizę nustatytas gniuždomo dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientas. Jis yra lygus:

$$\lambda_{sfrc,c} = \lambda_c \left(1 + 0{,}008 V_f^{\,1{,}5}\right). \qquad (4.2.3.1)$$

Empirinė (4.2.3.1) išraiška aiškiai parodo, kad dispersiškai armuoto betono gniuždymo plastiškumo koeficientas, priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio, kinta nesmarkiai ir daugiausia priklauso nuo paties gniuždomo betono plastiškumo koeficiento. Tai atitinka siūlomą modelį (3.5.17). Eksperimentinės plastiškumo koeficiento reikšmės pagal (4.2.3.1) palyginus su teorinėmis, apskaičiuotomis pagal (3.5.17), gerai sutampa: didėjant dispersinės armatūros kiekiui nuo $V_f = 1\%$ iki $V_f = 2\%$, teorinių ir eksperimentinių reikšmių santykis praktiškai nesiskiria: $\lambda_{obs} / \lambda_{teor} = 1{,}06...1{,}08$. Prof. J. G. Marčiukaičio pasiūlyta betono plastiškumo koeficiento išraiška (3.5.4), palyginti su eksperimentine reikšme, taip pat skiriasi nedaug – iki 1,06 karto.



4.2.2 pav. *Tempiamo ir gniuždomo dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientų teorinės reikšmės pagal (3.5.17) priklausomai nuo betono stiprio ir eksperimentinės reikšmėmis (4.2.3.1–4.2.3.2)*

Tempiamo betono plastiškumo koeficiento pobūdis skiriasi nuo gniuždomo (4.2.2 pav.): kreivė yra beveik lygegreti abscisių ašiai, o plastiškumo koeficiento reikšmė beveik artima vienetui. Šį skirtumą galima paaiškinti tuo, kad tempiamo betono tamprumo ir plastiškumo koeficientai apytiksliai yra lygūs $\nu_t \approx \lambda_t \approx 0{,}5$ (Залесов, А. С., Кодыш, Э. Н., *et al.* 1988) t. y. tampriosios ir plastinės deformacijos yra panašaus dydžio, be to jie nesmarkiai kinta, priklausomai nuo betono klasės. Tačiau dispersiškai armuoto tempiamo betono plastinės deformacijos yra labai didelės, todėl $\nu_t \ll \lambda_t \simeq 1$. Mūsų atliktų eksperimentinių tyrimų regresinė analizė parodė, kad tempiamo betono plastiškumo koeficientas (priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio V_f) gali būti aprašytas pagal tokią empirinę priklausomybę:

$$\lambda_{sfrc,t} = \lambda_t \left(2{,}06 - 0{,}015 V_f^{1{,}5}\right). \qquad (4.2.3.2)$$

Kaip rodo eksperimentiniai rezultatai, pateikti 4.2.2 lentelėje, eksperimentinės ir teorinės plastiškumo koeficiento reikšmės $\lambda_{obs}/\lambda_{cal}$ skiriasi 1,08...1,10 karto. Empirinės išraiškos (4.2.3.1 ir 4.2.3.2) gautos tik keliuose taškuose. Kituose taškuose, lyginant su (3.5.17), jos nėra patikrintos, nes eksperimentiniai tyrimai, kuriuose būtų pateikta plastinių deformacijų priklausomybė nuo įtempių aptinkama labai mažai.

4.3. Dispersiškai armuoto betono savybių esant dviašiam įtempių būviui eksperimentinis tyrimas

4.3.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas

1. Patikrinti pagal (3.5.30) formulę apskaičiuotą lenkiamo dispersiškai armuoto betono elemento neutraliosios ašies padėtį, priklausomai nuo tempiamo ir gniuždomo dispersiškai armuoto betono plastinių charakteristikų.
2. Patikrinti pagal siūlomas (3.5.31, 3.5.32) formules apskaičiuotų plyšių atsivėrimo momento M_{crc} ir atlaikomojo momento M_u teorinėms reikšmėms apskaičiuoti.
3. Patikrinti formulių 3.5.17, 3.5.23, 3.5.29–3.5.33 taikymo ribas esant įvairiam dviašiam įtempių būviui (tarp grynojo lenkimo ir lenkimo su kirpimu).

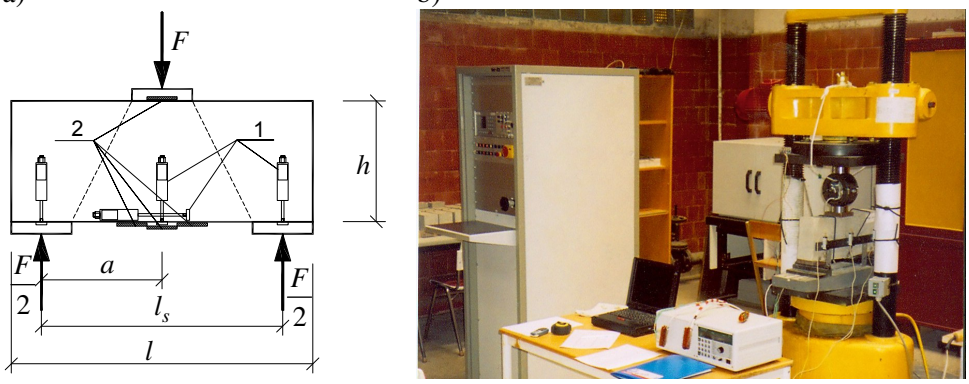
4.3.2. Eksperimentinio tyrimo metodika

Eksperimentinėje programoje buvo išbandytos trys betoninių sijų serijos su trimis skirtingais jėgos peties ir aukščio santykiams ($a/h=1$; 1,5 ir 2) bei trimis skirtingais dispersinės armatūros kiekiais ($V_f=1$ %, 1,5 % ir 2,0 % atitinkamai 78,5; 117,8 ir 157 kg/m^3). Tokie skirtingi jėgų pečiai buvo pasirinkti dėl to, kad įtempių būvį galima būtų analizuoti tiek artimai sijose sienutėse (Li, V. C. 1993; Cho, H. S. 2003; Šleževičius, K., Roličius, J., Špokas, A. 2004; Edward, G., Sherwood, E. C. 2007), tiek paprastuose lenkiamuose elementuose (Maalej, M., Li, V. C. 1994). Visų bandinių kiekis, įskaičiuojant ir nearmuotusdispersine armatūra, buvo po 3 vienetus. Iš viso išbandyti 36 elementai. Bandinių skerspjūvio matmenys – $b\times h=100\times 200$ *mm*, ilgiai – $l=500$; 750; ir 1000 *mm*. Betono tešlos sudėtis pateikta 4.2 lentelėje, vandens ir cemento santykis – $W/C=0{,}51$. Vidutinės sijų kubinio stiprio reikšmės pateiktos 4.3.2 lentelėje.

4.3.2 lentelė. *FRC serijos eksperimentinių bandinių vidutinės stiprio reikšmės*

Serijos pav.	V_f, %	$f_{sfrc,cube}$, *MPa*	Dispersija, MPa	Varijacijos koeficientas
C	0	50,88	0,73	0,014
FRC 1	1,0	53,78	0,96	0,018
FRC 1,5	1,5	54,03	2,73	0,051
FRC 2	2,0	56,37	2,15	0,038

a) b)



4.3.1 pav. *a – Lenkiamų sijų bandymo schema ir daviklių išdėstymas. 1 – mechaniniai davikliai; 2 – tenzometriniai davikliai; b – bandymo eiga*

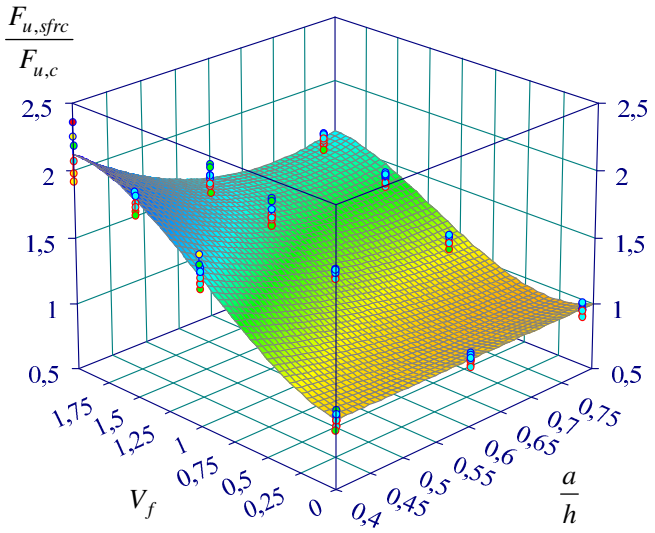
Dispersiniam armavimui panaudotas „Metalproducts“ MPZ50/1 (gaminio Nr. 1010) tipo dispersinė armatūra, kurios $l_f / d_f = 50/1 = 50$, ($f_y = 1100\ MPa$). Eksperimente buvo matuojamas lenkiamų sijų vidurio įlinkis, įvertinant atramų sėdimą elektroindukciniais įlinkiomačiais. Siekiant nustatyti neutraliosos ašies padėtį buvo matuojamos tempimo ir gniuždymo deformacijos kraštiniuose sluoksniuose tenzometriniais davikliais. Gniuždomoje zonoje buvo klijuojamas vienas, o tempiamoje zonoje, siekiant nustatyti pirmojo plyšio atsivėrimo momentą, – trys tenzometriniai davikliai. Be to, tempiamoje zonoje elektroindukciniu deformacijų matuokliu buvo matuojamas plyšio plotis. Apkrova buvo suteikiama hidrauliniu domkratu, apkrovimo greitis pastovus – 0,025 *kN/s*, be išlaikymo. Atskaitos nuskaitytos kompiuterizuotai kas 2 sekundes. Bandymo eiga ir daviklių išdėstymas pateikti 4.3.1 paveiksle.

4.3.3. Eksperimentinių tyrimų rezultatai

Eksperimentinių sijų laikomosios galios rezultatų suvestinė pateikta 4.3.3 lentelėje. Iš eksperimentinių reikšmių matyti, kad didžiausias laikomosios galios skirtumas, palyginti su kontrolinėmis sijomis, skirtingiems dispersinės armatūros kiekiams V_f, yra esant jėgos peties ir aukščio santykiui $a/h = 1$. Tai atvejis, artimas sijos-sienutės atvejui. Čia svarbiausiuosius įtempius labai veika tangentiniai įtempiai. Priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio, eksperimentiškai nustatyta laikomoji galia padidėjo nuo 1,62 iki 1,89 karto. Esant didesniems jėgos peties ir aukščio santykiams, pavyzdžiui, kai $a/h = 1{,}5$, laikomosios galios padidėjimas išauga mažiau, t. y. nuo 1,26 iki 1,56 karto ir atitinkamai, esant $a/h = 2$, mažiausiai 1,14–1,54 karto. Taip yra dėl to, kad mažėjant a/h santykiui, veikia ne tik lenkimas, bet lenkimas su kirpimu. Be to, dispersiškai armuotas betonas, kitaip negu paprastas betonas, priešinasi kirpimui. Būtent dėl to ir gaunamas toks didelis skirtumas. Tačiau kiti autoriai (Ashour, S. A., Hassanain, G. S., Wafa, F. F. 1992; Sharma, A. K. 1986; Li, V. C., Ward, R., Hamza, A. M. 1992; Zsutty, T. 1971), nagrinėdami gelžbetoninių elementų stiprį veikiant skersinei jėgai, šią įtaką, vadinamą „arkos efektu“ paprastam ir dispersiškai armuotam betonui įvertino tokiomis pačiomis empirinėmis funkcijomis [3A]. Mūsų atliktų eksperimentinių tyrimų regresinė analizė parodė, kad laikomosios galios padidėjimas nuo dispersinės armatūros kiekio V_f, ir a/h santykio yra laipsninė funkcija (4.3.2 pav.), nes aprašant plokštumos lygtimi gaunamas labai mažas funkcijos patikimumas (0,83) bei didelis variacijos koeficientas (0,14). Tiksliausiai tinka polinominė funkcija (patikimumas – 0,966, variacijos koeficientas – 0,067):

$$z=\frac{F_{u,sfrc}}{F_{u,concrete}}=\begin{pmatrix} a'+b\frac{a}{h}+cV_f+d\left(\frac{a}{h}\right)^2+eV_f^2+ \\ +f\left(\frac{a}{h}\right)V_f+g\left(\frac{a}{h}\right)^3+h'V_f^3+ \\ +i\left(\frac{a}{h}\right)V_f^2++j\left(\frac{a}{h}\right)^2V_f \end{pmatrix}; \qquad (4.3.3.1)$$

čia $a'=3{,}403$, $b=-5{,}128$, $c=1{,}937$, $d=3{,}634$, $e=0{,}498$, $f=-2{,}331$, $g=-0{,}816$, $h'=-0{,}248$, $i=0{,}195$, $j=0{,}560$, (lygtyje V_f procentais).



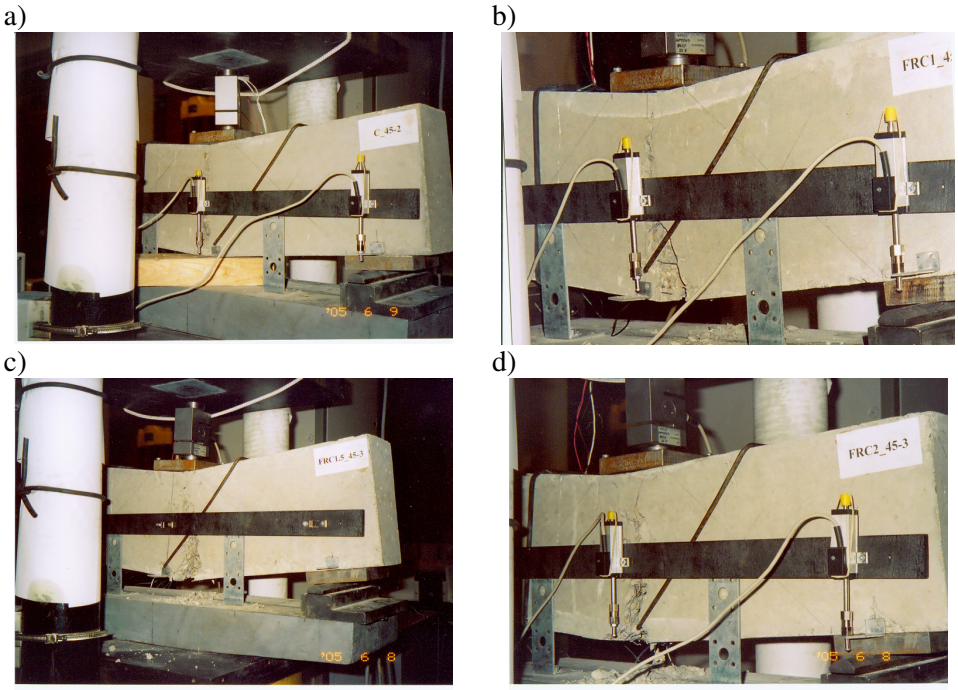
4.3.2 pav. *Grafinė funkcijos* $z=f(a/h,\ V_f)$ *išraiška*

Tačiau pakankamai tikslius rezultatus galima pasiekti ir taikant daug paprastesnę funkciją. Ja dispersiškai armuotų betoninių bandinių laikomosios galios padidėjimą, kai $a/h=1....2$, $V_f=1...2$ %, galima aprašyti taip:

$$\frac{F_{u,sfrc}}{F_{u,c}}=\left(1{,}3-0{,}38\left(\frac{h}{a}\right)^2-0{,}31V_f\right)^{-1}. \qquad (4.3.3.2)$$

Ši funkcija (4.3.3.2) a/h santykio ir V_f įtaką leidžia įvertinti 92,3 % patikimumu esant variacijos koeficientui – 0,097.

Sijų suirimo charakteriai, kaip ir laikomoji galia, esant skirtingiems a/h ir V_f buvo nevienodi (4.3.3 pav.). Betoninis bandinys suyra staigai, pasireiškus labai mažoms plastinėms deformacijoms. Bandinių, armuotų dispersine armatūra elgsena apkraunant bei suirimas kitoks – atsivėrus pirmajam plyšiui sijos elgsena labai panaši į gelžbetoninio elemento (4.3.3 pav., b, c, d). Dispersiškai armuoto betono sijoje betonui pasiekus tempimo stiprio ribą, bandinyje pradeda formuotis normaliniai plyšiai. Vienų plyšių vystimąsi sustabdo dispersinė armatūra, ir tai lemia naujų plyšių atsivėrimą. Keliant apkrovą, silpniausioje vietoje ima formuotis vienas pagrindinis normalinis plyšys. Esant mažam dispersinio armavimo kiekiui V_f (4.3.3 pav., b)., normalinis plyšys sparčiai vystosi, ir elementas suyra plyšiui suardžius gniuždomą zoną. Esant didesniam jos kiekiui (kai $V_f \geq 1{,}5$ %) (4.3.3 pav. c, d), gniuždomoje zonoje išsivysto plastinis šarnyras. Didėjant apkrovai, normalinis plyšys kyla aukštyn, plyšio plotis didėja, dalis dispersinės armatūros esančios normaliniame plyšyje, pasiekia takumo ribą, kita dalis išsitraukia iš betono matricos, skerspjūvis pasisuka gniuždomos zonos atžvilgiu, ir bandinys suyra.



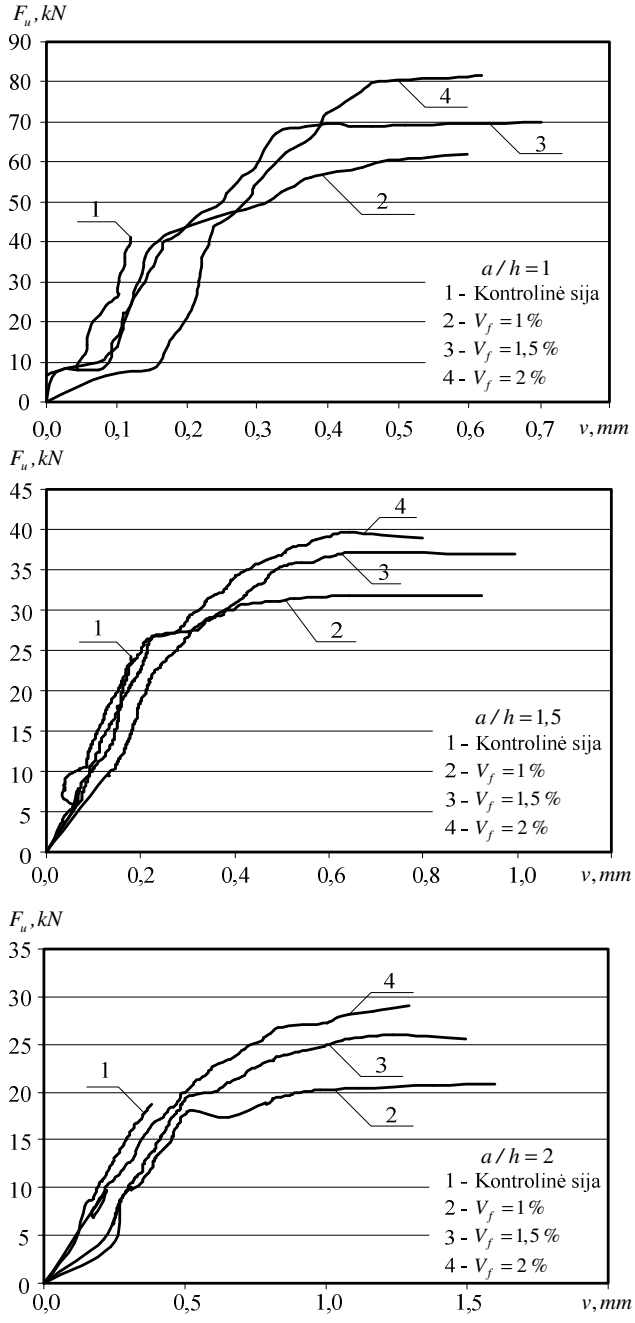
4.3.3 pav. *Sijų suirimo pobūdis (kai* $a/h = 1{,}5$ *): a) kontrolinė betoninė sija; b)* $V_f = 1$ %*, c)* $V_f = 1{,}5$ %*, d)* $V_f = 2$ %

Dispersinės armatūros kiekis V_f bei jėgos peties bei aukščio santykis a/h turi didelę įtaką elemento įlinkiams, plastiškumui, bei pleišėtumui. Be to, ši įtaka, priklausomai nuo šių veiksnių, yra skirtinga. „Apkrovų-įlinkių“ kreivėse, pateiktose 4.3.4 paveiksle akivaizdžiai matoma, kad didėjant a/h santykiui, įlinkiai žymiai didėja esant mažam jėgos prieaugiui, o esant mažam a/h santykiui, įlinkiai tolygiai didėja kartu su didėjančia apkrova. Priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio V_f, esant skirtingiems a/h, V_f įtaka laikomosios galios padidėjimui yra tolygi. Be to, šie veiksniai turi įtakos ir dispersiškai armuotų elementų pleišėtumui. Kai $a/d=1$, plyšiai vidutiniškai atsiveria esant $(0,6...0,7)F/F_u$ suirimo apkrovai, kai $a/d=1,5$ – $(0,7...0,8)F/F_u$, o kai $a/d=2$, elementas pleišėti pradeda esant $(0,8...0,85)F/F_u$ suirimo apkrovai (4.3.5 pav.).

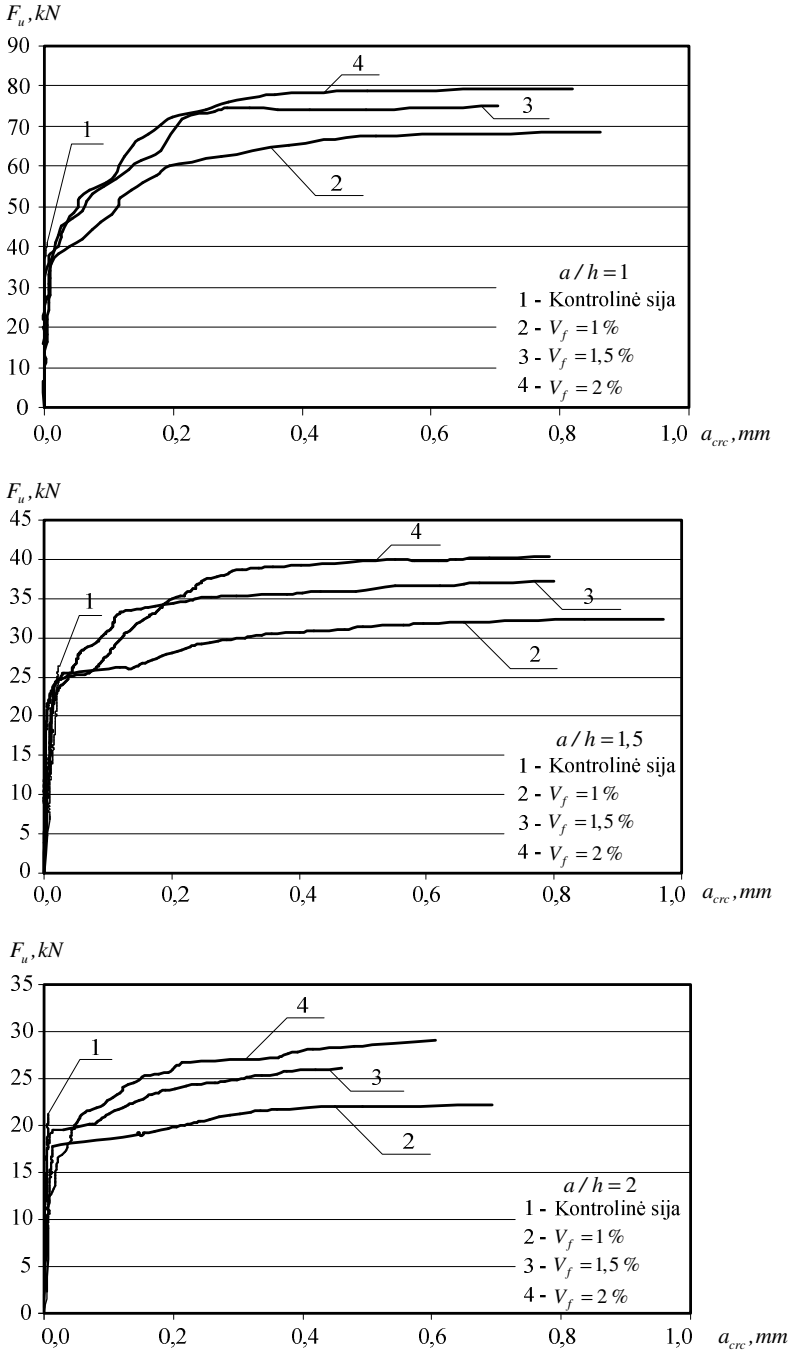
Iš deformacijų kreivių, pateiktų 4.3.6 paveiksle, matyti, kad iki pirmojo normalinio plyšio atsivėrimo dispersiškai armuotas betoninis elementas dirba tamprioje stadijoje ir plastinės deformacijos praktiškai nepasireiškia. Tai akivaizdžiai matyti iš 4.3.7 paveiksle pateiktos nekintančios neutraliosios ašies padėties iki pirmojo plyšio. Tuomet šioje stadijoje $\lambda_c=\lambda_t=0$ ir įtempių epiūros yra trikampės ($\omega_c=\omega_t=0,5$). Prieš pat plyšio atsivėrimo momentą tempiamoje zonoje staiga pradeda reikštis plastinės deformacijos. Šioje stadijoje betoniniame elemente tempiamos zonos plastiškumo koeficientas pasiekia ribinę reikšmę $\lambda_{ct}=\lambda_{ctu}\approx 0,5,$ ir elementas suyra. Tačiau dispersiškai armuotame betoniniame elemente tempimo įtempius perima dispersinė armatūra. Atsivėrus pirmajam plyšiui, kompozito tempimo ir gniuždymo deformacijos sparčiai didėja (4.3.6 pav.), gniuždomos zonos aukštis x smarkiai mažėja (4.3.7 pav.). Ribinis lenkiamo, supleišėjusio, dispersiškai armuoto elemento stipris (pagal siūlomą modelį – (3.5.33) formulė) bus lygus plastiškumo koeficientams $\lambda_{sfrc,t,u}$, $\lambda_{sfrc,c,u}$ pasiekus ribines reikšmes. Mūsų atliktais eksperimentais tyrimais nustatyta, kad tempiamo betono ribinė plastiškumo koeficiento reikšmė yra $\lambda_{ctu}=0,468$. Taikant šią reikšmę pagal (3.5.17) formulę apskaičiuotos tempiamo dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientas $\lambda_{sfrc,t}$, neutraliosios ašies padėtis (3.5.30) ir plyšių atsivėrimo momentas $M_{crc,cal}$ (3.5.31). Palyginti su eksperimentiniu $M_{crc,obs}$, rezultatai gerai sutampa (4.3.4 lentelė). Priėmus ribines plastiškumo koeficientų reikšmes (pagal 3.5.4; 3.5.17; 4.2.4.2) atlaikomojo momento $M_{u,cal}$ (3.5.32) taip pat gerai sutampa su eksperimentiškai nustatytu $M_{u,obs}$.

4.3.3 lentelė. *Eksperimentinių sijų laikomosios galios suvestinė*

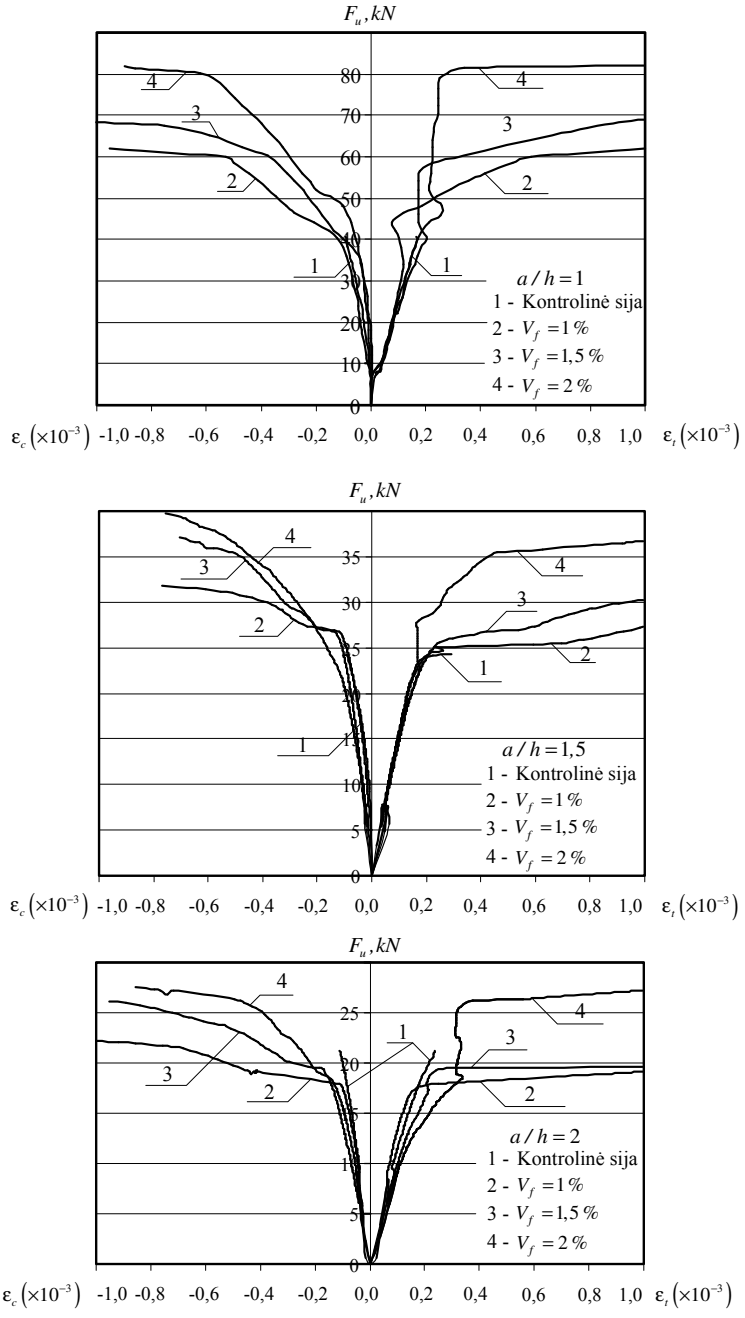
Bandinio pav.	V_f, %	$\frac{a}{h}$	F_u, kN	F_{crc}, kN	M_u, kN	V_u, kN	$\sigma_{flex,u}$, kN	τ_u, MPa
C60 1	0	1,02	42,4	–	4,24	21,20	3,79	2,13
C60 2	0	1,02	40,7	–	4,07	20,35	3,67	2,07
C60 3	0	1,00	41,4	–	4,14	20,70	3,52	2,01
FRC1 60 1	1,0	1,02	65,9	59,5	6,59	32,95	5,88	3,31
FRC1 60 2	1,0	1,02	65,7	54,9	6,57	32,85	5,75	3,24
FRC1 60 3	1,0	1,01	69,9	56,1	6,99	34,95	6,24	3,53
FRC1.5 60 1	1,5	1,01	79,0	54,5	7,90	39,50	7,05	3,99
FRC1.5 60 2	1,5	1,02	61,9	51,7	6,19	30,95	5,70	3,21
FRC1.5 60 3	1,5	1,02	67,0	53,2	6,70	33,50	5,87	3,30
FRC2 60 1	2,0	1,03	86,7	72,5	8,67	43,35	8,31	4,63
FRC2 60 2	2,0	1,02	81,8	51,2	8,18	40,9	7,68	4,33
FRC2 60 3	2,0	1,02	79,4	55,4	7,94	39,70	7,31	4,11
C45 1	0	1,52	26,4	–	3,96	13,20	3,57	1,34
C45 2	0	1,54	25,5	–	3,83	12,75	3,52	1,31
C45 3	0	1,52	27,4	–	4,11	13,70	3,71	1,39
FRC1 45 1	1,0	1,52	39,3	30,4	5,90	19,65	5,26	1,98
FRC1 45 2	1,0	1,51	33,5	27,0	5,03	16,75	4,44	1,68
FRC1 45 3	1,0	1,54	33,1	28,7	4,97	16,55	4,48	1,66
FRC1.5 45 1	1,5	1,53	38,8	33,7	5,82	19,40	5,25	1,97
FRC1.5 45 2	1,5	1,51	39,6	31,9	5,94	19,80	5,20	1,95
FRC1.5 45 3	1,5	1,53	39,9	33,7	5,99	19,95	5,68	2,12
FRC 2 45 1	2,0	1,52	38,6	34	5,79	19,30	5,44	2,03
FRC 2 45 2	2,0	1,52	42,7	36,8	6,41	21,35	5,66	2,15
FRC 2 45 3	2,0	1,53	42,3	39,2	6,35	21,15	5,96	2,22
C 30 1	0	1,98	19,1	–	3,72	9,55	3,26	0,94
C 30 2	0	2,00	19,6	–	3,82	9,80	3,45	0,99
C 30 3	0	1,99	18,7	–	3,65	9,35	3,29	0,94
FRC 2 45 1	2,0	1,52	38,6	34	5,79	19,30	5,44	2,03
FRC 2 45 2	2,0	1,52	42,7	36,8	6,41	21,35	5,66	2,15
FRC 2 45 3	2,0	1,53	42,3	39,2	6,35	21,15	5,96	2,22
C 30 1	0	1,98	19,1	–	3,72	9,55	3,26	0,94
C 30 2	0	2,00	19,6	–	3,82	9,80	3,45	0,99
C 30 3	0	1,99	18,7	–	3,65	9,35	3,29	0,94
FRC 1 30 1	1,0	2,00	25,5	19,2	4,96	12,75	4,35	1,24
FRC 1 30 2	1,0	1,98	21,3	19,7	4,15	10,65	3,67	1,06
FRC 1 30 3	1,0	1,98	22,5	19,4	4,39	11,25	3,84	1,11
FRC 1.5 30 1	1,5	1,98	26,9	22,4	5,25	13,45	4,73	1,37
FRC 1.5 30 2	1,5	1,99	27,6	23,1	5,38	13,80	4,81	1,38
FRC 1.5 30 3	1,5	2,00	26,9	20,7	5,25	13,45	4,83	1,38
FRC 2 30 1	2,0	2,00	29,3	24,2	5,71	14,65	5,26	1,50
FRC 2 30 2	2,0	2,00	29,4	26,7	5,73	14,70	5,28	1,51
FRC 2 30 3	2,0	1,98	29,7	21,1	5,79	14,85	5,12	1,48



4.3.4 pav. *Apkrovų ir įlinkių kreivės, priklausomai nuo* a/h *ir* V_f



4.3.5 pav. *Plyšių pločiai, priklausomai nuo a/h ir V_f*



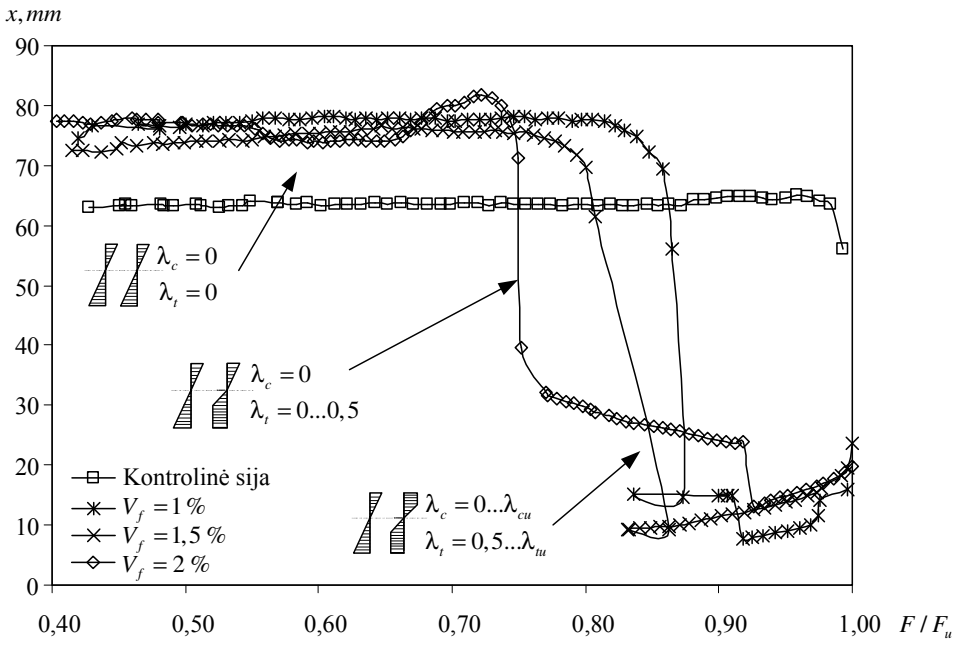
4.3.6 pav. *Tempimo ir gniuždymo deformacijos, priklausomai nuo* a/d *ir* V_f

4.3.4 lentelė. *Lenkiamų sijų teorinių ir eksperimentinių reikšmių palyginimas (kai* $a/h=2$ *)*

V_f, %	$M_{crc,obs}$, kNm	$M_{crc,cal}$ *, kNm	$\frac{M_{crc,obs}}{M_{crc,cal}}$,	$M_{u,obs}$, kNm	$M_{u,cal}$ **, kNm	$\frac{M_{u,obs}}{M_{u,cal}}$
0	–	–	–	3,73	3,65	1,02
1	3,79	3,77	1,00	4,50	4,51	0,99
1,5	4,31	4,29	1,00	5,29	5,16	1,03
2	4,68	4,78	0,98	5,75	5,93	0,97

* $M_{crc,cal}$ reikšmės apskaičiuotos priėmus eksperimentiškai nustatytą $\lambda_{ctu}=0,468$, $\lambda_{sfrc,t,u}$ pagal (3.5.17) formulę.

** $M_{u,cal}$ reikšmės skaičiuotos priėmus ribines $\lambda_{sfrc,t,u}$, $\lambda_{sfrc,c,u}$ reikšmes.



4.3.7 pav. *Eksperimentinių sijų gniuždomos zonos aukščio* x *priklausomybė nuo apkrovos, kai* $a/h=2$

4.3.4. Eksperimentinių rezultatų palyginimas su kitų autorių duomenimis

Kad dispersiškai armuoto betono elgsena skiriasi nuo paprasto betono dviašiame įtempių būvyje esant įvairioms lenkimo momento ir skersinės jėgos santykio M/V reikšmėms, pažymėta daugelio autorių (Šleževičius, K., Roličius, J., Špokas, A. 2004; Choi, K. K., Park, H. G., Wight, K. J. 2007; Cho, S. H. 2003; Ashour, S. A., Hassanain, G. S., Wafa, F. F. 1992; Li, V. C. 1993; Li, V. C., Ward, R., Hamza, A. M. 1992; Sharma, A. K. 1986; Zsutty, T. 1971). Tai ypač aktualu skaičiuojant įstrižo pjūvio ir praspaudimo stiprį, kurį ženkliai įtakoja tiek betono stipris f_c ir išilginės armatūros kiekis ρ_l, tiek dispersinės armatūros kiekis V_f, tiek lenkimo momento ir skersinės jėgos santykis M/V arba jėgos peties ir naudingojo aukščio a/d santykis.

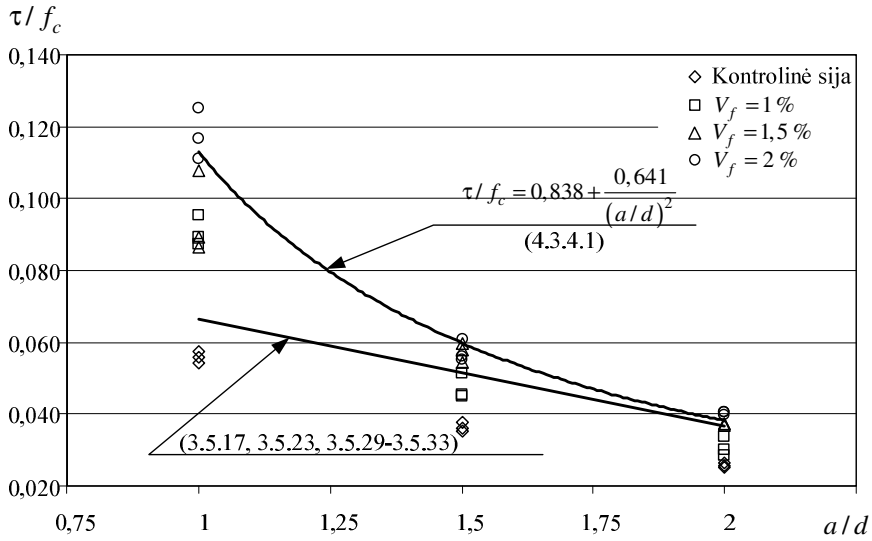
Jėgos peties ir naudingo aukščio a/d santykis didelę įtaką laikomąjai galiai, nes nuo jo dydžio priklauso paties lenkiamo elemento elgsena. Esant mažam $a/d \le 1$ santykiui, lenkiamas elementas dirba kaip sija-sienutė (lenkimas su kirpimu). Tuomet svarbiausiuosius įtempius pradeda ženkliai įtakoti tangentiniai įtempiai, žymiai padidėja gniuždoma zona bei laikomoji galia, negalioja plokščių pjūvių hipotezė, o atsiradus pirmiesiems plyšiams keičiasi įtempių deformacijų būvis (Febres, C. G., Montesinos, G. P. *et al.* 2006; Shah, R. H., Mishra, S. V. 2004; Choi, K. K., Park, H. G., Wight, K. J. 2007; Cho, H. S. 2003; Šleževičius, K., Roličius, J., Špokas, A. 2004). Didėjant a/d santykiui, kirpimo įtaka mažėja, pereinama prie grynojo lenkimo.

Įvairių autorių nuomonės skiriasi, kokiam a/d santykiui esant tangentiniai įtempiai nustoja veikti svarbiausiuosius įtempius, tačiau šis santykis yra $a/d = 2...5$. Mūsų atlikta eksperimentinė programa (36 bandiniai) parodė, kad tik dispersiškai armuotų betoninių lenkiamų elementų be išilginės armatūros tangentiniai įtempiai nustoja veikti svarbiausiuosius įtempius (bei galioja siūlomos 3.5.17, 3.5.23, 3.5.29–3.5.33 formulės) esant santykiui $a/d = 2$. Jie yra aprašomi šia funkcija (patikimumas – 0,99, variacija 0,03, 4.3.8 pav.):

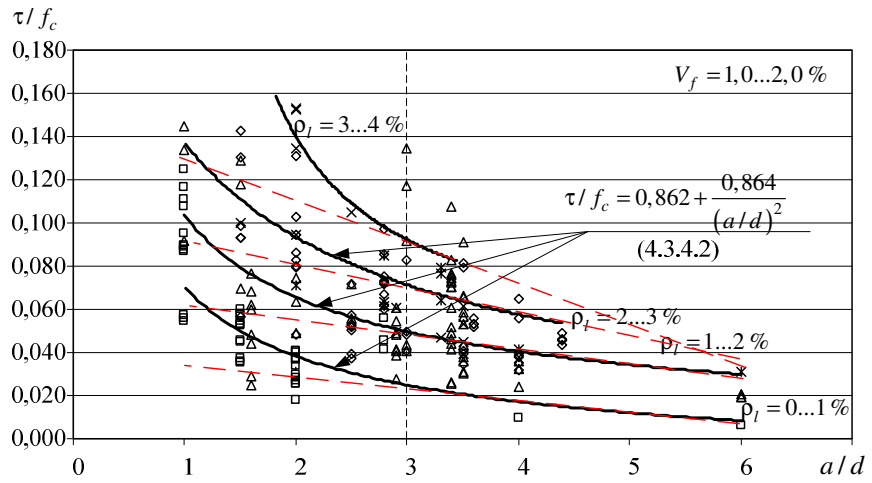
$$\tau / f_c = 0{,}838 + \frac{0{,}641}{(a/d)^2}. \qquad (4.3.4.1)$$

Siekiant patikslinti teorinius rezultatus, būtina įvertinti išilginės armatūros kiekį ρ_l. Sujungę mūsų ir kitų 20 autorių eksperimentinius tyrimus (156 bandymai, 3 priedas) bei atlikę jų regresinę analizę, nustatėme, kad svyruojant išilginės armatūros kiekiui nuo 0 iki 3 % tangentinių įtempių įtaka pastebima tik iki santykio $a/d = 3$ (4.3.9 pav.). Bendruoju atveju ji yra gerai aprašoma šia funkcija (patikimumas – 0,98, variacija – 0,045):

$$\tau / f_c = 0{,}862 + \frac{0{,}864}{(a/d)^2}. \qquad (4.3.4.2)$$



4.3.8 pav. *Tangentinių įtempių įtaka svarbiausiems įtempiams normaliniame pjūvyje priklausomai nuo* a/d *ir* V_f *(36 bandiniai)*



4.3.9 pav. *Tangentinių įtempių įtaka svarbiausiems įtempiams normaliniame pjūvyje priklausomai nuo* a/d, V_f *ir išilginio armavimo kiekio* ρ_l *(192 bandiniai)*

Kaip matyti iš 4.3.9 paveiksle pateiktų kreivių, esant $a/d = 3...6$, egzistuoja tiesinė priklausomybė (nedaro įtakos tangentiniai įtempiai). Esant labai dideliam išilginio armavimo procentui $\rho_l = 3...4\ \%$, ši priklausomybė negalioja. Tai aiškiai rodo skirtingas kreivių pobūdis.

Tokiu būdu empirinė išraiška (4.3.4.2) gali būti taikoma lenkimui su kirpimu skaičiuoti pagal 3.5.17, 3.5.29–3.5.33 formules ir kaip funkcinis daugiklis mūsų siūlomame parspaudimo skaičiavimo modelyje, kai, $a/d \le 3$. Tokio tipo konstrukcijos (kai $a/d \le 3$) dažniausiai būna sijos-sienutės, polinių pamatų rostverko praspaudimo skaičiavimams ir kt.

4.4. Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, praspaudimo eksperimentinis tyrimas

4.4.1. Eksperimentinio tyrimo tikslas

Eksperimentinių tyrimų tikslas – ištirti dispersinės armatūros įtaką praspaudimo stipriui gelžbetoninėse plokštėse, išanalizuoti dispersiškai armuotos plokštės elgseną bei patikrinti teorinį modelį. Be to, vienas iš tikslų yra ištirti, kaip praspaudimo stiprio padidėjimas priklauso nuo dispersinės armatūros kiekio ir nustatyti, kaip dispersinė armatūra veikia plokštės elgseną apkrovos metu, bei suirimo pobūdį.

4.4.2. Eksperimentinių tyrimų metodika

Eksperimentinėje programoje buvo išbandytos keturios plokštės: trys armuotos dispersine armatūra ir viena kontrolinė plokštė. Kintamuoju eksperimente buvo pasirinktas tik dispersinės armatūros kiekis, o betono klasė ir išilginė armatūra buvo pastovūs dydžiai. Eksperimentinės plokštės buvo betonuojamos dvejomis serijomis:

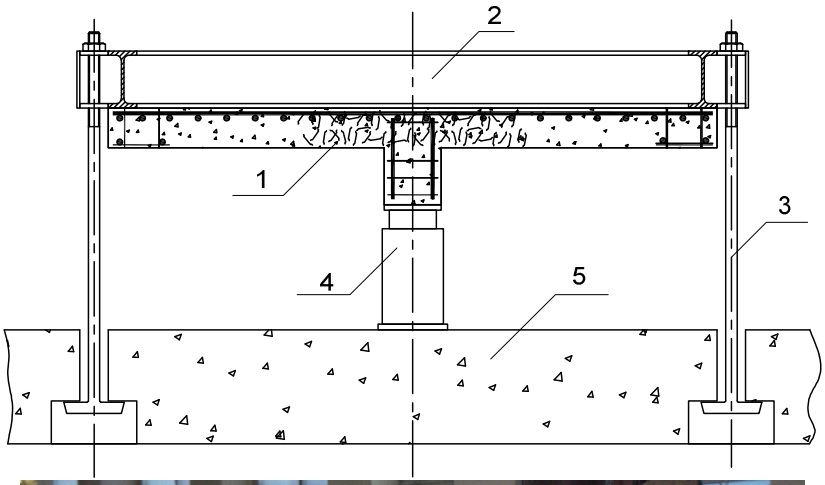
I serija – plokštės armuotos 1 % bei 1,5 % dispersine armatūra;

II serija – plokštės armuotos 2 % dispersine armatūra ir kontrolinė betoninė plokštė.

Betono mišinio sudėtis ir eksperimentiškai nustatyti stiprio rodikliai pateikti 4.4.1 bei 4.4.2 lentelėse. Apykolonio zona atstumu $4d$ nuo kolonos krašto buvo papildomai armuojama dispersine armatūra. Eksperimente panaudota „Metalproducts“ MPZ50/1 dispersinė armatūra (gaminio Nr. 1010), kurios $l_f / d_f = 50/1 = 50$, ($f_y = 1100$ *MPa*). Plokštės armuotos trimis skirtingais armavimo procentais: 1 % – 78,5 kg/m^3, 1,5 % – 117,8 kg/m^3, 2 % – 157 kg/m^3. Jos buvo bandomos specialiame bandymo stende (4.4.1 pav.). Plokštės atremtos

visu kontūru ant 100 *mm* pločio atramos. Nelygumams pašalinti buvo naudojamas cemento ir smėlio mišinys. Bandymo stendas buvo inkaruotas prie jėgos grindų keturiomis plieninėmis ∅40 *mm* templėmis. Plokštei apkrova buvo perduodama per hidraulinį 1000 *kN* domkratą. Bandymo eiga pateikta 4.4.2 paveiksle.

a)



b)



4.4.1 pav. a) *Plokštės bandymo schema: 1 – gelžbetoninė plokštė; 2 – plokštės atrėmimo kontūras; 3 – plieninės templės; 4 – hidraulinis domkratas; 5 – jėgos grindys. b) – Bendras plokščių vaizdas*



4.4.2 pav. *Plokščių praspaudimo bandymo eiga*

4.4.1 lentelė. *Eksperimentinių plokščių betono sudėtis*

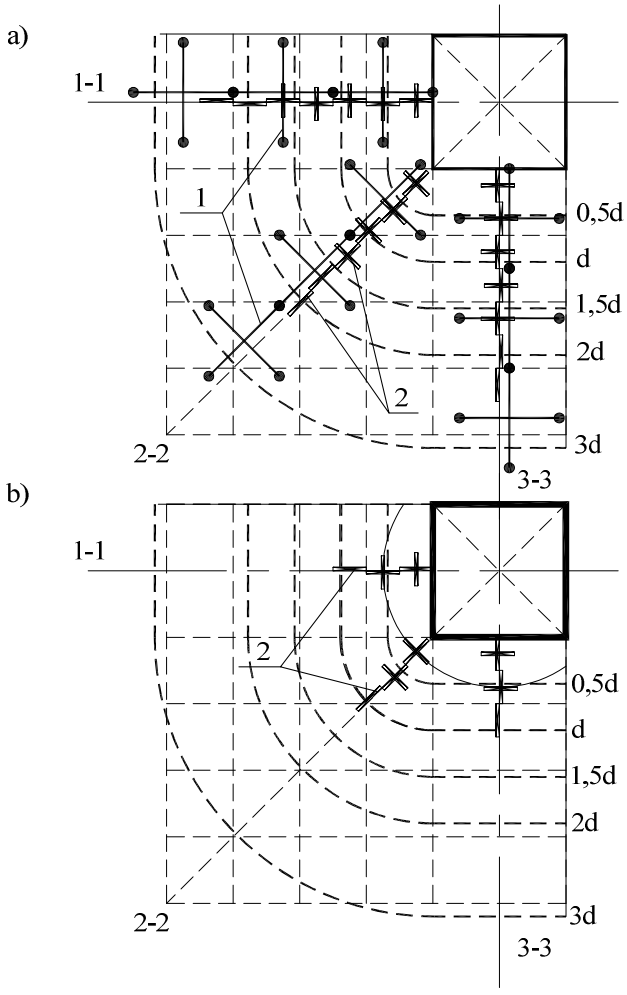
Medžiagos pavadinimas	Medžiagos kiekis, kg/m^3	
	I serija	II serija
Cementas (42,5 R)	308,67	312,14
Smėlis (0–4 *mm*)	947,33	933,53
Žvirgždas (4–16 *mm*)	924,00	912,54
Vanduo	124,67	126,9
Plastifikatorius	1,36	1,37

4.4.2 lentelė. *Eksperimentinių plokščių betono stiprio charakteristikos*

Serija	V_f, %	$f_{c,cube}$, *MPa*	f_c, *MPa*	$f_{ct,flex}$, *MPa*	$f_{ct,split}$, *MPa*	E_c, *MPa*
I	0	37,54	30,27	4,41	2,45	32,95
	1	38,46	30,92	5,10	3,13	33,76
	1,5	39,60	31,68	5,75	4,22	34,67
II	0	41,56	33,25	5,13	2,67	35,50
	2	43,80	35,04	7,30	5,23	37,42

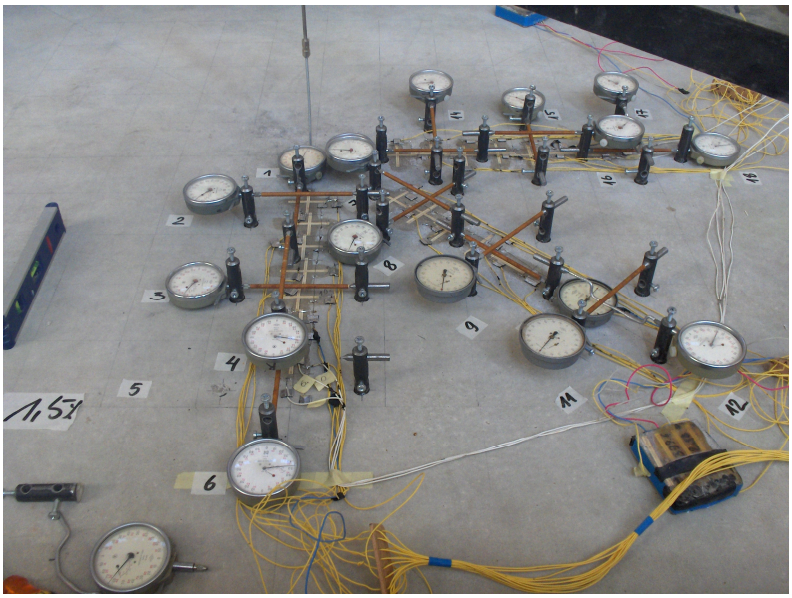
Eksperimentiniame tyrime buvo matuojamas plokščių centro įlinkis, įvertinant kampų deformacijas, taip pat tempiamos ir gniuždomos zonų išilginės bei skersinės (radialinės) deformacijos. Tempiamoje plokštės zonoje

deformacijos buvo matuojamos ir mechaniniais (150 mm bazės, 0,001 tikslumo), ir tenzometriniais (50 *mm* bazės, PKB tipo) matuokliais. Mechaniniai išilginių ir radialinių deformacijų matuokliai išdėstyti trijose būdingiausiose apykolonio zonose: *d, 2d, 3d* atstumu nuo kolonos krašto statmenai ir įstrižai (4.4.3 pav.). Gniuždomoje plokštės zonoje deformacijos buvo matuojamos zonoje *d* tik tenzometriniais matuokliais. Mechaninių ir tenzometrinių deformacijų matuoklių išdėstymas eksperimento metu pateiktas 4.4.4 paveiksle.

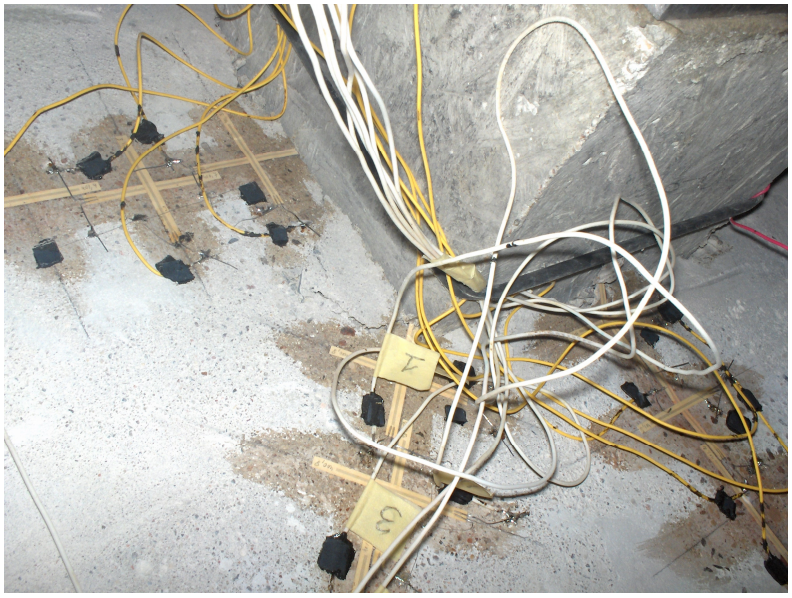


4.4.3 pav. *Mechaninių ir tenzometrinių deformacijų matuoklių išdėstymas plokštės apykolonio zonoje: a) tempiamos zonos; b) gniuždomos zonos; 1 – mechaniniai deformacijų matuokliai; 2 – tenzometriniai deformacijų matuokliai*

a)



b)



4.4.4 pav. *Mechaninių ir tenzometrinių deformacijų matuoklių išdėstymas tempiamoje (a) ir gniuždomoje (b) zonose*

4.4.3. Eksperimentinių tyrimų rezultatai

Atlikti eksperimentiniai tyrimai parodė, kad dispersinė armatūra turi įtakos ne tik plokščių laikomajai galiai, plastiškumui, deformacijoms, bet ir suirimo pobūdžiui. Kadangi eksperimente nepavyko gauti vienodo stiprio betono, nors visi kiti plokščių parametrai buvo tokie patys, eksperimentinių rezultatų tiesiogiai palyginti negalima. Juos galima lyginti tik kaip laikomosios galios ir kubinio betono stiprio santykį $F_{test} / f_{c,cube}$. Kaip rodo $F_{test} / f_{c,cube}$ rezultatai, pateikti 4.4.3 lentelėje, laikomoji galia, didėjant fibrų kiekiui $V_f = 1$ %, 1,5 %, 2 %, palyginanti su nearmuota plokšte, išaugo atitinkamai 1,02, 1,09 ir 1,15 karto. Panašius rezultatus yra gavę ir kiti autoriai (Harajli, M. H., Maalouf, D., *et al.* 1996; Kutzing, L., Konig, G. 2000; Theodorokopoulos, D. D., Swamy, R. N. 1989; Theodorokopoulos, D. D., Swamy, R. N. 1993; Alexander, S., Simmons, S. 1992; Urbana, T. 1989).

4.4.3 lentelė. *Eksperimentinių plokščių praspaudimo laikomosios galios rezultatai*

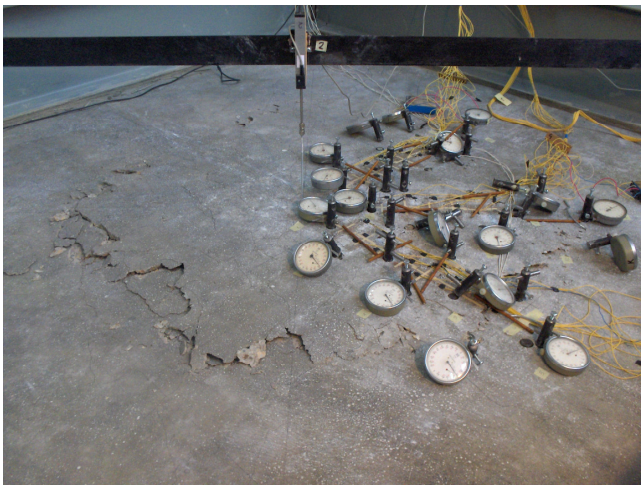
Serija	Band. Pav.	d, m	ρ_l, %	V_f, %	$f_{c,cube}$, MPa	$f_{sfrc,cube}$, MPa	F_{test}, kN	$\frac{F_{test}}{f_{c,cube}}$, $1/m^2$
I	FRC-1	0,12	1,28	1	37,54	38,46	417,02	0,0111
	FRC-1,5	0,12	1,28	1,5	37,54	39,60	457,79	0,0121
II	FRC-0	0,12	1,28	0	41,56	–	454,20	0,0109
	FRC-2	0,12	1,28	2	41,56	43,80	519,76	0,0125

Lyginant deformacines kontrolinės ir dispersiškai armuotų plokščių savybes nustatyta, kad jos gerokai skiriasi. Pavyzdžiui, lyginant plokščių centro įlinkius prie kritinės apkrovos, dispersiškai armuotos plokštės įlinkis yra 2,8 karto, o prie suirimo – daugiau kaip 3 kartus didesnis už kontrolinės plokštės. Be to, labai skirtingas suirimo pobūdis – kontrolinė plokštė suiro staiga, beveik neprognozuojant suirimo (4.4.5 pav. a), o dispersiškai armuotos plokštės suiro plastiškai. Pasiekus kritinę jėgą, keliant apkrovą, laikomoji galia mažėjo, o įlinkiai smarkiai didėjo (4.4.5 pav. b). Tad staigaus suirimo tiesiog nebuvo.

4.4.6–4.4.9 paveiksluose pateiktas supleišėjusių plokščių tempiamos zonos suirimo pobūdis. Pirmasis radialinis plyšys abiejų tipų plokštėse atsivėrė esant panašiai apkrovai: betoninės plokštės – $0{,}14F_u$, dispersiškai armuotų plokščių – $0{,}14...0{,}17F_u$. Plyšių vystymasis tiek radialine, tiek tangentine kryptimis yra panašus. Pavyzdžiui, visi plyšiai radialine kryptimi atstumu d nuo kolonos krašto atsirado esant $0{,}1...0{,}4F_u$, atstumu $2d$ – $0{,}3...0{,}6F_u$, o

tangentine kryptimi – atitinkamai $0,25...0,4F_u$ ir $0,3...0,6F_u$. Tačiau pažymėtina, kad dispersiškai armuotų plokščių pleišėtumas yra daug tankesnis. Keliant apkrovą nuo $0,6...1,0F_u$ betoninėje plokštėje pastebimas akivaizdus tangentinio plyšio pločio vystymasis zonoje $0,5d$ nuo kolonos krašto. Dispersiškai armuotose plokštėje jis formuojasi didesniu atstumu – $0,7...1,2d$. Ima aiškiai formuotis praspaudimo kūgis, aiškiai matomas būsimasis praspaudimo kritinis perimetras.

a)



b)



4.4.5 pav. *Plokščių suirimo pobūdis: a) staigus, gelžbetoninės plokštės; b) plastiškas, dispersiškai armuotos gelžbetoninės plokštės*

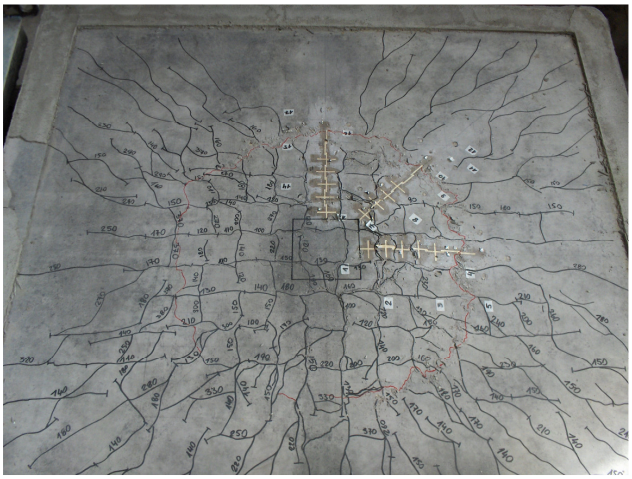
Šių veiksnių visuma aiškiai rodo, kad dispersinė armatūra turi įtakos tiek gniuždomos zonos formavimosi aukščiui, tiek svarbiausiųjų kirpimo įtempių krypčiai ir jų dydžiui. Būtent todėl, šie veiksniai ir yra vertinami siūlomame modelyje.



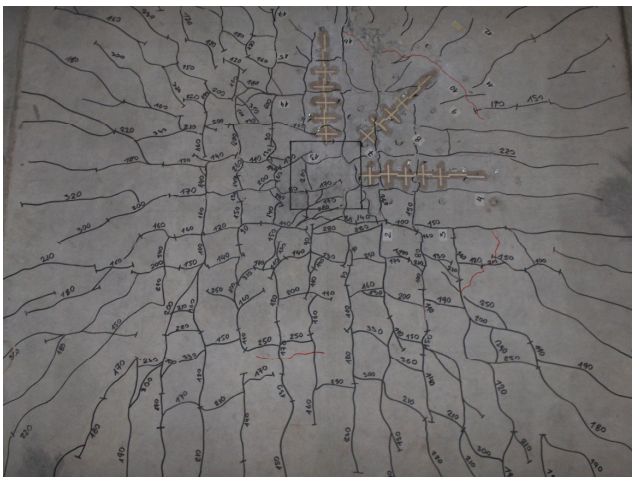
4.4.6 pav. *Kontrolinėnės plokštės suirimo pobūdis*



4.4.7 pav. *Dispersiškai armuotos plokštės suirimo pobūdis, kai* $V_f = 1{,}0\ \%$



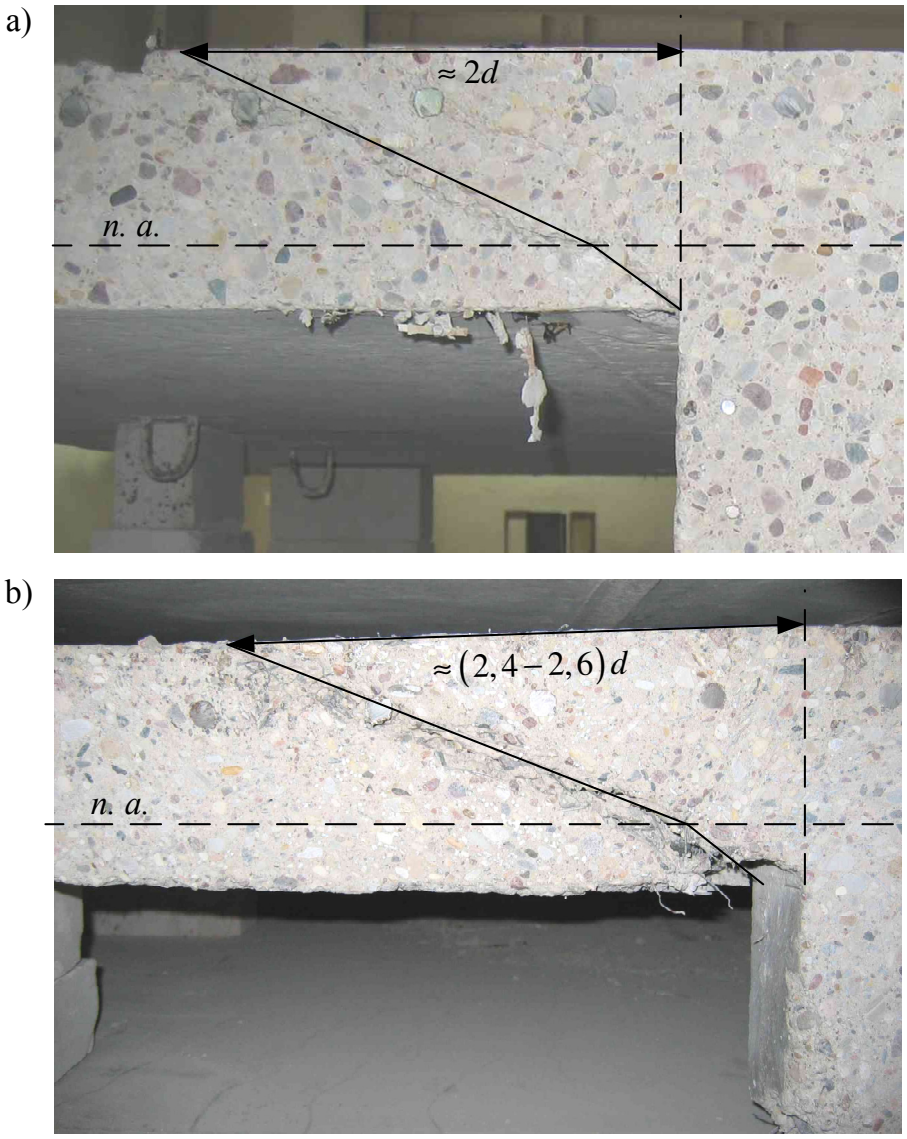
4.4.8 pav. *Dispersiškai armuotos plokštės suirimo pobūdis, kai* $V_f = 1{,}5\ \%$



4.4.9 pav. *Dispersiškai armuotos plokštės suirimo pobūdis, kai* $V_f = 2{,}0\ \%$

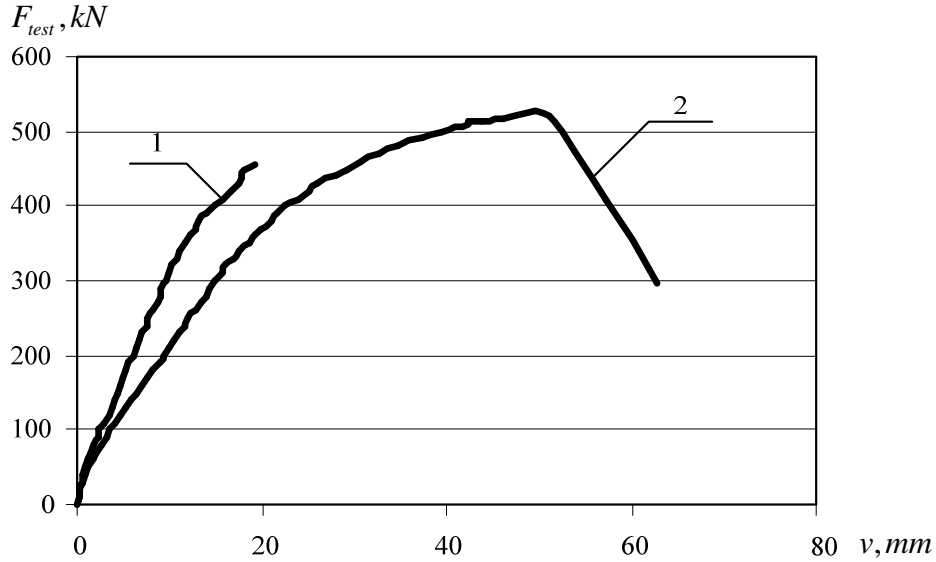
4.4.10 paveiksle pateikti gelžbetoninės (a) ir dispersiškai armuotos (b) plokščių praspaudimo kūgių pjūviai. Kaip matyti iš plokščių skersinių pjūvių, betoninės plokštės praspaudimo kūgis susiformavo, maždaug 27° kampu (2*d* nuo kolonos krašto), dispersiškai armuotos plokštės mažesniu – $21^\circ - 23^\circ$ (2,4–2,6)*d*. Šis įstrižas plyšys eina iki gniuždomos zonos, kurioje svarbiausieji įtempiai, taip pat skirtingu kampu, nukerpa gniuždomą zoną. Be to, aiškiai matomas skirtingas gniuždomų zonų aukštis. Dispersiškai armuotos plokštės

gniuždomos zonos aukštis yra gerokai didesnis už paprastos gelžbetoninės plokštės aukštį.



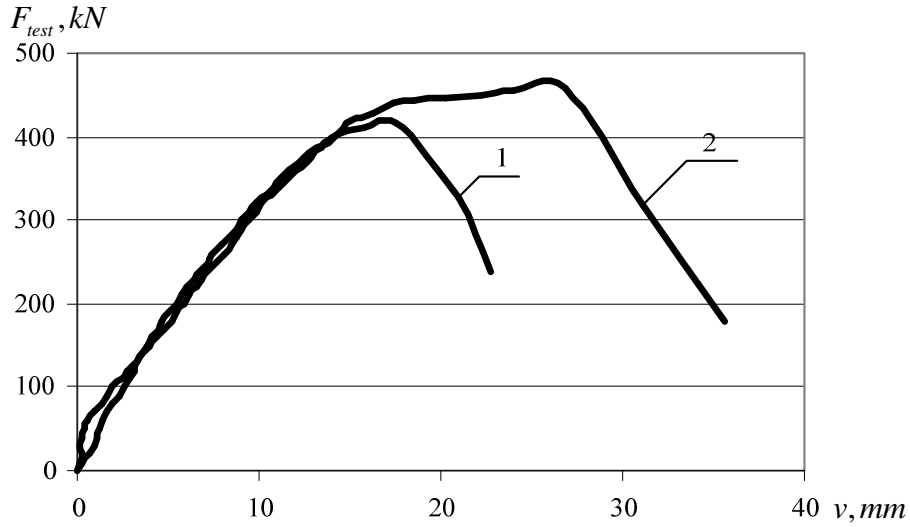
4.4.10 pav. *Plokščių praspaudimo kūgio formavimasis: a) gelžbetoninės plokštės; b) dispersine armatūra armuotos gelžbetoninės plokštės*

Analizuojant apkrovų ir įlinkių kreives, pateiktas 4.4.11 paveiksle, ir lyginant betoninę su dispersiškai armuota plokšte, pastebimas akivaizdus skirtumas. Betoninės plokštės įlinkiai iki $0,8F_u$ kinta beveik tiesiškai, priklausomai nuo apkrovos dydžio, o plastinės deformacijos akivaizdžiausiai pasireiškia yra nuo $0,8F_u$ iki pat suirimo apkrovos. Tuo tarpu dispersiškai armuotos plokštės yra daug plastiškesnė. Akivaizdus plastinių deformacijų apraiška pastebima nuo $0,6...0,8F_u$. Lyginant dispersiškai armuotos ($V_f = 2,0\,\%$) ir betoninės plokščių įlinkius, esant $0,5F_u$, dispersiškai armuotos plokštės įlinkis yra 1,81 karto didesnis, o esant suirimo apkrovai, šis skirtumas išauga net iki 3,26 karto.

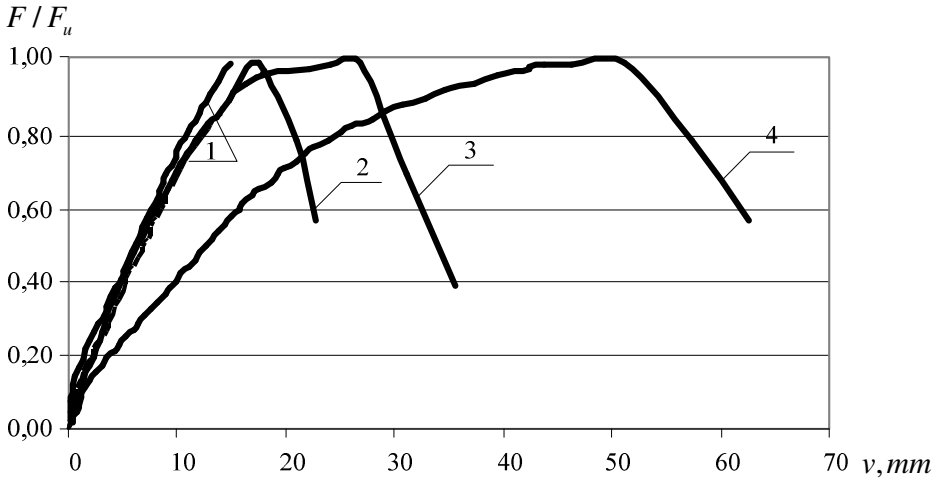


4.4.11 pav. *Gelžbetoninės ir dispersiškai armuotos gelžbetoninių plokščių apkrovų ir įlinkių kreivės. 1 – gelžbetoninė plokštė; 2 – dispersine armatūra armuota plokštė, kai* $V_f = 2,0\,\%$

Lyginant dispersiškai armuotų plokščių įlinkius tarpusavyje (4.4.12 pav.), įlinkai skiriasi nedaug. Pavyzdžiui, ir 1,0 % dispersiškai armuotų plokščių įlinkiai, esant $0,5F_u$, yra beveik tokie patys. Esant apkrovai $0,8F_u$, įlinkių reikšmės pradeda skirtis. Pasiekus ribinė apkrovą F_u, plokštės, armuotos 1,5 % dispersine armatūra, įlinkis yra 1,56 karto didesnis už 1 % armuotos plokštės.



4.4.12 pav. *Plokščių, armuotų dispersine armatūra, apkrovų ir įlinkių kreivės. 1 – kai* $V_f = 1{,}0\,\%$*, 2 – kai* $V_f = 1{,}5\,\%$



4.4.13 pav. *Eksperimentinių plokščių apkrovų ir įlinkių kreivės. 1 – gelžbetoninė plokštė; Plokštės, armuotos dispersine armatūra: 2 – kai* $V_f = 1{,}0\,\%$*, 3 – kai* $V_f = 1{,}5\,\%$*, 4 – kai* $V_f = 2{,}0\,\%$

Pažymėtina ir tai (4.4.13 pav.), kad dispersiškai armuotose plokštėse pasireiškia didelės plastinės deformacijos iki ribinės suirimo apkrovos. Pasiekus

ribinę apkrovą, plokštės nesuiro, o plastiškai deformavosi esant žemesnei apkrovai. Esant 0,4...0,6F_u apkrovai po pasiektos ribinės apkrovos, plokščių įlinkiai, lyginant juos su įlinkiais iki ribinės apkrovos, papildomai išaugo nuo 23...38 %.

4.5. Ketvirtojo skyriaus išvados

1. Atlikti dispersinės armatūros ištraukimo iš betono matricos eksperimentiniai tyrimai. Pasiūlytas dispersinės armatūros inkaravimosi betono matricoje stiprio modelis, leidžiantis įvertinti jos geometrines ir inkaravimosi savybes.
2. Atlikti vienaašio dispersiškai armuoto betono įtemimų ir deformacijų būvio eksperimentiniai tyrimai, leidžiantys patikrinti siūlomas analitines stiprio ir deformacijų charakteristikas. Eksperimentiniai tyrimai parodė, kad siūlomas modelis dispersiškai armuoto betono tempimo ir gniuždymo stipriams bei tamprumo moduliui atpskaičiuoti gerai sutampa: atitinkamai $0,97 \div 1,18$, $0,98 \div 1,03$ ir $1,02 \div 1,05$. Plastiškumo koeficiento eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas parodė, kad santykis $\lambda_{sfrc,obs} / \lambda_{sfrc,cal} = 1,09$ tiek tempimui, tiek gniuždymui yra pastovus (variacijos koeficientas lygus $0,01 \div 0,02$). Tai rodo gerą teorinių ir eksperimentinių reikšmių sutapimą.
3. Atlikti 36 sijų, armuotų skirtingais dispersinio armavimo kiekiais bei esant skirtingiems jėgos peties ir aukščio santykiams, eksperimentiniai tyrimai. Jie leido patikrinti siūlomas lenkiamų sijų plyšio atsivėrimo (M_{crc}) ir ribinio lenkimo momento (M_u) (3.5.32 ir 3.5.33 formulės) teorines reikšmės. Rezultatų palyginimas gerai sutampa: $0,98 \div 1,03$.
4. Remiantis dviašio įtempių būvio eksperimentiniais tyrimų rezultatais, pasiūlyta trijų kintamųjų funkcija, siejanti dispersiškai armuoto ir kontrolinių (betoninių) sijų laikomosios galios padididėjimą $F_{u,sfrc} / F_{u,c}$ priklausomai nuo dispersinės armatūros kiekio V_f ir nuo a/d santykio (pereinant nuo gryno lenkimo prie lenkimo su kirpimu).
5. Pagal mūsų ir kitų autorių (iš viso 192 bandiniai) eksperimentinius rezultatus nustatyta priklausomybė lenkimui su kirpimu apskaičiuoti, kuri turi būti taikoma skaičiuojant pagal siūlomą modelį, kai $a/h \le 3$.
6. Atlikti originalūs plokščių su dispersine armatūra apykolonio zonoje eksperimentiniai tyrimai. Nustatytas iki 1,15 karto laikomosios galios, bei iki 3,2 kartų didesnis plastiškas įlinkio kitimas. Kartu eksperimentiniai tyrimai parodė, kad dispersinė armatūra gali pakeisti trapų suirimo pobūdį į plastišką.

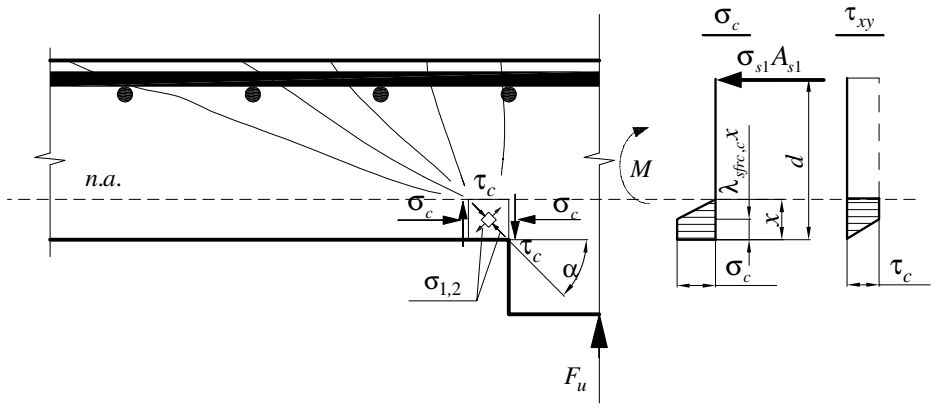
5

Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, skaičiavimo modelis

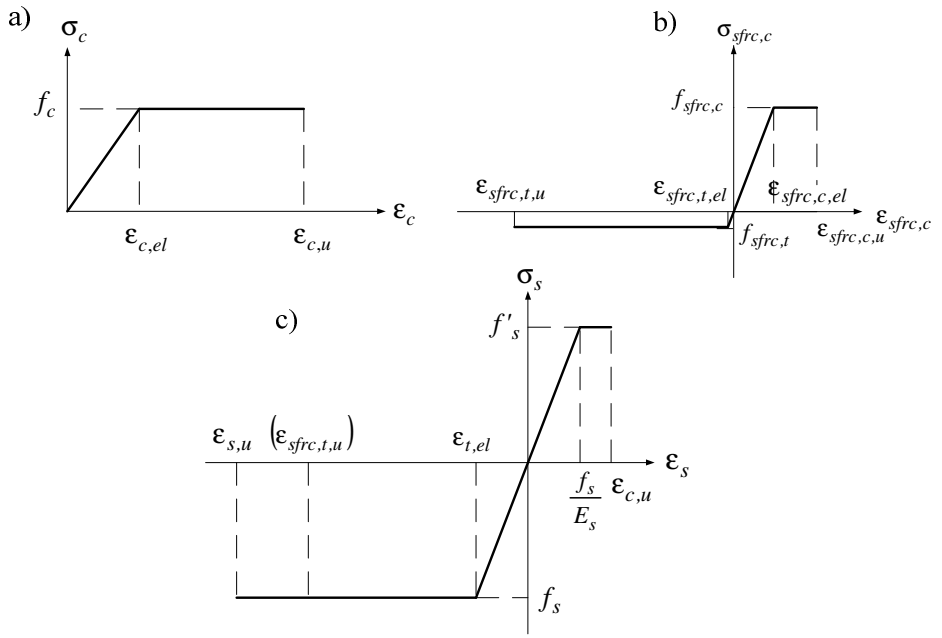
5.1. Gelžbetoninių plokščių, armuotų dispersine armatūra apykolonio zonoje, skaičiavimo modelis

Principinė siūlomo modelio skaičiuojamoji schema pateikta 5.1.1 paveiksle.
Prielaidos:

1) medžiagų tempimo-gniuždymo įtempių deformacijų epiūros yra trapecinės (5.1.2 pav.);
2) galioja plokščių pjūvių hipotezė;
3) skaičiuojant neutraliosios ašies padėtį suirimo metu, priimamos ribinės betono ir armatūros deformacijos;
4) gniuždomos zonos normalinių įtempių diagrama – trapecija, tangentinių – kaip funkcija nuo normalinių įtempių;
5) suirimas įvyksta svarbiausiesiems įtempiams nukerpant plokštės gniuždomą zoną kampu, lygiu svarbiausiųjų įtempių krypčiai.



5.1.1 pav. *Praspausdimo modelio skaičiuojamoji schema*



5.1.2 pav. *Įtempių ir deformacijų epiūros: a) betonino; b) dispersiškai armuoto betono; c) išilginės armatūros*

Plokštės neutraliosios ašies nustatymas

Skaičiuojant tiek paprasto, tiek dispersiškai armuoto elemento neutraliosios ašies padėtį dauguma autorių taiko skirtingas įtempių epiūras. Pavyzdžiui, ASTM-C-1018 ir JSCE-SF4 standartuose siūloma atlikti

eksperimentus ir nustatyti faktines $\sigma-\varepsilon$ diagramas. Prof. Ф. Н. Рабинович (2004), ir СП 52-104-2006, plieniniu pluoštu armuotam elementui siūlo taikyti stačiakampes epiūras tiek tempiamoje, tiek gniuždomoje zonoje; prof. V. C. Li (1994) – plastinėse zonose – trapecijas, tampriose – trikampius, kur tempiamos zonos tampriosios deformacijos atitinka įtempius σ_{ct}, o gniuždomos zonos tampriosios deformacijos atitinka $(2/3)\sigma_{cu}$, prof. J. Bareišis (1995) tiek tempiamoje, tiek gniuždomoje zonose taiko trikampes įtempių epiūras.

Yra pasiūlymų gniuždomos zonos įtempių epiūrą laikyti trapecine, kurioje kintamoji įtempių dalis yra iki tampriųjų deformacijų $\varepsilon_{c,el}$ ir atitinka aukštį $(1-\lambda_c)x$, o pastovioji dalis atitinka atstumą $\lambda_c x$. Prof. J. G. Marčiukaitis (1980) šią epiūrą modifikavo ir pritaikė polimerais impregnuoto betono gniuždomai zonai, kuriai turėjo tiesioginės įtakos kintantis plastiškumo koeficientas. Kaip parodė mūsų atlikti eksperimentiniai tyrimai [4A], taikant trapecines įtempių epiūras dispersiškai armuotam betonui gniužiojoje ir tempiamoje zonose, gauti rezultatai tiksliai sutapa su eksperimentiniais duomenimis.

Betoninis elementas

Gelžbetoninės plokštės normalinio pjūvio deformacijų ir įtempių epiūros pateiktos 5.1.3 paveiksle.

Prielaidos:

1) normaliniame pjūvyje galioja plokščių pjūvių hipotezė;
2) suirimas įvyksta kai $\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$ arba kai $\varepsilon_s=\varepsilon_{su}$;
3) gniuždomos zonos epiūra taikoma trapecija: kintamoji įtempių dalis atitinka aukštį $\nu_c x=(1-\lambda_c)x$ iki tampriųjų deformacijų $\varepsilon_{c,el}$, pastovioji įtempių dalis – $\lambda_c x$ iki ribinių deformacijų ε_{cu}. Čia ν_c – tamprumo koeficientas; λ_c – plastiškumo koeficientas:

$$\nu_c=\frac{\varepsilon_{c,el}}{\varepsilon_c}=\frac{\sigma_c}{E_c\varepsilon_c}, \tag{5.1.1}$$

$$\lambda_c=\frac{\varepsilon_{c,pl}}{\varepsilon_c}=1-\nu_c=1-\frac{\sigma_c}{E_c\varepsilon_c}=\frac{E_c\varepsilon_c-\sigma_c}{E_c\varepsilon_c}. \tag{5.1.2a}$$

Kai $\varepsilon_c=\varepsilon_{cu}$, ribinis plastiškumo koeficientas yra lygus:

$$\lambda_{cu} = \frac{E_c \varepsilon_{cu} - \sigma_{cu}}{E_c \varepsilon_{cu}}. \qquad (5.1.2b)$$

Plastiškumo koeficientą, priklausomai nuo prizminio betono stiprio f_c, galima apskaičiuoti taikant pasiūlytą prof. G. J. Marčiukaičio (1980) formulę:

$$\lambda_c = 1 - 0{,}061 f_c^{0{,}5}. \qquad (5.1.3)$$

Įtempių epiūros pilnumo koeficientas:

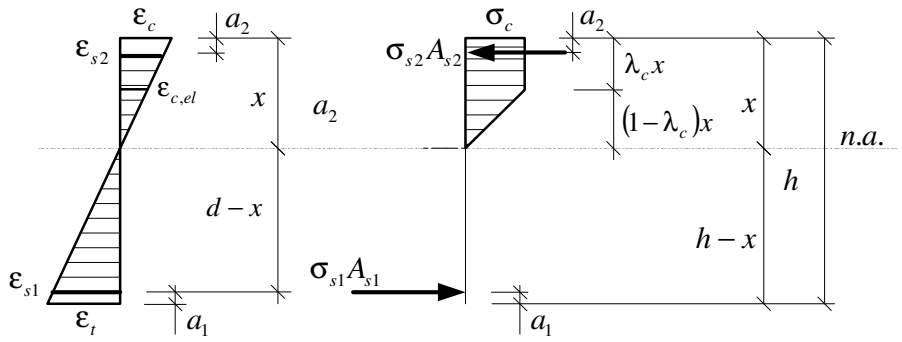
$$\omega_c = \frac{1+\lambda_c}{2}. \qquad (5.1.4)$$

Gniuždomos zonos betono įtempiai, atitinkantys deformaciją ε_c, išreikšti per tempiamos armatūros įtempius σ_{s1} (5.1.3 pav):

$$\sigma_c = \sigma_{s1} \frac{1}{n_{sc}} \frac{x}{d-x}; \qquad (5.1.5)$$

čia $\varepsilon_c = \varepsilon_{s1} \frac{x}{d-x}$; ir

$$n_{sc} = \frac{E_{s1}}{E_c'} = \frac{E_{s1}}{E_c (1-\lambda_c)}. \qquad (5.1.6)$$



5.1.3 pav. *Gelžbetoninės plokštės normalinio pjūvio deformacijų ir įtempių epiūros, vertinant plastines gniuždomo betono deformacijas*

Gniuždomos ir tempiamos zonos atstojamosios:

$$\left.\begin{aligned}&\omega_c b x \sigma_c = \frac{1+\lambda_c}{2} x \sigma_{s1} \frac{1}{n_{sc}} \frac{x}{d-x} = \frac{1+\lambda_c}{2n_{sc}} \frac{x^2 d}{d-x} \sigma_{s1} \\ &\sigma_{s1} A_{s1}\end{aligned}\right\}. \qquad (5.1.7)$$

Iš horizontalių jėgų pusiausvyros sąlygos, eliminavus įtempius σ_{s1}, gelžbetoninio elemento tik su tempiama armatūra neutraliosios ašies padėtis gali būti nustatoma pagal tokią lygtį:

$$x^2 \left[\frac{1+\lambda_c}{2}\right] + x\left[A_{s1} n_{sc}\right] - \left[A_{s1} n_{sc} d\right] = 0. \qquad (5.1.8)$$

Pasinaudojus prof. В. И. Мурашев (5.1.8) formule, galima lengvai gauti gelžbetoninio elemento, su tempiama ir gniuždoma armatūromis neutraliosios ašies padėtį.

Gniuždomos armatūros įtempiai σ_{s2}, atitinkantys deformaciją ε_{s2}, išreikškiami per tempiamos armatūros įtempius σ_{s1} (5.1.3 pav.):

$$\sigma_{s2} = \sigma_{s1} \frac{1}{n_{ss}} \frac{x-a_2}{d-x}, \qquad (5.1.9)$$

čia

$$n_{ss} = \frac{E_{s1}}{E_{s2}}. \qquad (5.1.10)$$

Tuomet (5.1.7) formulė pasipildytų dar vienu nariu:

$$\left.\begin{aligned}&\omega_c b x \sigma_c = \frac{1+\lambda_c}{2} x \sigma_{s1} \frac{1}{n_{sc}} \frac{x}{d-x} = \frac{1+\lambda_c}{2n_{sc}} \frac{x^2 d}{d-x} \sigma_{s1} \\ &\sigma_{s1} A_{s1} \\ &\sigma_{s2} A_{s2} = \sigma_{s1} \frac{1}{n_{ss}} \frac{x-a_2}{d-x} A_{s2}\end{aligned}\right\}, \qquad (5.1.11)$$

ir (5.1.8) formulė, atlikus matematinius pertvarkymus, įgautų tokį pavidalą:

$$x^2 \left[\frac{1+\lambda_c}{2}\right] + x\left[A_{s1} n_{sc} + A_{s2} \frac{n_{sc}}{n_{ss}}\right] - \left[A_{s1} n_{sc} d + A_{s2} \frac{n_{sc}}{n_{ss}} a_2\right] = 0, \qquad (5.1.12)$$

o (5.1.12) lygties sprendinys būtų lygus:

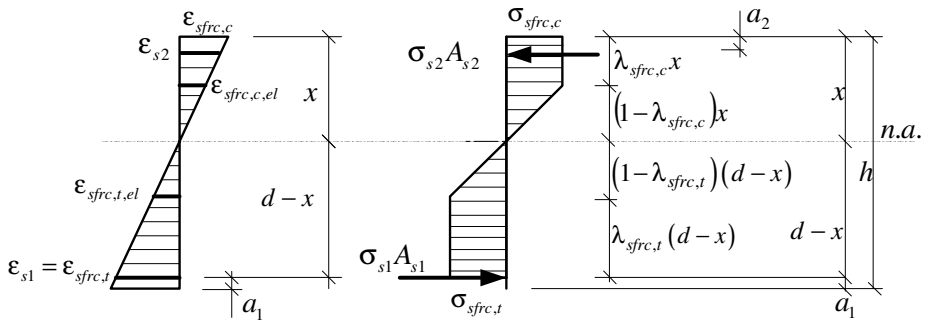
$$x=\frac{-\left[A_{s1}n_{sc}+A_{s2}\frac{n_{sc}}{n_{ss}}\right]+\left[\left(A_{s1}n_{sc}+A_{s2}\frac{n_{sc}}{n_{ss}}\right)^2+4\left(\frac{1+\lambda_c}{2}\right)\left(A_{s1}n_{sc}d+A_{s2}\frac{n_{sc}}{n_{ss}}a_2\right)\right]^{0,5}}{(1+\lambda_c)}.$$

Dispersiškai armuoto betono elementas

Dispersiškai armuoto gelžbetoninio elemento neutraliosios ašies nustatymo skaičiuojamoji schema pateikta (5.1.4 pav.). Gniuždomos ir tempiamos zonos įtempių epiūros priimtos trapecinėmis, kur tampriąsias tempiamas ir gniuždomas deformacijas $\varepsilon_{sfrc,t,el}$, $\varepsilon_{sfrc,c,el}$ atitinka kintamos įtempių dalys $\nu_{sfrc,t}(d-x)=(1-\lambda_{sfrc,t})(d-x)$ ir $\nu_{sfrc,c}x=(1-\lambda_{sfrc,c})x$, o pastoviąsias – atitinkamai $\lambda_{sfrc,c}(d-x)$ ir $\lambda_{sfrc,c}x$.

Tempiamo ir gniuždomo dispersiškai armuoto betono plastiškumo koeficientai apskaičiuojamai pagal 3.5.17 formulę arba taikant empirines formules (4.2.4.1), (4.2.4.2) (tik dispersinei armatūrai su atlankomis):

$$\left.\begin{aligned}\lambda_{sfrc,t}&=\lambda_t\left(2,06-0,015V_f^{1,5}\right)\\ \lambda_{sfrc,c}&=\lambda_c\left(1+0,008V_f{}^{1,5}\right)\end{aligned}\right\}. \qquad (5.1.13)$$



5.1.4 pav. *Dispersiškai armuotos gelžbetoninės plokštės normalinio pjūvio deformacijų ir įtempių epiūros, vertinant plastines tempiamo ir gniuždomo betono deformacijas*

Įtempių epiūros pilnumo koeficientai:

$$\left.\begin{aligned}\omega_{sfrc,t} &= \frac{1+\lambda_{sfrc,t}}{2}\\ \omega_{sfrc,c} &= \frac{1+\lambda_{sfrc,c}}{2}\end{aligned}\right\}. \tag{5.1.14}$$

Gniuždomos ir tempiamos zonos įtempiai, atitinkantys deformacijas $\varepsilon_{sfrc,c}$ ir $\varepsilon_{sfrc,t}$, išreikšti per tempiamos armatūros įtempius σ_{s1}:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{sfrc,c} &= \sigma_{s1}\frac{1}{n_{sfrc,sc}}\frac{x}{d-x}\\ \sigma_{sfrc,t} &= \sigma_{s1}\frac{1}{n_{sfrc,st}}\end{aligned}\right\}, \tag{5.1.15}$$

čia

$$\left.\begin{aligned}n_{sfrc,sc} &= \frac{E_{s1}}{E'_{sfrc,c}} = \frac{E_{s1}}{E_{sfrc,c}\left(1-\lambda_{sfrc,c}\right)}\\ n_{sfrc,st} &= \frac{E_{s1}}{E'_{sfrc,t}}\frac{E_{s1}}{E_{sfrc,t}(1-\lambda_{sfrc,t})}\end{aligned}\right\}. \tag{5.1.16}$$

Tuomet dispersiškai armuoto elemento tempiamos ir gniuždomos armatūros atstojamosios bus:

$$\left.\begin{aligned}&\omega_{sfrc,c}x\sigma_{sfrc,c} = \frac{1+\lambda_{sfrc,c}}{2n_{sfrc,sc}}\frac{x^2 d}{d-x}\sigma_{s1}\\ &\sigma_{s1}A_{s1}\\ &\sigma_{s2}A_{s2} = \sigma_{s1}\frac{1}{n_{ss}}\frac{x-a_2}{d-x}A_{s2}\\ &\omega_{sfrc,t}\left(d-x\right)\sigma_{sfrc,t} = \omega_{sfrc,t}\frac{1}{n_{sfrc,st}}\left(d-x\right)\sigma_{s1}\end{aligned}\right\}. \tag{5.1.17}$$

Atlikus matematinius pertvarkymus, dispersiškai armuoto gelžbetoninio elemento neutralioji ašies padėtis nustatoma pagal tokią formulę:

$$x^2\left[\omega_{sfrc,c}-\omega_{sfrc,t}\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{sfrc,st}}\right]+x\left[\begin{array}{l}A_{s1}n_{sfrc,sc}+\\+A_{s2}\dfrac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}+\\+2d\omega_{sfrc,t}\dfrac{n_{sfrc,sc}}{n_{sfrc,st}}\end{array}\right]- \\ -\left[A_{s1}n_{sfrc,sc}d+A_{s2}\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}a_2-d^2\omega_{sfrc,t}\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{sfrc,st}}\right]=0. \quad (5.1.19)$$

Įvedus atitinkamus pažymėjimus, (5.1.19) formulė įgauna paprastesnę išraišką:

$$x^2\left[\omega_{sfrc,c}-D\right]+x\left[A_{s1}n_{sfrc,sc}+A_{s2}\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}+2dD\right]- \\ -\left[A_{s1}n_{sfrc,sc}d+A_{s2}\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}a_2-d^2D\right]=0 \quad (5.1.20)$$

o (5.1.20) lygties sprendinys yra lygus:

$$x=\frac{-\left[\begin{array}{l}A_{s1}n_{sfrc,sc}+\\+A_{s2}\dfrac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}+\\+2dD\end{array}\right]+\left[\begin{array}{l}\left(A_{s1}n_{sfrc,sc}+A_{s2}\dfrac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}+2dD\right)^2+\\+4\left(\omega_{sfrc,c}-D\right)\times\\\times\left(A_{s1}n_{sfrc,sc}d+A_{s2}\dfrac{n_{sfrc,sc}}{n_{ss}}a_2-d^2D\right)\end{array}\right]^{0,5}}{2\left[\omega_{sfrc,c}-D\right]};$$

čia

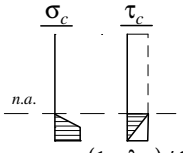
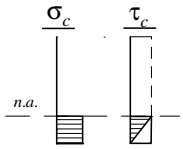
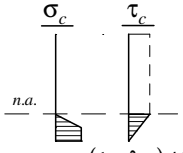
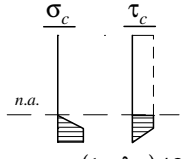
$$D=\omega_{sfrc,t}b\frac{n_{sfrc,sc}}{n_{sfrc,st}}.$$

Normalinių ir tangentinių įtempių epiūros gniuždomoje zonoje

Literatūros šaltinių analizė parodė, kad dauguma autorių, skaičiuodami svarbiausiuosius įtempius (5.1.1. pav.) gniuždomoje zonoje, taiko skirtingas

normalinių ir tangentinių įtempių diagramas. Pavyzdžiui, Choi, K. K., Park, H. G., Wight, K. J. (2007) – normaliniams įtempiams taiko kubinę parabolę, tangentiniams – trapecinę, Edward, G., Shertwood, E. C., *et al.* 2007 normaliniams – trapecinę, tangentiniams – kvadratinę parabolę, Zink, M. 1999 normaliniams įtempiams – trikampę, tangentiniams – kubinę parabolę. Tačiau įtempių diagramų parinkimas turi didelę įtaką svarbiausiųjų įtempių trajektorijoms. 5.1.1 lentelėje pateiktas svarbiausiųjų įtempių trajektorijų kampo kitimas, esant įvairioms normalinių ir tangentinių įtempių diagramų kombinacijoms. Normaliniams įtempiams priėmus trapecinę diagramą, priklausančią nuo betono plastiškumo koeficiento (jos pilnumo koeficientas svyruoja nuo $\omega_\sigma = 0{,}8...1$), o tangentiniams įtempiamas – trapecinę ir trikampę diagramas ($\omega_\tau = 0{,}5...1$), rezultatai akivaizdžiai skiriasi. Esant kraštutinėms pilnumo koeficiento reikšmėms, svarbiausiųjų įtempių trajektorijos kampas gali svyruoti nuo $\alpha = 23^\circ$ iki $\alpha = 57^\circ$ laipsnių.

5.1.1 lentelė. *Įtempių diagramų įtaka svarbiausiųjų įtempių trajektorijų kampui*

 $\omega_\sigma = (1+\lambda_c)/2$ $\omega_\tau = 0{,}5...1$		 $\omega_\sigma = 1$ $\omega_\tau = 0{,}5...1$		 $\omega_\sigma = (1+\lambda_c)/2$ $\omega_\tau = 0{,}5$		 $\omega_\sigma = (1+\lambda_c)/2$ $\omega_\tau = (2-\lambda_c)/2$	
ω_τ	α	ω_τ	α	λ_c	α	λ_c	α
0,5	47,27	0,5	57,29	0,5	42,97	0,5	28,64
0,6	42,97	0,6	47,74	0,6	45,83	0,6	32,74
0,7	33,76	0,7	40,69	0,7	48,70	0,7	37,46
0,8	29,54	0,8	35,81	0,8	51,56	0,8	42,97
0,9	26,64	0,9	31,83	0,9	54,43	0,9	49,48
1	23,63	1	28,64	1	57,29	1	57,29

čia $tg2\alpha = 2\tau/\sigma$; $\sigma = f_c$; $\tau = 0{,}5 f_c$.

Tačiau, kaip parodė daugumos autorių (Tuchlinski, G. 2004; Edward, G., Shertwood, E. C., *et al.* 2007; Choi, K. K., Park, H. G., Wight, K. J. 2007; Adebar, P. 2000; Zink, M. 1999; Li, V. C., Dhanada, K. *et al.* 1993; Ashour, S. A., Hassanain, G. S., Wafa, F. F. 1992; Sharma, A. K. 1986; Zsutty, T. 1971) eksperimentinių tyrimų analizė vidutiniškai tangentinių įtempių diagramos pilnumo koeficientas lygus $\omega_\tau = 0{,}65...0{,}75$, o tai atitinka daug mažesnę svarbiausiųjų įtempių trajektorijų kampo sklaidą: $33^\circ...45^\circ$. Tai yra dažniausiai klasikinėse teorijose aptinkamos reikšmės, bei visumoje atitinka

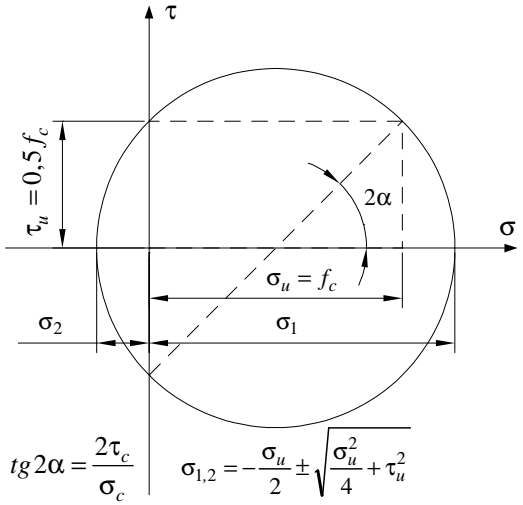
minėtų autorių eksperimentinius tyrimus. Susiejus šiuos rezultatus su gautais eksperimentiniais rezultatais ir su idealizuota normalinių įtempimų diagrama, išreikšta per plastiškumo koeficientą, normalinių ir tangentinių įtempių pilnumo koeficientai yra lygūs:

$$\left.\begin{aligned}\omega_\sigma &= \frac{1+\lambda_c}{2}\\ \omega_\tau &= 0,43\left(1+\lambda_c\right)\end{aligned}\right\}. \qquad (5.1.22)$$

Tokiu būdu, pagal (5.1.22) formulę skaičiuota tangentinių įtempių pilnumo koeficiento reikšmė syvyruoja ribose $\omega_\tau = 0,6 \div 0,75$. Tai atitinka dažniausiai literatūroje aptinkamas kvadratines ir kubines parabolių lygtis.

Svarbiausieji suirimo įtempiai

Pagal siūlomą praspaudimo skaičiuojamąją schemą, pateiktą 5.1.1 paveiksle, svarbiausieji įtempiai priklauso nuo gniuždymo ir šlyties (t. y. tangentinių) įtempių.



5.1.5 pav. *Svarbiausiųjų įtempių nustatymas esant, gniuždymui su kirpimu*

Laikantis nuostatos, kad ribiniai gniuždymo įtempiai σ_u yra lygūs betono stipriui f_c, o ribiniai šlyties (tangentiniai) įtempiai, esant gniuždymui, yra lygūs $\tau_u = 0,5 f_c$ (Голышев, А. Б., Бачинский, В. Я., *et al*. 1985), bei taikant

taikant klasikines medžiagų atsparumo formules, svarbiausieji įtempiai ir jų trajektorijos kampas yra lygūs:

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{1,2} &= -\frac{\sigma_u}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma_u^2}{4} + \tau_u^2} \\ \tan 2\alpha &= \frac{2\tau_u}{\sigma_u}\end{aligned}\right\}. \qquad (5.1.23)$$

Grafinė (5.1.23) formulės išraiška pateikta 5.1.5 paveiksle.

Svarbiausiųjų įtempių gniuždomoje zonoje veikimo plotas

Svarbiausiųjų įtempių gniuždomoje zonoje veikimo ploto apskaičiavimo schemos pateiktos 5.1.6 paveiksle. Išreiškus nupjautinės piramidės šoninio ploto aukštinę ir pagrindą bei nupjautinio kūgio šoninio ploto sudaromąją per x ir α, svarbiausiųjų įtempių gniuždomoje zonoje veikimo plotas gali būti apskaičiuojamas taikant paprastas geometrines formules:

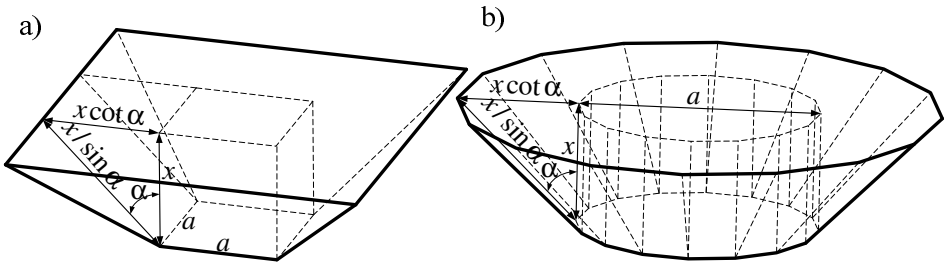
kvadratinėms kolonoms:

$$A = 4\left[\frac{1}{2}\left(2a + 2x\cot\alpha\right)\frac{x}{\sin\alpha}\right] = 4\left[\left(a + x\cot\alpha\right)\frac{x}{\sin\alpha}\right], \qquad (5.1.24)$$

apvalioms kolonoms:

$$A = \pi\left[\left(\frac{1}{2}a + \frac{1}{2}a + x\cot\alpha\right)\frac{x}{\sin\alpha}\right] = \pi\left[\left(a + x\cot\alpha\right)\frac{x}{\sin\alpha}\right]; \quad (5.1.25)$$

čia a – kvadratinės kolonos matmuo arba apvalios kolonos diametras.



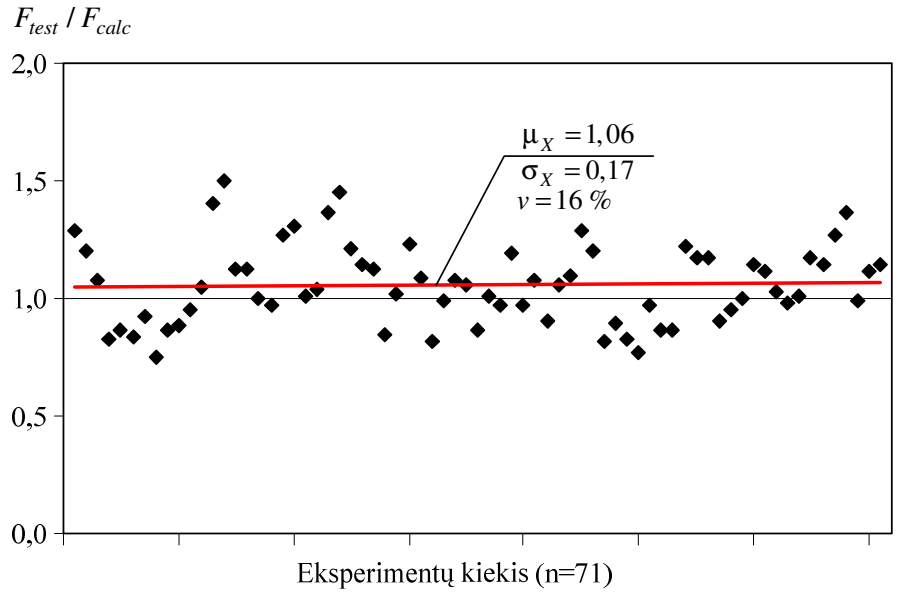
5.1.6 pav. *Svarbiausiųjų įtempių gniuždomoje zonoje veikimo ploto nustatymas*

Praspaudimo jėga F_u apskaičiuojama laikantis nuostatos, kad suirimas įvyksta svarbiausiems įtempiams $\sigma_{1,2}$ nukerpant plokštės gniuždomą zoną plote A:

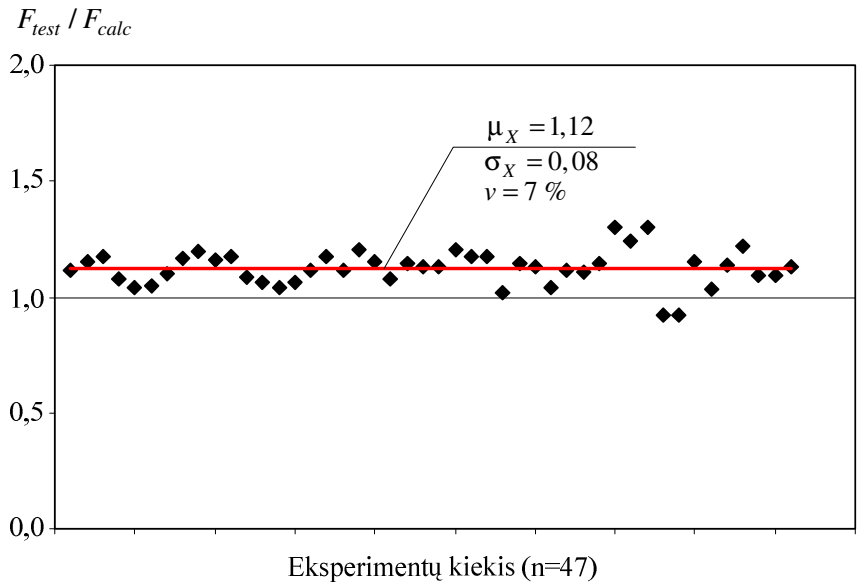
$$\min F_u = \sigma_{1,2} A \,. \tag{5.1.26}$$

5.2. Skaičiavimo modelio tikslumas

Praspaudimui be dispersinės armatūros modelio tikslumo vertinimui pasirinkta 71 eksperimentinė praspaudimo plokščtė (detaliau – 1 priedas). Plokštės buvo įvairių geometrinių dydžių, skirtingo betono stiprio bei su skirtingu išilginės armatūros kiekiu. Betono stipris svyravo nuo 13 iki 110 *MPa*, išilginės armatūros kiekis – nuo 0,3 iki 3 %, stipris – nuo 330 iki 680 *MPa*, naudingasis aukštis – nuo 0,1 iki 0,3 *m*. Kolonos buvo apvalios (nuo 0,15 iki 0,35 *m*) ir kvadratinės (nuo 0,15 iki 0,3 *m*) (detaliau – 5.5 skyrius). Kaip matyti iš grafinio eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimo (5.2.1 pav.) santykio, F_{test} / F_{calc} reikšmių aritmetinis vidurkis lygus 1,06, kvadratinė nuokrypa – 0,17, o variacijos koeficientas – 16,1 %. Tai rodo, kas siūlomo modelio sistemingoji paklaida – 0,06, atsitiktinė – 0,17.



5.2.1 pav. *Praspaudimo be dispersinės armatūros skaičiavimo modelio tikslumas*



5.2.2 pav. *Praspaudimo su dispersine armatūra skaičiavimo modelio tikslumas*

Modelio su dispersine armatūra tikslumui nustatyti 5.2.2 paveiksle grafiškai pavaizduotas įvairių autorių eksperimentinių reikšmių palyginimas su siūlomo modelio teorinėmis reikšmėmis (detaliau – 5.5 skyriuje). Palyginimui taip pat buvo naudojamas įvairių geometrinių, stiprio ir skirtingų inkaravimosi savybių dispersinė armatūra (su pilnomis ir pusinėmis atlankomis, banguoto bei lygaus profilio). Iš šių duomenų nustatyta, kad santykio tarp eksperimentinių ir siūlomo modelio teorinių reikšmių F_{test} / F_{calc} aritmetinis vidurkis lygus 1,12, kvadratinė nuokrypa – 0,08, o variacijos koeficientas – 7,0 %.

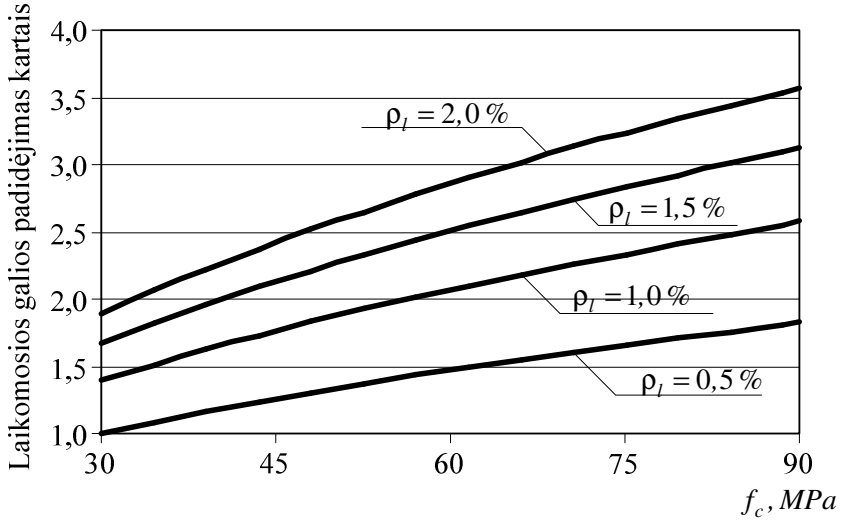
Pagal šiuos statistinius duomenis siūlomo modelio su dispersine armatūra sistemingoji paklaida – 0,12, atsitiktinė – 0,08.

5.3. Skaičiavimo modelio parametrinė analizė

Betono stiprio įtaka praspaudimo stipriui

Parametrinei analizei taikomos šios fizinės ir geometrinės charakteristikos: $f_c = 30...100\ MPa$, $\rho_l = 0{,}5...2{,}0\ \%$, $E_s = 205\ GPa$, $d = 0{,}12\ m$, $a_{kol} = 0{,}20\ m$.

2.3 skyriuje pateiktoje parametrinėje modelių analizėje [1A] jau bubo minėta, kad betono stiprio įtaka praspaudimo stipriui yra viena didžiausių ir reikšmingiausių. Tai citavo ir kiti autoriai (Albrecht, U. 2002). Kaip rodo 5.3.1 paveiksle pateikta siūlomo modelio parametrinės analizės grafinė išraiška, modelyje taip pat vyrauja betono stipris f_c. Lyginant kraštutines reikšmes tarpusavyje, kai betono stipris f_c kinta nuo 20 *MPa* iki 90 *MPa*, išilginio armavimo kiekis ρ_l – nuo 0,5 % iki 2 %, praspaudimo stipris gali skirtis net iki 3,63 karto. Lyginant betono stiprio įtaką, esant pastoviam armavimo procentui, laikomosios galios padidėjimas kinta beveik tiesiškai. Tačiau šis efektas nėra toks pat kintant tiek betono stipriui f_c, tiek armavimo kiekiui ρ_l (5.3.1 paveiksle pateiktos kreivės nėra lygiagrečios). Tai yra todėl, kad didėjant betono stipriui f_c, plastinės deformacijos atitinkamai mažėja (t. y. didėjant f_c, λ_c mažėja). Būtent dėl nevienodų betono deformacinių savybių ir atsiranda šie skirtumai.



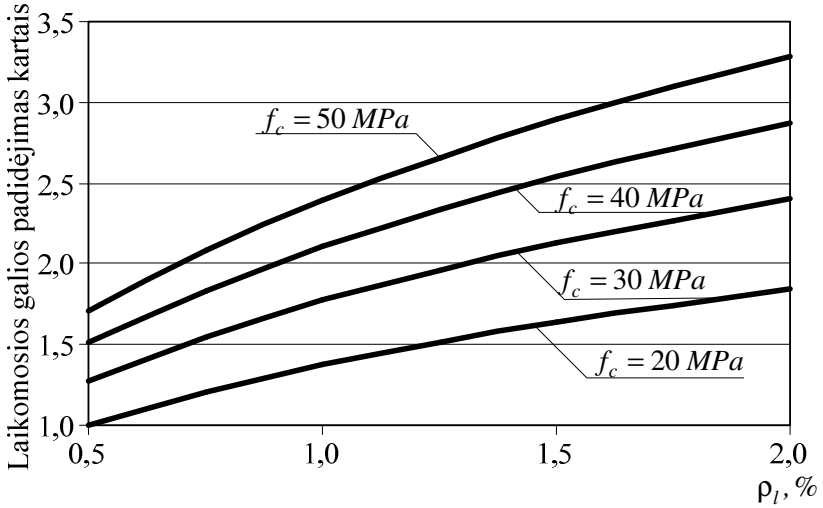
5.3.1 pav. *Betono stiprio įtaka praspaudimo stipriui*

Išilginės armatūros kiekio įtaka praspaudimo stipriui

Parametrinei analizei taikomos šios fizinės ir geometrinės charakteristikos: $f_c = 30...50$ *MPa*, $\rho_l = 0,5...2,0$ %, $E_s = 205$ *GPa*, $d = 0,12\,m$, $a_{kol} = 0,20\ m$.

Toks pat kreivių nelygegretumas, kaip kaip parodyta 5.3.1 paveiksle, akivaizdus analizuojant ir 5.3.2 paveiksle pateiktas išilginės armatūros įtakos praspaudimo stiprio kreives. Tačiau armatūros kiekio įtaka laikomosios galios

padidėjimui yra kur kas mažesnė. Pavyzdžiui, didinant armavimo kiekį nuo 0,5 % iki 2 %, laikomąją galią galima padidinti (esant įvairiems betono stipriams) maždaug 1,8 karto. Be to, išilginės armatūros įtaka siūlomame modelyje vertinama labai panašiai kaip ir projektavimo normose EC 2, STR 2.05.05:2005, CEB-FIB MC 90, nes pavyzdžiui, padidinus ρ_l du kartus, praspaudimo stipris padidėja 1,26 karto, siūlomo modelio – 1,33 karto, o DIN 1045 – 1,41 karto. Tai rodo, kad siūlomo metodo išilginės armatūros įtakos vertinimas (lygtyse 5.1.12–5.1.21) yra gana didelis ir įvertintas teisingai.



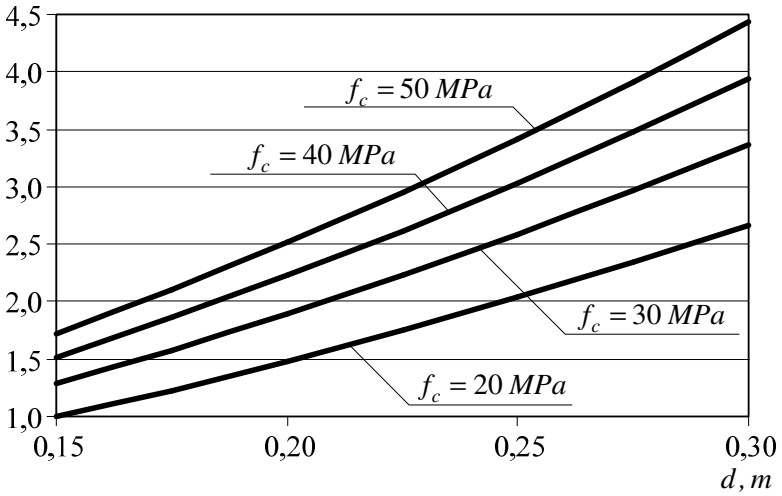
5.3.2 pav. *Išilginės armatūros įtaka praspaudimo stipriui*

Naudingojo aukščio įtaka praspaudimo stipriui

Parametrinei analizei taikomos šios fizinės ir geometrinės charakteristikos: $f_c = 30...50\ \ MPa$, $\rho_l = 1,0\ \ \%$, $E_s = 205\ \ GPa$, $d = 0,15...0,3\ m$, $a_{kol} = 0,20\ \ m$.

Naudingojo aukščio įtaka praspaudimo stipriui yra labai didelė (5.3.3 pav.), nes ji tiesiogiai veikia vidinių jėgų petį. Tai lemia ir gniuždomos zonos aukštį, nuo kurio gerokai priklauso laikomosios galios padidėjimas. Todėl naudingojo aukščio d įtakos praspaudimo stipriui negalima tiesiogiai lyginti kaip projektavimo metodikose, nes jose šis parametras tiesiogiai turi įtakos sąlyginio kirpimo plotui ($A=ud$), kuriame veikia sąlyginiai tangentiniai įtempiai. Dėl to rezultatai gaunami mažesni, pavyzdžiui, padidinus d 2 kartus, laikomoji galia pagal siūlomą modelį vidutiniškai padidėja 2,57–2,66 karto, o pagal ACI 318-95 ar SNiP 2.0301-84* ji yra gerokai didesnė – 2,98 karto. Dar didesnė d įtaka yra

tose metodikose, kuriuose kritinis perimetras apibrėžiamas didesniu atstumu: kai $1{,}5d$ – 4,24 karto (pagal BS 8110), kai $2d$ – 4,36 karto (pagal EC 2, STR 2.05.05:2005, CEB-FIP MC 90).

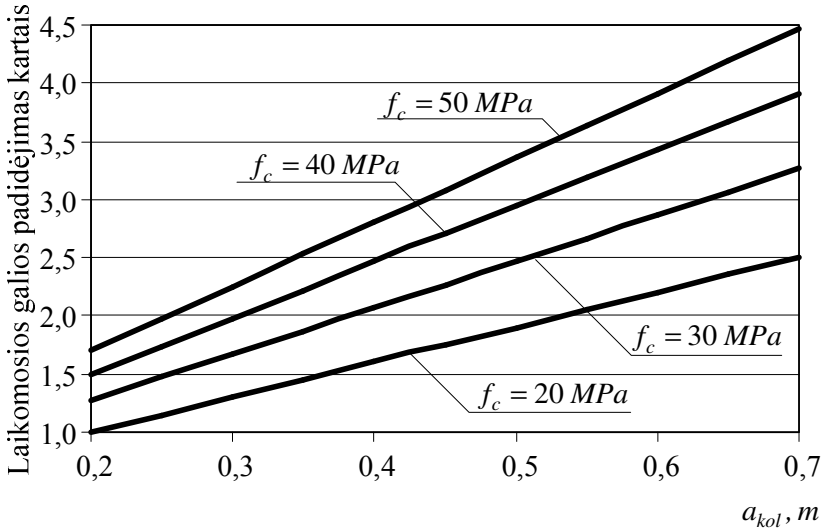


5.3.3 pav. *Naudingojo aukščio įtaka praspaudimo stipriui*

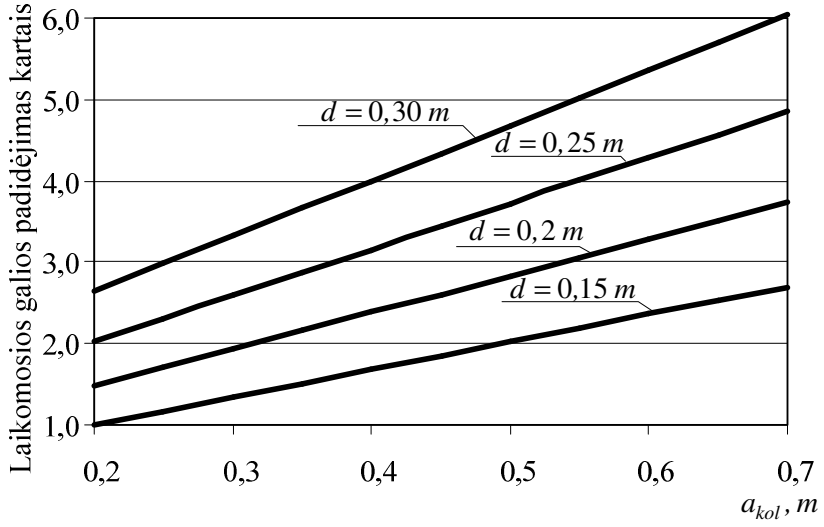
Kolonos matmenų įtaka praspaudimo stipriui

Parametrinei analizei taikomos šios fizinės ir geometrinės charakteristikos: $f_c = 30...50\ \ MPa$, $\rho_l = 0{,}5...2{,}0\,\%$, $E_s = 205\ \ GPa$, $d = 0{,}15...0{,}30\ \ m$, $a_{kol} = 0{,}20...0{,}7\ \ m$.

Nagrinėjant kolonos matmenų įtaką, nepriklausomai kintant betono klasei f_c (5.3.4 pav.), ar naudingajam perdangos aukščiui d (5.3.5 pav.), pastebima idealai tiesinė priklausomybė. Pažymėtina tik tai, kad didėjant kolonos matmenims ir betono stipriui f_c, atitinkamai didėja ir laikomosios galios skirtumas. Priešinga elgsena pavaizduota 5.3.5 paveiksle – didėjant kolonos matmenims ir naudingajam perdangos aukščiui, laikomosios galios skirtumas nesmarkiai mažėja. Pavyzdžiui, padidinus kolonos matmenis 1,5 ir 2 kartus, esant $f_c = 20\ \ MPa$ ir $f_c = 40\ \ MPa$, laikomoji galia padidėja atitinkamai 1,30 ir 1,75 bei 1,32 ir 1,8 karto, o padidėjus *d* nuo 0,15 iki 0,3 *m*, laikomoji galia išauga 1,34 iki 1,68 bei 1,28 ir 1,56 karto. Šį skirtumą lemia tai, kad vienas iš kintamųjų yra geometrinis, kitas – fizinis parametras su kintančiomis savybėmis, o antrajame palyginime abu parametrai yra geometriniai.



5.3.4 pav. *Kolonos matmenų įtaka priklausomai nuo* f_c *praspaudimo stipriui*

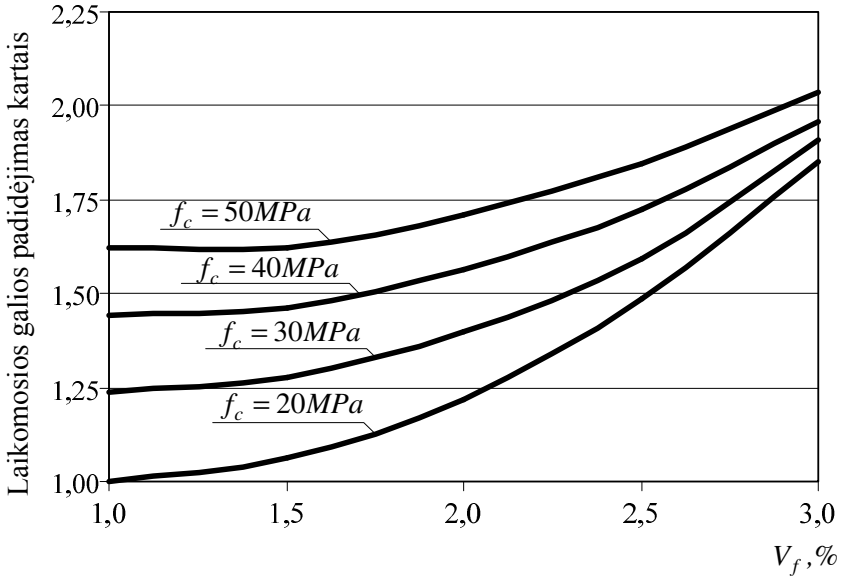


5.3.5 pav. *Kolonos matmenų įtaka, priklausomai nuo* d *praspaudimo stipriui*

Dispersinės armatūros kiekio įtaka praspaudimo stipriui

Parametrinei analizei taikomos šios fizinės ir geometrinės charakteristikos: $f_c = 30...50\ \ MPa$, $\rho_l = 1,0...2,0\ \ \%$, $E_s = 205\ \ GPa$, $d = 0,12\ \ m$, $V_f = 1...3\ \ \%$, $a_{kol} = 0,2\ \ m$.

Kaip pavaizduota 5.3.6 paveiksle, dispersinės armatūros kiekio įtaka, priklausomai nuo betono stiprio f_c yra skirtinga. Daug eksperimentinių darbų autorių pažymėjo, kad didžiausia jos įtaka bet kokiam laikomosios galios padidėjimui pastebima esant silpniems betonams. Tai aiškiai rodo ir siūlomas modelis. Pavyzdžiui, kai $f_c = 20\ \ MPa$, kintant V_f nuo 1 iki 3 %, laikomoji galia padidėja iki 1,8 karto, o kai $f_c = 50\ \ MPa$, ji teišauga iki 1,5 karto.

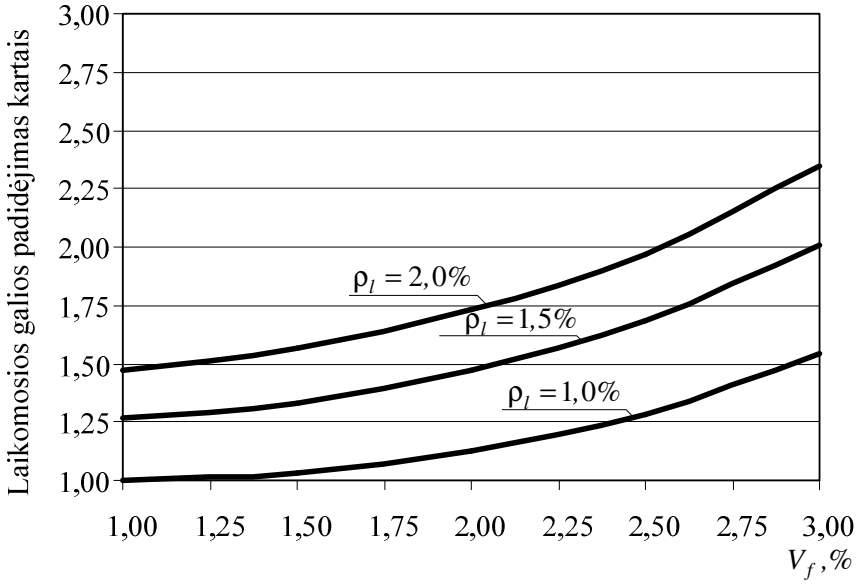


5.3.6 pav. *Dispersinės armatūros kiekio įtaka, priklausomai nuo betono stiprio praspaudimo stipriui*

Dispersinės armatūros kiekio įtaka, priklausomai nuo išilginės armatūros, pateikta 5.3.7 paveiksle. Kaip matome, siūlomame modelyje dispersinės armatūros kiekio įtaka kinta pagal kreivalinijinę priklausomybę. Be to, didėjant išilginio armavimo kiekiui, V_f įtaka atitinkamai didėja, pavyzdžiui, didėjant ρ_l nuo 1,0 % iki 2,0 %, ir V_f didėjant nuo 1,0 % iki 2,0 %, praspaudimo laikomoji galia padidėja atitinkamai nuo 1,13 iki 1,17 karto. Bendruoju atveju, taikant kraštutines 5.3.7 paveiksle pateiktas reikšmes, t. y. ρ_l kintant nuo 1,0 % iki 2,0

% ir V_f nuo 1,0 % iki 2,0 % (tai dažniausiai pasitaiko tiek praktikoje tiek teoriniuose skaičiavimuose), praspaudimo laikomąją galią galima padidinti daugiau kaip 73 %.

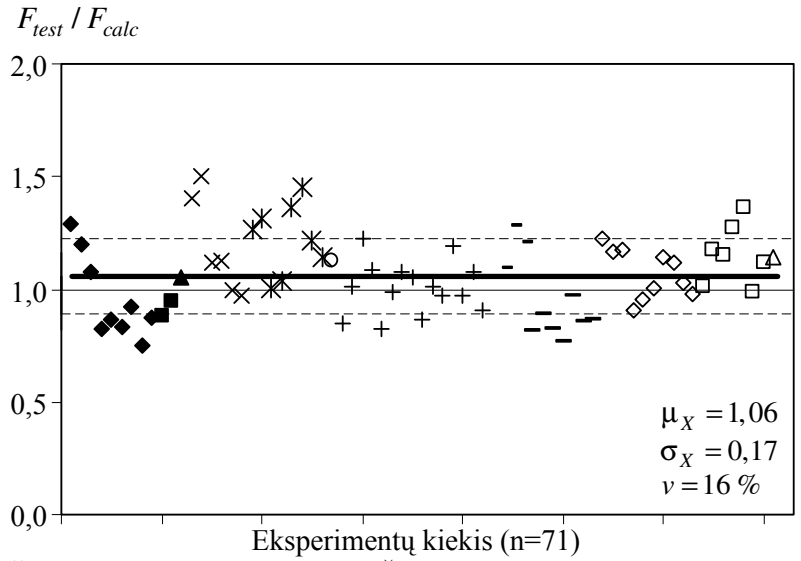
Esant mažesniam dispersinės armatūros kiekiui nei 1,0 %, jos įtaka yra nedidelė, todėl 5.3.6 ir 5.3.7 paveiksluose ji nepavaizduota. Tai patvirtina ir kiti autoriai (Li, V. C. 1992; Рабинович, Ф. Н. 1989; Kutzing, L. 2000 ir kt.).



5.3.7 pav. *Dispersinės armatūros kiekio įtaka, priklausomai nuo išilginės armatūros praspaudimo stipriui*

5.4. Skaičiavimo modelio palyginimas su eksperimentiniais rezultatais

Skaičiavimo modelio palyginimui su kitų autorių eksperimentiniais duomenimis buvo pasirinkta 12 skirtingų autorių. Jų atlikti eksperimentiniai bandiniai buvo įvairių geometrinių parametrų, skirtingo betono stiprio ir išilginio armavimo kiekio: $f_c = 14 \div 120$ *MPa*, $f_y = 330 \div 706$ *MPa*, $\rho_l = 0,33 \div 3$ %, $d = 99 \div 476$ *mm*. Gelžbetoninio elemento praspaudimo stiprio be dispersinės armatūros skaičiuotinų reikšmių pasiskirstymas pagal skirtingų autorių eksperimentinius duomenis pateiktas 5.4.1 paveiksle.



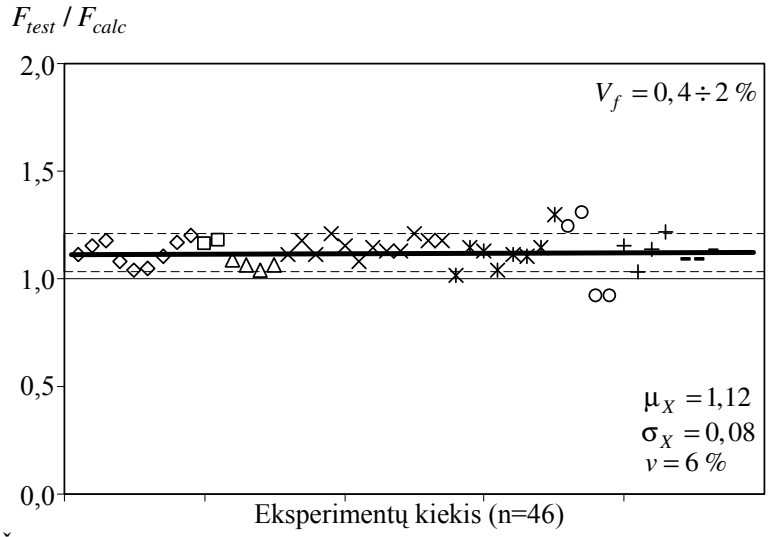
Šaltinis: Broms, C. E. 1990
◆ Estler, R. C., Hognestad, E. 1956
■ Marti, P., Pralong, J., *et al.* 1977
▲ Schaeit, W., Lander, M., *et al.* 1970
× Kinnuen, S., Nylander, B. 1960
✳ Kinnuen, S., Nylander, B., *et al.* 1978
○ Magura, D. D., Corley W. G. 1969

Šaltinis: Theodorakopoulos, D. D. 2002
+ Ramdane, K. E. 1996
- Toft, P. 1998
– Hallgren, M. 1996
◇ Tomaszewicz, A. 1993

Šaltinis: Regan, P. E. 2004
□ Moe, J. 1961
△ Prolond, J. 1979

5.4.1 pav. *Gelžbetoninio elemento praspaudimo stiprio be dispersinės armatūros skaičiuotinų reikšmių palyginimas pagal siūlomą modelį, remiantis įvairių autorių eksperimentų duomenimis*

Lyginant eksperimentines ir siūlomo modelio teorines reikšmes, bendruoju atveju variacijos koeficientas nėra didelis ir sudaro 16 %. Labiausiai nuo vidurkio nutolusias reikšmes (Kinnuen, S. ir Nylander, B. – $F_{test} / F_{calc} = 1,41 \div 1,5$, Estler, R. C. ir Paralong, J. – $F_{test} / F_{calc} = 0,75 \div 0,82$, Moe, J. – $F_{test} / F_{calc} = 0,99 \div 1,37$) lėmė mažas išilginio armavimo kiekis ($\rho_l \approx 0,3\ \%$), ir mažas naudingasis eksperimentinių plokščių aukštis $d = 99 \div 110\ mm$. Tačiau, šiuos veiksnius yra atsižvelgta nustatant siūlomo modelio tikslumo ribas.



Šaltinis: Haralji, M. *et al.* 1996
◇ Swamy, R. N., Ali, S. 1982
□ Theodorakopolus, D. D., Swamy, R. N. 1989
△ Alexander, S., Simmonds, S. 1992
× Theodorakopolus, D. D., Swamy, R. N. 1993
✳ Haralji, M., Maalouf, D. et al. 1996
○ Рабинович, Ф. Н. 2004
\+ Urban, T. 1989
\- autoriaus eksperimentai

5.4.2 pav. *Gelžbetoninio elemento praspaudimo stiprio su dispersine armatūra skaičiuotinų reikšmių palyginimas pagal siūlomą modelį remiantis įvairių autorių eksperimentų duomenimis*

Kaip minėta anksčiau, dispersine armatūra armuotų plokščių (realių matmenų) eksperimentinių duomenų yra nedaug, be to, ne visi autoriai pateikia reikiamus duomenis rezultatams patikrinti. Tiksliam praspaudimo su dispersine armatūra modelio palyginimui yra tik 11 eksperimentinių plokščių (Рабинович, Ф. Н. 2004 – 4, Urbana, T. 1989 – 4, ir 3 mūsų išbandytos plokštės). Tačiau ir iš patikrintų 11 plokščių gaunamas gana geras sutapimas: vidutinė F_{test} / F_{calc} reikšmė – 1,11, jos kvadratinė nuokrypa – 0,12, variacijos koeficientas – 10,9 %. Likę 35 plokščių eksperimentiniai tyrimai (5.4.2 pav.) pateikti tik kaip laikomosios galios prieaugis ($F_{test,sfrc} / F_{test,c}$) tarp fibrobetoninių ir betoninių plokščių, priklausomai nuo dispersinės armatūros tipo. Sąlygiškai taikant vienodas plokštės stiprio ir geometrines charakteristikas ($f_c = 30$ *MPa*, $f_y = 400$ *MPa*, $\rho_l = 1,5\ \%$, $d = 0,17$ *m*, $a_{kol} \times a_{kol} = 200 \times 200$ *mm*) priklausomai nuo dispersinės armatūros tipo ir kiekio (2 priedas, 2.1 lentelė),

pagal siūlomą modelį buvo atlikti patikrinamieji skaičiavimai. Sujungus minėtų 11 ir 35 plokščių eksperimentinių ir teorinių rezultatų palyginimą, vidutinė F_{test}/F_{calc} reikšmė yra lygi iki – 1,12, kvadratinė nuokrypa ir variacijos koeficientas sumažėjo (0,08 ir 6 %).

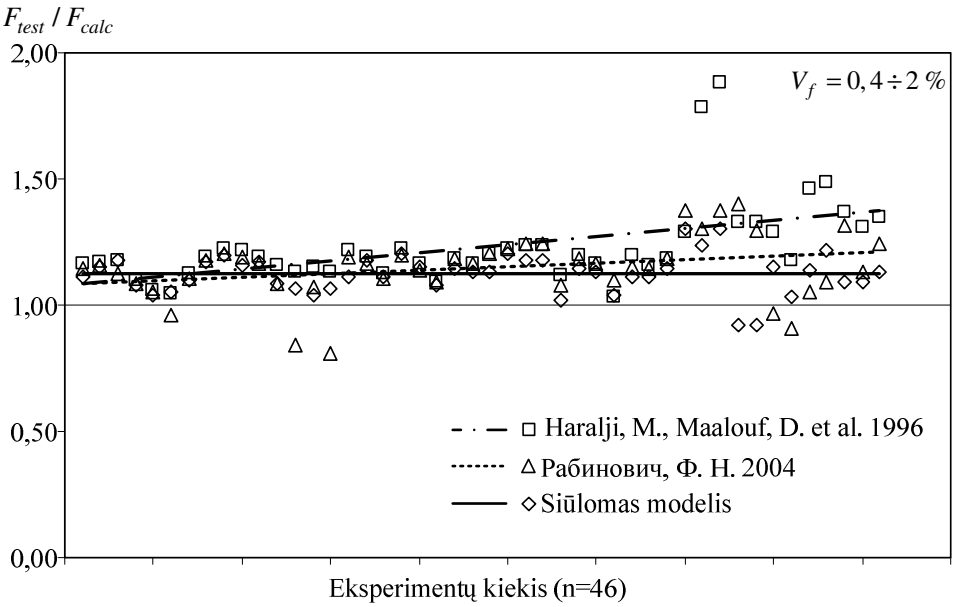
5.5. Skaičiavimo modelio palyginimas su kitų autorių skaičiavimo modeliais

Praspaudimo be dispersinės armatūros modelių palyginimui pasinaudota kitų autorių eksperimentinių teorinių reikšmių palyginimu. Vidutinės F_{test}/F_{calc} reikšmės vidurkis – μ_X, jų kvadratinės nuokrypos – σ_X ir variacijos koeficientai v pateikti 5.5.1 lentelėje. Kinnunen, S., Nylander, B. 1960, Moe, J. 1963, Breastrup, M. W., Nielsen, M. P., *et al.* 1976, Georgopoulos, T. 1989, Hallgren, M. 1998, Menetrey, Ph. 2002 modelių statistinės reikšmės paskaičiuotos CEB-FIB techninėse rekomendacijose 2001 pagal 200 eksperimentinių duomenų. Kitų autorių (Theodorakopolus, D. D. 2002, Broms, C. E. 1990) ir mūsų palyginimas atliktas turint mažesnį eksperimentų kiekį. Be abejo, eksperimentų kiekis turi įtakos palyginamų rezultatų tikslumai, tačiau bendras modelio tikslumo pobūdis gali būti nustatytas ir esant mažesniam eksperimentų kiekiui. Grafinis praspaudimo su dispersine armatūra modelio palyginimas su kitų autorių modeliais (po 46 eksperimentinius bandinius) pateiktas 5.5.1 paveiksle (2 priedas). Modelių palyginimo duomenys detaliau aptarti 5.4 skyriuje. Vidutinių F_{test}/F_{calc} reikšmių μ_X, kvadratinių nuokrypų σ_X ir variacijos koeficientų v reikšmių palyginimas pateiktas 5.5.1 lentelėje.

5.5.1 lentelė. *Eksperimentinių ir teorinių plokščių praspaudimo reikšmių palyginimas*

Autorius	n	μ_X	σ_X	v
Kinnunen, S., Nylander, B. 1960*	200	1,174	0,304	0,259
Moe, J. 1963*	200	1,057	0,226	0,214
Breastrup, M. W., *et al*. 1976*	200	0,864	0,403	0,486
Georgopoulos, T. 1989*	200	1,167	0,315	0,270
Broms, C. E. 1990	39	1,034	0,048	0,047
Hallgren, M. 1998*	200	1,030	0,243	0,236
Menetrey, Ph. 2002*	200	1,294	0,401	0,310
Theodorakopolus, D. D. 2002	60	1,022	0,142	0,139
Siūlomas modelis	71	1,060	0,171	0,161

n – eksperimentų kiekis, μ_X – aritmetinis vidurkis, σ_X – kvadratinė nuokrypa, v – variacijos koeficientas; * – duomenys iš CEB-FIB techninių rekomendacijų (2001)



5.5.1 pav. *Praspaudimo su dispersine armatūra skaičiavimo modelio palyginimas su kitų autorių modeliais*

5.5.2 lentelė. *Eksperimentinių ir teorinių plokščių su dispersine armatūra rezultatų palyginimas*

Autorius	*n*	μ_X	σ_X	*v*
Harajli, M. H., Maalouf, D., *et al.* 1996	11	1,43	0,21	0,15
Рабинович, Ф. Н. 2004	11	1,19	0,17	0,14
Siūlomas modelis	11	1,11	0,21	0,11
Harajli, M. H., Maalouf, D. *et al*. 1996	46	1,23	0,16	0,13
Рабинович, Ф. Н. 2004	46	1,15	0,12	0,11
Siūlomas modelis	46	1,12	0,08	0,07

Kaip rodo 5.5.1 paveikslas, tarp palyginamųjų taškų išvestų regresinių tiesių lygiagretumas abscisių ašiai, siūlomas modelis nėra jautrus įvairiems veiksniams, tokiems kaip plokštės geometrinės charakteristikos, dispersinės armatūros tipas, inkaravimosi savybės ir kt. Prof. Рабинович Ф. Н. metodas yra labai artimas siūlomam metodui, nes griandžiamas tais pačiais kompozitų projektavimo principais, tačiau nėra vertinamos plastinės deformacijos ir išilginės armatūros įtaka praspaudimo stipriui. Akivaizdžiai išsiskiria ir Harajli, M. H., Maalouf, D., *et al.* 1996 metodas, kuriame aiškiai parodoma, kad ne

visada praspaudimas gali būti skaičiuojamas taikant vienodą empirinę dispersinės armatūros įtakos laikomajai galiai priklausomybę. Rezultatai, pateikti 5.5.2 lentelėje taip pat rodo, kad modelis yra tikslus.

5.6. Skaičiavimo modelio ribos

Betono stipris

Kaip parodė siūlomo modelio palyginimas su kitų autorių eksperimentiniais tyrimais, kintant betono stipriui nuo 13 iki 120 *MPa*, geriausi skaičiavimo rezultatai gaunami esant betono stipriui nuo 20 iki 50 *MPa*. Esant didesniam nei 50 *MPa* betono stipriui, pradeda akivaizdžiai mažėti betono plastinės savybės, dėl to didėja skaičiuojamų reikšmių išsibarstymas (kvadratinė nuokrypa). Betono stipriui esant mažesniam už 15 *MPa*, taip pat gaunami didesni nuokrypiai, tačiau tokio stiprio betonas dažniausiai nenaudojamas laikančiosiose konstrukcijose. Dėl to norint padidinti skaičiavimo ribas reikia atlikti papildomus eksperimentinius tyrimus su didesnio stiprio betonais, bei patobulinti analitinę plastiškumo koeficiento išraišką.

Išilginės armatūros kiekis

Siekiant nustatyti modelio išilginės armatūros kiekio ribas buvo atliktas palyginimas su eksperimentiniais duomenimiskintant išilginio armavimo kiekiui nuo 0,33 iki 3 %. Daugiausiai skaičiavimų buvo atlikta ρ_l kintant ribose nuo 1 % iki 2 %. Geriausi skaičiavimo rezultatai gauti taikant reikšmes nuo 1,5 iki 2 %, esant vidutiniam betono stipriui (nuo 20 iki 50 *MPa*). Tokie parametrai atitinka dažniausiai projektavime naudojamą išilginio armavimo kiekį ir betono stiprį. Armavimo kiekiui esant didesniam už 2 %, o betono stipriui – už 50 *MPa*, modelio tikslumas mažėja.

Dispersinės armatūros kiekis

Kaip parodė mūsų ir kitų autorių atlikti eksperimentiniai tyrimai bei modelio parametrinė analizė, esant mažesniam dispersinės armatūros kiekiui už 1 %, stiprio efektas yra mažas. Rekomenduojama naudoti nuo 1 % iki 2 %, nes siūlomo modelio teorinės reikšmės ne tik geriausiai sutapampa su eksperimentiniais rezultatais, bet ir pasiekiamas optimalus armavimo efektyvumas. Dispersinės armatūros kiekiui esant didesniam už 2 %, modelio patikrinimui trūksta eksperimentinių duomenų, be to, tokį dispresiškai armuotą betoną sunku sumaišyti ir sutankinti.

Naudingas plokštės aukštis

Eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimas buvo atliktas naudingajam perdangos aukščiui varijuojant nuo 100 iki 275 *mm.* Palyginimas parodė, kad geriausi rezultatai gaunami esant naudingajam aukščiui didesniam už 150 mm. Todėl parametrinė naudingojo aukščio analizė buvo atlikta ribose nuo 150 iki 300 *mm.* Modelio palyginimas su eksperimentais ir parametrinė analizė parodė, kad naudingasis aukštis praspaudimo stipriui ribose nuo 150 iki 300 *mm* turi beveik tiesinę priklausomybę, todėl dydžio efektas modelyje papildomai nevertintas.

Siūlomą modelį riboja jėgos peties ir naudingo aukščio sąlyga $a/d > 3$. Esant mažesniam jėgos peties ir naudingojo aukščio santykiui $a/d \le 3$, papildomai turi būti taikoma (4.4.2) formulė.

Kolonos matmenys

Palyginimas su eksperimentiniais tyrimais, kolonos matmenims kintant nuo 150 *mm* iki 300 *mm*, ir parametrinė analizė parodė, kad kolonos matmenų įtakos priklausomybė praspaudimo stipriui yra tiesinė, todėl ribojimų kolonos matmenims siūlomame modelyje nėra.

5.7. Skaičiavimo modelio taikymo galiojančiose projektavimo normose STR 2.05.05:2005 ir EC 2 galimybė

Kadangi Lietuvoje galiojančiose normose STR 2.05.05.2005 (taip pat EC 2) praspaudimo skaičiavimo metodas grindžiamas tik empirine baze, t. y. nustatomi sąlyginiai tangentiniai įtempiai, veikiantys tam tikrame sąlygiškai apibrėžtame kritiniame perimetre, yra tiesiogiai susieti su eksperimentiniais tyrimais, tai dispersinės armatūros įtaka gali būti įvertinta tik pagal empirines regresines priklausomybes. Tokiu atveju faktiškai neįmanoma įvertinti plastinių dispersiškai armuoto betono deformacijų, nes STR 2.05.05.2005 ir EC 2 skaičiavimo metode jos neatlieka jokio vaidmens. Tuomet dispersinės armatūros įtaka gali būti vertinama tik kaip laikomosios galios prieaugis. Tačiau, esant skirtingoms dispersinės armatūros geometrinėms, stiprio ir inkaravimosi betono matricoje savybėmis, gaunamas skirtingas laikomosios galios efektas. Remiantis mūsų ir kitų autorių atliktais eksperimentiniais tyrimais, šį laikomosios galios prieaugį galima įvertinti funkciniu daugikliu. Kaip parodė STR 2.05.05.2005 ir EC 2 parametrinė analizė, vieni svarbiausių veiksnių, veikiančių praspaudimo stiprį yra betono stipris ir išilginės armatūros kiekis, todėl funkcinis daugiklis turi

būti susietas būtent su jais. Sąlyginiai tangentiniai įtempiai, priklausantys nuo šių parametrų, projektavimo normose STR 2.05.05.2005 ir EC 2 apskaičiuojami taip:

$$v_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \left(100 \rho_l f_{ck}\right)^{1/3}; \qquad (5.7.1)$$

čia $k = 1 + \sqrt{200/d}$ – koeficientas, kuriuo vertinamas dydžio efektas, ρ_l – išilginės armatūros kiekis, f_{ck} – charakteringasis betono cilindrinis stipris, γ_c – betono dalinis patikimumo koeficientas.

Tuomet į 5.7.1 lygtį įvedus funkcinį daugiklį, tangentiniai įtempiai plokštėse su dispersine armatūra būtų apskaičiuojami taip:

$$v_{Rd,sfrc} = \frac{0,18}{\gamma_c} k \left(100 \rho_l f_{ck}\right)^{1/3} \left(1 + k_{sfrc} V_f^{1,5}\right); \qquad (5.7.2)$$

čia k_{sfrc} – empirinis koeficientas, priklausantis nuo dispersinės armatūros kiekio V_f ir parenkamas iš 5.7.1 lentelės priklausomai nuo jo tipo, geometrinių ir inkaravimosi savybių (lygtyje V_f statoma procentais).

5.7.1 lentelė. *Eksperimentinės koeficiento k_{sfrc} reikšmės, priklausomai nuo dispersinės armatūros inkaravimosi savybių*

Dispersinės armatūros tipas	l_f / d_f	f_y, MPa	Empirinis koeficientas k_{sfrc}
Su atlankomis	50	1100	0,049
Su atlankomis	60	1100	0,045
Banguota	50	1100	0,06
Rifliuota	50	1100	0,047
Lygios formos	50	1100	0,019

Funkcijos $\left(1 + k_{sfrc} V_f^{1,5}\right)$ tikslumas yra: $\mu_X = 1,054$, $\sigma_X = 0,019$. Kadangi EC1 reikalauja projektuoti konstrukcijas su tam tikru patikimumu, dispersinės armatūros įtaka turi būti įvertinta kaip charakteristinė (5 % kvantilis) reikšmė. Kadangi $n = 46 > 30$ ir priėmus, kad reikšmės F_{test} / F_{calc} pasiskirsčiusios pagal Normalųjį dėsnį, t.y. $f\left(\gamma_{sfrc}\right) \in N\left(\mu_X, \sigma_X^2\right)$, dalinis patikimumo koeficientas su 5 % kvantiliu lygus:

$$\gamma_{sfrc,0,05} = 1,054 - 1,64 \times 0,019 = 1,02 \approx 1,0.$$

Tai rodo, kad funkcijos $\left(1+k_{sfrc}V_f^{1,5}\right)$ nereikia papildomai vertinti daliniu patikimumo koeficientu.

5.8. Penktojo skyriaus išvados

1. Pasiūlytas praspaudimo stiprio skaičiavimo modelis betoninėms ir dispersiškai armuotoms gelžbetoninėms plokštėms. Jame vertinami svarbiausi veiksniai, turintys įtakos praspaudimo stipriui (pavyzdžiui, betono stipris, išilginės armatūros kiekis, dispersinės armatūros kiekis, jos stipris bei inkaravimosi savybės).
2. Modelis leidžia įvertinti plastines deformacijas gelžbetoninėms plokštėms gniuždomoje, o dispersiškai armuotoms gelžbetoninėms plokštėms gniuždomoje ir tempiamoje zonose, taip pat skirtingas stiprio ir deformacines savybes, esant skirtingų tipų dispersinei armatūrai.
3. Modelio tikslumas gelžbetoninėms plokštėms – $\mu_X = 1{,}06$, kvadratinė nuokrypa $\sigma_X = 0{,}17$, variacijos koeficientas $v = 16$ %. Dispersiškai armuotoms plokštėms – $\mu_X = 1{,}12$, $\sigma_X = 0{,}08$, $v = 7$ %.
4. Skyriuje taip pat pateikta metodika, kaip galima būtų įvertinti dispersinės armatūros įtaką skaičiuojant praspaudimo stiprį pagal Lietuvoje galiojančias projektavimo normas STR 2.05.05.2005 ir Europos Sąjungos normas EC 2.

6

Pagrindinės išvados

1. Atlikta daugelio šalių projektavimo normų ir žinomų skaičiavimo modelių analizė parodė, kad nėra vieningos metodikos ir bendrų modelių skaičiuojant praspaudimo stiprį. Nustatyta, kad projektavimo normoms bendra yra tai, kad sąlygiškai apibrėžiami tangentiniai įtempiai, veikiantys sąlyginai apibrėžtame kritiniame plote, apskaičiuojami remiantis tik eksperimentinių tyrimų regresine analize, tačiau ir jie yra skirtingi. Tai aiškiai rodo, kad praspaudimo fenomenas nėra iki galo ištirtas ir reikia papildomų tyrimų.
2. Skaičiavimo modelių apžvalga parodė, kad vyrauja du praspaudimo modelių tipai:
   - kai suirimas įvyksta gniuždymo ir tangentiniams įtempiams nukerpant gniuždomą zoną;
   - kai suirimas įvyksta betono tempimo stipriui pasiekus ribinę reikšmę įstrižo pjūvio suformuotoje praspaudimo piramidėje.

   Pirmojo tipo skaičiavimo modeliai yra daug tikslesni ir aiškiau atspindi praspaudimo pobūdį, todėl atliktuose eksperimentiniuose ir teoriniuose tyrimuose buvo naudojami svarbiausi šių modelių principai.
3. Naujausiuose moksliniuose straipsniuose pabrėžiama, kad praspaudimo ir kitų konstrukcijų standžiuose mazguose tikslinga taikyti dispersinę armatūrą. Tačiau tokių eksperimentinių tyrimų atlikta nedaug, o esantys skaičiavimo modeliai daugiausia pagrįsti empiriniais koeficientais, arba

reikalauja tiesioginių papildomų eksperimentinių tyrimų. Be to, literatūros šaltinių analizė parodė, kad dispersiškai armuoto betono tampriosios plastinės savybės išnagrinėtos nepakankamai, nes nėra sukurta vieningos gerai pagrįstos teorijos joms nustatyti. Todėl, remiantis minėtų modelių skaičiavimo principais, bei papildomai vertinant stiprio bei plastiškąsias kompozitų savybes, sukurtas plokščių, armuotų dispersine armatūra, skaičiavimo modelis.

4. Atlikti eksperimentiniai tyrimai parodė, kad modelyje siūlomos teorinės dispersiškai armuoto betono stiprio, deformacijų modulio ir plastiškumo koeficientų išraiškos gerai sutampa (eksperimentinių ir teorinių reikšmių santykis: $0,97 \div 1,18$, $1,02 \div 1,05$, $1,03 \div 1,09$).
5. Siekiant patikrinti pasiūlytą metodiką, atlikti 36 sijų dviašio įtempių būvio eksperimentiniai tyrimai. Lenkiamų sijų plyšio atsivėrimo (M_{crc}), ribinio lenkimo momento (M_u) teorinės reikšmės bei neutraliosios ašies padėtis palyginta su eksperimentiniais duomenimis. Rezultatai gerai sutampa: $0,97 \div 1,03$. Remiantis atliktais bei kitų autorių eksperimentiniais tyrimais pasiūlyta lenkimo su kirpimu skaičiavimo metodika vertinanti dispersinės armatūros kiekį bei jėgos peties ir naudingojo aukščio santykį.
6. Atlikti originalūs plokščių su dispersine armatūra apykolonio zonoje eksperimentiniai tyrimai. Nustatyta, kad plokščių, armuotų dispersine armatūra $V_f = 1...2$ %, praspaudimo laikomoji galia padidėja iki 1,15 karto, o plastiškas įlinkis – iki 3,2 karto. Atlikus eksperimentinis tyrimus nustatyta, kad gelžbetoninės plokštės kritinis perimetras susiformuoja 2*d* atstumu nuo kolonos krašto, o dispersiškai armuotų plokščių – (2,4–2,62)*h*. Be to, dispersiškai armuotose plokštėse gniuždoma zona buvoiki 1,23 karto didesnė. Šių veiksnių sugretinimas rodo, kad dispersinės armatūros kiekis turi įtakos įtempių būviui. Nuo jo priklauso ir svarbiausiųjų įtempių trajektorijų kampas bei laikomoji galia.
7. Siūlomas praspaudimo stipro skaičiavimo modelis leidžia įvertinti betono stiprio, išilginės armatūros kiekio, dispersinės armatūros kiekio, jos stiprio bei inkaravimosi savybių bei dispersiškai armuoto betono plastinių deformacijų įtaką. Modelio tikslumas gelžbetoninėms plokštėms – $\mu_X = 1,06$, vidutinė kvadratinė nuokrypa $\sigma_X = 0,17$ ir variacijos koeficientas $v = 16$ %. Dispersiškai armuotoms gelžbetoninėms plokštėms – $\mu_X = 1,12$, $\sigma_X = 0,08$, $v = 7$ %. Taip pat pateiktas metodas, kaip įvertinti dispersinės armatūros įtaką skaičiuojant praspaudimo stiprį pagal projektavimo normas – statybos techninius reglamentus STR 2.05.05.2005 ir Europos Sąjungos normas EC 2.

Literatūros sąrašas

ACI Committee 318: Building Code Requirements for Reinforced Concrete. 1995. American Concrete institute, Detroit. 77 p.

Adeba, P.; Mindess, S.; St.-Pierre, D.; Olund, B. 1997. Shear test of fiber concrete beams without stirrups, *ACI Structural Journal* 94(1): 68–76.

Adebar, P. 2000. One way shear strength of large footings, *Canadian Journal of Civil Engineering* 27: 553–562.

Albrecht, U. 2002. Design of flat slabs for punching – European and North American practices, *Cement & Concrete Composites* 24: 531–538.

Alexander, S.; Simmons S. 1992. Punching shear tests of concrete slab-column joins, containing fiber reinforcement, *American Concrete Institute* 4: 425–432.

Ashour, S. A.; Hassanain, G. S.; Wafa, F. F. 1992. Shear Behavour of High Strength Fiber Reinforced Concrete beams, *ACI Structural Journal* 89(2): 176–184.

Banici, B.; Bayrak, B. 2005. Use of fiber-reinforced polymers in slab-column connection upgrades, *ACI Structural Journal* 102(1): 93–102.

Bareišis, J. 1995. Konstrukcinių kompozitų statinis ir ciklinis stiprumas. Habilitacinis darbas. Kaunas. 110 p.

Breastrup, M. W.; Nielsen, M. P.; Jensen, B. C.; Bach, F. 1976. Axisymmetric punching of plain and reinforced concrete, *Report R75*. Structures Research Labaratory, Technical University of Denmark, Copenhagen. 123 p.

Bentur, A.; Mindesst, S.; Diamond, S. 1985. Pull out process in steel fiber reinforced cement, *International Journal of Cement Compozites* 8(1): 29–37.

Beutel, R.; Hegger, J. 2002. The effect of anchorage on the effectiveness of the shear reinforcement in the punching zone, *Cement & Concrete composites* 24: 539–549.

Broms, C. E. 1990. Punching of flat plates – a question of concrete properties in biaxial compression and size effect, *ACI structural journal* May–June: 292–304.

BS 8110. Structural Use of Concrete, Part 1: Code of Practice for Design and Construction. 1997. British Standards Institution. London. 168 p.

CSA Standard CAN3-A23.3-M84. Code for the design of concrete structures and buildings. 1984. Canadian Standards Association: Rexdele, Ontario. 281 p.

Casanova, P.; Rossi, P. 1999. Hight-strength concrete beams submitted to shear, *Structural Aplication of Fiber Reinforced Concrtete*, SP-182, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI. 53–68.

CEB FIP MC 90. Design of concrete structures. CEB FIP Model Code 1990. 1993. Thomas Telford Ltd. London. 437 p.

Cho, S. H. 2003. Shear strength prediction by modified plasticity theory for short beams, *ACI Structural Journal* 100(1): 105–111.

Choi, K. K.; Park, H. G.; Wight, K. J. 2007. Shear strength of fiber reinforced concrete beams without web reinforcement, *ACI Structural Journal* 104(1): 12–21.

Choi, K. K.; Park, H. G.; Wight, K. J. 2007. Unified shear strength model for reinforced concrete beams–Part I: Development, *ACI Structural Journal* 104(2): 142–152.

Choi, K. K.; Park, H. G.; Wight, K. J. 2007. Unified shear strength model for reinforced concrete beams–Part II: Verification and simplified method, *ACI Structural Journal*, Vol. 104(2): 153–161.

Chen, S. 2004. Strength of steel fiber reinforced concrete ground slabs, in *Proceedings of institution of Civil Engineers Structures & Buildings* 157(SB2): 157–163.

Cucchiara, C.; Mendola, L. L.; Papia, M. 2004. Effectiveness of stirrups and fibers as shear reinforcement, *Cement and Concrete Composites* 26(7): 777–786.

DIN 1045 Beton und Stahlbetonbau, Bemessung und Asfuhrung. 1988. DIN Deutche Institut für Normung, Beuth, Verlag, Berlin. 188 p.

Edward, G.; Shertwood, E. C.; Bentz, E. C.; Collins, P. 2007. Effect of aggregate size on beam shear strength of thick slabs, *ACI Structural Journal* 104(2): 180–190.

El-Salakawy, E. F.; Polak, M. A.; Soliman, M. H. 2000. Reinforced concrete slab-column edge connections with shear studs, *Canadian Journal of Civil Engineering* 27: 338–348.

Elstner, R. C.; Hognestand, E. 1956. Shearing strength of reinforced concrete slabs, *ACI Journal, Proceedings* 53(1): 29–58.

Febres, C. G.; Montesinos, G. P.; Wight, J. K. 2006. Strength of struts in deep concrete members using strut and tie method, *ACI Structural Journal* 103(4): 577–585.

Georgopooulos, T. 1998. Durchstanzlast und Durchstanzwinkel punkforming gestutzter Stahlbetonplatten ohne Schubbewehrung, *Bauingenieur* 64: 187–191.

Habel, K.; Danarie, E.; Bruhwiler, E. 2007. Experimental Investigation of Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete and Conventional Concrete Members, *ACI Structural Journal* 104(1): 93–101.

Hallgren, M. 1996. Punching shear capacity of reinforced high strength concrete slabs. Doctoral Thesis, KTH, Stockholm, TRITA-BNK. Bull. 23, Royal Institute of Technology. 206 p.

Hallgren, M.; Kinnunen, K.; Nylander, B. 1998. Punching shear tests on column footings, *Nordic concrete research* 21: 1–22.

Harajli, M. H.; Maalouf, D.; Khatib, H. 1996. Effect of fibers on the punching shear strength of slab-column connections, *Cement & Concrete Composites* 17: 161–170.

Hegger, J.; Sherif, A. G.; Ricker, M. 2006. Experimental investigation on punching behavior of reinforced concrete footings, *ACI Structural Journal* 103(4): 604–613.

Holschemacher, K.; Klug, Y.; Tamošaitienė, J. 2005. Steel fibre reinforced light aggregate concrete for strengthening and repair, в кн.: *Научные труды 2-ой международной конференции по бетону и железобетону. 5–9 сентября, 2005 г.: Бетон и железобетон – пути развития.* IV том. Москва: Дипак. 601–603.

Yankelevsky, D. Z.; Leibowitz, O. 1999. Punching shear in concrete slabs, *International Journal of Mechanical Sciences* 41: 1–15.

Kinuen, S.; Nylander, B. 1960. Punching of concrete slabs without shear reinforcement. Transactions No. 158, Royal Institute of Technology, Stockholm. 112 p.

Kinnuen, S.; Nylander, B.; Toft, P. 1978. Investigation on punching at the dividion of building statics and structural engineering. *Nordisk Betong* 3: 25–27.

Kanda, T.; Lin, Z.; Li, V. C. 2000. Modeling of Tensile Stress-Strain Relation of Pseudo Strain-Hardening Cementitious Composites, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 12(2): 147–156.

Kanda, T.; Li, V. C. 1999. Effect of Apparent Fiber Strength and Fiber-Matrix Interface on Crack Bridging in Cement Composites, *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 125(3): 290–299.

Kutzing, L.; Koning, G. 2000. Punching Behaviour of High Performance Concrete Columns with Fibre Cocktails. *Lacer* 5: 253–260.

Kwak, Y. K.; Eberhard, M. O.; Kim, V. S.; Kim, J. 2002. Shear strength of steel fiber reinforced beams without stirrups. *ACI Structural Journal* 99(4): 530–538.

Li, V. C.; Wang, S. 2002. Flexural Behavior of GFRP Reinforced Engieered Cementitious Composites Beams, *ACI Materials Journal* 99(1): 11–21.

Li, V. C. 2002. Large Volume, High-Performance Applications of Fibers in Civil Engineering, *Journal of Applied Polymer Science* 83(2): 660–686.

Li, V. C. 1992. A Simplified Micromechanical Model of Compressive Strength of Fiber Reinforced Cementitious Composites, *Journal of Cement and Concrete Composites* 14(2): 131–141.

Li, V. C.; Mishra, D. K.; Wu, H. C. 1995. Matrix Design for Pseudo Strain-Hardening Fiber Reinforced Cementitious Composites, *Materials and Structures* 28(183): 586–595.

Li, V. C. 1993. On the Shear Behaviour of Engineered Cementitious Composites. *Elsevier Science Inc. Advanced Cement Based Materials* 1: 142–149.

Li, V. C.; Ward, R.; Hamza, A. M. 1992. Steel and synthetic fibers as shear reinforcement, *ACI Materials Journal* 89(5): 499–508.

Leung, C. K. Y., Li, V. C. 1991. New Strength Based Model for the Debonding of Discontinuous Fibers in an Elastic Matrix, *Journal of Materials Science* 26: 5996–6010.

Lim, T. Y.; Paramasivam, P.; Lee, S. L. 1986. Shear and moment capacity of reinforced steel-fiber-concrete beams, *Magazine of Concrete research* 39(140): 148–160.

Maalej, M.; Li, V. C., Hashida, T. 1995. Effect of Fiber Rupture on Tensile Properties of Short Fiber Composites, *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 121(8): 903–913.

Maalej, M.; Li, V. C. 1994. Flexural Strength of Fiber Cementitious Composites. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 6(3): 390–406.

Maalej, M.; Li, V. C. 1994. Flexural/Tensile Strength Ratio in Engineered Cementitious Composite, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering* 6(4): 513–528.

Mangura, D. D.; Corley, W. G. 1969. Test to destruction of multipanel waffle slabs, *Full scale testing of New Word's Fair Structures* 2: 10–135.

Mansur, M. A.; Ong, K. C. G.; Paramavisam, P. 1986. Shear strength of fibrous concrete beams without stirrups, *Journal of Structural Engineering* 112(9): 2066–2079.

Marčiukaitis, G. 1998. *Statybinių kompozitų kūrimo ir prognozavimo principai*. Vilnius: Technika. 134 p.

Marčiukaitis, G. 1995. Deformacinių savybių įtakos betono stiprumo išnaudojimui sluoksniuotame elemente įvertinimas, *4-osios tarptautinės konferencijos „Naujos statybinės medžiagos, konstrukcijos ir technologijos", vykusios Vilniuje 1995 m. gegužės 10–13 d., straipsniai. II tomas.* Vilnius: Technika. 73–78.

Marti, P.; Pralong, J.; Thrulimann, B. 1977. Punching tests of reinforced cocnrete slabs, *Bericht No 7305-2*, Institut fur Baustatik und Konstruktion, ETH, Ziurich. 123 p.

Marzouk, H.; Eman, M.; Hilal, M. S. 1998. Sensitivity of shear strength to fracture energy of high-strength concrete slabs. *Canadian Journal of Civil Engineering* 25: 40–50.

Menetrey, Ph. 2002. Synthesis of punching failure in reinforced concrete, *Cement & Concrete Composites,* 24: 497–507.

Moe, J. 1961. Shearing strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Undef Concentrating Loads. Portland Cement Association, Bull. D. 47, Skokie, Illinois, April. 133 p.

Montesinos, G. P; Weight, J. K; Dinh, H.; Libbreht, A.; Padilla C. 2006. Shear strength of fiber reinforced concrete beams without stirrups. *Report* No. UMCEE 06-04, University of Michigan, Ann Arbor, MI, , 39 p.

Montesinos, G. P. 2006. Shear strength of beams with deformed steel fibers, *Concrete International* 28(11): 57–66.

Narayanan, R.; Darwish, I. Y. S. 1987. Use of Steel Fibers as Shear Reinforcement, *ACI Structural Journal* 84(3): 216–227.

Nelson, P. K.; Li, V. C.; Kamada, T. 2002. Fracture Toughness of Micro-Fiber Reinforced Cement Composites, *ASCE Journal Materials in Civil Engineering* 14(5): 384–391.

Noghabai, K. 2000. Beams of fibrous concrete in shear and bending: Experiment and model, *Journal of Structural Engineering* 126(2): 243–251.

Ospina, C. E.; Alexander, S. D. B.; Cheng Roger J. J. 2002. Punching of two-way slabs with fiber-reiforced polimer reinforcing bars or grids, *ACI Structural Journal* 100(5): 589–598.

Pralong, J.; Brandly, W.; Thurlimann, B. 1979. Durchstanzversuche an Stahlbetonplattten. Institut fur statik und Konstruktion, ETH, Ziurich, Bericht No. 7305-3. 89 p.

Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. 2004.36 B-1050 Brussels. 230 p.

Punching of structural concrete slabs. 2001. *Technical report by CEB/FIB task group*: *Utilization of concrete tension design*. International federation of structural concrete (fib), Lausanne, Switzerland. 304 p.

Ramdane, K. E. 1996. Punching shear of high performance concrete slabs, in: *Proceedings of 4th international symposium on utilization of high strength high performance concrete*. Paris. 1015–1026.

Regan, P. E. 2004. Punching of slabs under highly concentrated loads, in *Proceedings of the institution of Civil Engineers Structures & Buildings* 157(2): 165–171.

Rosenbusch, J.; Teusch, M. 2002. Trial beams in shear. Brite/Euram Project 97-4163, *Final Report, Sub Task 4.2*, Technical University of Braunschweig. 54 p.

Shaeidt, W.; Landei, M.; Rosli, A. 1970. Design flat plates for punching (Berechung von flachdecken auf durhstanzen). Willdegg Technische Forschungs und Beranducsstelle der Schweizerischen Zementindustrie, Willdegg. 68 p.

Shah, A. A.; Dietz, J.; Tue, N. V.; Koening, G. 2005. Experimental investigation of column-slab joints. *ACI Structural Journal* 102(1): 103–113.

Shah, R. H.; Mishra, S. V. 2004. Crack and deformation characteristics of SFRC deep beams, *IE (I) Journal–CV*: 44–48.

Sharma, A. K. 1986. Shear Strength of Steel Fibers Reinforced beams. *ACI Proceedings* 84(4): 624–628.

Sissakis, K.; Sheikh, S. A. 2007. Strengthening Concrete Slabs for Punching Shear with Carbon Fiber Reinforced Polymer Laminates, *ACI Structural Journal*, 104(1): 49–59.

Staller, M. A. 2000. Analytical studies and numerical analysis of punching shear failure in reinforced concrete slabs. Royal Institute of Technology, Bulleten 57. 1–8.

Stang, H.; Li, V. C.; Krenchel, H. 1995. Design and Structural Applications of Stress-Crack Width Relations in Fiber Reinforced Concrete, *Journal of Materials and Structures* 28: 210–219.

STR 2.05.05:2005 statybos techninis reglamentas: Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. Lietuvos Respublikos Aplinkos Ministerija, 2005, 123 p.

Swamy, R. N.; Ali, S. 1982. Punching shear behavior of slab-column conection made with steel fiber concrete, *ACI Proceedings* .Sept-Oct: 392–406.

Šleževičius, K.; Roličius, J.; Špokas, A. 2004. State of stress in cracked concrete high beams. *Konferencijos „Pažangioji Statyba“ medžiaga*, Kauno technologijos universitetas. 36–40.

Tan, K. H.; Muragappan, K.; Paramasivam, P. 1993. Shear behavior of steel fiber reinforced concrete beams, *ACI Structural Journal* 90(1): 3–11.

Theodorakopoulos, D. D.; Swamy, R. N. 2002. Ultimate punching shear strength analysis of slab-column connection, *Cement & Concrete Composites* 24: 509–521.

Theaodorakopoulos, D. D.; Swamy, R. N. 1992. Contribution of steel fibers strength characteristics of light weight concrete slabs-column connections failing in punching shear, *American Concrete Institute* 4: 425–32.

Theodorokopoulos, D. D.; Swamy, R. N. 1989. Punching shear behavior of lightweight concrete slabs with steel fibers, in *Fiber Reinforced Cement and Concretes– Recent Developments*, *Elsevier*. 640–650.

Theodorokopoulos, D. D.; Swamy, R. N. 1993. Contribution of steel fibers to strength characteristics of light weight concrete slab-column connections failing in punching shear, *American Concrete Institute* 4: 342–345.

Toft, P. 1998. Plattjocklekens inverkan pabetongplattors ho ilfasthet vid genomstanding. Forsok med cikulara platter. Bulletin 146. Departament of structural Mechanics and Engineering, KTH, Stochholm. 64 p.

Tomaszewicz, A. 1993. High strength concrete. SP-2 plates and shells. Report 2.3. Punching shear capacity of reinforced concrete Slabs. Report No. STF 70 A93082, SINTEF Structures and comcrete, Trondheim. 36 p.

TR 34. 2000. Steel fibre reinforced industrustrial floor design in accordance with Concrete Society Technical report (TR34). Beckaert, Belgia. 44 p.

Tuan Ngo, D. 2001. Punching shear resistance of high-strength concrete slabs, *Electronical Journal of Structural engineering,* 1: 52–59.

Tuchinski, D. H. S. 2004. Zum durchstanzen von flachdecken under berucksichtigung der momenten – querkraft interaction und der vorspanung. Dissertation, Rheinish-Westfalischen Hochschule. 149 p.

Urban, T. 1988. Plyty z Dodatkiem Cietego Drutu w Strefie Przyslupowej. Polska Akademija Nauk, Panstwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa.90–92.

Vainiūnas, P.; Popovas, V.; Jarmolajev, A. 2002. Punching shear behavior analysis of RC flat floor slab-to-column connection, *Journal of Civil Engineering and Management*, 8(2): 77–82.

Valivonis, J. 2002. Deflection of flexural reinforced concrete structures with external non-metallic reinforcement (Experimental and theoretical investigation), *Journal of Civil Engineering and Management,* 8(3): 164–168.

Wang, Y.; Li, V. C.; Backer, S. 1988. Modelling of Fiber Pull-out from a Cement matrix*, International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete* 10(3): 143–149.

Wang, Y.; Backer, S.; Li, V. C. 1989. A Statistical Tensile Model of Fiber Reinforced Cementitious Composites, *Journal of Composites* 20(3): 265–274.

Zhang, J.; Stang, H.; Li, V. C. 1999. Fatigue life of fiber reinforced concrete under flexural load, *International Jourlan of Fatigue* 21: 1033–1049.

Zhang, J.; Stang, H.; Li, V. C. 2000. Experimental Study on Bridging in FRC under Uniaxial Fatigue tension, *Journal of Materials in Civil Engineering* 12(1): 66–73.

Zhang, J.; Stang, H.; Li, V. C. 2001. Crack Bridging for fibre reinforced concreter under fatigue tension, *International Jourlan of Fatigue* 23: 655–670.

Zhang, J.; Li, V. C. 2002. Effect of Inclination Angle on Fiber Rupture Load in Fiber Reinforced Cementitious Composites, *Composite Science and Technology* 62(6): 775–781.

Zink, M. 1999. Zum Biegeschubversagen schlanker bauteile aus hochleistungsbeton mit und ohne schubbewehrung. Dissertation, Universitat Leipcig. 172 p.

Zsutty, T. 1971. Shear Strength Prediction of of Separate Categories of Simple Beams Test, *ACI Proceedings* 68(2): 138–143.

Берлин, А. А.; Вольфсон, С. А.; Ошмян В. Г., Ениколонов, Н. С. 1990. *Принципы создания композиционных полимерных материалов*. Москва: Химия. 237 с.

Бондаренко, В. М.; Шагин, А. Л. 1987. *Расчет эффективных многокомпонентных конструкций*. Москва: Стройиздат. 174 с.

Волков, В. И.; Газин, Э. М., Бабекин, В. В. 2007. Инженерные методы проектирования фибробетонных консртукций, *Бетон и Железобетон* 4(547): 20–22.

Голышев, А. Б.; Бачинский, В. Я.; Полищук, В. П.; Харченко, А. В.; Руденко, И. В. 1985. *Проектирование железобетнных конструкций*. Киев: Будивельник. 496 с.

Залесов, А. С.; Ермуханов, К. Е. 1980. Переход от разрушения по наклонному сечению к продавливанию, в кн.: *Сборник научных трудов: Поведение бетонов и железобетонных конструкций при воздействии различной длительности*. Москва. 66–84.

Залесов, А. С.; Кодыш, Э. Н.; Лемыш, Л. Л.; Никитин, И. К. 1988. *Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформацыям*. Москва: Стройиздат. 320 с.

Курбатов, Л. Г. 1985. *Проектирование и изготовление сталефибробетонных конструкций: Обзорная информация*. ЦНТИ Госражданстроя. Москва. 55 с.

Курбатов, Л. Г.; Попов, В. И. 1985. *Анкеровка фибровой арматуры. Исследования и расчет новых типов пространственных конструкций*. Труды ЭНИИП. Санкт-Петербург. 69–76.

Малмейстер, А. К.; Тамуж, В. П.; Тетерс, Г. А. 1980. *Сопротивление полимерных и композитных материалов*. 3-е изд. Рига: Зинатне. 471 с.

Марчюкайтис, Г. В. 1979. Исследование физико-механических свойств бетона и железобетона, пропитанных полимерами, и учет особенностей при расчете конструкций: Дис...д-ра (габил.) техн. н. Вильнюс-Москва. 407 с.

Марчюкайтис, Г. В. 1977. Теоретическое исследование прочности армированных изгибаемых бетонополимерных балок, *Gelžbetoninės konstrukcijos* 8: 75–82.

Марчюкайтис, Г. В. 1980. К вопросу расчета прочности изгибаемых железобетонных элементов, пропитанных полимерами, *Gelžbetoninės konstrukcijos* 10: 13–21.

Марчюкайтис, Г. В. 1980. Расчет кривизны изгибаемых армированных бетонополимерных элементов, *Statybinės medžiagos ir konstrukcijos* 7: 75–81.

Мордич, А. И.; Белевич, В. Н.; Навои, Д. И. 1999. Сопротивление плоских железобетонных плит продавливанию колонной, в кн.: *II Белорусский конгресс по теоретической и прикладной механике „Механика-99”*. Минск. 49–67.

Мурашев, В. И. 1950. *Трещиноустойчивость, жесткость и прочность железобетона.* Москва. 268 с.

Портной, К. И.; Салибеков, С. Е.; Светлов, И. Л.; Чибарев, В. М. 1979. *Структура и свойства композиционных материалов*. Москва: Машиностроение. 255 с.

Рабинович, Ф. Н. 2004. *Композиты на основе дисперсно армированных бетонов. Вопросы теории и проектирования, технология, конструкции: Монография.* Москва: АСВ. 506 с.

Рабинович Ф. Н. 1989. *Дисперсно армированные бетоны*. Москва: Стройиздат. 176 с.

СНиП 2.03.01-84 1985. Бетонные и железобетонные конструкций. Москва: НИИЖБ Госстроя СССР. 79 р.

Степанова, Г. Г. 1975. Исследования сталефибробетона при градиентном напрежонном состоянии: автореф. дис.техн. н. Инженерно–строительный институт. 28 с.

Тетиор, А. Н. 2005. Основные закономерности работы железобетонных фундаментов. *Бетон и железобетон – пути развития*. Научные труды 2-й международной конференцыии по бетону и железобетону. Москва, НИИЖБ, Том 2: 236–246.

Филипс, Д.; Харрис Б. 1980. *Прочность, вязкость разрушения и усталостная выносливость полимерных композиционных материалов. Промышленные полимерные композиционные материалы*. Москва: Химия, 471 с.

Шехадат, А. М. 2000. Прочность бетона на срез при продавливании: автореф. дис.техн. н. Брестский государственный технический университет, Брест. 20 с.

Autoriaus publikacijų sąrašas disertacijos tema

Straipsniai Lietuvos recenzuojamuose periodiniuose mokslo leidiniuose, referuojamuose tarptautinėse duomenų bazėse

1A Šalna, R.; Marčiukaitis, G.; Vainiūnas, P. 2004. Estimation of factors influencing punching shear strength of RC floor slabs, *Journal of Civil Engineering and Management* 10(2): 137–142. ISSN 1392-3730.

2A Šalna, R.; Marčiukaitis, G. 2007. The influence of shear span ratio on load capacity of fibre reinforced concrete elements with varous steel fibre volumes, *Journal of Civil Engineering and Management* 13(3): 209–215. ISSN 1392-3730.

Straipsniai, referuojamoje *Thomson ISI Proceedings* tarptautinėje duomenų bazėje

3A Šalna, R.; Marčiukaitis, G.; Vainiūnas, P. 2004. Analysis of beamless reinforced concrete ceilings resistance to punching shear, in *Selected papers of 8th International conference "Modern building materials, structures and techniques", Vilnius:* 615–619. ISBN 9986-05-757-4.

4A Šalna, R.; Marčiukaitis, G. 2007. Analysis of stress and state of steel fibers reinforced concrete beams subjected to bending and shear, in *Selected papers of 9th International conference "Modern building materials, structures and techniques", Vilnius, II*: 758–762. ISBN 978-955-28-199-3.

Straipsniai konferencijų leidiniuose

5A Šalna, R. 2006. Plieninių fibrų kiekio įtaka dispersiškai armuotų elementų stiprumui, *Statyba: 9-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Mokslas – Lietuvos ateitis", vykusios 2006 m. kovo 29–31 d. pranešimų rinkinys*. Vilnius: Technika, 241–246. ISBN 9955-28-047-6.

6A Šalna, R. 2004. Veiksnių, turinčių įtakos gelžbetoninės plokštės laikomajai galiai, analizė, *Statyba: 7-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities" vykusios Vilniuje 2004 m. kovo 25–26 d. medžiaga*. Vilnius: Technika, 129–136. ISBN 9986-05-775-2.

7A Šalna, R. 2003. Gelžbetoninių besijų perdangų projektavimo ypatumai, *Statyba: 6-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Lietuva be mokslo-Lietuva be ateities" įvykusios Vilniuje 2003 m. kovo 27–28 d., medžiaga*. Vilnius: Technika, 132–137. ISBN 9986-05-618-7.

8A Šalna, R.; Papinigis, V. 2002. Besijų perdangų jungčių projektavimas. *Statyba: 5-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities" įvykusios Vilniuje, 2002 m. kovo 27–29 d., medžiaga.* Vilnius: Technika, 152–159. ISBN 9986-05-559-8.

1 priedas. Praspaudimo skaičiavimo modelio palyginimo rezultatai (be dispersinės armatūros)

Eil. Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	F_{test}, kN	F_{calc}, kN	$\frac{F_{test}}{F_{calc}}$
1	Elster,R. C., Hognestad, E. 1956	A1(a)	302	234,69	1,29
2		A1(e)	356	296,85	1,20
3		A1(b)	365	339,31	1,08
4		A1(d)	351	426,72	0,82
5		A4	400	463,13	0,86
6		B9	505	604,72	0,84
7		B11	329	355,63	0,93
8		B14	578	768,97	0,75
9		A11	529	608,40	0,87
10	Marti, P. Pralong, J., *et al.* 1977	P-2	600	678,29	0,88
11		P-5	569	600,67	0,95
12	Schaeit, W., *et al*. 1970	–	1662	1583,1	1,05
13	Kinnuen, S., Nylander, B. 1960	5	255	181,32	1,41
14		6	275	182,8	1,5
15		24	430	383,44	1,12

Eil. Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	F_{test}, kN	F_{calc}, kN	$\frac{F_{test}}{F_{calc}}$
16	Kinnuen, S., Nylander, B. 1960	25	408	361,39	1,13
17		32	258	259,10	1,00
18		33	258	266,04	0,97
19	Kinnuen, S., Nylander, B., Toft, P. 1978	1	216	170,66	1,27
20		3	194	147,92	1,31
21		5	603	598,45	1,01
22		6	600	579,20	1,04
23		13	145	106,41	1,36
24		14	148	102,12	1,45
25		17	489	402,06	1,22
26		18	444	387,87	1,14
27	Mangura, D., *et. al.* 1969	–	4855	4298,07	1,13
28	Ramdane, K. E. 1996	1	224	264,78	0,85
29		2	212	208,69	1,02
30		3	169	137,79	1,23
31		4	233	213,94	1,09
32		6	233	283,88	0,82
33		12	319	322,75	0,99
34		13	297	275,45	1,08
35		14	341	323,46	1,05
36		16	362	417,87	0,87
37		21	286	283,61	1,01
38		22	405	417,75	0,97
39		23	341	286,40	1,19
40		25	244	251,45	0,97
41		26	294	272,34	1,08
42		27	227	251,21	0,90
43	Toft, P. 1998	S2.1	603	570,95	1,06
44		S2.2	600	549,34	1,09
45		S2.3	489	380,76	1,28
46		S2.4	444	368,21	1,21
47	Hallgren, M. 1996	HSC0	965	1179,24	0,82
48		HSC1	1021	1146,83	0,89
49		HSC2	889	1074,61	0,83
50		HSC4	1041	1351,43	0,77
51		HSC6	960	988,55	0,97
52		NHSC8	944	1096,42	0,86
53		HSC9	565	653,45	0,86

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	F_{test}, kN	F_{calc}, kN	$\frac{F_{test}}{F_{calc}}$
54	Tomaszewicz, A. 1993	ND65-1-1	2050	1672,86	1,23
55		ND65-2-1	1200	1026,70	1,17
56		ND95-1-1	2250	1913,54	1,18
57		ND95-1-3	2400	2649,30	0,91
58		ND95-2-1	1100	1150,64	0,96
59		ND95-1-3	1450	1443,68	1,00
60		ND95-3-1	330	288,97	1,14
61		ND115-1-1	2450	2192,31	1,12
62		ND115-2-1	1400	1361,60	1,03
63		ND115-2-3	1550	1578,62	0,98
64	Moe, J. 1961	H1	372	368,65	1,01
65		S1-60	389	330,70	1,18
66		S1-70	392	341,63	1,15
67		S5-60	343	270,03	1,27
68		S5-70	378	276,66	1,37
69		M1A	433	439,27	0,99
70		R2	312	278,90	1,12
71	Prolong, J. 1979	P5	592	518,95	1,14

2 priedas. Praspaudimo skaičiavimo modelio palyginimo rezultatai (su dispersine armatūra)

2.1 lentelė. *Modelio palyginimas su kitais modeliais*

Eil. Nr.	Autorius	Band. pav.	V_f, %	Siūlomas modelis F_{test} / F_{calc}	Haralji, M., *et. al.* 1996 F_{test} / F_{calc}	Рабинович, Ф. Н. 2004 F_{test} / F_{calc}
1	2	3	4	5	6	7
1	Swamy R. N., Ali, S. 1989	S2	0,6	1,11	1,16	1,14
2		S3	0,9	1,15	1,17	1,16
3		S4	1,2	1,18	1,18	1,12
4		S11	0,9	1,08	1,10	1,08
5		S12	0,9	1,04	1,06	1,05
6		S18	1,37	1,05	1,04	0,96
7		S9	0,9	1,10	1,12	1,11
8		S10	0,9	1,17	1,19	1,18
9		S16	0,9	1,20	1,22	1,20
10	Therakopolus, D., *et.al*. 1989	FS2	0,5	1,16	1,22	1,19
11		FS3	1	1,17	1,19	1,16
12	Alexander, S., *et al.* 1992	P11F31	0,4	1,09	1,15	1,09
13		P11F36	0,84	1,06	1,13	0,84

1	2	3	4	5	6	7
14	Alexander, S., *et al.* 1992	P38F34	0,43	1,04	1,15	1,07
15		P38F69	0,88	1,06	1,13	0,81
16	Theodorakopolus, D., Swamy, R. N. 1993	FS2	0,5	1,11	1,22	1,19
17		FS3	1	1,18	1,19	1,16
18		FS5	1	1,11	1,13	1,10
19		FS9	1	1,21	1,22	1,19
20		FS11	1	1,15	1,17	1,14
21		FS12	1	1,08	1,09	1,09
22		FS13	1	1,15	1,18	1,19
23		FS14	1	1,13	1,17	1,17
24		FS15	1	1,13	1,20	1,20
25		FS16	1	1,21	1,22	1,22
26		FS17	1	1,18	1,24	1,24
27		FS18	1	1,18	1,24	1,24
28	Haralji, M. Maalouf, D., *et al*. 1995	A2	0,45	1,02	1,12	1,08
29		A3	0,8	1,14	1,20	1,18
30		A4	1	1,13	1,17	1,17
31		A5	2	1,04	1,03	1,10
32		B2	0,45	1,11	1,20	1,15
33		B3	0,8	1,11	1,16	1,15
34		B4	1	1,15	1,18	1,19
35		B5	2	1,30	1,29	1,37
36	Рабинович, Ф. Н. 2004	FB1-09/140	1,1	1,24	1,78	1,31
37		FB2-09/140	1,1	1,30	1,88	1,38
38		FB1-2/300	1,1	0,92	1,33	1,40
39		FB-1-L/100	1,1	0,92	1,33	1,30
40	Urban, T. 1988	D1,00/0,6	0,6	1,15	1,29	0,97
41		D1,00/1,0	1,0	1,03	1,18	0,91
42		D1,25/0,6	0,6	1,14	1,46	1,06
43		D1,25/1,0	1,0	1,22	1,49	1,09
44	Atlikti eksperimentai	2%	2,0	1,09	1,37	1,32
45		1%	1,0	1,09	1,31	1,13
46		1,5%	1,5	1,13	1,35	1,24
Vidurkis:				**1,12**	**1,23**	**1,15**
Kvadratinė nuokrypa:				**0,08**	**0,16**	**0,12**
Variacijos koeficientas:				**0,07**	**0,13**	**0,11**

Plokštės stiprio ir geometrines charakteristikos priimtos tokios: $f_c = 30\ MPa$, $\rho_l = 1{,}5\ \%$, $d = 0{,}17$, $a_{kol} \times a_{kol} = 200 \times 200\ mm$.

2.2 lentelė. *Modelio palyginimas su kitais modeliais realių plokščių matmenų*

Eil.Nr.	Autorius	Band. pav.	V_f, %	Siūlomas modelis F_{test} / F_{calc}	Haralji, M. H. *et.al.* 1996 F_{test} / F_{calc}	Рабинович, Ф. Н. 2004 F_{test} / F_{calc}
1	Рабинович, Ф. Н. 2004	FB109/140	1,1	1,24	1,78	1,31
2		FB209/140	1,1	1,30	1,88	1,38
3		FB12/300	1,1	0,92	1,33	1,40
4		FB-L/100	1,1	0,92	1,33	1,30
5	Urban, T. 1988	D1,00/0,6	0,6	1,15	1,29	0,97
6		D1,00/1,0	1,0	1,03	1,18	0,91
7		D1,25/0,6	0,6	1,14	1,46	1,06
8		D1,25/1,0	1,0	1,22	1,49	1,09
9	Atlikti eksperimen-tai	2%	2,0	1,09	1,37	1,32
10		1%	1,0	1,09	1,31	1,13
11		1,5%	1,5	1,13	1,35	1,24
Vidurkis:				**1,11**	**1,43**	**1,19**
Kvadratinė nuokrypa:				**0,12**	**0,21**	**0,17**
Variacijos koeficientas:				**0,11**	**0,15**	**0,14**

3 priedas. Lenkiamų dispersiškai armuotų sijų eksperimentiniai rezultatai

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
1	Montesinos, G. 2006	1	3,5	1,96	38,1	1	3,03	0,080
2		2	3,5	1,96	38,1	1	3,09	0,081
3		3	3,5	2,67	38,1	1	3,46	0,091
4		4	3,5	2,67	38,1	1	2,53	0,066
5		5	3,4	2,67	42,8	0	1,12	0,026
6		6	3,4	2,67	42,8	0	1,08	0,025
7		7	3,4	2,67	31	1,5	2,56	0,083
8		8	3,4	2,67	31	1,5	3,34	0,108
9		9	3,4	2,67	44,9	1,5	3,28	0,073
10		10	3,4	2,67	44,9	1,5	3,26	0,073
11		11	3,4	2,67	49,2	1	2,97	0,060
12		12	3,4	2,67	49,2	1	3,77	0,077
13	Adebar, P., Mindess, S., *et al.* 1997	FC1	1,6	2,12	60	0	1,75	0,029
14		FC2	1,6	2,12	54,1	0,75	3,24	0,060
15		FC3	1,6	2,12	49,9	1,5	3,81	0,076

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
17		FC8	1,6	2,12	54,8	0,4	2,4	0,044
18	Adebar, P.,	FC9	1,6	2,12	56,5	0,6	2,73	0,048
19	Mindess, S.,	FC10	1,6	2,12	46,9	0,4	2,9	0,062
20	*et al*. 1997	FC11	1,6	2,12	40,8	0,6	2,79	0,068
21		B-2-1,0-L	2	0,37	92	1	1,68	0,018
22		B-4-1,0-L	4	0,37	92,6	1	0,89	0,010
23		B-6-1,0-L	6	0,37	93,7	1	0,56	0,006
24		B-1-0,5-A	1	2,84	99	0,5	9,09	0,092
25		B-2-0,5-A	2	2,84	99,1	0,5	4,82	0,049
26		B-4-0,5-A	4	2,84	95,4	0,5	2,27	0,024
27		B-6-0,5-A	6	2,84	95,8	0,5	1,95	0,020
28	Ashour, S.,	B-1-1,0-A	1	2,84	95,3	1	12,7	0,134
29	Hasanain, G.,	B-2-1,0-A	2	2,84	95,3	1	6,06	0,064
30	*et al*. 1992	B-4-1,0-A	4	2,84	97,5	1	3,17	0,033
31		B-6-1,0-A	6	2,84	101	1	1,96	0,020
32		B-1-1,5-A	1	2,84	96,4	1,5	14,0	0,145
33		B-2-1,5-A	2	2,84	96,6	1,5	7,21	0,075
34		B-4-1,5-A	4	2,84	97,1	1,5	3,51	0,036
35		B-6-1,5-A	6	2,84	101	1,5	1,98	0,020
36		B-2-1,0-M	2	4,58	94,5	1	6,73	0,071
37		B-4-1,0-M	4	4,58	93,8	1	3,88	0,041
38		B-6-1,0-M	6	4,58	95	1	2,93	0,031
39	Casanova, P.,	HSFRC1	2,9	3,57	90	1,3	5,49	0,061
40	Rossi, P.	HSFRC2	2,9	3,57	90	1,3	4,45	0,049
41	1999	HSFRC3	2,9	2,21	90	1,3	3,5	0,039
42		A00	2,79	1,92	41,2	0	1,23	0,030
43	Cucchiara, C.,	A10	2,79	1,92	40,9	1	2,93	0,072
44	Mendola, L.,	A20	2,79	1,92	43,2	2	3,14	0,073
45	*et al.* 2004	B00	2	1,92	41,2	0	1,51	0,037
46		B10	2	1,92	40,9	1	3,5	0,086
47		B20	2	1,92	43,2	2	3,52	0,081
48		FHB1-2	2	1,48	62,6	0	3,02	0,048
49		FHB2-2	2	1,48	63,8	0,5	5,09	0,080
50		FHB3-2	2	1,48	68,6	0,75	5,44	0,079
51	Kwak, Y. K.,	FHB1-3	3	1,48	62,6	0	2,53	0,040
52	Eberhard, M.,	FHB2-3	3	1,48	63,8	0,5	3,09	0,048
53	*et al.* 2002	FHB3-3	3	1,48	68,6	0,75	3,4	0,050
54		FHB1-4	4	1,48	62,6	0	1,98	0,032
55		FHB2-4	4	1,48	63,8	0,5	2,41	0,038
56		FHB3-4	4	1,48	68,6	0,75	2,74	0,040
57		FNB2-2	2	1,48	30,8	0,5	4,04	0,131

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
58	Kwak, Y., *et al.* 2002	FNB2-3	3	1,48	30,8	0,5	2,55	0,083
59		FNB2-3	4	1,48	30,8	0,5	2	0,065
60	Li, V. C., Ward, R. *et al.* 1992	1	3	2,2	17,8	0	1,63	0,092
61		2	3	2,2	22,7	1	3,05	0,134
62		3	3	2,2	26	1	3,05	0,117
63	Lim, T. Y., Paramasi-vam, P. *et al.* 1987	2/0,5/1,5	1,5	1,19	34	0,5	3,17	0,093
64		2/0,5/2,5	2,5	1,19	34	0,5	1,72	0,051
65		2/0,5/3,5	3,5	1,19	34	0,5	1,34	0,039
66		2/0/1,5	1,5	1,19	34	0	1,93	0,057
67		2/0/3,5	3,5	1,19	34	0	1,17	0,034
68		2/1,0/1,5	1,5	1,19	34	1	3,16	0,093
69		2/1,0/2,5	2,5	1,19	34	1	1,79	0,053
70		2/1,0/3,5	3,5	1,19	34	1	1,38	0,041
71		4/0,5/1,5	1,5	2,39	34	0,5	4	0,118
72		4/0,5/2,5	2,5	2,39	34	0,5	1,89	0,056
73		4/0,5/3,5	3,5	2,39	34	0,5	1,47	0,043
74		4/0/1,5	1,5	2,39	34	0	2,37	0,070
75		4/0/3,5	3,5	2,39	34	0	1,03	0,030
76		4/1,0/1,5	1,5	2,39	34	1	4,38	0,129
77		4/1,0/2,5	2,5	2,39	34	1	2,45	0,072
78		4/1,0/3,5	3,5	2,39	34	1	2	0,059
79	Mansur, M. Ong, K. C., *et al.* 1986	A1	2	1,34	24,2	0	2	0,083
80		A2	2,8	1,34	24,2	0	1,5	0,062
81		A3	3,6	1,34	24,2	0	1,28	0,053
82		A4	4,4	1,34	24,2	0	1,12	0,046
83		B1	2	1,34	29,1	0,5	2,5	0,086
84		B2	2,8	1,34	29,1	0,5	1,75	0,060
85		B3	3,6	1,34	29,1	0,5	1,5	0,052
86		B4	4,4	1,34	29,1	0,5	1,26	0,043
87		C1	2	1,34	29,9	0,75	2,83	0,095
88		C2	2,8	1,34	29,9	0,75	2	0,067
89		C3	3,6	1,34	29,9	0,75	1,58	0,053
90		C4	4,4	1,34	29,9	0,75	1,36	0,045
91		C5	2,8	0,79	29,9	0,75	1,23	0,041
92		C6	2,8	2	29,9	0,75	2,16	0,072
93		D1	2	1,34	30	1,0	3,09	0,103
94		D2	2,8	1,34	30	1,0	2,16	0,072
95		D3	3,6	1,34	30	1,0	1,68	0,056
96		D4	4,4	1,34	30	1,0	1,46	0,049
97		E1	2,8	0,79	20,6	0,75	1,15	0,056
98		E2	2,8	1,34	20,6	0,75	1,5	0,073

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
99	Mansur, M., *et al.* 1986	E3	2,8	2	20,6	0,75	2	0,097
100		F1	2,8	0,79	33,4	0,75	1,53	0,046
101		F2	2,8	1,34	33,4	0,75	2,5	0,075
102		F3	2,8	2	33,4	0,75	2,86	0,086
103	Noghabai, K. 2000	Type A	3,3	4,5	90,9	0	5,86	0,064
104		Type A	3,3	4,5	91,4	0,5	6,99	0,076
105		Type A	3,3	4,5	91,4	0,75	7,27	0,080
106		Type A	3,1	3,1	44,8	1	4,85	0,108
107		Type B	2,8	4,3	97	0	5,96	0,061
108		Type B	2,8	4,3	104	1	6,6	0,064
109		Type B	2,8	4,3	104	1	8,65	0,085
110		Type C	2,9	3	79,1	0	2,16	0,027
111		Type C	2,9	3	81,8	1	4,48	0,055
112		Type C	2,9	3	81,8	1	3,99	0,049
113		Type C	2,9	3	78,7	0,5	3,21	0,041
114		Type C	2,9	3	78,7	0,5	3,8	0,048
115		Type C	2,9	3	68,4	0,75	4,13	0,060
116		Type C	2,9	3	86	0,75	3,56	0,041
117		Type D	3	2,9	81,8	1	3,33	0,041
118		Type D	3	2,9	68,4	0,75	2,98	0,044
119	Rosenbusch, J. Teuth, M. 2002	1,2/1	3,5	3,56	44	0	1,74	0,040
120		1,2/2	3,5	3,56	46,9	0,25	2,11	0,045
121		1,2/3	3,5	3,56	43,7	0,51	2,31	0,053
122		1,2/4	3,5	3,56	48,3	0,76	2,98	0,062
123		2,2/1	1,5	1,81	40,8	0	4,03	0,099
124		2,2/2	1,5	1,81	41,2	0,25	5,38	0,131
125		2,2/3	1,5	1,81	40,3	0,76	5,76	0,143
126		2,3/1	2,5	1,15	40,1	0	1,5	0,037
127		2,3/2	2,5	1,15	40	0,25	1,57	0,039
128		2,3/3	2,5	1,15	38,7	0,76	2,06	0,053
129		2,4/1	2,5	1,81	40,1	0	2,3	0,057
130		2,4/2	2,5	1,81	40	0,25	2,07	0,052
131		2,4/3	2,5	1,81	38,7	0,76	2,77	0,072
132		2,6/1	4	1,81	40,8	0	1,44	0,035
133		2,6/2	4	1,81	41,2	0,25	1,58	0,038
134		2,6/3	4	1,81	40,3	0,76	2,25	0,056
135		20x30-Plain-1	3,5	2,83	32,1	0	1,15	0,036
136		20x30-SFRC-1	3,5	2,83	37,7	0,5	2,13	0,056
137		20x45-SFRC-1	3,3	3,08	37,7	0,5	1,77	0,047
138		20x60-Plain-1	3,5	2,73	32,1	0	1	0,031
139		20x60-SFRC-1	3,5	2,73	37,7	0,5	1,42	0,038

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
140	Rosenbusch, J. Teuth, M. 2002	T10x50-SFRC-1	3,4	2,8	37,7	0,5	1,84	0,049
141		T15x50-SFRC-1	3,4	2,8	37,7	0,5	2,86	0,076
142		T15x75-SFRC-1	3,4	2,8	37,7	0,5	2,81	0,075
143		T15x100-Plain1	3,4	2,8	32,1	0	1,65	0,051
144		T15x100SFRC1	3,4	2,8	37,7	0,5	2,65	0,070
145		20x30-SFRC-2	3,5	2,83	38,8	0,5	2,53	0,065
146		20x50-SFRC-2	3,4	2,41	38,8	0,5	1,61	0,041
147		20x60-SFRC-2	3,5	2,73	38,8	0,5	2,05	0,053
148		T10x50-SFRC2	3,4	2,8	38,8	0,5	1,7	0,044
149		T15x50-SFRC2	3,4	2,8	38,8	0,5	1,78	0,046
150		T23x50-SFRC2	3,4	2,8	38,8	0,5	2,74	0,071
151	Tan, K. H., Murugapan, K. *et al*. 1993	1	2	3,44	32,8	0	3,09	0,094
152		2	2	3,44	35	0,5	5,34	0,153
153		3	2	3,44	33	0,75	4,43	0,134
154		4	2	3,44	36	1	5,51	0,153
155		5	2,5	3,44	36	1	3,78	0,105
156		6	1,5	3,44	36	1	7,52	0,100
157	Autoriaus eksperimen-tiniai tyrimai	C 60 1	1	0	37,0	0	2,13	0,058
158		C 60 2	1	0	37,0	0	2,07	0,056
159		C 60 3	1	0	37,0	0	2,01	0,054
160		FRC 1 60 1	1	0	37,0	1	3,31	0,089
161		FRC 1 60 2	1	0	37,0	1	3,24	0,087
162		FRC 1 60 3	1	0	37,0	1	3,53	0,095
163		FRC 1.5 60 1	1	0	37,0	1,5	3,99	0,108
164		FRC 1.5 60 2	1	0	37,0	1,5	3,21	0,087
165		FRC 1.5 60 3	1	0	37,0	1,5	3,30	0,089
166		FRC 2 60 1	1	0	37,0	2	4,63	0,125
167		FRC 2 60 2	1	0	37,0	2	4,33	0,117
168		FRC 2 60 3	1	0	37,0	2	4,11	0,111
169		C 45 1	1,5	0	37,0	0	1,34	0,036
170		C 45 2	1,5	0	37,0	0	1,31	0,035
171		C 45 3	1,5	0	37,0	0	1,39	0,038
172		FRC 1 45 1	1,5	0	37,0	1	1,98	0,053
173		FRC 1 45 2	1,5	0	37,0	1	1,68	0,045
174		FRC 1 45 3	1,5	0	37,0	1	1,66	0,045
175		FRC 1.5 45 1	1,5	0	37,0	1,5	2,03	0,055
176		FRC 1.5 45 2	1,5	0	37,0	1,5	2,15	0,058
177		FRC 1.5 45 3	1,5	0	37,0	1,5	2,22	0,060

Eil.Nr.	Autorius	Bandinio pavadinimas	*a/d*	ρ_l %	f_c, *MPa*	V_f, %	τ, *MPa*	τ / f_c
178	Autoriaus eksperimen-tiniai tyrimai	FRC 2 45 1	1,5	0	37,0	2	1,97	0,053
179		FRC 2 45 2	1,5	0	37,0	2	1,95	0,053
180		FRC 2 45 3	1,5	0	37,0	2	2,12	0,057
181		C 30 1	2	0	37,0	0	0,94	0,025
182		C 30 2	2	0	37,0	0	0,99	0,027
183		C 30 3	2	0	37,0	0	0,94	0,026
184		FRC 1 30 1	2	0	37,0	1	1,24	0,034
185		FRC 1 30 2	2	0	37,0	1	1,06	0,029
186		FRC 1 30 3	2	0	37,0	1	1,11	0,030
187		FRC 1.5 30 1	2	0	37,0	1,5	1,37	0,037
188		FRC 1.5 30 2	2	0	37,0	1,5	1,38	0,037
189		FRC 1.5 30 3	2	0	37,0	1,5	1,38	0,037
190		FRC 2 30 1	2	0	37,0	2	1,50	0,041
191		FRC 2 30 2	2	0	37,0	2	1,51	0,041
192		FRC 2 30 3	2	0	37,0	2	1,48	0,040