

VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

Edgaras GEDA

AUKŠTA TEMPERATŪRA VEIKIAMŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ SLUOKSNIŲ MODELIS

DAKTARO DISERTACIJA

TECHNOLOGIJOS MOKSLAI,
STATYBOS INŽINERIJA (02T)



LEIDYKLA
Vilnius TECHNIKA 2010

Disertacija rengta 2002–2009 metais Vilniaus Gedimino technikos universitete.
Disertacija ginama eksternu.

Mokslinis konsultantas

prof. habil. dr. Gintaris KAKLAUSKAS (Vilniaus Gedimino technikos universitetas, technologijos mokslai, statybos inžinerija – 02T).

VG TU leidyklos TECHNIKA 1719-M mokslo literatūros knyga
<http://leidykla.vgtu.lt>

ISBN 978-9955-28-541-0

© VG TU leidykla TECHNIKA, 2010
© Edgaras Geda, 2010
edgarasged@gmail.com

VILNIUS GEDIMINAS TECHNICAL UNIVERSITY

Edgaras GEDA

LAYER MODEL FOR REINFORCED CONCRETE MEMBERS UNDER FIRE

DOCTORAL DISSERTATION

TECHNOLOGICAL SCIENCES,
CIVIL ENGINEERING (02T)



LEIDYKLA
Vilnius TECHNIKA 2010

Doctoral dissertation was prepared at Vilnius Gediminas Technical University in 2002–2009.

The dissertation is defended as an external work.

Scientific Consultant

Prof Dr Habil Gintaris KAKLAUSKAS (Vilnius Gediminas Technical University, Technological Sciences, Civil Engineering – 02T).

Reziumė

Disertacijoje nagrinėjama gelžbetoninių konstrukcijų elgsena gaisro metu. Darbe integralinis sluoksnių modelis pritaikytas aukšta temperatūra ir mechanine apkrova veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų būsenos analizei atlikti.

Darbe sprendžiami keli pagrindiniai uždaviniai: gelžbetoninių elementų, veikiamų aukštos temperatūros ir mechaninės apkrovos, įtempių deformacijų skaičiavimo sluoksnių metodu algoritmo sukūrimas; modelių, apibūdinančių medžiagų fizikines mechanines charakteristikas (betono ir armatūros tempiamasis ir gniuždomasis stipris, tamprumo modulis, temperatūrinė deformacija, įtempių deformacijų diagrama ir betono trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo bei ribinė deformacija), analizės atlikimas; literatūroje paskelbtų lenkiamųjų gelžbetoninių plokščių įlinkių apskaičiuotų sluoksnių modeliu ir baigtinių elementų metodu palyginimas su eksperimentiniais įlinkiais.

Disertaciją sudaro įvadas, keturi skyriai, darbo pabaigoje pateikiami pagrindiniai darbo rezultatai ir išvados, literatūros sąrašas ir autoriaus publikacijos disertacijos tema. Taip pat yra aštuoni priedai.

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

Pirmasis skyrius skirtas literatūros apžvalgai. Jame pateikta gaisrų scenarijų, temperatūros sklidimo konstrukcijoje, gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo metodų ir skaitinio modeliavimo ypatumai. Skyriaus pabaigoje formuluojamos išvados.

Antrajame skyriuje pateikta medžiagų modelių analizė.

Trečiajame skyriuje aprašytas pasiūlytas aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų sluoksnių modelis. Pateiktas skaitinis modelio taikymo pavyzdys. Skyriaus pabaigoje formuluojamos išvados.

Ketvirtajame skyriuje pateikta eksperimentinių bei sluoksnių ir baigtinių elementų metodais apskaičiuotų gelžbetoninių plokščių įlinkių ir suirimo laiko palyginimas. Skyriaus pabaigoje formuluojamos išvados.

Disertacijos tema išspausdinti 7 moksliniai straipsniai: 2 mokslo žurnaluose, referuojamuose tarptautinėse duomenų bazėse, kurių sąrašą sudarė Lietuvos mokslo taryba; 2 straipsniai, konferencijos pranešimų rinkiniuose, referuojamuose THOMSON ISI Proceedings duomenų bazėje; 3 straipsniai respublikinių mokslinių konferencijų medžiagoje.

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai paskelbti 5 konferencijose (2 tarptautinėse ir 3 respublikinėse).

Abstract

Behaviour of reinforced concrete structures at elevated temperatures is considered in the dissertation. *Flexural* layered model was applied to perform stress and strain state analysis of flexural RC members subjected to high temperature, taking into account non-linear physical and thermo-mechanical materials properties.

The following main tasks had to be solved in dissertation: 1) to develop stress-strain analysis algorithm based on flexural layered model for reinforced concrete members subjected to high temperatures and mechanical loadings; 2) to perform models analysis which characterize material physical and mechanical parameters (tensile and compressive strength of concrete and reinforcement, modulus of elasticity, thermal strain, stress-strain diagram and concrete short-term thermal creep strain and ultimate strain); 3) to compare theoretically (calculated using FE package ATENA and Flexural layered model) and experimentally obtained deflections and failure time of RC slabs reported in literature.

Dissertation consists of introduction, four Chapters in the end of the work presented general results and a conclusion is given. Also enclosed eight annexes.

Topicality of the problem, aims and tasks of the work, scientific novelty, list of publications by the author and scope of the scientific work are considering in the introduction.

The first Chapter presents literature review on different fire scenarios, temperature propagation in structure. Also reviewed design code and numerical methods for determining fire resistance of reinforced concrete members. Conclusions are formulated at the end of the Chapter.

The second Chapter presents analysis of concrete models in high and normal temperatures.

The third Chapter describes Flexural model for reinforced concrete elements under high temperature. Application of numerical example base on Flexural model was given. Conclusions are formulated at the end of the Chapter.

The fourth Chapter presents comparison of theoretically (calculated using FE package ATENA and Flexural layered model) and experimentally obtained deflections and failure time of RC slabs reported in literature. Conclusions are formulated at the end of the Chapter.

7 scientific articles was published on the topic of the dissertation: 2 – in reviewed scientific journals, included in international databases, 2 – in THOMSON ISI Proceedings and 3 – in national conference materials.

The author has made 5 presentations in scientific conferences (2 international and 3 republican).

Žymėjimai

Simboliai

$E_{d,fi}$	–	skaičiuotinis poveikių efektas gaisro sąlygomis;
E_d	–	projektavimo esant normaliai temperatūrai skaičiuotinas poveikių efektas;
$R_{d,fi}$	–	skaičiuotinė laikomoji galia gaisro sąlygomis;
R30	–	elementas, standartinio gaisro sąlygomis 30 arba 60 minučių atitinkantis laikomosios galios R kriterijų;
E30	–	elementas, standartinio gaisro sąlygomis 30 arba 60 minučių atitinkantis vientisumo E kriterijų;
I30	–	elementas, standartinio gaisro sąlygomis 30 arba 60 ... minučių atitinkantis šilumos izoliavimo I kriterijų;
θ	–	temperatūra;
X_k	–	charakteristinė stiprumo ar deformavimosi savybės vertė, kai projektuojama esant normaliai temperatūrai;
a	–	atstumas nuo armatūros arba įtempiamosios armatūros ašies iki artimiausio veikiamo paviršiaus (atstumas nuo ašies);
c_c	–	savitoji betono šiluminė talpa;

$f_{ck}(\theta)$	– charakteristinė betono gniuždomojo stiprio vertė temperatūroje θ ir esant nustatytai deformacijai;
$f_{ck,t}(\theta)$	– charakteristinė betono tempiamojo stiprio vertė temperatūroje θ ir esant nustatytai deformacijai;
$f_{pk}(\theta)$	– charakteristinė įtempiamosios armatūros stiprio vertė temperatūroje θ ir esant nustatytai deformacijai;
$f_{sk}(\theta)$	– charakteristinė armatūros stiprio vertė temperatūroje θ ir esant nustatytai deformacijai;
$k(\theta)$	– nuo medžiagos temperatūros θ priklausomos stiprumo ar deformavimosi savybės sumažinimo koeficientas;
n	– kolonos apkrova normalios temperatūros sąlygomis;
t	– gaisro poveikio trukmė;
$\gamma_{M,fi}$	– medžiagos elgsenos gaisre projektavimo dalinis saugos koeficientas;
η_{fi}	– skaičiuotinės apkrovos gaisro sąlygomis sumažinimo koeficientas;
μ_{fi}	– atsparumo išnaudojimo laipsnis gaisro sąlygomis;
$\varepsilon_c(\theta)$	– betono šiluminė deformacija;
$\varepsilon_p(\theta)$	– įtempiamosios armatūros šiluminė deformacija;
$\varepsilon_s(\theta)$	– armatūros šiluminė deformacija;
$\varepsilon_{s,fi}$	– armatūros arba įtempiamosios armatūros deformacija temperatūroje θ ;
λ_c	– betono šilumos laidumas;
$\lambda_{0,fi}$	– kolonos liaunis gaisro sąlygomis;
$\sigma_{c,fi}$	– betono gniuždomasis įtempis gaisro sąlygomis;
$\sigma_{s,fi}$	– plieno įtempis gaisro sąlygomis;
θ_{cr}	– kritinė temperatūra;
f_i	– gaisrinė vertė;
t	– nuo laiko priklausoma vertė.

Santrumpos

- AM – Aplinkos ministerija;
- BSI – Britų standartų institutas (*angl.* British Standards Institution);
- CEN – Europos standartizacijos komitetas (*pranc.* Comité Européen de Normalisation);
- CTIF – Tarptautinė priešgaisrinių gelbėjimo tarnybų asociacija;
- LSD – Lietuvos standartizacijos departamentas;
- RWS – Olandijoje taikoma gaisro kreivė tuneliams (*ol.* Rijkswaterstaat);
- ZTV (RABT) – Vokietijoje taikoma gaisro kreivė tuneliams (*vok.* Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen);
- UPTUN – Europos Komisijos remtas mokslo projektas Framework 5 “Cost-effective, Sustainable and Innovative Upgrading Methods for Fire Safety in Existing Tunnels“ (UPTUN Projekto Nr. GRD1-2001-40739/UPTUN).

Turinys

IVADAS	1
Problemos formulavimas.....	1
Darbo aktualumas.....	2
Tyrimų objektas.....	2
Darbo tikslas.....	3
Darbo uždaviniai	3
Tyrimų metodika	3
Darbo mokslinis naujumas ir jo reikšmė.....	3
Darbo rezultatų praktinė reikšmė	4
Ginamieji teiginiai.....	4
Darbo rezultatų aprobavimas	5
Disertacijos struktūra.....	5
1. GAISRO POVEIKIS, JO VERTINIMO PRINCIPAI IR METODAI	7
1.1. Gaisrų scenarijai	7
1.2. Temperatūros sklidimas konstrukcijoje.....	12
1.2.1. Temperatūros sklidimo konstrukcijoje įvertinimo būdai	12
1.2.2. Šiluminės medžiagų savybės	16
1.3. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo metodai	22
1.4. Gelžbetoninių konstrukcijų, paveiktų aukšta temperatūra, skaitinis modeliavimas	28

1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas	30
2. MEDŽIAGŲ MODELIAI IR JŲ ANALIZĖ	31
2.1. Betono modeliai	32
2.2. Armatūros modeliai.....	64
2.3. Medžiagų modelių parinkimas sluoksnių modeliui.....	73
2.4. Antrojo skyriaus rezultatai ir išvados.....	74
3. AUKŠTA TEMPERATŪRA VEIKIAMŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ SLUOKSNIŲ MODELIS	75
3.1. Skaičiavimo prielaidos	76
3.2. Armatūros ir betono fizikinės priklausomybės.....	76
3.3. Įtempių deformacijų apskaičiavimo metodas.....	77
3.4. Skaitinis pavyzdys.....	84
3.5. Trečiojo skyriaus išvados	89
4. GELŽBETONINIŲ PLOKŠČIŲ EKSPERIMENTINIŲ IR APSKAIČIUOTŲ REZULTATŲ PALYGINIMAS	91
4.1. Palyginimui naudotų eksperimentinių duomenų aprašymas	91
4.2. Eksperimentinių ir skaitinių rezultatų palyginimas.....	97
4.3. Ketvirtąjo skyriaus išvados	102
PAGRINDINIAI DARBO REZULTATAI IŠVADOS.....	103
LITERATŪRA IR ŠALTINIAI	105
AUTORIAUS PUBLIKACIJOS DISERTACIJOS TEMA	115
PRIEDAI	119
A priedas. Gaisro kreivių apžvalga	119
B priedas. Temperatūros laukų pastato konstrukcijoje nustatymo metodų skirstymo schema.....	121
C priedas. Gaisro poveikio įvertinimo metodų apžvalga, atsižvelgiant į gaisrų scenarijų ir konstrukcijų sudėtingumą.....	123
D priedas. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo būdai ir procedūros	125
E priedas. Medžiagų fizikinių mechaninių ir įtempių deformacijų modelių tikslumo ir paprastumo įvertinimas	127
F priedas. Eksperimentinių plokščių duomenys.....	153
G priedas. Eksperimentinių plokščių skaičiuojamieji duomenys.....	154
H priedas. Eksperimentinių plokščių skerspjūviai	157

Contents

INTRODUCTION	1
The Investigated Problem.....	1
Importance of the Thesis	2
Research Object.....	2
The Goal of the Thesis	3
The Tasks of the Thesis.....	3
Research Methodology.....	3
Importance of Scientific Novelty	3
Practical Significance of Achieved Results.....	4
The defended statements	4
Approval of the Results.....	5
Dissertation Structure.....	5
1. FIRE EFFECT. EVALUATION PRINCIPLES AND METHODS.....	7
1.1. Fire scenario	7
1.2. Temperature propagation in constructions	12
1.2.1. Temperature propagation in constructions assessment possibilities	12
1.2.2. Thermal material properties	16
1.3. Fire resistance assessment methods of reinforced concrete	22
1.4. Numerical modelling of reinforced constructions, subjected to fire action.....	28

1.5. Conclusions for Chapter 1 and Allocating Tasks for the Dissertation	30
2. PHYSICAL-MECHANICAL MATERIAL MODELS AND THEIR ANALYSIS	31
2.1. Concrete models	32
2.2. Reinforcement models	64
2.3. Material models selection for layer model	73
2.4. Conclusions for Chapter 2	74
3. FLEXURAL LAYERED MODEL FOR RC MEMBERS SUBJECTED TO ELEVATED TEMPERATURES	75
3.1. Calculation hypothesis	76
3.2. Physical characteristics of reinforcement and concrete	76
3.3. Stress strain calculation method	77
3.4. Numerical example	84
3.5. Conclusions for Chapter 3	89
4. COMPARISON OF ANALYSIS RESULTS WITH TEST DATA OF RC SLABS	91
4.1. Description experimental data taken for comparison	91
4.2. Comparison between experimental and numerical results	97
4.3. Conclusions for Chapter 4	102
GENERAL RESULTS AND CONCLUSIONS	103
REFERENCES	105
LIST OF PUBLICATIONS BY THE AUTHOR ON THE TOPIC OF THE DISSERTATION	115
ANNEXES	119
Annex A. Survey on fire curves	119
Annex B. Assessment methods of temperature fields in building construction	121
Annex C. Survey on fire action methods, considering fire scenario and complexity of building construction	123
Annex D. Fire resistance assessment methods and procedures	125
Annex E. Assessment of material models accuracy and simplicity	127
Annex F. Data of experimental slabs	153
Annex G. Calculation data of experimental slabs	154
Annex H. Cross section of experimental slabs	157

Ivadas

Problemos formulavimas

Konstrukciniu požiūriu pastatai ir statiniai gaisro metu turi tam tikrą laiką atlaikyti mechanines apkrovas ir taip užtikrinti saugią žmonių evakuaciją (gelbėjimą) bei saugų ugniagesių darbą. Mechaninių apkrovų bei aukštų temperatūrų veikiamų konstrukcijų analizė yra sudėtingas uždavinys. Skaiciavimo algoritme turi būti nustatytas aukštų temperatūrų kitimas laike bei temperatūrų įtaka medžiagų šiluminėms ir mechaninėms savybėms. Aukštos temperatūros poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms sukelia struktūrinius medžiagos fizikinių mechaninių savybių pokyčius, todėl mažėja betono ir armatūros stiprumo rodikliai, blogėja jų sukibimas, atsiranda plyšiai, didėja deformacijos ir įlinkiai. Tai lemia konstrukcijų laikančiosios galios sumažėjimą, o kritiniais atvejais – ir konstrukcijų suirimą.

Prof. habil. dr. G. Kaklauskas sukurtas integralinis gelžbetoninių elementų sluoksnių modelis, kuriuo lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įlinkiai apskaičiuojami tiksliau nei normų ir skaitiniais metodais. Integraliniame modelyje pasiektas racionalus paprastumo ir tikslumo aspektų derinys leido jį panaudoti nesudėtingame algoritme, kuriame taikomas sluoksnių modelis, medžiagų atsparumo formulės bei pilnosios medžiagų diagramos. Dėl savo paprastumo integralinis modelis yra efektyvus kompiuterinių išteklių prasme, t. y. atliekami skai-

čiavimai trunka šimtus kartų trumpiau (nuo kelių valandų iki kelių sekundžių), lyginant su standartinėmis netiesinėmis baigtinių elementų programomis. Šio darbo autoriaus konkretus indėlis – integralinio sluoksnių modelio pritaikymas aukšta temperatūra ir mechanine apkrova veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų būsenos analizei atlikti.

Darbo aktualumas

Kasmet Žemėje kyla vidutiniškai apie 8 mln. gaisrų. Europos Sąjungos šalių vidutiniai nuostoliai dėl gaisrų vidutiniškai sudaro 1% bendrojo vidaus produkto (CTIF 2007). Nelaimingų atvejų pavyzdžiai gali būti gaisrai AB „Mažeikių nafta“, Ukmergės gelžbetonio gamykloje, Madrido prekybos centre (Ispanijoje), Pasaulio prekybos centre (Niujorke), Ostankino televizijos bokšte (Maskvoje), Mont Blanc tunelyje (Prancūzijos ir Italijos pasienyje) ir pan. Šios dramatiškos nelaimės paskatino atlikti naujus gelžbetoninių konstrukcijų saugos gaisro metu tyrimus.

Gelžbetoninių konstrukcijų elgsenai gaisro metu nustatyti dažniausiai taikomi nesudėtingi analiziniai – empiriniai metodai (Marčiukaitis, Papinigis ir kt. 2007; Jonaitis, Papinigis 2005; Jonaitis, Papinigis 2006), kurie dažnai labai netiksliai įvertina aukšta temperatūra bei mechanine apkrova paveiktų konstrukcinių elementų įtempių deformacijų būseną. Inžinieriai naudoja nesudėtingas atsparumo ugniai nustatymo formules, pateiktas normatyviniuose statybos techniniuose dokumentuose, tačiau jos neatspindi tikrosios konstrukcijos elgsenos gaisro sąlygomis. Taikant šiuolaikines baigtinių elementų programas (DIANA, ATENA, MSC.MARC ir kt.), teoriškai galima nustatyti daugelio svarbių fizikinių reiškinių įtaką. Deja, įvairiomis programomis apskaičiuoti rezultatai (konstrukcijos įlinkiai, jos suirimo laikas) gali skirtis iki 5–7 kartų (UPTUN). Taip yra todėl, kad šiuo metu taikomi medžiagų šiluminiai ir fizikiniai modeliai dėl eksperimentinių ir teorinių tyrimų stokos nėra universalūs ir tikslūs. Kitas skaitinių metodų trūkumas yra didelės kompiuterinių išteklių sąnaudos. Taikant standartinės programos (DIANA, ATENA, MSC.MARC ir kt.), net nesudėtingų elementų skaičiavimas gali trukti dešimtis valandų.

Tyrimų objektas

Darbe nagrinėjama aukšta temperatūra veikiamų lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įtempiai ir deformacijos. Objektas tiriamas makrolygiu.

Išspręstas netiesinis uždavinys taikant baigtinių elementų metodą bei sluoksnių modelį. Modeliuojant įvertintos netiesinės fizikinės mechaninės bei

šiluminės medžiagų (betono, armatūros) savybės, jų priklausomybės nuo temperatūros.

Darbo tikslas

Remiantis integraliniu sluoksnių modeliu, pasiūlyti aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų apskaičiavimo metodą, įvertinant netiesines šilumines ir fizikines mechanines medžiagų savybes.

Darbo uždaviniai

Darbo tikslui pasiekti darbe reikia spręsti šiuos uždavinius:

1. Atlikti skirtingų modelių, apibūdinančių betono ir armatūros šilumines charakteristikas (šilumos laidumas, šiluminė talpa), analizę.
2. Atlikti modelių, apibūdinančių medžiagų fizikines mechanines charakteristikas (betono ir armatūros tempiamasis ir gniuždomasis stipris, tamprumo modulis, temperatūrinė deformacija, įtempių deformacijų diagrama ir betono trumpalaikė temperatūrinė varžymo bei ribinė deformacija), analizę.
3. Sukurti gelžbetoninių elementų, veikiamų aukštos temperatūros ir mechaninės apkrovos, įtempių deformacijų skaičiavimo sluoksnių metodu algoritmą.
4. Įvertinant kintamas armatūros ir betono šilumines savybes, skaitiškai nustatyti temperatūros pasiskirstymą gelžbetoninio elemento skerspjūvyje.
5. Surinkus literatūroje paskelbtų lenkiamųjų gelžbetoninių plokščių duomenis, palyginti sluoksnių modeliu ir baigtinių elementų metodu apskaičiuotus ir eksperimentinius įlinkius bei suirimo laiką.

Tyrimų metodika

Darbe taikyti eksperimentiniai, analitiniai, statistiniai ir skaitiniai metodai.

Darbo mokslinis naujumas ir jo reikšmė

Rengiant disertaciją buvo gauti šie statybos inžinerijos mokslui nauji rezultatai:

1. Integralinis sluoksnių modelis pritaikytas aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų analizei atlikti, įvertinant netiesines šilumines ir fizikines mechanines medžiagų savybes. Sukurtuoju modeliu galima spręsti dvejopus uždavinius: 1) apskaičiuoti laiką, kurį mechaniškai apkrauta gelžbetonine konstrukcija sugeba priešintis gaisro poveikiui; 2) nustatyti gelžbetoninės konstrukcijos, veikiamos gaisro, įtempių deformacijų būvį bei laikomąją galią. Algoritmas gali būti taikomas paprastojo ir įtemptojo gelžbetonio elementams, trumpalaikėms ir ilgalaikėms deformacijoms apskaičiuoti (įvertinant susitraukimą bei valkšnumą) bei esant temperatūriniais poveikiams.
2. Atlikta skirtingų modelių, apibūdinančių betono ir armatūros šilumines ir fizikines mechanines charakteristikas, analizė.

Darbo rezultatų praktinė reikšmė

Pasiūlytasis algoritmas, paremtas sluoksnių modeliu, leidžia pakankamai tiksliai apskaičiuoti gelžbetoninių elementų, veikiamų aukšta temperatūra, įtempių deformacijų būvį, laikymo galią bei suirimo laiką. Šis algoritmas yra efektyvus kompiuterinių išteklių prasme, nes skaičiavimo laikas sutrumpėja šimtus kartų (nuo kelių valandų iki kelių sekundžių), palyginti su standartinėmis netiesinėmis baigtinių elementų programomis (MSC.MARC, DIANA, ATENA).

Ginamieji teiginiai

1. Pasiūlytasis algoritmas, paremtas sluoksnių modeliu, leidžia pakankamai tiksliai apskaičiuoti gelžbetoninių elementų, veikiamų aukšta temperatūra, įtempių deformacijų būvį, laikymo galią bei suirimo laiką.
2. Pasiūlytasis modelis yra pakankamai paprastas, universalus ir efektyvus kompiuterinių išteklių prasme.

Darbo rezultatų aprobavimas

Disertacijos tema išspausdinti 7 moksliniai straipsniai: 2 mokslo žurnaluose, referuojamuose tarptautinėse duomenų bazėse, kurių sąrašą sudarė Lietuvos mokslo taryba; 2 straipsniai, konferencijos pranešimų rinkiniuose,

referuojamuose *THOMSON ISI Proceedings* duomenų bazėje; 3 straipsniai respublikinių mokslinių konferencijų medžiagoje.

Disertacijoje atliktų tyrimų rezultatai paskelbti 6 konferencijose (3 – tarptautinėse ir 3 – respublikinėse):

1. 8-oje tarptautinėje konferencijoje *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, įvykusi 2004 m. gegužės 19–21 d., Vilniuje;
2. 9-oje tarptautinėje konferencijoje *Modern Building Materials, Structures and Techniques*, įvykusi 2007 m. gegužės 16–18 d., Vilniuje;
3. 6-oje Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijoje „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, įvykusioje Vilniuje 2003 m. kovo 27–28 d.;
4. 7-oje Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijoje „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“, įvykusioje Vilniuje 2004 m. kovo 25–26 d.;
5. 9-oje Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijoje „Mokslas – Lietuvos ateitis“, įvykusioje Vilniuje 2006 m. kovo 29–31 d.

Disertacijos struktūra

Disertaciją sudaro šeši skyriai, iš kurių pirmasis yra įvadas, o paskutinytis – rezultatų apibendrinimas. Taip pat yra aštuoni priedai, pateikiami kompaktinėje plokštelėje.

Darbo apimtis (be priedų) yra 118 puslapių, tekste panaudotos 183 numeruotos formulės, 55 paveikslai ir 6 lentelės. Rašant disertaciją buvo panaudoti 145 literatūros šaltiniai.

Gaisro poveikis, jo vertinimo principai ir metodai

Skyriuje apžvelgiami gaisrų scenarijai, pagrindiniai parametrai lemiantys gaisro poveikio įtaką gelžbetoninių konstrukcijų atsparumui ugniai, fizikiniai cheminiai procesai betone kaitinimo metu, temperatūros sklidimas konstrukcijoje, šiluminės medžiagų savybės aukštoje temperatūroje, apžvelgti gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai nustatymo norminiai ir skaitiniai metodai. Gaisrų keliamas pavojus plačiai nagrinėjamas ir Lietuvoje (Mačiulaitis 2001, Mačiulaitis ir kt. 2004, 2007), nors gaisrinės saugos inžinerijos plėtrą riboja tyrimų infrastruktūros ir žmogiškųjų išteklių finansavimo stoka. Šio skyriaus medžiaga paskelbta bendruose autoriaus ir bendraautorių straipsniuose (Bačinskas ir kt. 2004, 2007).

1.1. Gaisrų scenarijai

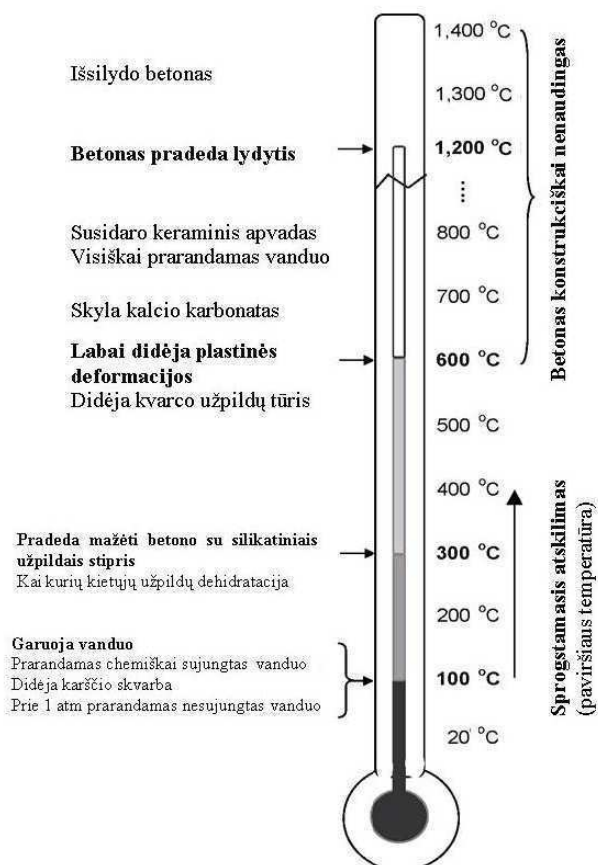
Gaisro poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms kiekvienu atveju yra unikalus: degimo reakcijos sąlygos kaskart skirtingos dėl netolygaus gaisrinės apkrovos pasiskirstymo ir tipo degimo zonoje, geometrinių patalpos charakteristikų, angų patalpoje kiekio bei išdėstymo ir t. t. Tokio sudėtingo šiluminio poveikio įvertinimui supaprastinti atitinkamų tarptautinių bei nacionalinių standartizacijos ins-

titucijų buvo pasiūlytos standartinės gaisro kreivės. Pagrindiniai parametrai, lemiantys gaisro poveikio įtaką gelžbetoninių konstrukcijų atsparumui ugniai, yra šie (Khoury 2000):

- *Kaitinimo režimas*. Jis lemia slėgio gradientą gelžbetonio porose. Dažnai dėl vandens garų sukeliama slėgio gradiento betono porose pasireiškia sprogstamasis suskeldėjimas (*angl. spalling*), kuris jau pradinėje gaisro stadijoje gali sąlygoti konstrukcijos suirimą;
- *Maksimali temperatūra*. Ji lemia fizikinių ir cheminių procesų pobūdį medžiagoje, šiluminės-mechaninės betono savybes;
- *Gaisro trukmė*. Ji lemia temperatūros pasiskirstymą elemento skerspjūvyje;
- *Aušimo režimas*. Jis lemia konstrukcijos liekamąsias šiluminės-mechaninės betono savybes (pvz., betono atšaldymo vandeniu efektas gaisro gesinimo metu labai skiriasi nuo „natūralaus“ atvėsimo).

Pagrindiniai fizikiniai cheminiai procesai, vykstantys betone skirtingose temperatūrose, pateikti 1.1 paveiksle.

Betonui kaistant, perteklinis vanduo skverbiasi gilyn į mikroplyšius, padidindamas cementinio akmens, padengto absorbcinio vandens sluoksniu, paviršiaus plotą. Cementinio akmens kristalų paviršiaus energijos sumažėjimas lydimas jau esančių mikroplyšių didėjimu ir naujų plyšių formavimusi. Vandens šiluminio plėtimosi koeficientas yra daug didesnis nei cementinio akmens ir užpildų. Todėl betono gniuždomasis stipris f_c sumažėja net temperatūroje iki 100 °C. Įkaitus iki 100–150 °C betono gniuždomojo stiprio mažėjimas stabilizuojasi ir pradeda augti. Temperatūrai pakilus iki 200–350 °C, betono gniuždomasis stipris padidėja 5–10%. Šiuo metu iš betono pašalinamas chemiškai ir fiziškai sujungtasis vanduo, cementinio akmens struktūra papildomai sutankėja dėl aktyvios Ca(OH)_2 kristalizacijos. Kai temperatūra viršija 400 °C, betonas netenka pagrindinio vandens kiekio. Betono gniuždomojo stiprio sumažėjimas 500 ir 700 °C temperatūrose atitinkamai 40 ir 75% siejamas su tolesniu sukietėjusio portlandcemenčio struktūros ardymu. Įkaitusiame iki aukštesnės temperatūros betone dėl nevienodo cemento tešlos ir stambiojo užpildo tiesinio plėtimosi atsiranda didelių vidinių įtempimų, sumažėja sukibimas ir stiprumas. Pakilus temperatūrai iki 547 °C, prasideda kalcio hidroksido skilimo reakcija (dehidratacija): $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$, suyra cementinio akmens kristalinė struktūra ir toliau mažėja betono stiprumas. Pradeda irti kvarco grūdėliai smėlyje ir stambiajame užpilde, jų tūris labai padidėja ir jie virsta kita modifikacija. Toliau, džiūstant cementiniam akmeniui ryškiai pasireiškia traukumo deformacijos, o užpildai dėl temperatūrinių deformacijų plečiasi. Ryšiai tarp cementinio akmens ir užpildų suardomi.



1.1 pav. Fizikiniai cheminiai procesai portlandcementiniame betone kaitinimo metu (Khoury 2000)

Fig. 1.1. Physical chemical processes in Portland cement concrete during heating phase (Khoury 2000)

Standartinės ir parametrinės gaisro kreivės

Standartinės gaisro kreivės

Skaičiuojant gelžbetoninių konstrukcijų atsparumą ugniai, neatsižvelgiant į taikomą metodą, pirmiausia pasirenkamas gaisro scenarijaus tipas: standartinis ar realus. Šie scenarijai dar skirstomi į tris kategorijas:

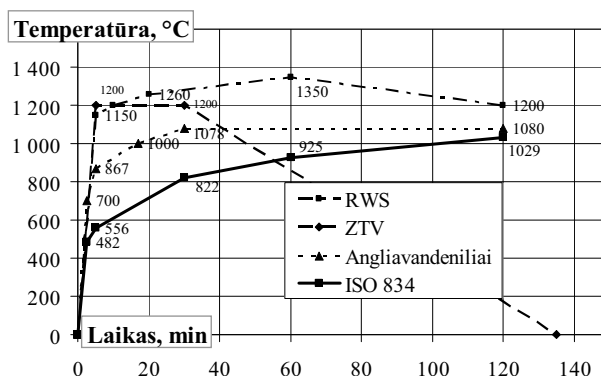
- standartinės gaisro kreivės;
- parametrinės gaisro kreivės;
- zonų modelis.

Standartinė gaisro kreivė yra idealizuota laiko ir temperatūros priklausomybė (1.2 pav.).

Standartinė gaisro kreivė reglamentuota Lietuvos standarte LST ISO 834:1997, ji plačiausiai naudojama bandymo krosnyse. Nominali temperatūros laiko priklausomybė, nustatant konstrukcijų atsparumą ugniai:

$$T = 345 \log_{10}(8t + 1) + 20, \quad (1.1)$$

čia T – bandymo temperatūra krosnyje ($^{\circ}\text{C}$); t – šiluminio poveikio trukmė gaisrinio bandymo metu (min).



1.2 pav. Standartiniai gaisro scenarijai pastatams (LST ISO 834:1997), naftos pramonei (angliavandeniliai) ir tuneliams (RWS ir ZTV)

Fig. 1.2. Fire scenario for a building (LST ISO 834:1997), for oil industry (hydrocarbons) and for tunnels (RWS and ZTV)

Dauguma bandymų ir skaičiavimo metodų pagrįsti šia gaisro kreive. LST ISO 834:1997 kreivė paremta celiuliozės gaisro modeliu, kuriame kaip kuras yra naudojamas medis, popierius, audeklaai ir kt.

Naftos pramonėje taikoma gaisro kreivė (1.2 pav.) buvo pasiūlyta, kompanijai Mobil 1970 m. atlikus angliavandenilių gaisro režimo eksperimentinius tyrimus:

$$T = 1080[1 - 0,325 \exp(-0,167t) - 0,675 \exp(-2,5t)] + 20, \quad (1.2)$$

čia t – šiluminio eksponavimo trukmė gaisrinio bandymo metu (min.).

Tunelių gaisro kreivės koreguojamos, įvertinant pastarojo meto gaisrų patirtį. Buvo nustatyta, kad standartiniai gaisro režimai netiksliai įvertina galimą maksimalią gaisro temperatūrą bei jos kilimo greitį (1.1 lentelę).

Tunelių konstrukcijų atsparumo ugniai projektavimui Olandija taiko bene griežčiausią gaisro kreivę (RWS). Papildoma informacija apie standartinių gaisrų kreivių taikymą pateikta A priede.

Natūralūs gaisrai, parametrinės gaisrų kreivės pastatuose

Natūralių gaisrų kreivės, dar kitaip vadinamos parametrinėmis kreivėmis, nustatomos atsižvelgiant į skirtingą galimą pastato gaisro apkrovą ($25\text{--}3750 \text{ MJ/m}^2$) ir angų dydį ($0,01\text{--}0,3 \text{ m}^{0,5}$). Gaisro režimas patalpoje priklauso nuo tokių pagrindinių parametru: degių medžiagų kiekio ir tipo, ventiliacijos (angų veiksnio), atitvarinių sienų ir perdangų šiluminių charakteristikų ir kt. Parametrines kreives sudaro kylančioji ir krentančioji dalys. Tačiau šios kreivės beveik nenaudojamos gaisrinių bandymų praktikoje. Viena esminių to priežasčių – esamos standartinės krosnys neužtikrina tikslaus krentančios kreivės dalies aušimo režimo. Nepaisant to, natūralios (parametrinės) kreivės yra dažnai naudojamos skaičiavimuose, nes jos tiksliau nei standartinės kreivės atspindi realų gaisro poveikį konstrukcijoms.

1.1 lentelė. Gaisro poveikis gelžbetoninėms konstrukcijoms (Khoury 2000)

Table 1.1. Effect of fire on reinforced concrete structures

Tunelis	Betono stipris	$T_{\max}$, °C	Gaisro trukmė, val.	Poveikio atstumas	Segmento pažeidimo gylis
Great Belt (1994)	76 MPa, 28 dienos	800	7	16 segmentų (1,6 m ilgio vienas) viršūnės suiro	10 segmentų iki 68% atskilo betono sluoksniai
Channel (1996)	110 MPa, subrendęs	1 100	9	500 m, iš kurių 50 m sunkiai, pažeista sprogtamojo suskeldėjimo	Atskilo visų segmentų betonas
Mont Blanc (1999)	Nepranešama	1 000	50	900 m, daugiausia pažeistas tunelio viršus	Nepranešama

Daugiazoniai gaisro modeliai

Dar pažangesni už natūralias (parametrines) gaisro kreives yra daugiazoniai, kitaip vadinami skaičiuojamosios skysčių dinamikos (angl. computational fluid dynamics (CFD)), modeliai. Šie modeliai skirti spręsti kiekvienos zonos energijos ir masės tvermės lygtims, tačiau kol kas naudojami daugiau tyrimo tikslams. Paprastinant skaičiavimo modelius, buvo pasiūlytas zonų modelis, kai patalpos tūris padalijamas į atskiras zonas su joms būdingomis savybėmis. Paprasčiausias

pavyzdys yra dviejų zonų (karštos ir šaltos) modelis, kai patalpa neutraliaja linija horizontaliai padalijama į du tūrius. „Karštosios zonos“ temperatūrą nulemia gaisro židinio šiluma kylanti aukštyn, degimo produktų pernešama šilumos energija ir kt. Į „šaltąją zoną“ iš supančios aplinkos patenka degimo reakcijai reikalingas deguonis, kuris atvėsina apatinę gaisro patalpos zoną. Taip kiekvienai zonai galima sudaryti šiluminio balanso lygtį. Realus zonų skaičius yra didesnis, nes, be paminėtų, dar išskiriamos degimo zona ir konvekcijos zona. Įvairiose šalyse (pvz., Liuksemburgas, Prancūzija, Švedija) dviejų zonų modelis naudojamas projektuojant priešdūmines sistemas, nustatant dūmų sluoksnio temperatūrą.

Skaičiuojamosios skysčių dinamikos modeliai (CFD)

CFD leidžia tvermės dėsnius taikyti kiekvienam nagrinėjamo smulkiai padalinto tūrio dalelei. Šių uždavinių sprendimas yra pagrįstas skysčio srovių judėjimo dėsniais. Taikant skaičiuojamosios skysčių dinamikos modelius, (CFD) galima gana tiksliai nustatyti temperatūros pasiskirstymą erdvėje. Skaičiuojamosios skysčių dinamikos modeliai (CFD) įprastai naudojami nustatant dūmų ir temperatūros pasiskirstymą patalpoje, kurioje kilo gaisras, tačiau beveik nenaudojami šilumos srauto dalies, tenkančios konstrukcijoms nustatyti. Viena esminių to priežasčių – praktiniam naudojimui trūksta eksperimentinių duomenų.

1.2. Temperatūros sklaidimas konstrukcijoje

Šiluma gali sklisti trimis būdais: laidumu, konvekcija, spinduliavimu. Laidumas – tai šilumos plitimas per tiesiogiai besiliečiančias kūno medžiagos daleles, kurių temperatūra skirtinga. Konvekcija – tai reiškiny, kai šilumą perneša judantis skystis ar dujos. Spinduliavimas – tai šilumos pernešimas elektromagnetinėmis bangomis, sklindančiomis nuo energiją spinduliuojančio kūno.

1.2.1. Temperatūros sklaidimo konstrukcijoje įvertinimo būdai

Karštis, perduodamas gaisro dujų konstrukcijai spinduliavimo ir konvekcijos būdu, išreiškiamas (Wickstrom 1979) taip:

$$q_n = h_c(T_g - T_b) + \varepsilon_r \sigma(T_g^4 - T_b^4), \quad (1.3)$$

čia q_n – šilumos srauto tankis, W/m^2 ; h_c – šilumos perdavimo koeficientas, $\text{W/m}^2\text{K}$; T_g – šaltinio absoliuti temperatūra, K; T_b – paviršiaus temperatūra, K; ε_r – spinduliuojančio šaltinio ir kaitinamo paviršiaus sklaidimo jautris; σ – Stefano ir Bolcmano koeficientas, $5,67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$.

Pagal nustatytą laiko ir temperatūros priklausomybę, perduodamas konstrukcijoms šilumos srautas gali būti nustatomas naudojant tam tikras formules, pavyzdžiui (Drysdale 2002):

$$T_b(t) = T_0 + (T_{\max} - T_0) \left(1 - e^{-\frac{h_c^2 t}{\lambda_c \rho c_c}} \left[1 - \operatorname{erf} \left(h \sqrt{\frac{t}{\lambda_c \rho c_c}} \right) \right] \right), \quad (1.4)$$

$$\lambda_c = 2,0 - 0,24(T_c/120) + 0,0012(T_c/120)^2, \quad (1.5)$$

$$c_c = 900 + 80(T_c/120) - 4(T_c/120)^2, \quad (1.6)$$

čia t – laikas, s; ρ – medžiagos paviršiaus tankis lygus 2400 kg/m^3 ; λ_c – medžiagos paviršiaus šilumos laidumo koeficientas, $\text{W/m}^\circ\text{C}$; c_c – medžiagos paviršiaus savitoji šiluminė talpa, $\text{J/kg}^\circ\text{C}$; $\operatorname{erf}(x)$ – paklaidos funkcija.

K. Lukošius (2003) įvedė santykinio temperatūrų skirtumo sąvoką šilumos srautui konstrukcijoje nustatyti:

$$\theta = \frac{t_{x,\tau} - t_0}{t_s - t_0}, \quad (1.7)$$

čia $t_{x,\tau}$ yra temperatūra bet kuriame konstrukcijos skerspjūvio taške; t_s yra nekaitinimo paviršiaus temperatūra; t_0 yra pradinė konstrukcijos temperatūra.

Santykinis temperatūrų skirtumo metodas puikiai charakterizuoja vykstančius temperatūros pasiskirstymo konstrukcijoje procesus bei gali būti naudojamas šilumos srautui konstrukcijoje nustatyti (Lukošius 2003).

Tiriant statybines konstrukcijas po gaisro, yra svarbu nustatyti du pagrindinius gaisro parametrus – maksimalią gaisro temperatūrą ir jos veikimo trukmę. Iš esmės abu paminėtus parametrus galima prognozuoti žinant temperatūrą konstrukcijos skerspjūvyje bei statybinės medžiagos elgseną (deformacija, struktūros pakeitimas, destruktija) skirtingomis aplinkos sąlygomis. Tikslaus temperatūros pasiskirstymo konstrukcijoje nustatymą skaičiavimo metodais komplikuoja gaisro proceso dinaminis pobūdis, nestacionaraus šiluminio proceso prognozės sunkumai, neapibrėžtos statybinių medžiagų šiluminės charakteristikos aukštoje temperatūroje, deformacijos konstrukcijų sandūrose, medžiagų destruktija ir virsmai aukštoje temperatūroje bei konkrečių tikslų medžiagos elgsenos aukštoje temperatūroje patikimų rodiklių stoka.

Skaičiavimuose vertinami šie šilumos srauto perdavimo būdai: spinduliavimo ir konvekcijos. Nustatant šilumos srauto perdavimą spinduliavimo būdu, įvertinama: aplinkos spinduliuojama temperatūra (dujų, liepsnos temperatūra); elemento paviršiaus temperatūra; spinduliuojančio elemento emisija ir adsorbcija; krypties tarp šilumos šaltinio ir kaitinamo objekto veiksnys. Nustatant šilu-

mos srauto perdavimą konvekcijos būdu, įvertinama: konvekcijos koeficientas; gaisro dujų temperatūra aplink elementą; kaitinamo elemento paviršiaus temperatūra. Daugeliu atvejų konservatyviai imama, kad kaitinamo elemento paviršiaus temperatūra lygi degančių dujų temperatūrai. Tokiu atveju kaitinamai atitvarai perduodamas šilumos kiekis (W) gali būti nustatomas pagal priklausomybę (Karlsson 1999):

$$q_p = \sqrt{\frac{c\rho_p k_p}{\pi t}} A_p (T_g - T_{out}), \quad (1.8)$$

čia c – medžiagos savitoji šiluminė talpa, J/kg °C; ρ_p – atitvaros tankis, kg/m³; k_p – šilumos perdavimo koeficientas, W/ m²K; t – laikas, s; A_p – atitvaros plotas, m²; T_g – dujų temperatūra, K; T_{out} – dujų temperatūra nekaitinamoje atitvaros pusėje, K.

Šioje priklausomybėje panaudotas b veiksnys, ($b = \sqrt{\rho c \lambda}$, J/m²s^{1/2}K), dažnai naudojamas atitvarų šiluminei elgsenai apibūdinti. Labai plonoms atitvaroms ar šilumos plitimui per ilgą laiką, šilumos perdavimas vyksta stacionariai, tokiu atveju šilumos srautas, tekantis pro atitvarą, nustatomas iš priklausomybės ir išreiškiamas taip (Karlsson 1999):

$$q_p = \frac{k_p}{e_p} A_p (T_g - T_{out}), \quad (1.9)$$

čia k_p – šilumos perdavimo koeficientas, W/ m²K; e_p – atitvaros storis, m; A_p – atitvaros plotas, m²; T_g – dujų temperatūra, K; T_{out} – dujų temperatūra nekaitinamoje atitvaros pusėje, K.

Temperatūros skvarbos atitvaroje laikas t_p gali būti nustatomas kaip nestacionaraus ir stacionaraus šilumos sklidimo atitvaroje riba (Karlsson 1999):

$$t_p = \frac{e_p^2}{4\alpha} = \frac{e_p^2 c \rho_p}{4k_p}, \quad (1.10)$$

čia e_p – atitvaros storis, m; α – šilumos difuzija, m²/s; k_p – šilumos perdavimo koeficientas, W/m²K; c – medžiagos savitoji šiluminė talpa, J/kg °C; ρ_p – atitvaros tankis, kg/m³.

Supaprastinant anksčiau išvardytų veiksnių įtaką, daromos prielaidos, kurių esmė yra tokia:

- gaisro poveikis aproksimuojamas į temperatūros ir laiko kreivę. Supaprastinamas šilumos mainų tarp gaisro patalpos ir konstrukcijos

sprendimas, nes realiuose pastatų gaisruose temperatūros kaita, taip pat ir jos perdavimas konstrukcijai priklauso nuo daugelio veiksnių, kurie kiekvienu atveju turi net skirtingą pobūdį;

- nors konstatuojama, kad statybinių medžiagų šiluminės charakteristikos priklauso nuo temperatūros, tačiau vadovaujamasi prielaida, kad medžiagos šiluminės charakteristikos nekinta (Karlsson 1999);
- gaisro poveikis modeliuojamas į konstrukcijos paviršius ir imama, kad konstrukcija visame jos išoriniame kaitinamame paviršiuje yra kaitinama pagal tą pačią temperatūros laiko priklausomybę, o poveikis kiekvienai skirtingai paviršiaus plokštumai yra diferencijuojamas koeficientais (LST L ENV 1991-2-2:2000). Tačiau gaisro metu, šilumos srauto tankis, sklindantis nuo gaisro šaltinio, nėra tolygus visam konstrukcijos paviršiui. Dažniausiai toks poveikis konstrukcijai nusakomas keletu krypčių.

Temperatūros sklidimas konstrukcijoje priklauso nuo statybinių medžiagų šiluminių savybių, konstrukcijų geometrijos, gaisro apkrovos ir kt. Žinomus metodus temperatūrai (bet kuriame statybinės konstrukcijos taške) nustatyti galima suskirstyti į tris grupes (B priedą) (Šakmanas 1996; LST L ENV 1991-2-2:2000; LST EN 1992-1-2:2005; LST EN 1993-1-2:2005; LST EN 1994-1-2:2006):

- eksperimentiniai tyrimai;
- supaprastinti skaitiniai šilumos sklidimo įvertinimo metodai;
- skaitiniai šilumos sklidimo įvertinimo metodai.

Eksperimentų metu gautų duomenų apdorojimo ir panaudojimo metodai gana dažnai taikomi praktikoje (kai naudojamos statybinės medžiagos būna pakankamai ištirtos), tačiau tokie metodai paprastai tinka tik konkrečioms išbandytoms konstrukcijoms temperatūros laukams prognozuoti. Be to, tokio tipo metodikos reikalauja milžiniškų darbo bei medžiagų sąnaudų, nes natūralaus dydžio konstrukcijos tiriamos daug kartų, keičiant kurį nors veiksni (geometrija, sudėtis, apkrova ir pan.). Be abejo, taikant šio tipo metodus negalima spręsti apie temperatūros pasiskirstymą konstrukcijoje esant skirtingomis gaisro poveikio sąlygomis ir juo labiau modeliuoti konstrukcijų darbą gaisro sąlygomis.

Kiti temperatūros pasiskirstymo konstrukcijoje skaičiavimai pagrįsti temperatūros laidumo procesu (Drysedale 2002; Šakmanas 1996). Šios grupės metodų esmė yra tokia: kaitinant tariamos medžiagos paviršių tolygiu šilumos srautu pusiau apribotame kūne, galima rasti tokią plokštumą, kurioje temperatūra kyla pagal standartinę gaisro temperatūros nuo laiko τ_s kreivę. Iš čia kilo „fiktyvus sluoksniu“ metodo pavadinimas, kai atstumas nuo pusiau apriboto kūno paviršiaus iki nagrinėjamo taško buvo pavadintas „fiktyviu sluoksniu“.

Aptariamam atveju medžiagoje vystosi temperatūros laidumo procesas, dalis šilumos srauto eikvojama medžiagos bendrai temperatūrai kelti. Medžiagos sienelėse pasireiškia temperatūros gradientas, kurio kitimas gali būti nustatomas.

Pastaruoju metu vis labiau populiarėja kompiuterinių programų panaudojimas, prognozuojant konstrukcijų elgseną gaisro metu. Temperatūros laukų pasiskirstymui statybinės konstrukcijos skerspjūvyje nustatyti yra naudojami įvairūs specializuoti programiniai paketai, kurie, iš esmės, padeda per gana trumpą laiką atlikti nestacionarių šilumos mainų sudėtingus skaičiavimus. Tokiuose programiniuose paketuose temperatūros sklidimui prognozuoti dažniausia naudojami baigtinių elementų ir baigtinių skirtumų metodai (Drysdale 2002; Bednarek 1996; Wickstrom 1979; Cooper ir Franssen 1998). Tokias kompiuterines programas sukuria ir naudoja įvairios užsienio mokslo organizacijos, dirbančios konstrukcijų tyrimų srityje. Lietuvoje moksliniais tikslais naudojami tik universalūs programų paketai, kurie nėra patogūs kasdieniam naudojimui. Plačiausiai naudojamos specializuotos programos: FIRES-T3 (JAV), TASEF (Švedija), THELMA (Anglija), STABA (Vokietija) ir kt.

Baigtinių elementų ir baigtinių skirtumų metodu pagrįstos skaičiavimo programos naudoja nestacionarius šilumos mainus aprašančias sudėtingas diferencialines lygtis atskiroms šilumos mainų rūšims, kurios vyrauja tam tikrose konstrukcijos vietose (konstrukcijos paviršius, konstrukcija ir jos poros bei vidinės erdmės) (Iding ir kt. 1996; Wickstrom 1979).

1.2.2. Šiluminės medžiagų savybės

Medžiagų šiluminės savybės – savitoji šiluminė talpa ir šilumos laidumas yra svarbios medžiagų savybės, naudojamos temperatūros pasiskirstymo konstrukcijoje skaičiavimuose. Pagrindinės šiluminių savybių priklausomybės pateiktos Eurokoduose (LST L ENV 1991-2-2:2000; LST EN 1992-1-2:2005; LST EN 1993-1-2:2005; LST EN 1994-1-2:2006), darbe pateikiamos ir kitų autorių pasiūlytos šiluminių savybių priklausomybės (Harmathy 1970; Lim 2005; Schneider 1986a). Armatūros šiluminės savybės darbe pateikiamuose skaičiavimuose nevertinamos.

Armatūra

Savitoji šiluminė talpa

Plieno savitoji šiluminė talpa priklauso nuo aplinkos temperatūros ir plieno sudėties (LST EN 1992-1-2:2005) (1.3 pav.). Plieno savitosios šiluminės talpos vertės skirtingoje aplinkos temperatūroje nustatomos pagal šias priklausomybes:

$$c_a = 425 + 7,73 \times 10^{-1} \theta_a - 1,69 \times 10^{-3} \theta_a^2 + 2,22 \times 10^{-6} \theta_a^3 \quad (\text{J/kgK}), \quad (1.11)$$

kai $20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 600^{\circ}\text{C}$,

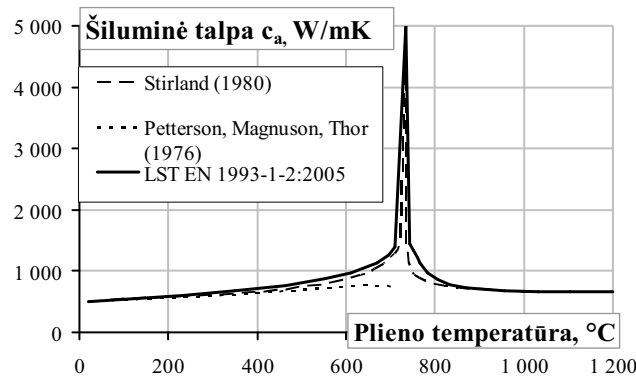
$$c_a = 666 + \frac{13002}{738 - \theta_a} \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 600^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 735^{\circ}\text{C}, \quad (1.12)$$

$$c_a = 545 + \frac{17820}{\theta_a - 731} \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 735^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 900^{\circ}\text{C}, \quad (1.13)$$

$$c_a = 650 \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 900^{\circ}\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^{\circ}\text{C}, \quad (1.14)$$

čia θ yra plieno temperatūra ($^{\circ}\text{C}$).

Atskirais atvejais, kai naudojama supaprastinta skaičiavimo procedūra, plieno šiluminė talpa gali būti priimama pastovi neatsižvelgiant į aplinkos temperatūrą ir lygi $c_a = 600 \text{ J/kgK}$.



1.3 pav. Savitoji šiluminė talpa $c_a(\theta)$ kaip temperatūros funkcija (LST EN 1993-1-2:2005; Fellingner 2004)

Fig. 1.3. Specific heat $c_a(\theta)$ of steel as a function of the temperature (LST EN 1993-1-2:2005; Fellingner 2004)

Šilumos laidumas

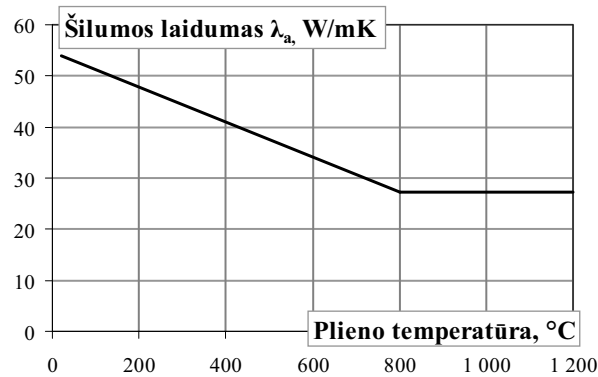
Plieno šilumos laidumas priklauso nuo aplinkos temperatūros ir plieno sudėties (LST EN 1992-1-2:2005) (1.3 pav.). Plieno šilumos laidumas nuo 54 W/mK prie 20°C iki 27,3 W/mK esant 800°C kinta tiesiškai. Plieno savitosios šiluminės talpos vertės skirtingoje aplinkos temperatūroje nustatomos pagal šias priklausomybes:

$$\lambda_a = 54 - 3,33 \times 10^{-2} \theta_a \text{ (W/mK)}, \text{ kai } 20^{\circ}\text{C} \leq \theta_a < 800^{\circ}\text{C}, \quad (1.15)$$

$$\lambda_a = 27,3 \text{ (W/mK)}, \text{ kai } 800^\circ\text{C} \leq \theta_a \leq 1200^\circ\text{C}, \quad (1.16)$$

čia θ yra plieno temperatūra ($^\circ\text{C}$).

Tam tikrais atvejis, kai naudojama supaprastinta skaičiavimo procedūra, plieno šilumos laidumas gali būti imamas nepriklausomas nuo aplinkos temperatūros ir lygus $\lambda_a = 45 \text{ W/mK}$.



1.4 pav. Šilumos laidumas $\lambda_a(\theta)$ kaip temperatūros funkcija (LST EN 1993-1-2:2005)
Fig. 1.4. Thermal conductivity $\lambda_a(\theta)$ of steel as a function of the temperature (LST EN 1993-1-2:2005)

Betonas

Savitoji šiluminė talpa

Betono savitoji šiluminė talpa priklauso nuo jo drėgnumo. 1.5 paveiksle matome, kaip kinta savitoji šiluminė talpa betone. Nuo 100°C iki 200°C temperatūrų intervale betone pasiekiamas savitosios šiluminės talpos kritinė riba dėl vandens išgaravimo. Sauso betono ($u = 0\%$) savitoji šiluminė talpa $c_p(\theta)$ gali būti nustatoma pagal šias priklausomybes (LST EN 1992-1-2:2005):

betonui su siliciniaiais ir kalkiniais užpildais

$$c_p(\theta) = 900 \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (1.17)$$

$$c_p(\theta) = 900 + (\theta - 100) \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (1.18)$$

$$c_p(\theta) = 1000 + (\theta - 200)/2 \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (1.19)$$

$$c_p(\theta) = 1100 \text{ (J/kgK)}, \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \quad (1.20)$$

čia θ yra betono temperatūra ($^\circ\text{C}$). Savitosios šiluminės talpos $c_p(\theta)$ kitimas augant temperatūrai, esant skirtingoms drėgnio vėrtėms, yra pavaizduota 1.5 paveiksle.

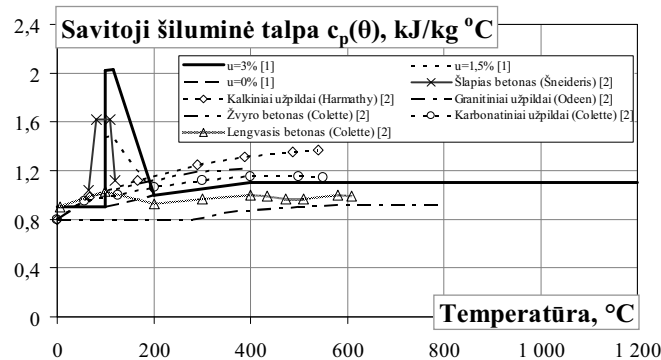
Kai skaičiavimo metodu drėgnis tiesiogiai nevertinamas, betono su silicininiais ar kalkiniais užpildais savitosios šiluminės talpos funkcija gali būti modeliuojama taikant konstantos $c_{p.\text{peak}}$ vėrtę, atitinkančią temperatūrą nuo 100°C iki 115°C , o po to tiesiškai mažėjančią nuo 115°C iki 200°C .

$c_{p.\text{peak}} = 900 \text{ (J/kgK)}$, kai drėgnis sudaro 0% betono masės;

$c_{p.\text{peak}} = 1470 \text{ (J/kgK)}$, kai drėgnis sudaro 1,5% betono masės;

$c_{p.\text{peak}} = 2020 \text{ (J/kgK)}$, kai drėgnis sudaro 3,0% betono masės.

Taškai tarp (115°C , $c_{p.\text{peak}}$) ir (200°C , 1000 J/kgK) gaunami iš tiesinės priklausomybės. Kitoms drėgnio vėrtėms taikytina tiesinė interpoliacija. Savitosios šiluminės talpos kreivės yra pavaizduotos 1.5 paveiksle.



1.5 pav. Savitoji šiluminė talpa $c_p(\theta)$ kaip temperatūros funkcija esant trimis skirtingoms drėgnio u vėrtėms: 0%, 1,5% ir 3% betono su silicininiais užpildais masės pagal: 1 – LST EN 1992-1-2:2005, 2 – Lim (2005)

Fig. 1.5. Specific heat, $c_p(\theta)$, as a function of temperature at 3 different moisture contents, u , of 0, 1,5 and 3% by weight for siliceous concrete: 1 – LST EN 1992-1-2:2005, 2 – Lim (2005)

Betono tankio kaitą kintant temperatūrai sąlygoja vandens netekimas (LST EN 1992-1-2:2005):

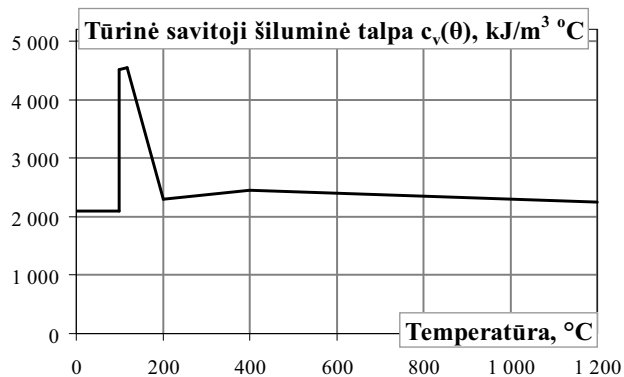
$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C}), \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 115^\circ\text{C}, \quad (1.21)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C})(1 - 0,02(\theta - 115)/85), \text{ kai } 115^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (1.22)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C})(0,98 - 0,03(\theta - 200)/200), \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (1.23)$$

$$\rho(\theta) = \rho(20^\circ\text{C})(0,95 - 0,07(\theta - 400)/800), \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \quad (1.24)$$

Betono, kurio drėgnis yra 3% masės, o tankis – $2\,300\text{ kg/m}^3$, tūrinės savitosios šiluminės talpos $c_v(\theta)$ kaita ($\rho(\theta)$ ir $c_p(\theta)$ sandauga) pavaizduota 1.6 paveiksle.



1.6 pav. Tūrinė savitoji šiluminė talpa $c_v(\theta)$ kaip temperatūros funkcija, kai drėgnis

$u = 3\%$ betono su siliciniais užpildais masės, o tankis – $2\,300\text{ kg/m}^3$

(LST EN 1992-1-2:2005)

Fig. 1.6. Volumetric specific heat, $c_v(\theta)$ as a function of temperature at a moisture content, u , of 3% by weight and a density of 2300 kg/m^3 for siliceous concrete (LST EN 1992-1-2:2005)

Šilumos laidumas

Betono šilumos laidumas λ_c priklauso nuo betono sudėties bei temperatūrų (LST EN 1992-1-2:2005). Jis gali būti nustatomas tarp toliau nurodytų apatinės ir viršutinės verčių. Viršutinė normaliojo betono šilumos laidumo λ_c riba gali būti nustatoma taip:

$$\lambda_c = 2 - 0,2451(\theta/100) + 0,0107 \cdot (\theta/100)^2 \text{ W/mK}, \quad (1.25)$$

kai $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$.

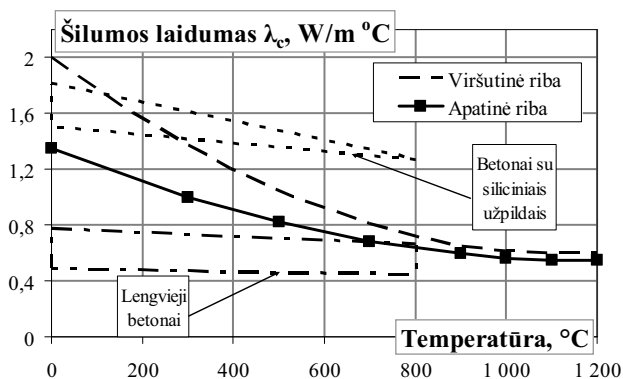
Apatinė normaliojo betono šilumos laidumo λ_c riba gali būti apskaičiuojama taip (LST EN 1992-1-2:2005):

$$\lambda_c = 1,36 - 0,136(\theta/100) + 0,057 \cdot (\theta/100)^2 \text{ W/mK}, \quad (1.26)$$

kai $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1200^\circ\text{C}$,

čia θ yra betono temperatūra ($^\circ\text{C}$).

Viršutinės ir apatinės šilumos laidumo ribų kaita dėl temperatūros pavaizduota 1.7 paveiksle (LST EN 1992-1-2:2005).



1.7 pav. Betono šilumos laidumas (LST EN 1992-1-2:2005)

Fig. 1.7. Thermal conductivity of concrete (LST EN 1992-1-2:2005)

1.3. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo metodai

Konstrukcijų atsparumui ugniai nustatyti galiojančioje normatyvinėje dokumentacijoje (STR 2.01.01(2):1999; STR 2.01.04:2004) reglamentuojami konstrukcinių elementų (sijų, kolonų, plokščių) standartizuoti atsparumo ugniai bandymai (LST EN 1363-1:2000). Pastaruoju metu, vis labiau į gaisrinę inžineriją skverbiantis gretutinėms inžinerijos disciplinoms, atsiranda galimybė daug realiau ir racionaliau modeliuoti gaisrų scenarijus, nuspėti jų plitimą už gaisrinio skyriaus ribų ir nagrinėti galimus padarinius bei numatyti būtinas saugos priemones. Toks metodas įvardijamas kaip *elgsena (eksploatacinėmis savybėmis) pagrįstas (angl. performance based)* ir yra lyginamas su *norminamuoju* metodu, apibūdintu anksčiau.

Atsparumas ugniai

Gaisro metu šiluma perduodama statybinėms konstrukcijoms. Padidėjus temperatūrai, betono sudedamosios dalys plečiasi, betoną garuodamas palieka vanduo, didėja porų slėgis ir keičiasi medžiagos šiluminės ir mechaninės savybės (1.1 pav.). Strypiniams elementams (kolonoms, sijoms ir pan.) nekeliami atskiriančiosios funkcijos (E, I kriterijai) reikalavimai, o vertinama tik jų laikymo geba (R kriterijus). Gelžbetoninės perdangų plokštės turi atitikti tiek laikymo gebos (R kriterijus), tiek atskiriančiąją funkciją (E, I kriterijai). Laikančiųjų elementų (pvz., sijų, kolonų, sienų ir perdangų) laikymo geba parenkama taipogi progresuojančios viso statinio griūties prevencijos tikslais. Atskiriančioji funkcija yra numatoma gaisrinio skyriaus išorinėms atitvaroms (sienoms, perdangoms), kurios ribojasi su kitu gaisriniu skyriumi. Atsparumo ugniai sąvoka Eurokode 2 (LST EN 1992-1-2:2005) yra apibrėžiama kaip statinio, konstrukcijos ar atskiros konstrukcijos elemento geba gaisro atveju tam tikrą laiką atitikti jam numatytas funkcijas (atskyrimo ar laikymo gebos). Atsparumas ugniai, nustatomas taikant standartinį gaisro režimą LST ISO 834:1997, laiku minutėmis nuo gaisro pradžios iki konstrukcijos suirimo.

Laikymo geba prarandama, kai konstrukcija suyra veikiant eksploatacinei apkrovai. Atliekant eksperimentinius tyrimus, kai saugoma bandymo įranga (krosnis ir matavimo prietaisai), laikymo gebos praradimu sutarta laikyti tam tikro dydžio ribinius įlinkius (LST EN 1363-1:2000). Pavyzdžiui, plokštės ribinis įlinkis, charakterizuojantis laikymo gebos praradimą, yra nustatomas taip (LST EN 1363-1:2000):

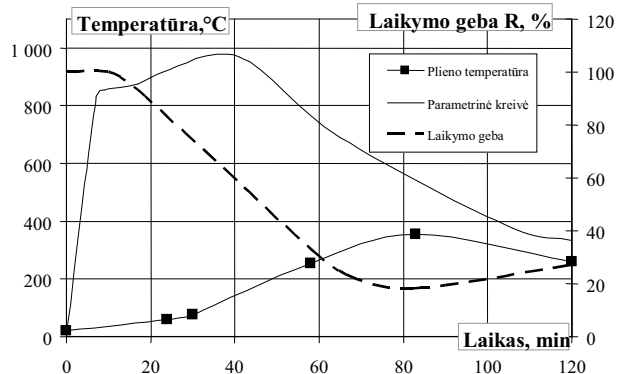
$$\delta = \frac{L^2}{400d}, \quad (1.27)$$

čia L – plokštės ilgis, m; d – plokštės storis, m.

Taip pat plokštės atsparumas ugniai gali būti nustatytas pagal įlinkio augimo greitį (LST EN 1363-1:2000):

$$\frac{d\delta}{dt} = \frac{L^2}{9000d}, \text{ kai } \delta > \frac{L}{30}. \quad (1.28)$$

Kai konstrukcijų atsparumas ugniai skaičiuojamas pagal parametrines gaisro kreives, svarbus dėmesys kreipiamas konstrukcijos laikymo gebai nustatyti aušimo stadijoje, nes būtent tuomet ji yra minimali. Gelžbetoninės konstrukcijos minimali laikymo geba yra tuomet, kai armatūra pasiekia maksimalią temperatūrą (1.8 pav.).



1.8 pav. Sijos, kaitinamos iš trijų pusių pagal parametrinę gaisro kreivę, laikymo geba R
Fig. 1.8. Beam, heated from 3 sides under parametric fire curve, load-bearing capacity R

Atskyrimo funkcija nustatoma naudojant du kriterijus: vientisumo – sandarumo (E) ir izoliavimo (I). Konstrukcijos vientisumo kriterijus nusako atitvaros gebą tam tikrą laiko tarpą nepraleisti tarpinių bei galutinių degimo produktų, liepsnos bei nesudaryti palankių sąlygų gaisrui plisti į gretimas patalpas. Visos gelžbetoninės konstrukcijos atsparumas ugniai gali būti neadekvatus jos sudedamųjų elementų atsparumui. Geresnį atsparumą gaisro poveikiu gali lemti šie veiksniai: stiprumas, armatūros tamprumo modulis, sumažėjęs apkrovų lygis ir papildomos konstrukcijų atramos. Atskirų konstrukcinių elementų jungimas standžiais mazgais leidžia gaisro metu perskirstyti įrašas gaisro nepaveiktiems elementams.

Skaičiavimo metodai

Skaičiavimo metodai skirstomi pagal naudojamą gaisro scenarijų ir vertinamą konstrukcijos tipą. Įvertinimo apimtis ir būdai iliustruojami C priede. Paprasčiausiu lygiu pagal standartinį gaisro scenarijų įvertinamas atskiro konstruk-

cijos elemento atsparumas ugniai, o sudėtingiausiu lygiu nagrinėjamas visas pastatas, esant dviejų zonų parametriniam (natūraliam) gaisro scenarijui. Įvertinimo metodų, atsižvelgiant į nagrinėjamą gaisro scenarijų ir konstrukcijos modelį, gali būti įvairių: bandymai, skaičiavimai arba bandymai ir skaičiavimai kartu.

Konstrukcinio vertinimo lygiai

Vadovaujantis Eurokodo 2 (LST EN 1992-1-2:2005) nuostatomis, konstrukcija atsižvelgiant į sudėtingumą ir dydį gali būti vertinama trimis lygiais: a) konstrukcijos tam tikro elemento analizė, b) tam tikros konstrukcijos analizė, c) viso pastato konstrukcijų bendroji analizė (C priedą).

Atsparumo ugniai įvertinimo metodai

Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumas ugniai gali būti nustatomas vienu iš pateiktų metodų (D priedas):

- 1) gaisrinių bandymų;
- 2) lentelių duomenų (daugiausia norminamojo pobūdžio, bet vis daugiau paremti skaičiavimais);
- 3) skaičiavimų (daugiausia paremtų eksploataciniais parametrais);
- 4) derinant skaičiavimus ir gaisrinius bandymus.

Gaisrinių bandymų metodas

Konstrukcijų ar jos elementų atsparumo ugniai nustatymo gaisriniais bandymais metodas, palyginti su lenteliniu ar skaičiuojamuoju metodais, yra labai brangus, ypač tai akivaizdu, kai yra sudėtingos konstrukcijos. Sąnaudas padidina ir ta aplinkybė, kad bandymo rezultatai negali būti taikomi kitam gelžbetoniniam elementui, jei jo geometrinės ir mechaninės charakteristikos, apkrovimo ir atrėmimo sąlygos nėra identiškos išbandytam elementui. Standartiniai gaisro bandymai atliekami bandant konstrukcijų elementus, kurių įtvirtinimo sąlygos krosnyje neatitinka realių sąlygų. Todėl faktinis konstrukcijos atsparumas ugniai dažnai yra didesnis už bandymų metu nustatytą, kuris buvo vertinamas pagal minimalų konstrukcijos atskiro elemento atsparumą ugniai. Tačiau dėl gaisro metu pasireiškusių šiluminių deformacijų, konstrukcijos atsparumas ugniai kartais gali būti gerokai mažesnis nei nustatytas bandymo būdu. Eksperimentinių tyrimų pranašumas palyginti su normų lenteliniu metodu, yra tas, kad bandymais nustatomos realios šilumos plitimo konstrukciniame elemente tendencijos, atitinkamai nuo temperatūros ir apkrovos priklausančios deformacijos, bei išsamus elemento suirimo pobūdis, kuris negali būti atskleistas skaičiavimais. Bandymų metodo tikslumas labiausiai priklauso nuo naudojamos įrangos ir bandymo metodo. Deja, pasirengimas bandymams ir jų atlikimas yra ilgas ir brangus, tai dar labiau akivaizdu, kai atliekami natūralūs pastatų gaisro bandymai.

Lentelių metodas

Inžinieriai naudoja norminamojo pobūdžio dokumentus, norėdami nustatyti reikalaujamą konstrukcijos elementų atsparumą ugniai (STR 2.05.11:2005). Eurokodas 2 (LST EN 1992-1-2:2005) duomenis apie būtinas kolonų, sijų ir plokščių geometrines charakteristikas lentelėse pateikia, kai reglamentuojamas atstumas nuo elemento krašto iki armatūros ašies, paisant užtikrinamo atsparumo ugniai laiko, kuris kinta nuo 30 min. iki 4 val. Lentelių duomenys priklauso nuo elemento atrėmimo sąlygų – dviatramės ar kontūru atremtos plokštės, taip pat nuo to, ar naudojama iš anksto įtempta armatūra.

Lentelėse duomenys pateikti darant prielaidą, kad konstrukcijos yra apkrautos pilna projektine apkrova. Statiškai išsprendžiamų konstrukcijų atsparumo ugniai duomenys lentelėse nustatyti su plieno liekamojo (sumažinto) stiprumo aukštesnėse temperatūrose prielaida, kad plieno stiprumas sumažėja 50%, esant aplinkos temperatūrai 550 °C. Atitinkamai analogiškas stiprumo sumažėjimas iš anksto įtemptai armatūrai imamas esant jau 350 °C temperatūrai. Jei nors vienas lentelių reikalavimas netenkinamas, elemento atsparumas ugniai gali būti užtikrinamas naudojant papildomas priemones: specialias dangas, šiltinimo sistemas ir kt. Normatyviniai statybos techniniai dokumentai reikalauja, kad elementas, kuris remiasi, laiko ar darbo įtaką gretimam elemento stabilumui, atsparumas ugniai neturi būti mažesnis už gretimam elemento atsparumą ugniai. Eurokode 2 (LST EN 1992-1-2:2005) lentelių duomenys apie plokščių ir sijų minimalius atstumus nuo armatūros ašies iki elemento krašto taikytini tik standartiniam LST ISO 834:1997 gaisro poveikiui, jie negalioja parametrinei (natūraliai) gaisro kreivei. Išimtis – Švedijos nacionaliniai dokumentai, kurie reglamentuoja ir konstrukcijų atsparumo ugniai charakteristikas, numatytas parametrinėms gaisro kreivėms. Lietuvoje projektuotojai naudojami tiek statybos techniniu reglamentu STR 2.05.11:2005, tiek Euro kodu 2 (LST EN 1992-1-2:2005).

Skaiciavimo metodai

Gelžbetoninių konstrukcijų įtempių deformacijų būvis plačiai nagrinėtas tiek Lietuvoje tiek pasaulyje (Marčiukaitis ir kt. 2006; Marčiukaitis, Bareišis 2007; Marčiukaitis, Papinigis ir kt. 2007; Kaklauskas 2001, 2004; Bažant ir kt. 1987; Colina ir kt. 2001; Fellingner 2004). Gaisrinės saugos inžinerijos skaičiavimai gali būti suskirstyti į tris kategorijas, atsižvelgiant į jų sudėtingumą:

1. Paprastieji skaičiavimo metodai, pagrįsti ribinių būvių analize;
2. Šiluminiai mechaniniai baigtinių elementų skaičiavimo metodai;
3. Išsamus baigtinių elementų metodo skaičiavimo metodas, įvertinantis šilumos, drėgmės ir mechaninių savybių pokyčius.

Šiluminė analizė. Kai konstrukcijos atsparumas ugniai nustatomas skaičiavimais, pirmiausia, įvertinamas temperatūros pasiskirstymas gelžbetoniniame elemente. Integruotuose skaičiavimo modeliuose kiekvienam priimtam laiko

žingsniui lygiagrečiai su temperatūros pasiskirstymu elemento skerspjūvyje nustatomi drėgmės ir mechaninių savybių pokyčiai. Bene paprasčiausiai temperatūros pasiskirstymas elemento skerspjūvyje gali būti nustatomas naudojant Eurokode 2 (LST EN 1992-1-2:2005) pateiktą izotermų metodą. Jame taikant standartinę gaisro kreivę ir pateikiamas kaitinamų elementų (iš 1, 2, 3 arba 4 pusių) temperatūrų pasiskirstymas skerspjūviuose lentelių metode nustatytais laiko intervalais. Švedijos projektavimo normos, skirtingai nei Eurokodas 2, pateikia izotermas konstrukcijose, kurios nustatytos gaisro režimą apibūdinant parametrinėmis gaisro kreivėmis.

Temperatūrų pasiskirstymas elemento skerspjūvyje yra viena esminių sąlygų, leidžiančių vertinti konstrukcijos elgseną gaisro sąlygomis. Betonas yra gerai šilumą izoliuojanti medžiaga su dideliu temperatūriniu gradientu, tai iliustruoja temperatūros pasiskirstymo skerspjūvyje izotermos, kuriose tik ties išoriniu paviršiumi yra aukštos temperatūros, o giliau skerspjūvyje temperatūros yra sąlyginai žemos.

Gali būti atliekama paprastesnė analizė, taikant Anderberg (1976) pasiūlytą „500 °C izotermos metodą“. Jis pateiktas Eurokode 2 (LST EN 1992-1-2:2005) B priede. Metodo esmė yra tokia: gniuždomojo betono su silikatiniais užpildais skerspjūvio geometrinės charakteristikos mažinamos plotu, kuris nustatomas apskaičiuojant 500 °C izotermės vidutinį plotą skerspjūvyje. Imama, kad pažeistas betonas (įkaitęs daugiau nei 500 °C) neprisideda prie elemento laikymo gebos, o kita skerspjūvyje betono dalis vertinama kaip nepraradusi pradinių stiprumo ir tamprumo savybių. Anderberg (1976) nustatė, kad „500 °C izotermos metodas“ taikytinas lenkiamiesiems ir ašine jėga apkrautiems gelžbetoniniams elementams. Baigtinių elementų programoje „Fire Design“ panaudotas „500 °C izotermos metodas“. Šiuo metodu nustatant elemento atsparumą ugniai reikia minimalių duomenų apie elemento skerspjūvį ir gaisrinę apkrovą. Derėtų atkreipti dėmesį į tai, kad taikant „500 °C izotermos metodą“, pasirenkama izoterma ir atitinkamai stiprumo sumažėjimas priklauso nuo betono tipo. Kai kuriems betonams izotermos temperatūra gali būti gerokai žemesnė nei 500 °C, o kartais net ir žemesnė nei 400 °C. Todėl Eurokodo 2 (LST EN 1992-1-2:2005) B priede yra įtrauktas Hertz (2005) pasiūlytas „Zonų metodas“. Jis yra tikslesnis už „500 °C izotermos metodą“, ypač skaičiuojant kolonų atsparumą ugniai.

Šiluminiai-mechaniniai baigtinių elementų metodo skaičiavimo metodai. Eksploatacinėmis savybėmis pagrįsta programinė įranga buvo pradėta kurti 1970 metais. Iš pradžių sprendžiamas šiluminės analizės uždavinys – nustatomas temperatūros pasiskirstymas elemento skerspjūvyje visam gaisro laikui, vėliau šie duomenys perkeliama į mechaninį uždavinį ir nustatomi konstrukcijoje atsirandantys įtempiai ir deformacijos. Pabrėžtina, kad tarp šių dviejų uždavinių ryšio nėra, taip pat neatsižvelgiama į drėgmės betone pokytį. Skaičiavimo programų rezultatų analizė rodo, kad paprasto elemento deformacijos yra gana tiksliai yra

nustatomos, kai skaičiavimo modelyje įvertinamas trumpalaikis temperatūrinis valkšnumas (*angl. transient thermal creep*), ypač tai svarbu kolonomis. Valkšnumo modeliavimas gaisro poveikiui skirtose programose sąlyginai nėra sudėtingas. Valkšnumas daug labiau priklauso nuo temperatūros nei nuo laiko. Todėl galima nepaisyti gaisro trukmės įtakos valkšnumui be įtakos rezultatų tikslumui. Skaičiavimuose neįvertinamas drėgmės kitimo betono efektas reiškia, kad garavimo stabilizavimasis ir sprogstamasis suskeldėjimas nenustatomas.

Išsamus baigtinių elementų metodo skaičiavimo metodas, įvertinantis šilumos, drėgmės ir mechaninių savybių pokyčius. Išsami betono analizė apjungia šiluminę, mechaninę ir drėgmės analizes. Minėtas skaičiavimo modelis yra integruotas ir sąveikaujantis, todėl pajėgus nustatyti sprogstamąjį suskeldėjimą ar drėgmės kiekį betone. Pastarosios savybės yra ypač svarbios atominiuose reaktoriuose, nes nuo to priklauso branduolinė sauga. Pirmas toks sudėtingas modelis buvo pasiūlytas 1970 m. Bažant ir Thongutahi (paskelbta Khoury 1985), nors ir su nemažais modeliavimo apribojimais. Pavyzdžiui, drėgmės komponentas buvo modeliuojamas kaip vienos fazinės būklės skystis, o sprogstamasis suskeldėjimas nenustatomas. Patobulintas modelis buvo sukurtas 1999 m. Padua universitete bendradarbiaujant su Italijos ENEA ir Imperatoriškuoju Londono koleidžu. Modelio kūrimas buvo finansuojamas Europos Komisijos. Skaičiavimo modelis HITECOSP (*angl. High Temperature Concrete Spalling*) skirtas netiesinėms betono savybėms ir elgsenai modeliuoti esant gaisro ar tiesiog aukštų temperatūrų poveikiui. Modelis numato betono sprogstamąjį suskeldėjimą, todėl taikomas projektuojant atominius reaktorius. Betonas vertinamas kaip daugi fazė medžiaga, susidedanti iš kietos fazės, dviejų dujinių fazių ir trijų skystų fazių. Skaičiavimuose nustatyti subtilūs fizikiniai reiškiniai (pvz., skvarbos efekto pažeidimas aukštose temperatūrose ir kitos netiesinės savybės) ir fizikinės – cheminės fazių pokyčiai, tokie kaip hidratacija – dehidratacija, garavimas – kondensacija ir adsorbcija – desorbcija. Betono struktūros lydymasis ir garavimas betono struktūros yra taipogi modeliuojamas kaip fazės pokytis. Nustatyta betono elgsena tamprioje, netamprioje ir plastinėje stadijose iki suirimo. Ankstesni modeliai buvo pagrįsti tik analize suirimo stadijoje. Fizikinis betono modelis pagrįstas realiais procesais, vykstančiais aukštoje temperatūroje, taip pat ir didžiausių Europos laboratorijų, dalyvavusių HITECOSP programoje, bandymų rezultatais. Pirmą kartą tik eksperimento būdu nustatyta tempiamojo betono įtempių deformacijų diagrama yra naudojama skaičiavimo modelyje. Anksčiau nežinoma kai kurių didelio stiprumo betonų mikrostruktūrinė, drėgminė ir mechaninė elgsena buvo nustatyta eksperimentais ir gauta informacija panaudota skaičiavimo modelyje. Taip pat šis skaičiavimo modelis yra iki šiol pats sudėtingiausias ir skirtas nustatyti betono aukštose temperatūrose fizikines mechanines savybes, o ypač sprogstamąjį suskeldėjimą. Skystoji fazė vertinama susidedanti iš vandens, sauso oro ir garų. Vandens fazė sudaryta iš laisvųjų kapiliarų ir

fiziškai surišto vandens. Chemiškai surištas vanduo priskiriamas kietajai struktūrai, kol kaitinimo metu nepašalinamas. Kietasis kūnas gali būti veikiamas tampiųjų, pažeidimo, šiluminių, valkšnumo, susitraukimo, plastinių ir irimo deformacijų. Gauti duomenys pateikiami trimatėse diagramose, kuriose pažymima temperatūra, garų slėgis, vandens įgeriamumo laipsnis ir pažeidimų pasiskirstymas.

Gelžbetoninių konstrukcijų, veikiamų aukštų temperatūrų, suirimo būdai

Visi galimi konstrukcijų suirimo būdai turi būti nustatyti skaičiuojant konstrukcijų atsparumo ugniai. Atsižvelgiant į apkrovimą, kaitinimo sąlygas ir konstrukcijos tipą, galimi šie konstrukcijų suirimo būdai:

1. Lenkiamojo stiprio praradimas;
2. Pastovumo praradimas;
3. Suirimas dėl inkaravimo stiprio praradimo;
4. Kirpimo arba sukimo;
5. Sprogstamasis suskeldėjimas.

Pastaruoju metu didelis dėmesys skiriamas sprogstamojo suskeldėjimo reiškinio tyrimui. Sprogstamasis suskeldėjimas lemia staigų skerspjuvio sumažėjimą, kuris sukelia įvairius suirimo būdus. Sprogstamojo suskeldėjimo didžiausias pavojus aktualus sunkiems betonams su tankia karbonatinių užpildų struktūra, kurių santykinė drėgmė viršija 4%, didelio stiprumo betonams su granitiniais užpildais, kurių santykinė drėgmė viršija 3% ir lengviems keramzitiniais betonams, kurių santykinė drėgmė viršija 5% (Khouri 1985). Bendruoju atveju sprogstamasis suskeldėjimas pasireiškia 5–20 min. laikotarpiu nuo gaisro pradžios, suskeldėjimo gylis paprastai svyruoja 5–10 cm ribose. Sprogstamąjį betono suskeldėjimą lemia: drėgmė, betono sudėtis ir struktūra, uždarų betono porų įtempių deformacijų būseną, temperatūra ir apkrova.

1.4. Gelžbetoninių konstrukcijų, paveiktų aukšta temperatūra, skaitinis modeliavimas

Standartiniai programiniai paketai

Ilgą laiką gelžbetoninių konstrukcijų atsparumui ugniai nustatyti buvo naudojami empiriniai ir normų metodai (Purkiss 2007). Šiuolaikinėje inžinerijoje vis dažniau naudojami skaitiniai metodai. Taikant standartines baigtinių elementų programas (DIANA, ATENA, ABAQUS ir kt.), įtempių deformacijų būseną visoms apkrovimo stadijoms gali būti nustatyta bet kokios formos konstrukcijoms, įvertinant įvairius geometrinius bei fizikinius efektus: netiesines medžiagų savybes, šiluminių ir fizikinių medžiagų savybių pokytį kaitinimo metu, pleišėjimą, tempiamojo betono elgseną tarp plyšių, susitraukimą, valkšnumą, armatū-

ros praslydimą betone, kaiščio efektą ir kt. Tačiau galima pabrėžti, kad daugelyje darbų skaitinių metodų vystymasis yra labiau susijęs su matematinio aparato tobulinimu, o ne fizikinių modelių kūrimu. Derėtų pabrėžti, kad kol kas nėra sukurtas universalus fizikinis modelis, tinkamas visiems konstrukcijų bei apkrovimo atvejams, taip pat ir aukštų temperatūrų sąlygomis. Kitaip tariant, esami medžiagos modeliai nėra adekvatūs sudėtingam baigtinių elementų metodo matematiniam aparatui. Pastaruoju metu pasirodo pirmieji darbai, skirti gelžbetonių konstrukcijų eksperimentinių tyrimų ir modeliavimo rezultatų palyginimui (Mutoh ir Yamazaki 1994; Terro 1998; Fellingner 2004). Skaitinių metodų panaudojimą dažnai riboja sudėtingas matematinis algoritmas, labai dideli kompiuterinės įrangos ištekliai.

Modeliuojant konstrukcijas gaisro metu, galima paminėti komercines baigtinių elementų (BE) programas ALGOR (JAV), ANSYS (JAV), NASTRAN (JAV), VULCAN (Anglija), WALL2D (Kanada), DIANA (Olandija), ATENA (Čekija) ir pan. Šių programų taikymo galimybės statinių projektavimo pateiktos 1.2 lentelėje.

Skaitiniai skaičiavimo metodai taikomi ir standartiniam, ir natūraliam gaisro scenarijams. Dėl kompiuterinių programų konkreti problema gali būti analizuojama pasitelkiant skirtingus gaisro scenarijus, skirtingas elementų geometrines charakteristikas, medžiagų savybes, apkrovos ir atrėmimo sąlygas.

1.2 lentelė. Programų apžvalga (Wang 2006)

Table 1.2. Survey of software (Wang 2006)

Pavadinimas	Šiluminė analizė	Karkaso analizė	Netiesinių medžiagų įvertinimas	Didelių įlinkių įvertinimas	Suirimas
ADAPTIC	-	+	+	+	+
FEAST	-	-	+	+	+
SAFIR	+	+	+	+	-
VULCAN	-	+	+	+	-
ABAQUS	+	+	+	+	+
DIANA	+	+	+	+	+
ATENA	-	+	+	+	+

Sąlyginai lėtą pažangios gaisrinės inžinerijos programinės įrangos plėtrą Lietuvoje sąlygoja investicijų stoka programinės įrangos pirkimui ir projektuotojų kvalifikacijos kėlimui. Tokia situacija tik didina techninę ir ekonominę atskirtį tarp mūsų valstybės ir išsivysčiusių Europos šalių. Darbe siūlomas modelis, iš dalies sprendžia šią problemą.

1.5. Pirmojo skyriaus išvados ir disertacijos uždavinių formulavimas

Iš šiame skyriuje atliktos literatūros analizės daromos tokios išvados:

1. Pastarojo meto gaisrai paskatino naujų tyrinėjimų bangą gelžbetoninių konstrukcijų laikomosios galios užtikrinimui gaisro metu.

2. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai analizė užima svarbią vietą projektuojant. Plačiai paplitę analitiniai ir skaitiniai metodai gelžbetoninių konstrukcijų elgsenai aukštų temperatūrų metu nustatyti. Dažniausiai inžinieriai naudojami normatyviniais statybos dokumentais, norint nustatyti konstrukcijų ugniai atsparumo lygį be realaus pastato konstrukcijos elgsenos gaisro metu suvokimo. Pažangūs netiesiniai fiziniai modeliai paremti baigtinių elementų metodais, kurie smarkiai progresuoja pastaruosius tris dešimtmečius, yra universalūs ir gali nustatyti visus galimus poveikius. Tačiau skaitiniai modeliai skaičiavimams reikalauja pernelyg daug kompiuterio išteklių, todėl šiuo metu jų taikymo sritis apribota iki paprastų konstrukcinių elementų.

Remiantis šiomis išvadomis, suformuluotas toks pagrindinis darbo tikslas: taikant integralinį sluoksnių modelį, pasiūlyti aukšta temperatūra veikiamų lenkiamųjų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų apskaičiavimo metodą, įvertinant netiesines šilumines ir fizikines mechanines medžiagų savybes.

Darbo tikslui pasiekti darbe reikia spręsti šiuos uždavinius:

1. Atlikti skirtingų modelių, apibūdinančių betono ir armatūros šilumines charakteristikas (šilumos laidumas, šiluminė talpa), analizę.
2. Atlikti modelių, apibūdinančių medžiagų fizikines mechanines charakteristikas (betono ir armatūros tempiamasis ir gniuždomasis stipris, tamprumo modulis, temperatūrinė deformacija, įtempių deformacijų diagrama ir betono trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo bei ribinė deformacija), analizę.
3. Sukurti gelžbetoninių elementų, veikiamų aukštos temperatūros ir mechaninės apkrovos, įtempių deformacijų skaičiavimo sluoksnių metodu algoritmą.
4. Įvertinant kintamas armatūros ir betono šilumines savybes, skaitiškai nustatyti temperatūros pasiskirstymą gelžbetoninio elemento skerspjūvyje.
5. Surinkus literatūroje paskelbtų lenkiamųjų gelžbetoninių plokščių duomenis, palyginti sluoksnių modeliu ir baigtinių elementų metodu apskaičiuotus ir eksperimentinius įlinkius bei suirimo laiką.

Medžiagų modeliai ir jų analizė

Šio skyriaus tikslas – parinkti medžiagų aukštose temperatūrose modelius, kurie bus taikomi skaičiuojant sluoksnių metodu. Šiame darbe aprašytos standartine gaisro kreive (LST L ENV 1991-2-2:2000) veikiamų betono ir armatūros savybės. Pateikta betono aukštoje gaisro (toliau – aukštoje) ir eksploatacinėje normalioje (toliau – normalioje) temperatūroje modelių apžvalga. Būtina pažymėti, kad betono normalioje temperatūroje modelių sukurta ir Lietuvoje, kai kurie iš jų žinomi jau 30 metų, tačiau tik dabar šie darbai rengiami skelbti mokslininkų visuomenei anglų kalba (Marčiukaitis 1978; Marčiukaitis, Jonaitis ir kt. 2007; Jonaitis, Papinigis 2005; Jonaitis, Papinigis 2006). Aptarti betono įtempių deformacijų diagrama, gniuždomasis stipris, tempiamasis stipris, tamprumo modulis, ribinė deformacija, atitinkanti maksimalius gniuždymo įtempius, trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija. Taip pat aptarti armatūros įtempių deformacijų diagrama, takumo riba ir armatūros bei betono sukibimo stipris. Atliktas teorinių ir eksperimentinių duomenų palyginimas. Šiame skyriuje taip pat atliktas aprašytų skirtingų medžiagų ir betono įtempių deformacijų modelių tikslumo ir paprastumo įvertinimas, kurio rezultatai pateikiami E priede. Atsižvelgiant į tikslumo analizę ir kitas medžiagų modelių taikymo ypatybes, pasiūlyti pasirinkti medžiagų modeliai, siūlomi naudoti skaičiavimams. Šio skyriaus medžiaga paskelbta bendruose autoriaus ir bendraautorių straipsniuose (Bačinskas ir kt. 2004, 2007).

2.1. Betono modeliai

Aukštos temperatūros daro įtaką gniuždomojo betono įtempių deformacijų diagramos formai. Veikiant aukštai temperatūrai, sumažėja gniuždomasis betono stipris f'_c (Abrams 1971; Hertz 2005; Lie 1992; Malhotra 1982; Purkiss 1996), tačiau padidėja maksimalius įtempius atitinkanti deformacija ε_o (Anderberg ir Thelandersson 1976; Bažant ir Chern 1987; Khennane ir Baker 1993; Purkiss 1996; Schneider 1986a; Schneider 1986b; Terro 1998; Xiao ir Konig 2004). Hertz (2005), Lie (1992) ir Purkiss (1996) parodė, kad apkrauto ir neapkrauto betono savybės prieš kaitinimą skiriasi. Apkrauto betono stipris f'_c yra didesnis, o deformacija ε_o mažesnė.

Pirmą kartą gniuždant betoną aukštos temperatūrose, jame atsiranda trumpalaikės temperatūrinės valkšniosios deformacijos ε_{tr} (*angl. transient thermal creep*) (Khoury ir kt. 1985; Khoury 2000; Kordina 1979). Šios deformacijos dydis priklauso nuo kaitinimo greičio, betono tipo, užpildų rūšies ir apkrovimo lygio. Trumpalaikės temperatūrinės valkšniosios deformacijos ε_{tr} yra liekamosios, t. y. jos išlieka, nuėmus apkrovą ir atvėsus bandiniui. Iš naujo tuo pačiu įtempių lygiu apkrovus bandinį, trumpalaikės temperatūrinės valkšniosios deformacijos neatsiras tol, kol nebus viršyta anksčiau pasiekta temperatūra (Khoury ir kt. 1985; Khoury 2000; Kordina 1979; Phan Long ir Carino Nicolas 2000; Felicetti ir kt. 2002).

Gniuždomojo betono stipris

Toliau aptariami gniuždomojo betono, veikiamo aukšta temperatūra, stiprio modeliai. Pirmia pateikiami modeliai, gauti bandiniams, kurie iš pradžių buvo paveikti aukšta temperatūra, o po to apkrauti.

Lie ir kt. (1986) modelis:

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1 - 0,001 \cdot \theta), \text{ kai } \theta \leq 500^\circ\text{C}, \quad (2.1)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,375 - 0,00175 \cdot \theta), \text{ kai } 500^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}, \quad (2.2)$$

$$f_c(\theta) = 0, \text{ kai } \theta \geq 700^\circ\text{C}. \quad (2.3)$$

LST EN 1992-1-2:2005 modelis. Šis pateiktas skaitinėmis reikšmėmis duotose temperatūros intervaluose. Patogumo dėlei šiame darbe gautos tokios Eu-

ronormų modelį atitinkančios tiesinės priklausomybės, skirtingos betonui su silikatiniais ir kalkiniais užpildais bei lengvajam betonui:

betonui su silikatiniais užpildais

$$f_c(\theta) = f_c, \text{ kai } \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.4)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,05 - 0,0005 \cdot \theta), \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (2.5)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,15 - 0,001 \cdot \theta), \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (2.6)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,35 - 0,0015 \cdot \theta), \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C}, \quad (2.7)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,71 - 0,0007 \cdot \theta), \text{ kai } 800^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C}, \quad (2.8)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,44 - 0,0004 \cdot \theta), \text{ kai } 900^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}, \quad (2.9)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,34 - 0,0003 \cdot \theta), \text{ kai } 1\,000^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,100^\circ\text{C}, \quad (2.10)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,12 - 0,0001 \cdot \theta), \text{ kai } 1\,100^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}. \quad (2.11)$$

betonui su kalkiniais užpildais

$$f_c(\theta) = f_c, \text{ kai } \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.12)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,03 - 0,0003 \cdot \theta), \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (2.13)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,09 - 0,0006 \cdot \theta), \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (2.14)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,29 - 0,0011 \cdot \theta), \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}, \quad (2.15)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,44 - 0,0014 \cdot \theta), \text{ kai } 500^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}, \quad (2.16)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,62 - 0,0017 \cdot \theta), \text{ kai } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}, \quad (2.17)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,55 - 0,0016 \cdot \theta), \text{ kai } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 800^\circ\text{C}, \quad (2.18)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,23 - 0,0012 \cdot \theta), \text{ kai } 800^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C}, \quad (2.19)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,96 - 0,0009 \cdot \theta), \text{ kai } 900^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}, \quad (2.20)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,46 - 0,0004 \cdot \theta), \text{ kai } 1\,000^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,100^\circ\text{C}, \quad (2.21)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,24 - 0,0002 \cdot \theta), \text{ kai } 1\,100^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}. \quad (2.22)$$

lengvajam betonui

$$f_c(\theta) = f_c, \text{ kai } \theta \leq 300^\circ\text{C}, \quad (2.23)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (1,36 - 0,0012 \cdot \theta), \text{ kai } 300^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,100^\circ\text{C}, \quad (2.24)$$

$$f_c(\theta) = f_c \cdot (0,48 - 0,0004 \cdot \theta), \text{ kai } 1\,100^\circ\text{C} < \theta \leq 1\,200^\circ\text{C}. \quad (2.25)$$

STR 2.05.11:2005 modelis, kuris buvo pateiktas ankstesnėje LST EN 1992-1-2:2005 versijoje:

$$f_c(\theta) = k_c(\theta) f_c(20^\circ\text{C}), \quad (2.26)$$

$$k_c(\theta) = 1,0, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.27)$$

$$k_c(\theta) = (1600 - \theta) / 1500, \text{ kai } 100^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (2.28)$$

$$k_c(\theta) = (900 - \theta) / 625, \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 900^\circ\text{C}, \quad (2.29)$$

$$k_c(\theta) = 0, \text{ kai } 900^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \quad (2.30)$$

Lie ir Lin (1985) modelis:

$$f_c(\theta) = f_c \cdot \left(2,011 - 2,353 \cdot \frac{\theta - 20}{1\,000} \right) \leq f_c. \quad (2.31)$$

Li ir Purkiss (2005) modelis:

$$f_c(\theta) = f_c \cdot \left[0,001\,65 \cdot \left(\frac{\theta}{100} \right)^3 - 0,03 \cdot \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 + 0,025 \cdot \left(\frac{\theta}{100} \right) + 1,002 \right]. \quad (2.32)$$

Hertz (2005) modelis:

$$f_c(\theta) = f_c \cdot \left[\frac{1}{1 + \frac{\theta}{\theta_1} + \left(\frac{\theta}{\theta_2} \right)^2 + \left(\frac{\theta}{\theta_8} \right)^8 + \left(\frac{\theta}{\theta_{64}} \right)^{64}} \right], \quad (2.33)$$

čia θ_1 , θ_2 , θ_8 ir θ_{64} koeficientai betonui su siliciniais užpildais yra: $\theta_1 = 15000$, $\theta_2 = 800$, $\theta_8 = 570$ ir $\theta_{64} = 100000$, atitinkamai lengvajam betonui: $\theta_1 = 100000$, $\theta_2 = 1100$, $\theta_8 = 800$ ir $\theta_{64} = 940$, betonui su kitais užpildais: $\theta_1 = 100000$, $\theta_2 = 1080$, $\theta_8 = 690$ ir $\theta_{64} = 1000$.

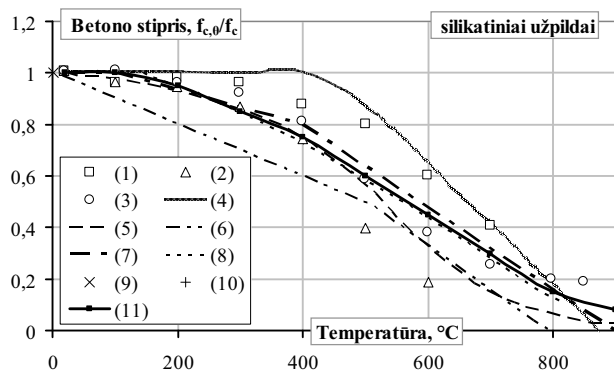
Šiame modelyje įvertinta ne tik užpildų tipo, bet ir išankstinio apkrovimo įtaka betono stiprio mažėjimui. Hertz (2005) pasiūlė betono stiprį padidinti 25%, esant 0,25 f_c išankstiniams įtempiams.

Gniuždomojo betono aukštose temperatūrose stiprio modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas, naudojant silikatinis ir kalkinius užpildus bei lengvąjį betoną, pateiktas 2.1 paveiksle.

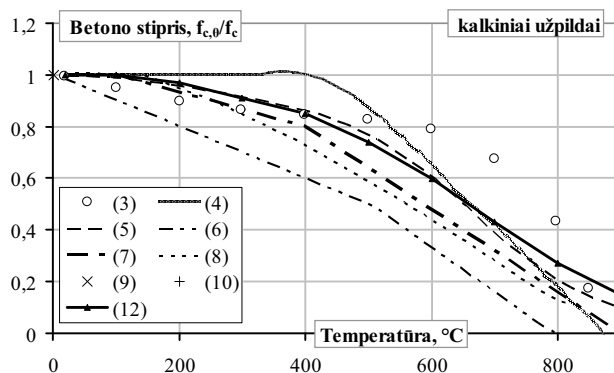
Kaip parodyta 2.1 paveiksle, a), Lie ir Lin (1985) ir Lie ir kt. (1986) pasiūlyti modeliai duoda atitinkamai viršutinę ir apatinę betono su silikatiniais užpildais stiprio $f_c(\theta)$ nustatymo ribas. Kiti modeliai duoda stiprio reikšmes, patenkančias tarp minėtų ribų, ir pakankamai gerai sutampa su eksperimentiniais rezultatais.

Gniuždomojo betono aukštose temperatūrose stiprio modeliai naudojant kalkinius užpildus palyginti 2.1 paveiksle, b). Kaip ir silikatinis užpildų atveju, Lie ir Lin (1985) ir Lie ir kt. (1986) pasiūlyti modeliai duoda maksimalią ir minimalią stiprio reikšmes. Kiti modeliai (Li ir Purkiss 2005; LST EN 1992-1-2:2005) neblogai sutapo su Abrams (1971) eksperimentinių tyrimų rezultatais, esant temperatūrai iki 400 °C. Esant temperatūrai tarp 600 ir 800 °C, visi modeliai žymiai pervertino stiprio sumažėjimą.

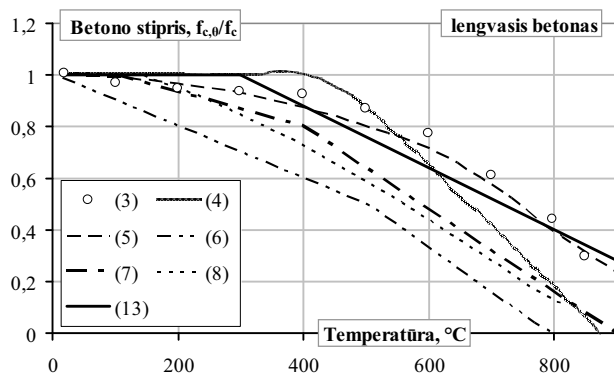
Kaip minėta, taip pat atlikti tyrimai su betono bandiniais, apkrautais prieš kaitinimą (Abrams 1971). Šie eksperimentiniai tyrimai parodė, kad iš anksto apkrautų betoninių elementų stipris padidėja. Stiprio padidėjimas buvo aiškinaamas mikroplyšių betone suvaržymu. Šis efektas buvo tirtas ir kitų mokslininkų (Abrams 1971; Lie 1992; Malhotra 1956; Purkiss ir Dougill 1973).



a)



b)



c)

2.1 pav. Betono gniuždomojo stiprio kitimas aukštose temperatūrose ir palyginimas su eksperimentiniais įvairių tyrinėtojų gautais rezultatais: ((1) Lie (1992), (2) Malhotra (1956), (3) Abrams (1971), (4) Lie ir Lin (1985), (5) Hertz (2005), (6) Lie ir kt. (1986),

(7) STR 2.05.11:2005, (8) Li ir Purkiss (2005), (9) Bažant ir Kaplan (1996), (10) Bažant ir Kaplan (1996), (11), (12), (13) LST EN 1992-1-2:2005 (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) betonui su silikatiniais užpildais; b) betonui su kalkiniais užpildais; c) lengvajam betonui

Fig. 2.1. Variation of compressive strength of concrete under high temperature and comparison with experimental studies of various researchers given results: ((1) Lie (1992), (2) Malhotra (1956), (3) Abrams (1971), (4) Lie and Lin (1985), (5) Hertz (2005), (6) Lie and others (1986), (7) STR 2.05.11:2005, (8) Li and Purkiss (2005), (9) Bažant and Kaplan (1996), (10) Bažant and Kaplan (1996), (11), (12), (13) LST EN 1992-1-2:2005) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots): a) concrete with siliceous aggregates; b) concrete with calcareous aggregates; c) lightweight concrete

Ribotam betono su silikatiniais ir kalkiniais užpildais bei lengvajam betonui eksperimentinių duomenų kiekiui (Abrams 1971), buvo atliktas palyginimas su teoriniais rezultatais, taikant Hertz (2005) modelį. Reikia pažymėti, kad eksperimentiniai bandiniai prieš kaitinimą buvo apkrauti $0,4 f_c$ išankstiniais įtempiais. Nors Hertz (2005) formulėje (2.33) numatytas $0,25 f_c$ išankstinių įtempių lygis, teoriniai ir eksperimentiniai rezultatai pakankamai gerai sutapo. Pabrėžtina, kad išankstinio apkrovimo efekto Euronormos (LST EN 1992-1-2:2005) nevertina.

Betono deformacijos aukštoje temperatūroje

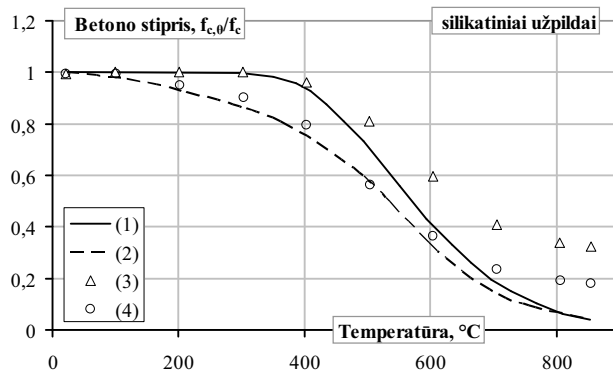
Trumpalaikės apkrovos veikiamo betono aukštoje temperatūroje suminę deformaciją $\varepsilon_{tot}(T, \sigma)$ sudaro trys komponentės:

$$\varepsilon_{tot}(T, \sigma) = \varepsilon_{\sigma}(T, \sigma) + \varepsilon_{th}(T, 0) + \varepsilon_{tc}(T, \sigma), \quad (2.34)$$

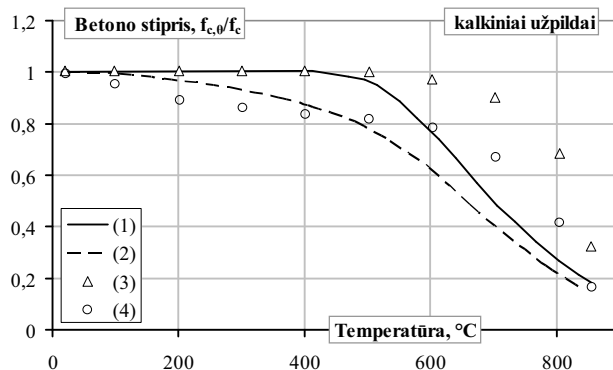
čia $\varepsilon_{\sigma}(T, \sigma)$ – trumpalaikės apkrovos sukelta deformacija, $\varepsilon_{th}(T, 0)$ – temperatūrinė deformacija ir $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija.

Trumpalaikės apkrovos sukelta deformacija $\varepsilon_{\sigma}(T, \sigma)$ priklauso nuo įtempių lygio ir temperatūros. Ją sudaro tamprioji $\varepsilon_{el}(T, \sigma)$ ir valkšnioji $\varepsilon_{pl}(T, \sigma)$ deformacijos dedamosios. Pastaroji dar vadinama greitai pasireiškiančio valkšnumo deformacija. Trumpalaikės apkrovos sukeltos deformacijos $\varepsilon_{\sigma}(T, \sigma)$ viršutinė riba yra $\varepsilon_{c0}(\theta)$, atitinkanti maksimalius įtempius.

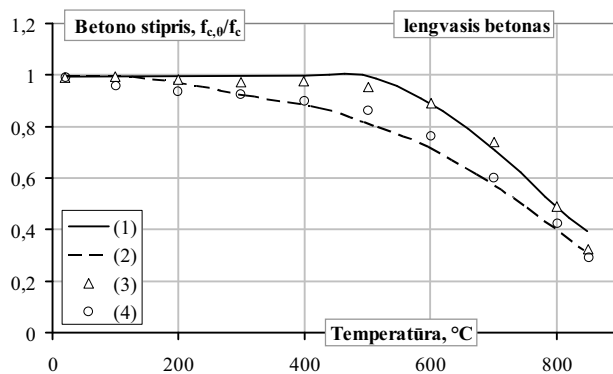
Tamprumo modulio E_c reikšmė apsprendžia tampriosios deformacijos $\varepsilon_{el}(T, \sigma)$ dydį bei įtempių deformacijų diagramos pobūdį.



a)



b)



c)

2.2 pav. Išankstinio betono apkrovimo įtaka betono gniuždomajam stipriui pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1), (2) Hertz (2005), (3), (4) Abrams (1971)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) betonui su silikatiniais užpildais; b) betonui su kalkiniais užpildais; c) lengvajam betonui

Fig. 2.2. Preload concrete impact on concrete compressive strength according to various researchers given results: ((1), (2) Hertz (2005), (3), (4) Abrams (1971)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots): a) concrete with siliceous aggregates; b) concrete with calcareous aggregates; c) lightweight concrete

Literatūroje paskelbta nemažai deformacijos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ modelių (Bažant ir Chern 1987; Kent ir Park 1971; Li ir Purkiss 2005; Lie 1992; Xiao ir Konig 2004), kurie pateikiami toliau.

Lie (1992):

$$\varepsilon_{c0}(\theta) = 0,0025 + (6,0 \cdot \theta + 0,04\theta^2) \cdot 10^{-6}. \quad (2.35)$$

Li ir Purkiss (2005):

$$\varepsilon_{c0}(\theta) = \frac{2 \cdot f_c}{E_c} + 0,21 \cdot 10^{-4} \cdot (\theta - 20) - 0,9 \cdot 10^{-8} \cdot (\theta - 20)^2. \quad (2.36)$$

Lu ir Yao (pateiktas Xiao ir Konig 2004):

$$\varepsilon_{c0}(\theta) = \varepsilon_0 \cdot (0,0019 \cdot \theta + 0,9615). \quad (2.37)$$

Khennane ir Baker (1993):

$$\varepsilon_c(\theta) = 0,003, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (2.38)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 0,00001156 \cdot \theta + 0,000686 \leq 0,0082, \text{ kai } \theta > 200^\circ\text{C}. \quad (2.39)$$

Bažant ir Chern (1987):

$$\varepsilon_c(\theta) = 0,0000064 \cdot \theta + 0,00216, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}, \quad (2.40)$$

$$\varepsilon_c(\theta) = 0,000015 \cdot \theta + 0,003, \text{ kai } 600^\circ\text{C} < \theta \leq 650^\circ\text{C}. \quad (2.41)$$

Nustatyta, kad pradiniai betono gniuždymo įtempiai sumažina aukštų temperatūrų įtaką $\varepsilon_{c0}(\theta)$ reikšmei (Schneider 1976; Terro 1998). Khennane ir Baker (1993), išstudijavę Anderberg ir Thelandersson (1976) paskelbtus eksperi-

mentinių tyrimų rezultatus, pasiūlė $\varepsilon_{c0}(\theta)$ skaičiavimo modelį betonui su išankstine apkrova:

$$\varepsilon_{c0}(\theta) = 0,000\,001\,67 \cdot \theta + 0,002\,666 \geq 0,003, \text{ kai } \theta \leq 800^\circ\text{C}. \quad (2.42)$$

Terro (1998) pasiūlė skaičiavimo modelį, kuriame nustatytas pradinis gniuždymo įtempimų lygis λ_L :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{c0}(\theta) = & (50\lambda_L^2 - 15\lambda_L + 1) \cdot \varepsilon_{o1} + 20 \cdot (\lambda_L - 5\lambda_L^2) \cdot \varepsilon_{o2} + \\ & + 5(10\lambda_L^2 - \lambda_L) \cdot \varepsilon_{o3}, \end{aligned} \quad (2.43)$$

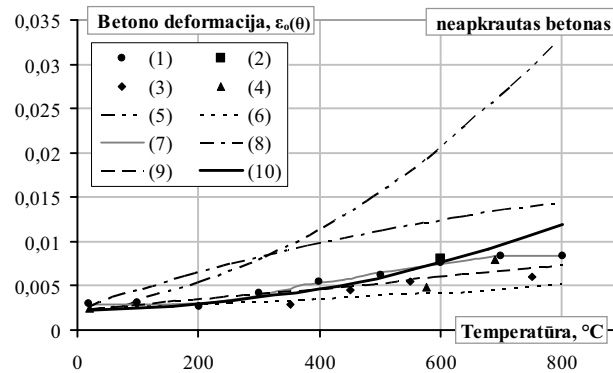
čia

$$\varepsilon_{o1} = 2,05 \times 10^{-3} + 3,08 \times 10^{-6} \cdot \theta + 6,17 \times 10^{-9} \cdot \theta^2 + 6,58 \times 10^{-12} \cdot \theta^3, \quad (2.44)$$

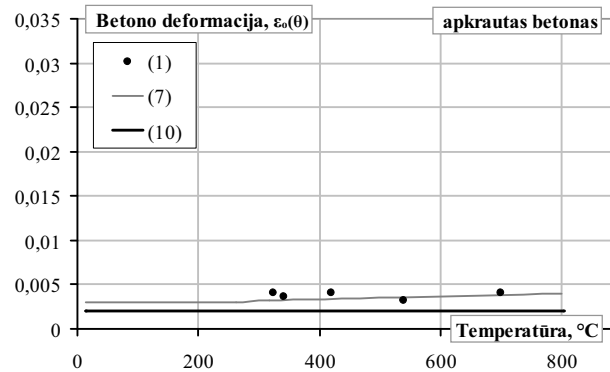
$$\varepsilon_{o2} = 2,03 \times 10^{-3} + 1,27 \times 10^{-6} \cdot \theta + 2,17 \times 10^{-9} \cdot \theta^2 + 1,64 \times 10^{-12} \cdot \theta^3, \quad (2.45)$$

$$\varepsilon_{o3} = 0,002. \quad (2.46)$$

Anksčiau aprašytų modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų bandiniams be išankstinės apkrovos palyginimas pateiktas 2.3 paveiksle, a). Aki-vaizdu, kad Lie (1992) ir Li ir Purkiss (2005) modeliai yra $\varepsilon_{c0}(\theta)$ viršutinė riba, o Lu ir Yao (paskelbta Xiao ir Konig 2004) atitinkamai apatinė riba. Kiti trys modeliai tarpusavyje pakankamai sutampa ir atitinka eksperimentinius rezultatus. Išankstinės apkrovos lygio, kuris kinta nuo $0,17 f'_c$ iki $0,225 f'_c$, įtaka $\varepsilon_{c0}(\theta)$ reikšmei pateikta 2.3 paveiksle, b).



a)



b)

2.3 pav. Betono deformacijos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Anderberg ir Thelandersson (1976), (2) Bažant ir Chern (1987), (3) Schneider (1976), (4) Purkiss ir Dougill (1973), (5) Lie (1992), (6) Xiao ir König (2004), (7) Khennane ir Baker (1993), (8) Li ir Purkiss (2005), (9) Bažant ir Chern (1987), (10) Terro (1998)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) neapkrautas betonas; b) iš anksto apkrautas betonas

Fig. 2.3. Concrete strain $\varepsilon_{c0}(\theta)$ dependence on temperature according to various researchers given results: ((1) Anderberg and Thelandersson (1976), (2) Bažant and Chern (1987), (3) Schneider (1976), (4) Purkiss and Dougill (1973), (5) Lie (1992), (6) Xiao and König (2004), (7) Khennane and Baker (1993), (8) Li and Purkiss (2005), (9) Bažant and Chern (1987), (10) Terro (1998)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots): a) unloaded concrete; b) preloaded concrete

Terro (1998) ir Khennane ir Baker (1993) modeliai gerai sutampa su eksperimentiniais rezultatais. Terro (1998) modelis įvertina skirtingą betono apkrovimo lygį, todėl jis yra pakankamai tikslus.

Pradinis betono tamprumo modulis aukštoje temperatūroje

Betono aukštoje temperatūroje tamprumo modulio mažėjimo priežastys yra analogiškos gniuždomojo stiprio mažėjimui (Malhotra 1956). Lie (1992), Purkiss (1996), Schneider (1986b) pastebėjo nemažą pradinio tamprumo modulio eksperimentinių tyrimų rezultatų sklaidą. Taikomų modelių suvestinė pateikta toliau.

Lu (paskelbta Xiao ir König 2004):

$$E_{ci\theta} = (1 - 0,0015 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 200^{\circ}\text{C}, \quad (2.47)$$

$$E_{ci\theta} = (0,87 - 0,000\,84 \cdot \theta) \cdot E_{ci} \geq 0,28 \cdot E_{ci}, \text{ kai } \theta > 200^\circ\text{C}. \quad (2.48)$$

Lu ir Guo (paskelbta Xiao ir Konig 2004):

$$E_{ci\theta} = E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 60^\circ\text{C}, \quad (2.49)$$

$$E_{ci\theta} = (0,83 - 0,001\,1 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 60 \leq \theta \leq 700^\circ\text{C}. \quad (2.50)$$

Li ir Purkiss (2005):

$$E_{ci\theta} = \frac{800 - \theta}{740} \cdot E_{ci} \leq E_{ci}, \quad (2.51)$$

BSI:

$$E_{ci\theta} = \frac{700 - \theta}{550} \cdot E_{ci} \leq E_{ci}. \quad (2.52)$$

Schneider (1986b) normaliam betonui:

$$E_{ci\theta} = (-0,001\,552 \cdot \theta + 1,031\,04) \cdot g \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}, \quad (2.53)$$

$$E_{ci\theta} = (-0,001\,552 \cdot \theta + 0,25) \cdot g \cdot E_{ci}, \text{ kai } 600 \leq \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}. \quad (2.54)$$

Schneider (1986b) lengvajam betonui:

$$E_{ci\theta} = (-0,001\,02 \cdot \theta + 1,0204) \cdot g \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}, \quad (2.55)$$

čia

$$g = 1 + \frac{f_{ci}}{f_c'} \cdot \frac{\theta - 20}{100}, \text{ kai } \frac{f_{ci}}{f_c'} \leq 0,3. \quad (2.56)$$

Khennane ir Baker (1993) neapkrautam prieš kaitinimą betonui:

$$E_{ci\theta} = (-0,001\,282 \cdot \theta + 1,025\,641) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 800^\circ\text{C}. \quad (2.57)$$

Khennane ir Baker (1993) apkrautam prieš kaitinimą betonui:

$$E_{ci\theta} = (-0,000\,634 \cdot \theta + 1,012\,673) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20 \leq \theta \leq 525^\circ\text{C}, \quad (2.58)$$

$$E_{ci\theta} = (-0,002036 \cdot \theta + 1,749091) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 525 \leq \theta \leq 800^\circ\text{C}. \quad (2.59)$$

Anderberg ir Thelandersson (1976):

$$E_{ci\theta} = \frac{2 \cdot f_{c\theta}}{\epsilon_{o\theta}}. \quad (2.60)$$

Iljin (1979) betonui su silikatiniais užpildais:

$$E_{ci\theta} = (1,05 - 0,0025 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20^\circ\text{C} < \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.61)$$

$$E_{ci\theta} = (0,95 - 0,0015 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (2.62)$$

$$E_{ci\theta} = (1,05 - 0,002 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 300^\circ\text{C}, \quad (2.63)$$

$$E_{ci\theta} = (0,9 - 0,0015 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 300^\circ\text{C} < \theta \leq 500^\circ\text{C}, \quad (2.64)$$

$$E_{ci\theta} = (0,65 - 0,001 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 500^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}. \quad (2.65)$$

Iljin (1979) betonui su kalkiniais užpildais:

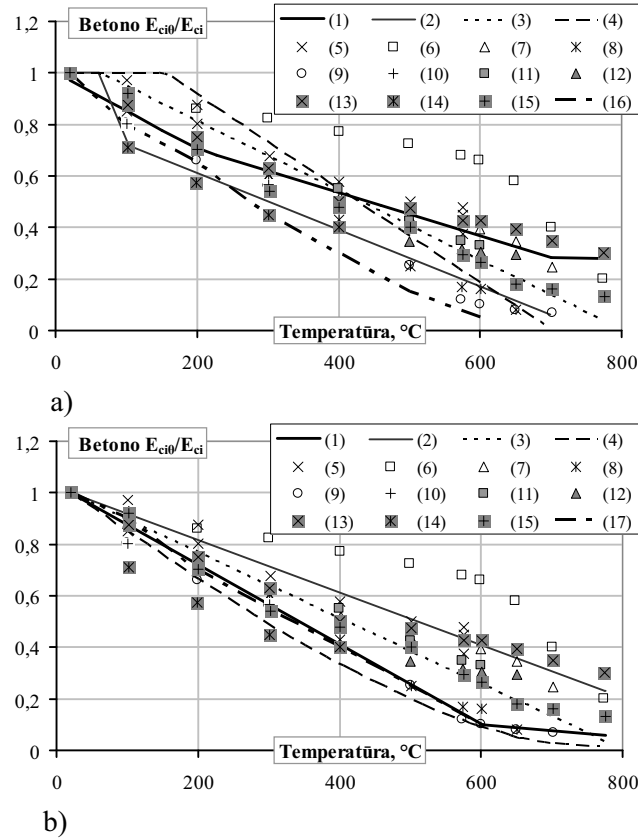
$$E_{ci\theta} = (1,025 - 0,0013 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 20^\circ\text{C} < \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.66)$$

$$E_{ci\theta} = (1,1 - 0,002 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 200^\circ\text{C}, \quad (2.67)$$

$$E_{ci\theta} = (1 - 0,0015 \cdot \theta) \cdot E_{ci}, \text{ kai } 200^\circ\text{C} < \theta \leq 600^\circ\text{C}. \quad (2.68)$$

Anksčiau aprašytų $E_{ci\theta}$ modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas pateiktas 2.4 ir 2.5 paveiksluose.

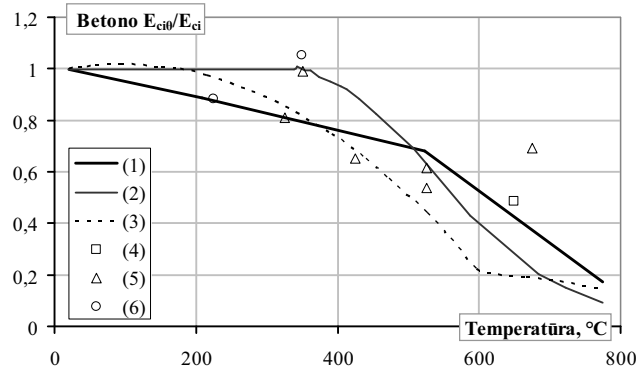
Anderberg ir Thelandersson (1976) modelyje deformacija $\epsilon_{o\theta}$ ir stipris $f_{c\theta}$ buvo apskaičiuoti naudojant Terro (1998) ir Hertz (2005) modelius. Galima teigti, kad visi $E_{ci\theta}$ modeliai iš anksto neapkrautam betonui yra pakankamo tikslumo (2.4 pav.). Esant ribotiems eksperimentiniams duomenims Khennane ir Baker (1993), Schneider (1976), ir Anderberg ir Thelandersson (1976) modeliai tiksliausiai įvertina išankstinio betono apkrovimo įtaką $E_{ci\theta}$ reikšmei.



2.4 pav. Betono pradinio tamprumo modulio E_{ci0} priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų eksperimentinius rezultatus: ((5) Cruz (1947), (6), (7), (8), (9) Schneider (1986b), (10), (11), (12) Lie (1992), (13) Philleo (1958), (14) Purkiss (1996), (15) Anderberg ir Thelandersson (1976)) duomenis ir modeliavimo (a) (1), (2) Xiao ir König (2004), (3) Li ir Purkiss (2005), (4) BSI; b) (1), (2) Schneider (1976), (3) Khennane ir Baker (1993), (4) Anderberg ir Thelandersson (1976), (16), (17) Iljin (1979)) (Cruz 1962; Philleo 1958) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) pirma analitinių metodų grupė; b) antroji analitinių metodų grupė

Fig. 2.4. Concrete initial modulus of elasticity E_{ci0} dependence on temperature according to various researchers results: ((5) Cruz (1947), (6), (7), (8), (9) Schneider (1986b), (10), (11), (12) Lie (1992), (13) Philleo (1958), (14) Purkiss (1996), (15) Anderberg and Thelandersson (1976)) experimental data and modelling (a) (1), (2) Xiao and König (2004), (3) Li and Purkiss (2005), (4) BSI; b) (1), (2) Schneider (1976), (3) Khennane and Baker (1993), (4) Anderberg and Thelandersson (1976), (16), (17) Iljin (1979)) (Cruz 1962; Philleo 1958) (models results was labeled as lines and experimental results

accordingly as dots): a) first group of analytical methods; b) second group of analytical methods



2.5 pav. Iš anksto apkrauto betono pradinio tamprumo modulio $E_{ciθ}$ priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus eksperimentinius rezultatus: ((1) Khennane ir Baker (1993), (2) Anderberg ir Thelandersson (1976), (3) Schneider (1976), (4), (5), (6) Anderberg ir Thelandersson (1976)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

Fig. 2.5. Preloaded concrete initial modulus of elasticity $E_{ciθ}$ dependence from temperature according to various researchers given experimental results: ((1) Khennane and Baker (1993), (2) Anderberg and Thelandersson (1976), (3) Schneider (1976), (4), (5), (6) Anderberg and Thelandersson (1976)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Betono temperatūrinė deformacija

Temperatūrinė deformacija $\varepsilon_{th}(T, 0)$ paprastai išreiškiama tiesine priklausomybe, naudojant temperatūrinį plėtimosi koeficientą α :

$$\varepsilon_{th} = \alpha \cdot (\theta - 20^\circ\text{C}) . \quad (2.69)$$

Apytikriai skaičiuojant temperatūrinę deformaciją $\varepsilon_{th}(T, 0)$, temperatūrinio plėtimosi koeficientas α gali būti imamas 18×10^{-6} ir 12×10^{-6} per $^\circ\text{C}$ atitinkamai betonui su silikatiniais ir kalkiniais užpildais. Lie (1992) pasiūlė tokią tiesinę išraišką:

$$\varepsilon_{th} = (0,008 \cdot \theta + 6) \times 10^{-6} \times (\theta - 20^\circ\text{C}) . \quad (2.70)$$

Purkiss (1996) manymu $\varepsilon_{th}(T, 0)$, priklausomybė nuo temperatūros yra netiesinė, o netiesiškumą lemia skirtingos užpildų ir cemento tešlos temperatūrinės deformacijos bei užpilduose vykstantys cheminiai ir fizikiniai procesai. LST EN 1992-1-2:2005 pateikia netiesines $\varepsilon_{th}(T, 0)$ priklausomybes: betonui su silikatiniais užpildais

$$\begin{aligned} \varepsilon_{th} = & -1,8 \times 10^{-4} + 9 \times 10^{-6} \cdot (\theta - 20^\circ\text{C}) + \\ & + 2,3 \times 10^{-11} \cdot (\theta - 20^\circ\text{C})^3 \leq 14 \times 10^{-3}, \end{aligned} \quad (2.71)$$

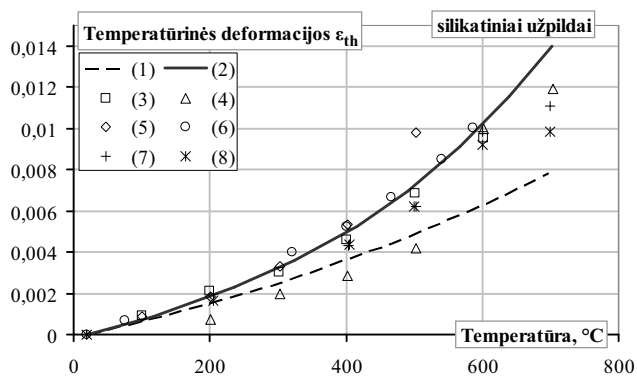
betonui su kalkiniais užpildais

$$\begin{aligned} \varepsilon_{th} = & -1,2 \times 10^{-4} + 6 \times 10^{-6} \cdot (\theta - 20^\circ\text{C}) + \\ & + 1,4 \times 10^{-11} \cdot (\theta - 20^\circ\text{C})^3 \leq 12 \times 10^{-3}. \end{aligned} \quad (2.72)$$

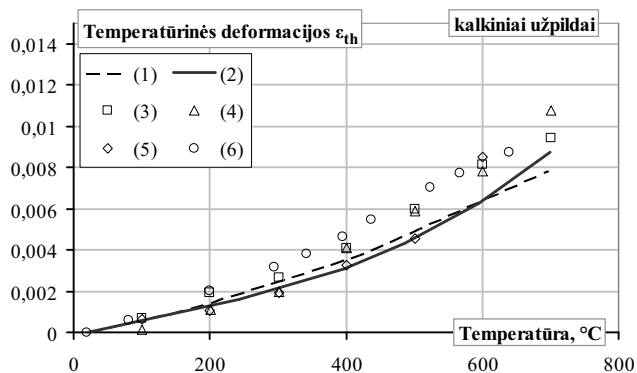
Aukštų temperatūrų poveikis betonui su lengvaisiais užpildais šiek tiek skiriasi nuo betonų su silikatiniais ir kalkiniais užpildais, todėl Lie (1992) ir LST EN 1992-1-2:2005 atitinkamai rekomenduoja naudoti šias α reikšmes: $7,5 \times 10^{-6}$ ir 8×10^{-6} . Aprašytais modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimų duomenys pateikti 2.6 paveiksle. Lie (1992) ir LST EN 1992-1-2:2005 $\varepsilon_{th}(T, 0)$ modeliai betonui su kalkiniais ir lengvaisiais užpildais pakankamai sutampa su eksperimentiniais rezultatais, o betonui su silikatiniais užpildais LST EN 1992-1-2:2005 modelis yra tikslesnis (2.6 pav.).

Betono trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija

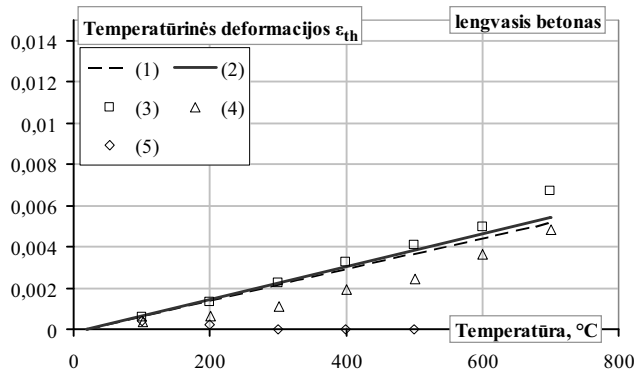
Nemaža tyrinėtojų (Anderberg ir Thelander 1976; Khoury ir kt. 1985; Kordina 1979) pastebėjo, kad gniuždymo apkrova apkrauti betoniniai elementai pirmojo kaitinimo metu deformuojasi daugiau nei neapkrauti. Šios deformacijos gerokai viršija greitai pasireiškiančio valkšnumo deformacijas (Lie 1992; Purkiss 1996; Terro ir Hamoush 1997), todėl buvo pavadintos trumpalaikėmis temperatūrinėmis valkšnumo deformacijomis (*angl. transient thermal creep strain*). Trumpalaikėi temperatūrinei valkšnumo deformacijai nustatyti naudojami du bandymo būdai. Abiem atvejais bandiniai apkraunami pastovia gniuždymo apkrova. Pirmuoju atveju bandinys yra veikiamas pastovios aukštos temperatūros (Gillen 1981), o antruoju temperatūra keliama nustatytu intensyvumu (Khoury ir kt. 1985). Pirmuoju būdu nustatyta trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija netinka gaisro veikiamų betoninių elementų elgsenai analizuoti, nes gaisro metu temperatūra nuolat kinta, todėl ir betone šiluma sklinda nestacionariu būdu (Šakmanas 1996).



a)



b)



c)

2.6 pav. Betono temperatūrinės deformacijos priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Lie (1992), (2) LST EN 1992-1-2:2005, (3) Abrams (1971), (4) Lie (1992), (5) Khoury ir kt. (1985), (6) Schneider (1976), (7) Bažant ir

Kaplan (1996), (8) Harmathy (1970)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) betonui su silikatiniais užpildais; b) betonui su kalkiniais užpildais; c) betonui su lengvaisiais užpildais

Fig. 2.6. Concrete thermal strain dependence from temperature according to various researchers given results: ((1) Lie (1992), (2) LST EN 1992-1-2:2005, (3) Abrams (1971), (4) Lie (1992), (5) Khoury et al. (1985), (6) Schneider (1976), (7) Bažant and Kaplan (1996), (8) Harmathy (1970)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots): a) concrete with siliceous aggregates; b) concrete with calcareous aggregates; c) lightweight concrete

Malhotra (1956) pasiūlė trumpalaikę temperatūrinei valkšnumo deformacijai nustatyti taikyti antrąjį būdą, kuris dar vadinamas trumpalaikiu temperatūrinio valkšnumo bandymu (*angl. short-duration transient-creep test*). Šiuo būdu nustatytą trumpalaikę temperatūrinę valkšnumo deformaciją $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ sudaro du komponentai: įprastoji betono valkšnumo deformacija $\varepsilon_{cr}(\sigma, T, t)$ ir trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija $\varepsilon_{tr}(T, \sigma)$ (Khoury ir kt. 1985; Schneider 1986b; Terro 1998). Trumpalaikę temperatūrinei valkšnumo deformacijai $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ nustatyti taikomų modelių suvestinė pateikta toliau.

Anderberg ir Thelandersson (1976) modelis:

Trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija imama proporcinga gniuždymo įtempiams ir temperatūrinei deformacijai.

$$\varepsilon_{tr} = k_{tr} \cdot \frac{f_{c\theta}}{f_c} \cdot \varepsilon_{th}, \text{ kai } \theta \leq 550^\circ\text{C}, \quad (2.73)$$

$$\frac{\partial \varepsilon_{tr}}{\partial \theta} = 0,0001 \cdot \frac{f_{c\theta}}{f_c}, \text{ kai } \theta \geq 550^\circ\text{C}, \quad (2.74)$$

čia k_{tr} konstanta, priimama nuo 1,8 iki 2,35.

Nielsen ir kt. (2004) taip pat pasiūlė nesudėtingą analogišką išraišką:

$$\varepsilon_{tr} = 0,000038 \cdot \frac{f_{c\theta}}{f_c} \cdot \theta. \quad (2.75)$$

Diederichs modelis (paskelbta Li ir Purkiss 2005) iš esmės tapatus Anderberg ir Thelandersson (1976):

$$\varepsilon_{tr} = \frac{f_{c\theta}}{f_c} \cdot 3,3 \times 10^{-10} \cdot (\theta - 20)^3 - 1,72 \times 10^{-7} \cdot (\theta - 20)^2 + \\ + 0,0412 \times 10^{-3} \cdot (\theta - 20). \quad (2.76)$$

Schneider (1976) modelis:

Šiame modelyje trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija priklauso nuo atitinkamų įtempių ($\sigma_{c\theta}$), temperatūros, pradinių įtempių prieš kaitinimą (σ_{ci}) ir nuo temperatūros priklausančių betono tamprumo modulio ir stiprio.

$$\varepsilon_{tr} = \frac{\Phi}{g} \cdot \frac{f_{c\theta}}{E_{ci\theta}}, \quad (2.77)$$

$$\Phi = g \cdot \left\{ C_1 \cdot \tanh[\gamma_\omega \cdot (\theta - 20)] + C_2 \cdot \tanh[\gamma_o \cdot (\theta - \theta_g)] + C_3 \right\} + \\ + \frac{\sigma_{c\theta}}{f_{c\theta}} \cdot \frac{\theta - 20}{100}, \quad (2.78)$$

čia $g = 2,83$, o $\frac{\sigma_{c\theta}}{f_{c\theta}} \leq 0,3$.

$$\gamma_\omega = (0,3 \cdot \omega + 2,2) \times 10^{-3}, \quad (2.79)$$

čia ω yra drėgmės kiekis, o C_1 , C_2 , C_3 , γ_o ir θ_g yra konstantos, kurios betonui su silikatiniais užpildais lygios: 2,60; 1,40; 1,40; 0,007 5 ir 700, atitinkamai betonui su kalkiniais užpildais: 2,60; 2,40; 2,40; 0,007 5 ir 650, atitinkamai lengvajam betonui: 2,60; 3,00; 3,00; 0,007 5 ir 600.

Terro (1998) modelis:

Terro modelis (1998) pagrįstas Khoury ir kt. (1985) eksperimentinių tyrimų rezultatais ir įvertina užpildų dalelių tūrio (V_a) įtaką trumpalaikiai temperatūrinei valkšnumo deformacijai:

$$\varepsilon_{tr} = \varepsilon_{0,3} \times (0,032 + 3,226 \cdot \frac{\sigma_{ci}}{f_c}) \cdot \frac{V_a}{0,65}, \quad (2.80)$$

čia $\frac{\sigma_{ci}}{f_c} \leq 0,3$. Deformacija $\varepsilon_{0,3}$ yra lygi ε_{tr} esant $\sigma_{c\theta} = 0,3 f_c$.

Lengvajam betonui ir betonui su kalkiniais užpildais $\varepsilon_{0,3}$ nustatoma pagal formulę:

$$\varepsilon_{0,3} = -43,87 \times 10^{-6} + 2,73 \times 10^{-8} \cdot \theta + 6,35 \times 10^{-8} \cdot \theta^2 - 2,19 \times 10^{-10} \cdot \theta^3 + 2,77 \times 10^{-13} \cdot \theta^{-4}. \quad (2.81)$$

Betonui su silikatiniais užpildais $\varepsilon_{0,3}$ nustatoma pagal formulę:

$$\varepsilon_{0,3} = -1625,78 \times 10^{-6} + 58,03 \times 10^{-6} \cdot \theta + 0,6364 \times 10^{-6} \cdot \theta^2 - 3,6112 \times 10^{-9} \cdot \theta^3 - 9,2796 \times 10^{-12} \cdot \theta^{-4} + 8,806 \times 10^{-15} \cdot \theta^5. \quad (2.82)$$

Anksčiau aprašytų trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas pateiktas 2.7 paveiksle.

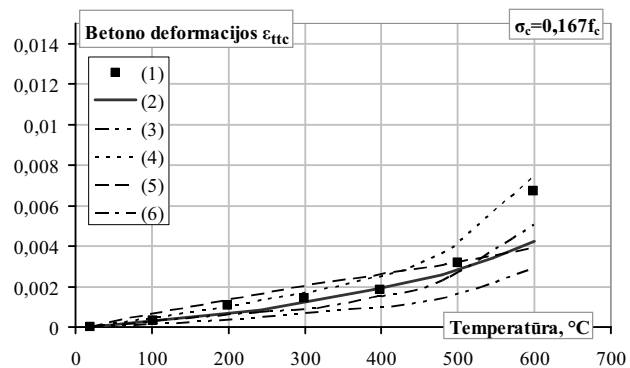
Eksperimentiniai rezultatai parodė, kad trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos priklausomybė nuo temperatūros yra netiesinė. Schneider (1976) modelis atitinka apatinę eksperimentinių rezultatų ribą. Anderberg ir Thelandersson (1976), Terro (1998) ir Diederichs (paskelbta Li ir Purkiss 2005) modeliai yra pakankamai tikslūs (2.7 pav.). Nors Nielsen ir kt. (2004) pasiūlyta išraiška (2.75) yra tiesinė, ji pakankamai gerai sutampa su eksperimentiniais rezultatais (2.7 pav.) iki 500 °C temperatūros. Ji gali būti naudojama supaprastintuose skaičiavimuose.

Gniuždomo betono aukštose temperatūrose ribinė deformacija

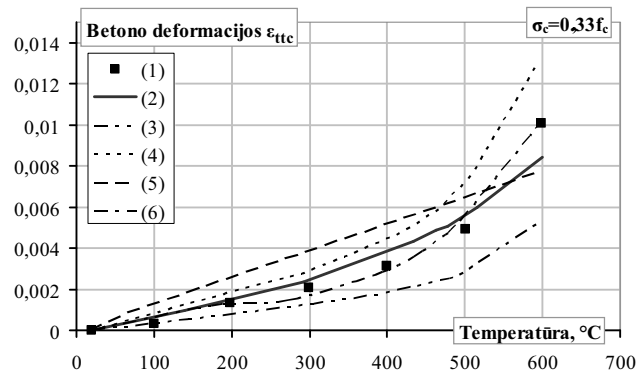
Tyrimai šioje srityje yra riboti. Manoma, kad ribinė betono deformacija $\varepsilon_{cu\theta}$ kylant temperatūrai mažėja. Terro (1998) pasiūlė $\varepsilon_{cu\theta}$ skaičiuoti kaip stiprio $f_{c\theta}$ funkciją:

$$\varepsilon_{cu\theta} = 4,942 \times 10^{-3} - 6,995 \times 10^{-5} \cdot f_{c\theta} + 3,993 \times 10^{-7} \cdot f_{c\theta}^2. \quad (2.83)$$

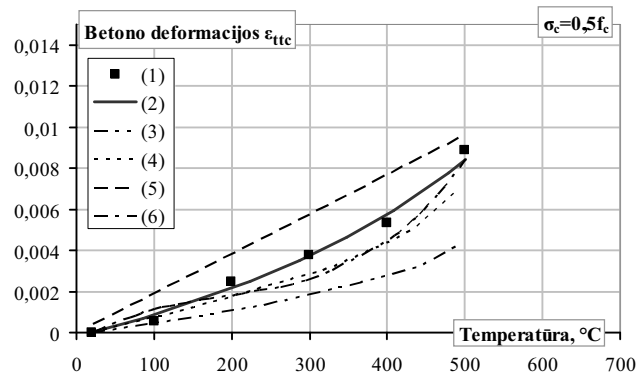
čia $f_{c\theta}$ – gniuždomo betono stipris veikiant temperatūrai θ , MPa.



a)



b)



c)

2.7 pav. Betono trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos priklausomybė nuo temperatūros, esant įvairiems apkrovimo lygiams, pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Perrson (2003), (2) Anderberg ir Thelandersson (1976), (3) Schneider

(1986b), (4) Terro (1998), (5) Nielsen ir kt. (2004), (6) Li ir Purkiss (2005)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais): a) betono apkrovimo lygis $0,167 f'_c$; b) betono apkrovimo lygis $0,33 f'_c$; c) betono apkrovimo lygis $0,5 f'_c$

Fig. 2.7. Relationship between transient creep strain and temperature for different preloading stress levels according to various researchers given results: ((1) Perrson (2003), (2) Anderberg and Thelandersson (1976), (3) Schneider (1986b), (4) Terro (1998), (5) Nielsen ir kt. (2004), (6) Li and Purkiss (2005)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots): a) concrete load level $0,167 f'_c$; b) concrete load level $0,33 f'_c$; c) concrete load level $0,5 f'_c$

Betono aukštose temperatūrose tempiamasis stipris

Tyrimai šioje srityje yra riboti. Terro (1998) rekomenduoja tempiamąjį betono stiprį $f_{t\theta}$ skaičiuoti pagal šią priklausomybę:

$$f_{t\theta} = f_{cr} \cdot \frac{f_{c\theta}}{f_c}, \quad (2.84)$$

čia f_t imamas lygus $\frac{f_c}{10}$.

Bažant ir Chern (1987) modelis betono tempiamajam stipriui $f_{t\theta}$ aukštose temperatūrose sukurtas naudojant Anderberg ir Thelandersson (1976) eksperimentinių tyrimų rezultatus:

$$f_{t\theta} = f_t \cdot (-0,000526 \cdot \theta + 1,02052), \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (2.85)$$

$$f_{t\theta} = f_t \cdot (-0,0025 \cdot \theta + 1,8), \text{ kai } 400^\circ\text{C} \leq \theta \leq 600^\circ\text{C}, \quad (2.86)$$

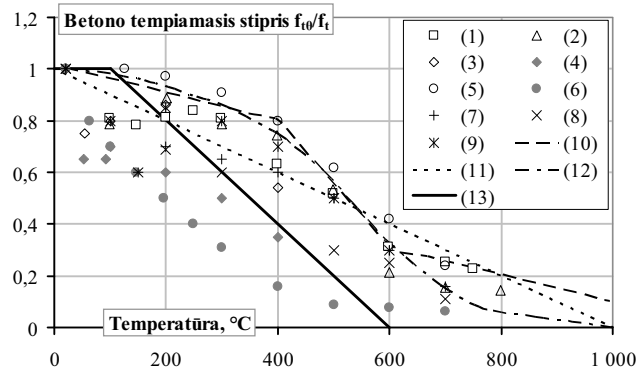
$$f_{t\theta} = f_t \cdot (-0,0005 \cdot \theta + 0,6), \text{ kai } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}. \quad (2.87)$$

Li ir Guo (paskelbta Xiao ir Konig 2004) pasiūlė paprastesnę išraišką betono tempiamajam stipriui $f_{t\theta}$ skaičiuoti:

$$f_{t\theta} = f_t \cdot (1 - 0,001 \cdot \theta), \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,000^\circ\text{C} \quad (2.88)$$

Anksčiau aprašytų betono tempiamojo stiprio $f_{t\theta}$ modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas pateiktas 2.8 paveiksle. Visi modeliai numato betono tempiamojo stiprio mažėjimą aukštose temperatūrose. Terro

(1998) modelis gerai sutampa su eksperimentiniais rezultatais, o LST EN 1992-1-2:2005 modelis yra konservatyviausias. Verta paminėti, kad betono tempiamajam stipriui $f_{t\theta}$ aukštose temperatūrose turi įtaką užpildai, tačiau iki šiol nėra atlikta išsamių tyrimų šiam ryšiui nustatyti.



2.8 pav. Betono tempiamojo stiprio priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Lie (1992), (2) Anderberg ir Thelandersson (1976), (3), (4) Blundell (paskelbta Fellingner 2004), (5), (6) Bažant ir Chern (1987), (7), (8) Sager (paskelbta Fellingner 2004), (9) Schneider (1976), (10) Bažant ir Chern (1987), (11) Xiao ir König (2004), (12) Terro (1998), (13) LST EN 1992-1-2:2005)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

Fig. 2.8. Relationship between tensile strength and temperature according to various researchers given results: ((1) Lie (1992), (2) Anderberg and Thelandersson (1976), (3), (4) Blundell (published Fellingner 2004), (5), (6) Bažant and Chern (1987), (7), (8) Sager (published Fellingner 2004), (9) Schneider (1976), (10) Bažant and Chern (1987), (11) Xiao and König (2004), (12) Terro (1998), (13) LST EN 1992-1-2:2005) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Betono aukštoje temperatūroje įtempių deformacijų priklausomybės

Anksčiau aprašyti fizikinių mechaninių savybių modeliai bus naudojami šiame skyriuje, nustatant betono įtempių deformacijų priklausomybę. Bus taikomi modeliai: Hertz (2005) betono gniuždomajam stipriui $f_{c\theta}$ 2.33; Terro (1998) betono deformacijai esant maksimaliems įtempiams $\varepsilon_{c0}(\theta)$ 2.43; Terro (1998) ribinei deformacijai $\varepsilon_{cu\theta}$ 2.83; Terro (1998) tempiamojo betono stipriui

$$f_{cr\theta} = f_{cr} \cdot \frac{f_{c\theta}}{f_c}; \text{ Anderberg ir Thelandersson (1976) pradiniam betono tamprumo}$$

moduliui $E_{ci\theta}$ 2.60; LST EN 1992-1-2:2005 temperatūrinei deformacijai ε_{th}

2.71, 2.72; Lie (1992) plieno takumo ribai $f_{sy\theta}$ 2.89, 2.90; Xie ir Qian (paskelbta Xiao ir Konig 2004) armatūros ir betono sukibimo stipriui aukštose temperatūrose $\tau_{u\theta}$ 2.93; Anderberg ir Thelandersson (1976), Diederichs (paskelbta Li ir Purkiss 2005) ir Terro (1998) trumpalaikiai temperatūrinei valkšnumo deformacijai ε_{tr} 2.73, 2.74, 2.76, 2.80, 2.81, 2.82.

Gniuždymo įtempių deformacijų diagramos

Nesuvaržyto betono gniuždymo įtempių deformacijų modelių pasiūlyta labai nedaug:

Lie ir Lin (1985):

$$\sigma_{c\theta} = f_{c\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{o\theta} - \varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta}} \right)^2 \right], \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \leq \varepsilon_{o\theta}, \quad (2.89)$$

$$\sigma_{c\theta} = f_{c\theta} \cdot \left[1 - \left(\frac{\varepsilon_{o\theta} - \varepsilon_{c\theta}}{3\varepsilon_{o\theta}} \right)^2 \right], \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \geq \varepsilon_{o\theta}. \quad (2.90)$$

Anderberg ir Thelandersson (1976):

$$\sigma_{c\theta} = E_{ci\theta} \cdot \left[\varepsilon_{c\theta} - \frac{\varepsilon_{c\theta}^2}{2 \cdot \varepsilon_{o\theta}} \right], \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \leq \varepsilon_1, \quad (2.91)$$

$$\sigma_{c\theta} (\text{MPa}) = f_1 (\text{MPa}) - 880 \cdot (\varepsilon_{c\theta} - \varepsilon_1), \text{ kai } \varepsilon_1 \leq \varepsilon_{c\theta}, \quad (2.92)$$

$$f_1 = E_{ci\theta} \cdot \left(\varepsilon_1 - \frac{\varepsilon_1^2}{2 \cdot \varepsilon_{o\theta}} \right), \quad (2.93)$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_{o\theta} \cdot \left(1 - \frac{880 \text{ MPa}}{E_{ci\theta}} \right). \quad (2.94)$$

Schneider (1976) modelyje įvertinta betono masės įtaka. Jame bedimensis dydis n , imama 2,5 ir 3,0 atitinkamai lengvajam ir normaliam betonui.

$$\varepsilon_{c\theta} = \left[1 + \frac{1}{n-1} \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta}} \right)^n \right] \cdot \frac{f_{c\theta}}{E_{ci\theta}}. \quad (2.95)$$

Terro (1998) pasiūlė taikyti Schneider (1976) modelį imant n reikšmę 2. Tuomet jis sutampa su Mander ir kt. (1988) modeliu, pradinį tamprumo modulį

$$E_{ci} \text{ imant lygų } \frac{2 \cdot f_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta}}.$$

Youssef ir Moftah (2007) pasiūlė du modelius, kurie sukurti remiantis Mander ir kt. (1988) ir Scott ir kt. (1982) modeliais, juose pakeičiant normalioje temperatūroje naudojamus rodiklius f'_c , ε_{oc} į atitinkamus naudojamus aukštoje temperatūroje $f'_{c\theta}$, $\varepsilon_{o\theta c}$.

Youssef ir Moftah (2007) pirmasis modelis, kuriame pasiūlyta proporcingai nustatyti deformacijos ε_{50u} pokytį deformacijai ε_o (2.9 pav., a).

$$f_{c\theta} = K_{h\theta} f'_{c\theta} \left[2,0 \left(\frac{\varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}} \right)^2 \right], \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \leq \varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}, \quad (2.96)$$

$$f_{c\theta} = K_{h\theta} f'_{c\theta} \left[1 - Z (\varepsilon_{c\theta} - \varepsilon_{o\theta c} - \varepsilon_{tr}) \right] \geq 0, 2 K_{h\theta} f'_{c\theta}, \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \geq \varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}, \quad (2.97)$$

$$K_{h\theta} = 1 + \frac{\rho_s f_{y\theta}}{f'_{c\theta}}, \quad (2.98)$$

$$\varepsilon_{o\theta c} = \varepsilon_{o\theta} \times K_{h\theta}, \quad (2.99)$$

$$Z = \frac{0,5}{\varepsilon_{50u\theta} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{o\theta c} - \varepsilon_{tr}}, \quad (2.100)$$

$$\varepsilon_{50u\theta} = \frac{3 + 0,29 f'_c}{145 f'_c - 1\,000} \cdot \frac{\varepsilon_{o\theta c}}{\varepsilon_{oc}} + \varepsilon_{tr}. \quad (2.101)$$

Youssef ir Moftah (2007) antrasis modelis, kuriame pasiūlyta nustatant E_{ci} naudoti $\frac{2 \cdot f'_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta}}$ priklausomybę.

$$f_{c\theta} = \frac{2 \cdot f'_{cc\theta} \cdot \varepsilon_{c\theta}}{(\varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}) \cdot \left[1 + \left(\frac{\varepsilon_{c\theta}}{\varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}} \right)^2 \right]}, \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} \leq \varepsilon_{o\theta c} + \varepsilon_{tr}, \quad (2.102)$$

$$\varepsilon_{o\theta c} = \varepsilon_{o\theta} \cdot \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc\theta}}{f'_{c\theta}} - 1 \right) \right]. \quad (2.103)$$

apvaliems skerspjūviams:

$$f'_{cc\theta} = f'_{c\theta} \cdot \left[-1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{1 + \frac{7,94 \cdot f'_{l\theta}}{f'_{c\theta}}} - \frac{2 \cdot f'_{l\theta}}{f'_{c\theta}} \right], \quad (2.104)$$

$$f'_{l\theta} = K_e \cdot \frac{2 \cdot f_{y\theta} \cdot A_s}{d_s \cdot S_h}. \quad (2.105)$$

Stačiakampiems skerspjūviams $f'_{cc\theta}$ reikšmės Youssef ir Moftah (2007) siūlo nustatyti pagal Mander ir kt. (1988) pateiktą grafiką (2.9 pav., b) arba Akkari ir Duan (2000) pasiūlytas priklausomybes.

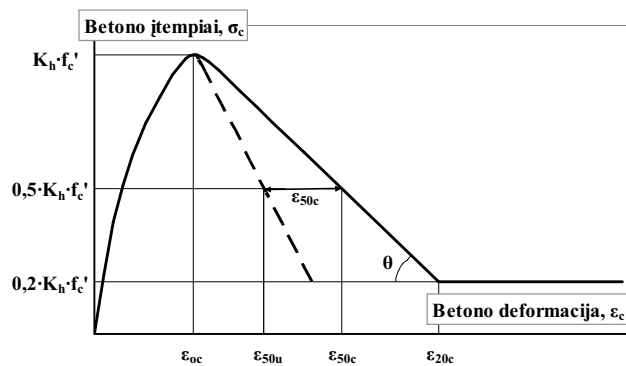
Tempiamo betono aukštoje temperatūroje įtempių deformacijų priklausomybės

Tyrimai tempiamo betono įtempių deformacijų srityje yra riboti. Plačiai paplitusios tiesinės priklausomybės taikytinos betono elgsenai iki pleišėjimo. Atsiradus plyšiams, Terro (1988) siūlo naudoti tiesinę krentančiąją dalį imant ribinę deformaciją 0,004. B. Zhang ir N. Bičanič (2002) atliko ataušusio betono, kuris buvo įkaitintas iki 600°C temperatūros, krentančiosios dalies tyrimus.

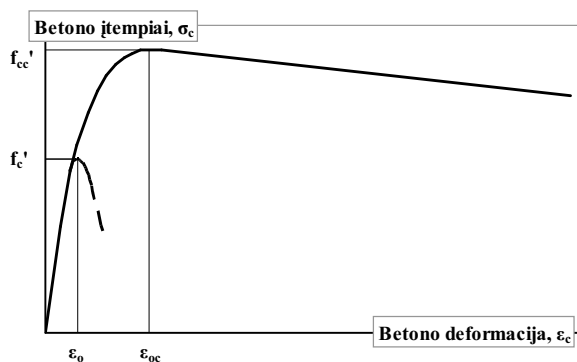
Youssef ir Moftah (2007) pasiūlė vienašio betono įtempių deformacijų priklausomybę modeliuoti tiesiškai, kol atsiranda pleišėjimo įtempiai $\sigma_{ct\theta}$, šiems įtempiams nustatyti siūloma naudoti šias išraiškas:

tempiamiems elementams

$$\sigma_{ct\theta} = \left(0,33\lambda\sqrt{f_c} \right) \frac{f_c}{f_{c\theta}}, \quad (2.106)$$



a)



b)

2.9 pav. Betono įtempių deformacijų priklausomybės normalioje temperatūroje:

a) D. C. Kent ir R. Park (1971), b) Mander ir kt. (1988)

Fig. 2.9. Instantaneous stress-strain curve for concrete at ambient temperature:

a) D. C. Kent and R. Park (1971), b) Mander et al. (1988)

lenkiamiesiems elementams

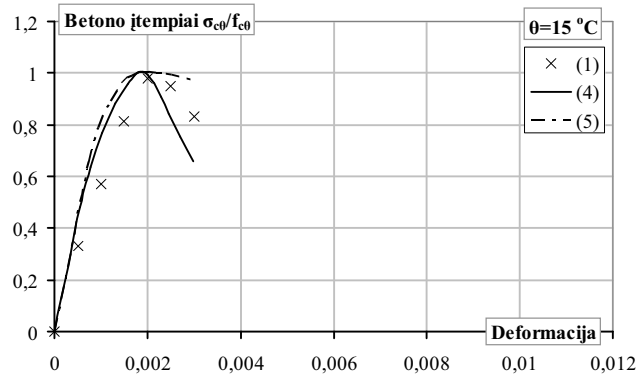
$$\sigma_{c\theta} = \left(0,60\lambda\sqrt{f_c}\right) \frac{f_c}{f_{c\theta}}. \quad (2.107)$$

Betonui supleišėjus, vidutiniams įtempiams apskaičiuoti Youssef ir Moftah (2007) siūlo naudoti modifikuotą Collins ir Mitchell (1987) formulę:

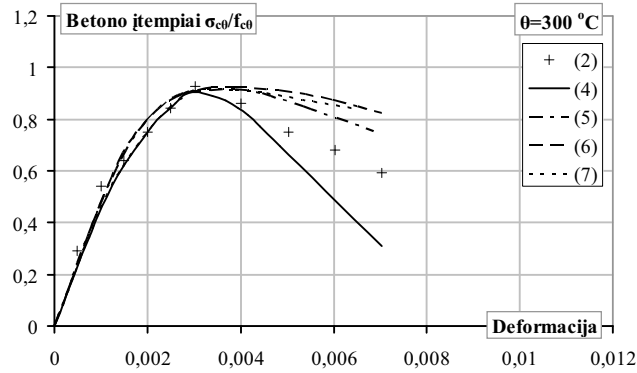
$$\sigma_{c\theta} = \frac{\alpha_1 \alpha_2 f_{cr\theta}}{1 + \sqrt{500 \varepsilon_{c\theta}}} \cdot \frac{\tau_{u\theta}}{\tau_{uo}}, \text{ kai } \varepsilon_{c\theta} > \frac{f_{cr\theta}}{E_{ci\theta}}. \quad (2.108)$$

Įtempių deformacijų modelių palyginimai

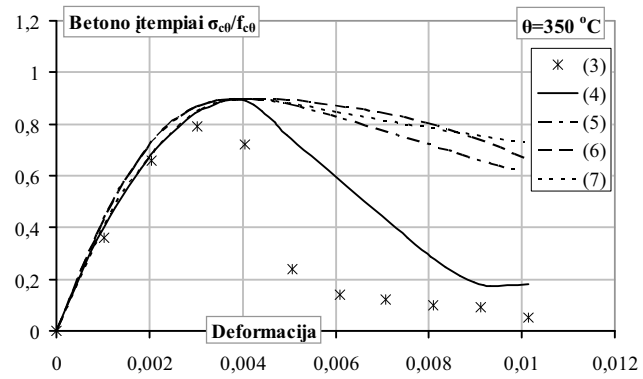
Anksčiau aprašytų betono įtempių deformacijų modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas pateiktas 2.10, 2.11 paveiksluose. Šiuose modeliuose $f_{c\theta}$ ir $\varepsilon_{o\theta}$ reikšmėms nustatyti buvo panaudotos Hertz (2005) ir Terro (1998) pasiūlytos priklausomybės.



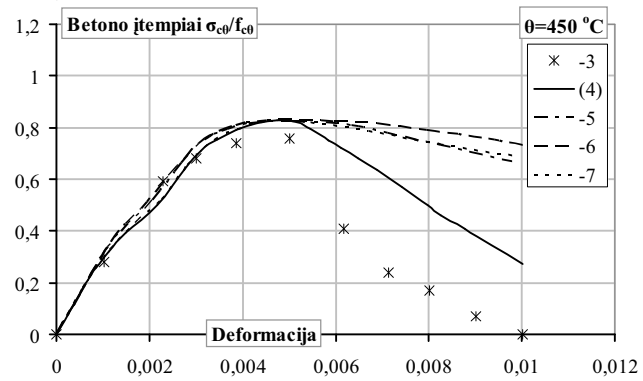
a)



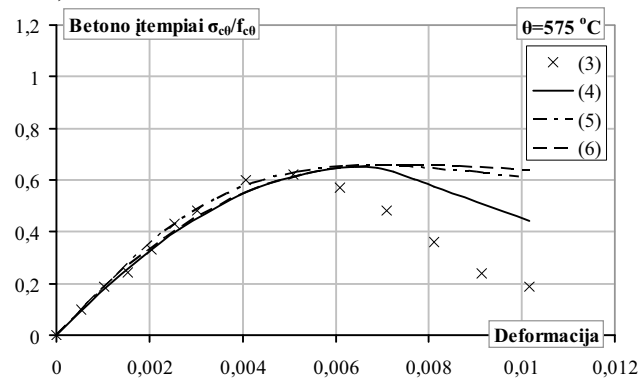
b)



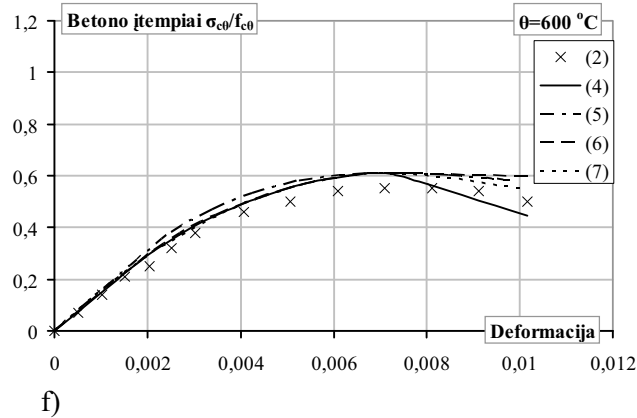
c)



d)



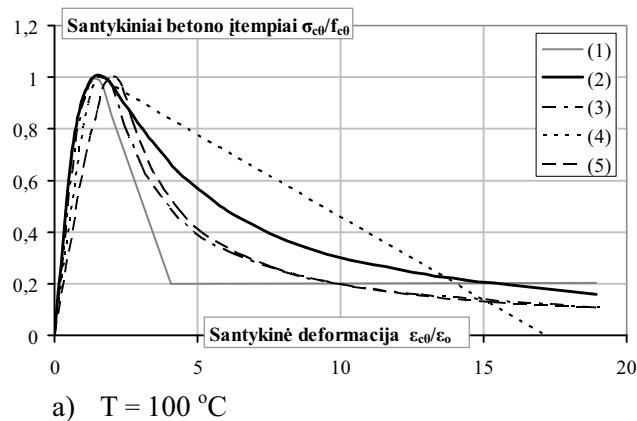
e)



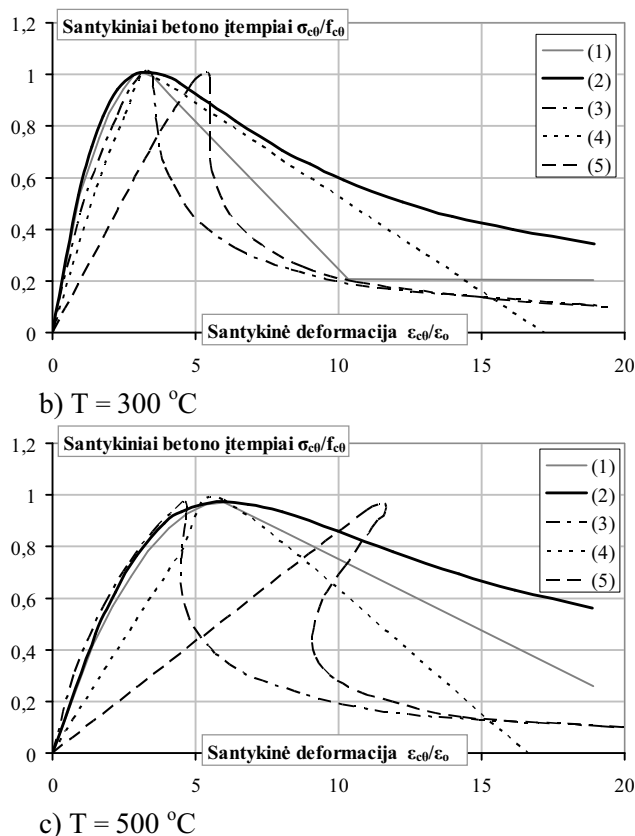
2.10 pav. Betono įtempių deformacijų priklausomybės nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Purkiss ir Dougill (1973), (2) Bažant ir Chern (1987), (3) Schneider (1976), (4), (5) Youssef ir Mofteh (2007), (6) Lie ir Lin (1985), (7) Anderberg ir Thelandersson (1976)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

Fig. 2.10. Instantaneous stress-strain curves at elevated temperatures according to various researchers given results: ((1) Purkiss and Dougill (1973), (2) Bažant and Chern (1987), (3) Schneider (1976), (4), (5) Youssef and Mofteh (2007), (6) Lie and Lin (1985), (7) Anderberg and Thelandersson (1976)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Visi modeliai pakankamai gerai atitinka kylančiąją kreivės dalį, tačiau krentančiąją kreivės dalį pakankamai tiksliai atspindi tik Youssef ir Mofteh (2007) modelis.



a) $T = 100\text{ }^{\circ}\text{C}$

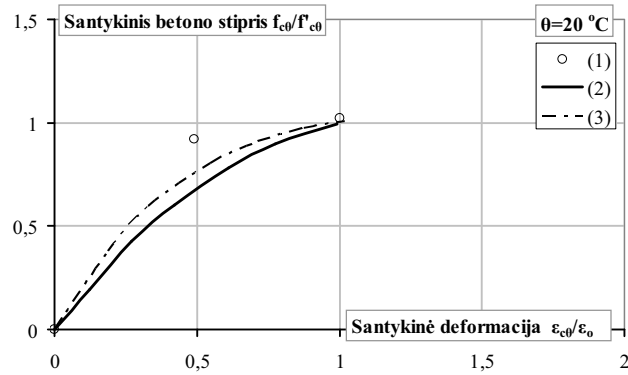


2.11 pav. Betono aukštoje temperatūroje trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos įtaka įtempių deformacijų priklausomybei pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1), (2) Youssef ir Mofthah (2007), (3) Schneider (1976), (4) Anderberg ir Thelandersson (1976), (5) Terro (1998))

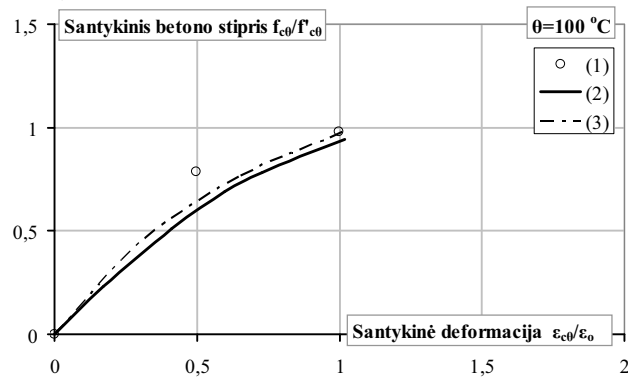
Fig. 2.11. Transient creep on the stress-strain curve at elevated temperatures according to various researchers given results: ((1), (2) Youssef and Mofthah (2007), (3) Schneider (1976), (4) Anderberg and Thelandersson (1976), (5) Terro (1998))

Betono įtempių deformacijų modelių palyginimas, įvertinant trumpalaikio temperatūrinio valkšnumo efektą pateiktas 2.10, 2.12 paveiksluose. Kylančioji kreivės dalis beveik visuose modeliuose praktiškai identiška, tačiau krentančioje dalyje modeliai labai skiriasi. Deja, eksperimentinių tyrimų šioje srityje yra labai maža.

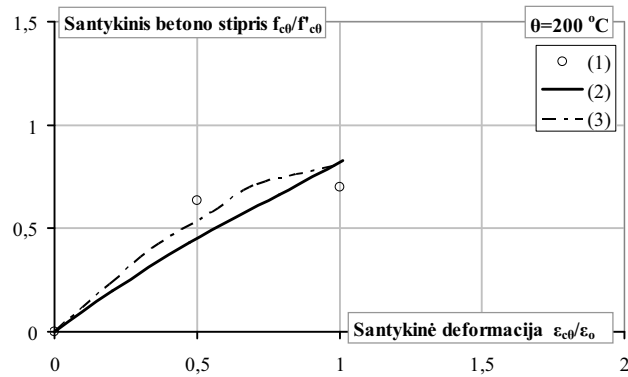
Nesuvaržyto betono cilindų gniuždymo eksperimentinių tyrimų ir modelių palyginimas pateiktas 2.12 paveiksluose. Youssef ir Mofthah (2007) modeliai pakankamai gerai sutampa su eksperimentinių tyrimų rezultatais.



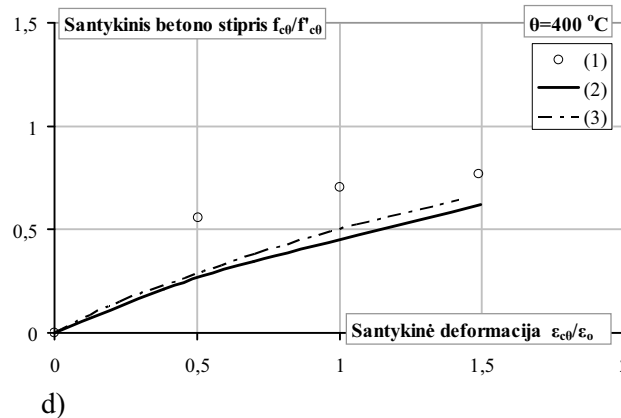
a)



b)



c)



2.12 pav. Nesuvaržyto betono cilindų įtempių deformacijų kreivės pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Terro ir Hamoush (1997), (2), (3) Youssef ir Moftah (2007)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

Fig. 2.12. Stress-strain curves for unconfined concrete cylinders according to various researchers given results: ((1) Terro and Hamoush (1997), (2), (3) Youssef and Moftah (2007)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Betono ir armatūros mechaninės savybės, kurios daro įtaką suvaržyto betono įtempių deformacijų priklausomybei, yra šios: betono stipris, pradinis betono tamprumo modulis, betono deformacija esant maksimaliems įtempiams, temperatūrinė deformacija, trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija, armatūros takumo riba ir armatūros ir betono sukibimo stipris. Šios savybės labai keičiasi aukštose temperatūrose. Betono stipris, pradinis betono tamprumo modulis, armatūros takumo riba ir armatūros ir betono sukibimo stipris kylant temperatūrai mažėja, o absoliuti deformacija esant maksimaliems įtempiams didėja. Pradiniai gniuždymo įtempiai sumažina aukštų temperatūrų įtaką betono stipriui ir betono deformacijai esant maksimaliems įtempiams, bet padidina trumpalaikę temperatūrinę valkšnumo deformaciją. Youssef ir Moftah (2007) nuomone, būtina ištirti pradinių gniuždymo ir tempimo įtempių įtaką betono gniuždomajam stipriui, betono deformacijai esant maksimaliems įtempiams ir pradiniam betono tamprumo moduliui esant įvairioms temperatūroms. Taip pat trūksta eksperimentų, kurie ištirtų aukštų temperatūrų įtaką ribinei betono deformacijai, betono tempiamajai elgsenai, armatūros ir betono sukibimo stipriui ir iš anksto įtempto ir suvaržyto betono įtempių deformacijų priklausomybei.

2.2. Armatūros modeliai

Pagrindinės savybės, kuriomis aprašomas temperatūros poveikis plienui, yra jo stiprumas, charakterizuojamas takumo ar proporcinė riba ir įtempių deformacijų diagrama.

Deformacijos

Esant aukštomis temperatūroms, suminė plieno deformacija lygi:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{th}(\theta) + \varepsilon_{\sigma}(\bar{\sigma}, \sigma, \theta) + \varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t), \quad (2.109)$$

čia $\varepsilon_{th}(\theta)$ – temperatūrinė deformacija; $\varepsilon_{\sigma}(\bar{\sigma}, \sigma, \theta)$ – trumpalaikė apkrovos sukelta deformacija; $\varepsilon_{cr}(\sigma, \theta, t)$ – trumpalaikė valkšnumo deformacija; t – laikas.

Trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos pliene neegzistuoja.

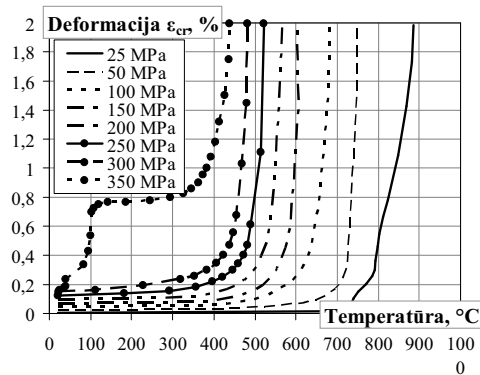
Valkšnumo deformacijos

Valkšnumu vadinama medžiagos savybė deformuotis laikui bėgant nuo tos pačios pastovios apkrovos (veikiant to paties didumo įtempimui). Valkšnumo deformacijos plieniniuose elementuose tampa reikšmingos, kai temperatūra yra daugiau nei 400 °C. Plieno valkšnumas ypač priklauso nuo temperatūros ir įtempimo lygio. Kai plienas pasiekia tam tikrą temperatūrą, kaip pavaizduota toliau esančiame grafike, valkšnumo deformacijų kreivė tampa beveik vertikali. Todėl, jei plienas tam tikram įtempimo lygyje pasiekia tam tikrą temperatūrą, jis tampa plastiškas ir įvyksta trūkimas.

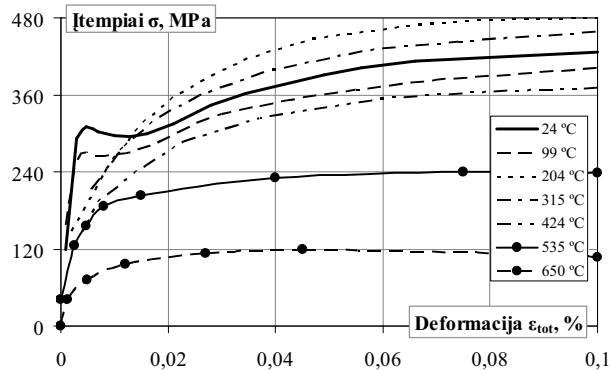
Eksperimentiniai tyrimai

Aukštos temperatūros įtaką konstrukcijų atsparumui ugniai nagrinėjo Lenkijos mokslininkė Bednarek (1996). Jos darbas skirtas plieno stiprumo savybių pokyčiui nuo temperatūros tyrimui ir, be abejo, visos gelžbetoninės konstrukcijos elgsenai prognozuoti. Tačiau Bednarek (1996) publikacijose akcentuojama, kad tikslus temperatūros pasiskirstymo konstrukcijoje apskaičiavimas patikslina konstrukcijos atsparumo ugniai prognozavimą.

JAV konstrukcinio plieno (klasė A36) tipinės įtempių deformacijų priklausomybės aukštoje temperatūroje (takumo riba 300 MPa) pateiktos 2.13 paveiksle. Iš 2.13 paveikslo matyti, jog stiprumo sumažėjimas aukštose temperatūrose (99 °C, 425 °C, 535 °C) yra esmingas, net palyginti ir neaukštoje temperatūroje, nors kai kuriais atvejais (204 °C, 315 °C) pastebimas nedidelis stiprumo padidėjimas.



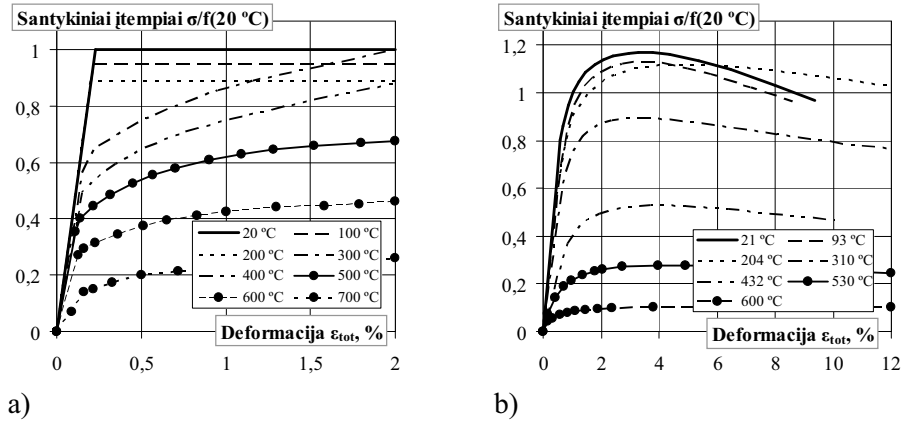
2.13 pav. Plieno valkšnumo deformacijų kitimas nuo temperatūros (Li ir Purkiss 2005)
Fig. 2.13. Creep strains for reinforcing steels at elevated temperature (Li ir Purkiss 2005)



2.14 pav. Tipinės aukštų temperatūrų konstrukcinio plieno įtempių deformacijų priklausomybės (Purkiss ir Bali 1988)

Fig. 2.14. Typical stress-strain curves for structural steel at elevated temperatures (Purkiss ir Bali 1988)

Atkreiptinas dėmesys, kad tiek normalioje, tai šiek tiek aukštesnėje temperatūroje nustatomas skirtingas plieno takumo ribos stabilizavimasis, o aukštesnėse temperatūrose nėra pastebima takumo riba ir įprasto konstrukcinio plieno įtempių deformacijų kreivė tampa panaši į aukšto stiprumo plieną. Įprastosios ir įtemptosios armatūros stiprio sumažėjimas aukštesnėse temperatūrose yra panašus (2.15 pav.). Atkreiptinas dėmesys, kad dėl didelių deformacijų, pasireiškusių aukštesnėse temperatūrose, daugiau įprasta, kad 1 ar 2%, išskirtiniais atvejais iki 5%, eksperimentinio stiprio sumažėja, o normalioje temperatūroje eksperimentinis stipris sumažėja tik 0,2%.



2.15 pav. Įtempių deformacijų kreivės: a) įprastai ir b) įtempiamajai armatūrai aukštose temperatūrose (Purkiss ir Bali 1988)

Fig. 2.15. Stress-strain curves for: a) reinforcing and b) pre-stressing steels at elevated temperatures (Purkiss ir Bali 1988)

Iš 2.15 paveikslo akivaizdu, kad plieno takumo riba tampa mažiau pastebima, kai temperatūra kyla ir išnyksta, kai temperatūra pasiekia 300 °C ribą. Nuo 180 °C iki 370 °C temperatūrų intervale kritinė riba didėja, o toliau kylant temperatūrai takumo riba pamažu mažėja. Plieno įtempių deformacijų kreivė priklauso nuo plieno tamprumo modulio, proporcingumo ribos ir kritinės ribos.

Plieno šiluminė deformacija

Plieno šiluminė deformacija $\varepsilon_s(\theta)$ gali būti nustatoma pagal toliau nurodytas lygtis taikant 20 °C temperatūroje esantį atskaitinį ilgį (Lin ir kt. 1995):

$$\varepsilon_s(\theta) = -2,416 \cdot 10^{-4} + 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2, \quad (2.110)$$

kai $20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 750^\circ\text{C}$,

$$\varepsilon_s(\theta) = 11 \cdot 10^{-3}, \text{ kai } 750^\circ\text{C} \leq \theta \leq 860^\circ\text{C}, \quad (2.111)$$

$$\varepsilon_s(\theta) = -6,2 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 10^{-5} \cdot \theta, \text{ kai } 860^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \quad (2.112)$$

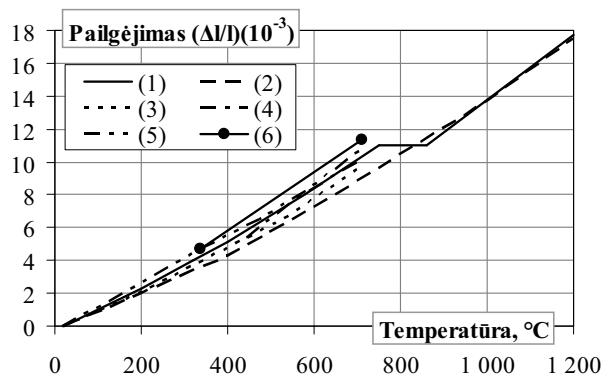
įtempiamosios armatūros:

$$\varepsilon_p(\theta) = -2,016 \cdot 10^{-4} + 10^{-5} \cdot \theta + 0,4 \cdot 10^{-8} \cdot \theta^2, \quad (2.113)$$

kai $20^{\circ}\text{C} \leq \theta \leq 1200^{\circ}\text{C}$,

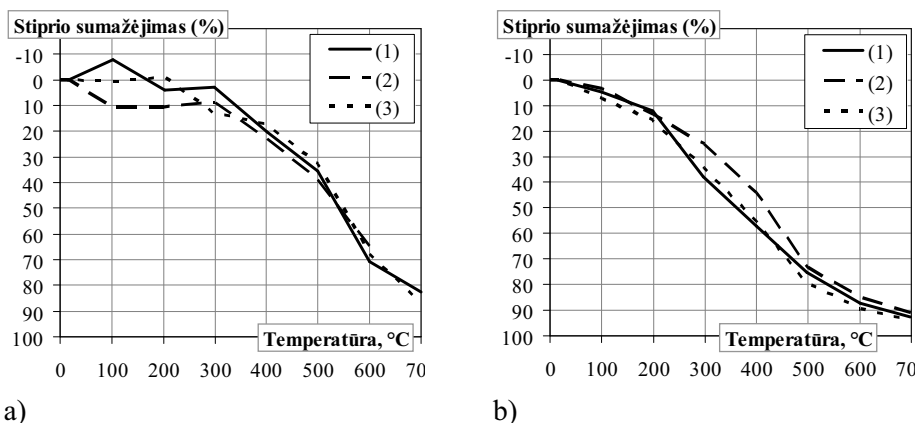
čia θ yra plieno temperatūra ($^{\circ}\text{C}$).

Armatūros šiluminio pailgėjimo kaita dėl temperatūros pavaizduota 2.16 paveiksle.



2.16 pav. Bendras plieno šiluminis pailgėjimas pagal: (1), (2) – LST EN 1992-1-2:2005, (3)–(6) – Anderberg ir Thelandersson (1976)

Fig. 2.16. Total thermal elongation of steel according to: (1), (2) – LST EN 1992-1-2:2005, (3)–(6) – Anderberg and Thelandersson (1976)



2.17 pav. Plienų stiprio variacija a) normaliai ((1) minkštas plienas, (2) armatūrinis plienas), (3) universalus plienas) ir b) iš anksto įtemptai ((1) 5 mm diametro spiralinė viela, (2) 5 mm diametro įtvirtinta viela, (3) 9,3 mm diametro 7 vielų strypas) armatūrai aukštesiose temperatūrose (Purkiss ir Bali, A. 1988)

Fig. 2.17. Variation of normalized strength of a) reinforcing ((1) mild steel, (2) torbar, (3) unisteel) and b) prestressing steels ((1) 5 mm mill coil, (2) stabilized wire, (3) 9,3 mm 7 wire strand) with temperature

Stiprumas

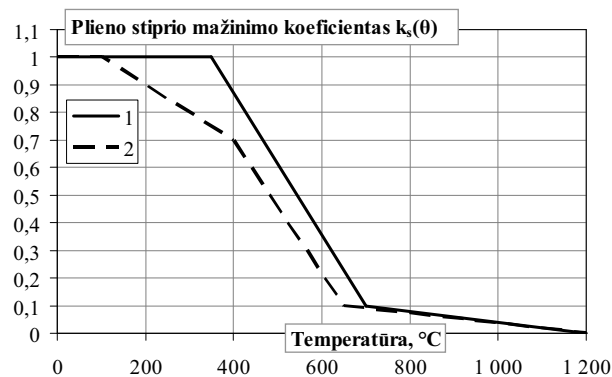
Pabrėžtina, kad kur pastebima eksperimentinio stiprio variacija, apibendrinus šiuos rezultatus, atsižvelgiant į normaliomis aplinkos sąlygomis nustatytą bet kokio armatūrinio plieno stiprumą, tampa akivaizdu, kad galutinis stiprio praradimas, esant didesnei aplinkos temperatūrai kaip 350 °C, nepriklauso nuo plieno tipo (2.17 pav.).

Veikiant gaisro temperatūrai, neįtemptosios armatūros charakteristinis stipris (Lin ir kt. 1995) apskaičiuojamas pagal formulę:

$$f_{yk}(\theta) = k_s(\theta) f_{yk}(20^\circ\text{C}), \quad (2.114)$$

čia $f_{yk}(\theta)$ – charakteristinis neįtemptosios armatūros stipris veikiant temperatūrai θ , MPa; $k_s(\theta)$ – koeficientas, kuris rodo medžiagos savybės sumažėjimą veikiant temperatūrai θ .

Koeficiento $k_s(\theta)$ reikšmės nustatomos pagal 2.18 paveiksle pateiktus grafikus.



2.18 pav. Įprastosios armatūros koeficiento $k_s(\theta)$ priklausomybė nuo temperatūros: (1) kreivė – kai deformacija $\varepsilon_{uk} \geq 2\%$; (2) kreivė – kai deformacija $\varepsilon_{uk} < 2\%$ (LST EN 1992-1-2:2005)

Fig. 2.18. Relationship between reinforcement coefficient $k_s(\theta)$ and temperature: (1) curve – when strain $\varepsilon_{uk} \geq 2\%$; (2) curve – when strain $\varepsilon_{uk} < 2\%$ (LST EN 1992-1-2:2005)

Sijų ir plokščių tempiamosios armatūros charakteristinio stiprio redukavimas esant $\varepsilon_{uk} \geq 2\%$ turi būti nustatytas pagal 2.18 paveiksle pateiktą 1 kreivę arba pagal tokias sąlygas:

$$k_s(\theta) = 1, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 350^\circ\text{C}, \quad (2.115)$$

$$k_s(\theta) = (6650 - 9\theta) / 3500, \text{ kai } 350^\circ\text{C} < \theta \leq 700^\circ\text{C}, \quad (2.116)$$

$$k_s(\theta) = (1200 - \theta) / 5000, \text{ kai } 700^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}. \quad (2.117)$$

Kolonų, sijų ir plokščių gniuždomosios armatūros charakteristinio stiprio redukavimas turi būti nustatytas pagal 2.18 paveiksle pateiktą 2 kreivę. Ši kreivė taip pat tinka tempiamajai armatūrai, kai deformacija $\varepsilon_{uk} < 2\%$:

$$k_s(\theta) = 1, \text{ kai } 20^\circ\text{C} \leq \theta \leq 100^\circ\text{C}, \quad (2.118)$$

$$k_s(\theta) = (1100 - \theta) / 1000, \text{ kai } 100^\circ\text{C} < \theta \leq 400^\circ\text{C}, \quad (2.119)$$

$$k_s(\theta) = (8300 - 12\theta) / 5000, \text{ kai } 400^\circ\text{C} < \theta \leq 650^\circ\text{C}, \quad (2.120)$$

$$k_s(\theta) = (1200 - \theta) / 5500, \text{ kai } 650^\circ\text{C} < \theta \leq 1200^\circ\text{C}, \quad (2.121)$$

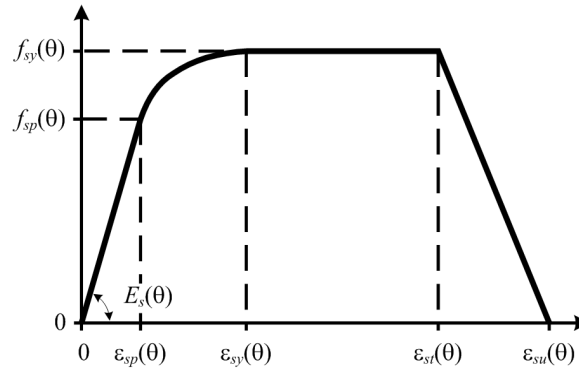
čia θ – temperatūra, $^\circ\text{C}$; ε_{uk} – ribinis ištįsimas.

Įtempių deformacijų priklausomybės

Vadovaujantis LST EN 1992-1-2:2005 armatūros stiprumo ir deformavimosi savybės aukštesnėje nei normali temperatūroje nustatomos pagal 2.18 ir 2.19 paveiksluose pateiktas priklausomybes. Pavaizduotas įtempių deformacijų priklausomybės (2.18 ir 2.19 pav., 2.1 lentelė) nusako trys parametrai: 1) tiesinio tamprumo intervalo nuolydis $E_{s,\theta}$; 2) proporcinė riba $f_{sp,\theta}$; 3) didžiausias įtempių lygis $f_{sy,\theta}$.

Armatūros takumo riba aukštose temperatūrose

Aukštų temperatūrų poveikis sumažina armatūros takumo ribą, taip pat dėl jo išnyksta takumo aikštelė, kuri stebima minkšto plieno tempimo bandymuose (Lie 1972). Dėl didelių deformacijų, pasireiškiančių aukštose temperatūrose, takumo riba ($f_{sy,\theta}$) dažniausiai įvertinama naudojant 1% arba 2% bandinio stiprio, kai normaliose temperatūrose dirbančiai armatūrai ši reikšmė įprastai lygi 0,2% (Purkiss 1996). Toliau pateikiami plieno takumo $f_{sy,\theta}$ ribos modeliai.

**2.19 pav.** Armatūros įtempių deformacijų diagrama (LST EN 1992-1-2:2005)**Fig. 2.19.** Stress-strain relationship for steel at elevated temperatures (LST EN 1992-1-2:2005)**2.1 lentelė.** Fizikiniai parametrai, naudojami skaičiuojant (LST EN 1992-1-2:2005)**Table 2.1.** Physical parameters used in calculations (LST EN 1992-1-2:2005)

Intervalas	Įtempis $\sigma(\theta)$	Tangentinis modulis
$\varepsilon_{sp,\theta}$	$\varepsilon E_{s,\theta}$	$E_{s,\theta}$
$\varepsilon_{sp,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{sy,\theta}$	$f_{sp,\theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right) \left[a^2 - (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)^2 \right]^{0,5}$	$\frac{b(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon)}{a \left[a^2 - (\varepsilon - \varepsilon_{sy,\theta})^2 \right]^{0,5}}$
$\varepsilon_{sy,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{st,\theta}$	$f_{sy,\theta}$	0
$\varepsilon_{st,\theta} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{su,\theta}$	$f_{sy,\theta} \left[1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_{st,\theta}}{\varepsilon_{su,\theta} - \varepsilon_{st,\theta}} \right]$	-
$\varepsilon = \varepsilon_{su,\theta}$	0,00	-
Parametras	$\varepsilon_{sp,\theta} = \frac{f_{sp,\theta}}{E_{s,\theta}} \quad \varepsilon_{sy,\theta} = 0,02 \quad \varepsilon_{st,\theta} = 0,15 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,20$ A klasės armatūra: $\varepsilon_{st,\theta} = 0,05 \quad \varepsilon_{su,\theta} = 0,10$	
Funkcijos	$a^2 = (\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) \left(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta} + \frac{c}{E_{s,\theta}} \right)$ $b^2 = c(\varepsilon_{sy,\theta} - \varepsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} + c^2$	

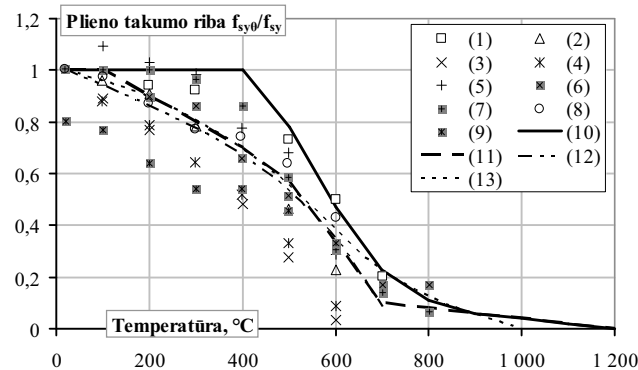
2.1 lentelės pabaiga

Intervalas	Įtempis $\sigma(\theta)$	Tangentinis modulis
	$c = \frac{(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})^2}{(\epsilon_{sy,\theta} - \epsilon_{sp,\theta}) E_{s,\theta} - 2(f_{sy,\theta} - f_{sp,\theta})}$	

Lie (1992):

$$f_{sy\theta} = \left[1 + \frac{\theta}{900 \cdot \ln\left(\frac{\theta}{1750}\right)} \right] \cdot f_y, \text{ kai } 0 < \theta \leq 600^\circ\text{C}, \quad (2.122)$$

$$f_{sy\theta} = \left[\frac{340 - 0,34 \cdot \theta}{\theta - 240} \right] \cdot f_y, \text{ kai } 600^\circ\text{C} \leq \theta \leq 1\,000^\circ\text{C}. \quad (2.123)$$



2.20 pav. Armatūros takumo ribos priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1) Malhotra (1956), (2), (3), (4), (12) Lie ir Stanzak (1974), (5) Holmes ir kt. (1982), (6), (7) Xiao ir Konig (2004), (8), (9) Harmathy ir Stanzak (1970), (10), (11) LST EN 1992-1-2:2005, (13) Lie (1992)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

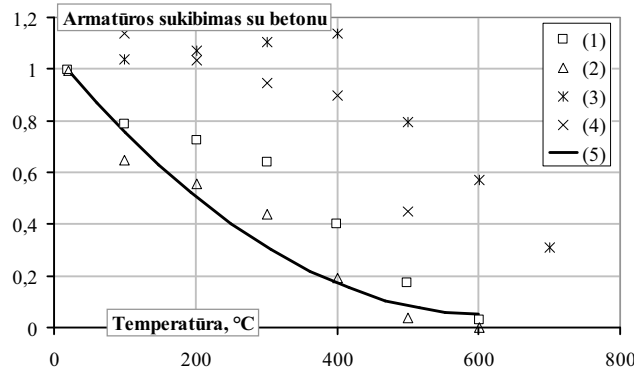
Fig. 2.20. Steel yield strength at elevated temperatures according to various researchers given results: ((1) Malhotra (1956), (2), (3), (4), (12) Lie and Stanzak (1974), (5) Holmes et al. (1982), (6), (7) Xiao and Konig (2004), (8), (9) Harmathy and Stanzak (1970), (10), (11) LST EN 1992-1-2:2005, (13) Lie (1992)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Lie ir Stanzak (1974):

$$f_{sy\theta} = f_y(1 - 0,78 \cdot \theta^* - 1,89 \cdot \theta^{*4}), \quad (2.124)$$

$$\theta^* = \frac{\frac{9}{5} \cdot \theta - 36}{1800}. \quad (2.125)$$

Anksčiau aprašytų armatūros takumo ribos $f_{sy\theta}$ modeliais gautų rezultatų ir eksperimentinių tyrimų palyginimas pateiktas 2.20 paveiksle.



2.21 pav. Santykinio betono ir armatūros sukibimo stiprio priklausomybė nuo temperatūros pagal įvairių tyrinėtojų gautus rezultatus: ((1), (2) Malhotra (1982), (3), (4), (5) Xiao ir Konig (2004)) (modelių rezultatai žymimi linijomis, eksperimentų – taškais)

Fig. 2.21. Relative bond strength at elevated temperatures according to various researchers given results: ((1), (2) Malhotra (1982), (3), (4), (5) Xiao and Konig (2004)) (models results was labeled as lines and experimental results accordingly as dots)

Armatūros ir betono sukibimo stipris aukštose temperatūrose

Armatūros ir betono sukibimo stipris aukštose temperatūrose mažėja augant temperatūrai. Sukibimo stiprio mažėjimas yra funkcija nuo betono tipo ir armatūros paviršiaus būklės (lygi, deformuota, korozijos laipsnis) (Purkiss 1996). Deformuota ar lygi sukorodavusi armatūra pasižymi geresnėmis sukibimo savybėmis (Malhotra 1982). Xie ir Qian (paskelbta Xiao ir Konig 2004) sukibimo stiprio $\tau_{u\theta}$ modelis aukštoje temperatūroje, įvertina sukibimo stiprį normalioje temperatūroje ir armatūros stiprį.

$$\tau_{u\theta} = \tau_{uo} \cdot \left[2,7438 \cdot \left(\frac{\theta}{100} \right)^2 - 3,322 \cdot \left(\frac{\theta}{100} \right) + 105,881 \right] \times 10^{-2}, \quad (2.126)$$

Anksčiau aprašyto armatūros ir betono sukibimo stiprio $\tau_{it\theta}$ modelio ir eksperimentinių rezultatų palyginimas pateiktas 2.21 paveiksle.

2.3. Medžiagų modelių parinkimas sluoksnių modeliui

Šiame skyriuje aprašytų skirtingų medžiagų ir betono įtempių deformacijų modelių tikslumo ir paprastumo įvertinimas pateiktas E priede. Atsižvelgiant į tikslumo analizę ir kitas medžiagų modelių taikymo ypatybes, 2.2 lentelėje pasiūlyti pasirinkti medžiagų modeliai, siūlomi naudoti skaičiavimams.

2.2 lentelė. Siūlomi armatūros ir betono fizikiniai medžiagų modeliai

Table 2.2. Chosen reinforcement and concrete material models

Savybė	Žymėjimas	Siūlomo modelio pavadinimas
Betonas		
Gniuždomasis stipris	$f_c(\theta)$	LST EN 1992-1-2:2005
Maksimalius įtempius gniuždomajame betone atitinkanti deformacija	$\varepsilon_{c0}(\theta)$	Khennane ir Baker (1993)
Pradinis betono tamprumo modulis	$E_{ci\theta}$	Xiao ir König (2004)
Betono temperatūrinė deformacija	$\varepsilon_{th}(T, 0)$	LST EN 1992-1-2:2005
Betono trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija	$\varepsilon_{tr}(T, \sigma)$	Anderberg ir Thelandersson (1976)
Gniuždomojo betono ribinė deformacija	$\varepsilon_{cu\theta}$	Terro (1998)
Betono tempiamasis stipris	$f_{t\theta}$	LST EN 1992-1-2:2005
Gniuždymo įtempių deformacijų priklausomybė	$\sigma_{c\theta} - \varepsilon_{c\theta}$	LST EN 1992-1-2:2005
Plienas		
Plieno šiluminė deformacija	$\varepsilon_s(\theta)$	LST EN 1992-1-2:2005
Armatūros takumo riba	$f_{sy\theta}$	LST EN 1992-1-2:2005

2.4. Antrojo skyriaus rezultatai ir išvados

Atlikta skirtingų modelių, apibūdinančių betono ir armatūros šilumines (šilumos laidumas, šiluminė talpa) bei fizikines mechanines charakteristikas (betono ir armatūros tempiamasis ir gniuždomasis stipris, tamprumo modulis, temperatūrinė deformacija, įtempių deformacijų diagrama ir betono trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo bei ribinė deformacija), analizė parodė:

1. Iki dabar nėra pasiūlyta universalių betono šiluminių bei fizikinių mechaninių modelių. Eksperimentinių ir teorinių tyrimų gelžbetonio elgsenos aukštoje temperatūroje stoka sąlygoja dideles fizikinių medžiagų modelių paklaidas.
2. Betono gniuždomasis stipris nėra pakankama charakteristika, apibūdinanti betono šilumines, fizikines mechanines savybes.
3. Dauguma fizikinių mechaninių charakteristikų tiksliausiai modeliuojama, remiantis LST EN 1992-1-2:2005 nuostatomis.

Aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų sluoksnių modelis

Šiame skyriuje aprašomas aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų skaičiavimo metodas, taikant integralinį sluoksnių modelį (Kaklauskas 2001; Bačinskas ir kt. 2004, 2007). Pateikiamas skaičiavimo pavyzdys su gelžbetoninės plokštės įtempių deformacijų ir kreivių rezultatais. Šiluminis uždavinys darbe sprendžiamas, taikant standartinę baigtinių elementų (toliau – BE) programą DIANA (2 skyrių).

G. Kaklauskas pasiūlė integralinį supleišėjusių gelžbetoninių elementų, apkrautų trumpalaikę apkrovą, įtempių deformacijų analizės modelį, paremtą sluoksnių metodu. Sluoksnių metodas plačiai taikomas gelžbetoninių konstrukcijų įtempių deformacijų būvio analizei (Marčiukaitis ir kt. 2006; Marčiukaitis, Bareišis 2007; Kaklauskas 2001, 2004). Šis modelis pagrįstas vidutinių plyšių koncepcija (skaičiavimams taikomi vidutiniai įtempiai bei vidutinės deformacijos). Jame taikomos armatūros, gniuždomojo betono ir tempiamojo betono fizinės priklausomybės. Pastarąją įvertinami betono pleišėjimo, elgsenos tarp plyšių ir betono traukimosi efektai. Ji, skirtingai nuo kitų, buvo išvesta ne iš tempiamųjų arba grynąją šlytimi paveiktų eksperimentinių bandinių, o iš lenkiamųjų gelžbetoninių sijų eksperimentinių duomenų. Pasiūlyta supleišėjusiojo tempia-

mojo betono įtempių deformacijų diagrama buvo gauta, taikant naują fizikinių modelių kūrimo metodą. Juo tempiamojo betono vidutinių įtempių deformacijų kreivės apskaičiuojamos iš lenkiamojo gelžbetoninio elemento eksperimentinių momentų-deformacijų (kreivių) diagramų. Tempiamojo betono įtempių deformacijų kreivė nustatoma kraštiniam elementui sluoksniams. Šio skyriaus medžiaga paskelbta bendruose autoriaus ir bendraautorių straipsniuose (Bačinskas ir kt. 2004, 2007).

3.1. Skaiciavimo prielaidos

Autoriaus pasiūlytas gelžbetoninių elementų veikiamų aukšta temperatūra sluoksnių modelis pagrįstas šiomis prielaidomis:

- 1) skaičiavimams taikomi vidutiniai įtempiai bei vidutinės deformacijos, t. y. modelis pagrįstas vidutinių plyšių (angl. *smeared cracking*) koncepcija;
- 2) deformacijos skerspjūvio aukštyje kinta tiesiškai, t. y. galioja plokščiųjų pjūvių hipotezė;
- 3) armatūros ir betono sukibimas laikomas idealiu; armatūros praslydimas betone įvertinamas tempiamojo betono fizikine priklausomybe;
- 4) darbe nagrinėjamas tik augančios temperatūros atvejis, t. y. vėsimo stadija nenagrinėjama;
- 5) temperatūros pokyčių sukeltos deformacijos įvertinamos ekvivalentinėmis įrašomis: ašine jėga ir lenkimo momentu.

3.2. Armatūros ir betono fizikinės priklausomybės

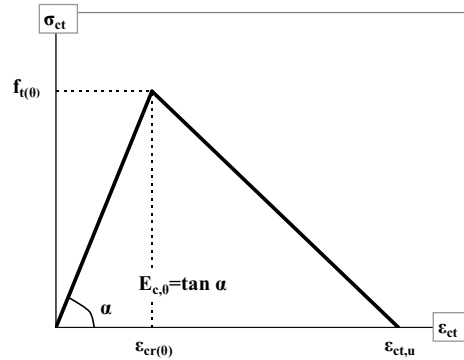
Remiantis 2 skyriuje atlikta modelių analize, gniuždomojo betono ir armatūros elgsena modeliuojama pagal Euronormų (LST EN) nuostatas (2.2 lentelė).

Tempiamojo betono elgsenos modeliavimas

Supleišėjusios tempiamosios zonos betono elgsena yra kitokia nei nesupleišėjusio betono. Betonui dėl sukibimo su armatūra tarp plyšių atlaiko daug plyšių projekcijai statmenos tempimo įrašos. Tempiamojo betono elgsena tarp plyšių turi nemažą įtaką trumpalaikėms deformacijoms. Tempiamojo betono elgsena, veikiant aukštomis temperatūroms, modeliuojama dvitise įtempių deformacijų diagrama, parodyta 3.1 paveiksle. Betono stipris tempiant nustatomas pagal Euronormų (LST EN) nuostatas. Diagramos krentančioji dalis charakterizuojama ribine deformacija $\epsilon_{ct,u}$, kurią Kaklauskas (2000, 2001) pasiūlė apskaičiuoti taip:

$$\varepsilon_{ct,u} = \left(32,8 - 27,6\rho + 7,12\rho^2 \right) \frac{f_{ct}}{E_c}, \quad (3.1)$$

čia f_{ct} – tempiamojo betono stipris, MPa; E_c – betono tamprumo modulis, MPa; ρ – armavimo procentas.



3.1 pav. Supleišėjusio tempiamojo betono įtempių deformacijų priklausomybė (Kaklauskas 2001)

Fig. 3.1. Stress-strain relationship for cracked tensile concrete (Kaklauskas 2001)

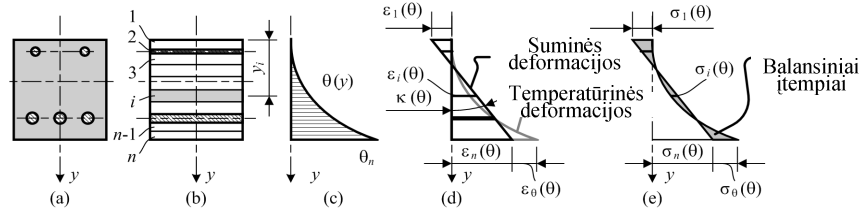
3.3. Įtempių deformacijų apskaičiavimo metodas

Šiame poskyryje nagrinėjama gelžbetoninio lenkiamojo elemento įtempių deformacijų elgsena gaisro metu. Skaičiavime taikomas sluoksnių modelis, t. y. skerspjūvis, parodytas 3.2 paveiksle, a), yra suskaidomas į betono ir armatūros sluoksnius (3.2 pav., b). Temperatūrų pasiskirstymas lenkiamame elemente (3.2 pav., c) nustatomas vadovaujantis šilumos perdavimo teorijos principais ir prielaidomis.

Šiame darbe nustatant nagrinėjamo elemento temperatūrinius laukus, buvo naudota BE programa DIANA. Aukštų temperatūrų netiesinis pasiskirstymas skerspjūvyje pakeičiamas ekvivalentiniu ašinės jėgos ir lenkimo momento poveikiu.

Kaip minėta, elemento skerspjūvis suskaidomas į horizontalius armatūros ir betono sluoksnius. Gali būti taikomas bet koks armatūros sluoksnių skaičius. Skaičiavime gali būti įvertintos dėl apkrovos ir temperatūros poveikio kintančios kiekvieno sluoksnio fizikinės mechaninės savybės. Gelžbetoninio elemento skerspjūvis pakeičiamas redukuotu betoniniu skerspjūviu. Tai atliekama, i -ojo sluoksnio plotą padauginus iš tamprumo modulių santykio $\bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) / E_c(20^\circ C)$,

čia $\overline{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)$ – i -ojo sluoksnio kirstinis deformacijų modulis, $E_c(20^\circ\text{C})$ – betono tamprumo modulis normalioje temperatūroje.



3.2 pav. Netiesinio temperatūros pasiskirstymo sukelti įtempiai deformacijos (Bačinskas ir kt. 2007): a) skerspjūvis; b) sluoksniuotas skerspjūvis; c) temperatūros pasiskirstymas; d) deformacijų pasiskirstymas e) įtempių pasiskirstymas

Fig. 3.2. Stress and strain caused by non-linear temperature gradient (Bačinskas et al. 2007): a) cross-section; b) layered section; c) temperature gradient; d) distribution of strain; e) distribution of stress across the section

Geometriniai redukuoto skerspjūvio rodikliai (plotas $A_{c,eff}$, statinis momentas $S_{c,eff}$ ir inercijos momentas $I_{c,eff}$) nustatomi elemento viršutiniojo sluoksnio atžvilgiu, nes nagrinėjant įtempių deformacijų būseną patogiau pasirinkti atskaitos tašką, kurio padėtis per visą apkrovimo laikotarpį išlieka nepakitusi.

$$\begin{cases} A_{c,eff} = \sum_{i=1}^n b_i t_i \frac{\overline{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)}{E_c(20^\circ\text{C})}, & S_{c,eff} = \sum_{i=1}^n b_i t_i y_i \frac{\overline{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)}{E_c(20^\circ\text{C})}, \\ I_{c,eff} = \sum_{i=1}^n \left(\frac{b_i t_i^3}{12} + b_i t_i y_i^2 \right) \frac{\overline{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)}{E_c(20^\circ\text{C})}. \end{cases} \quad (3.2)$$

čia n – sluoksnių skaičius; b_i ir t_i – i -ojo sluoksnio plotis ir aukštis; y_i – atstumas nuo i -ojo sluoksnio centro iki skerspjūvio viršutiniojo krašto.

Kaip parodyta 2 skyriuje, betono suminė deformacija nustatoma pagal išraišką:

$$\varepsilon_{tot}(T, \sigma) = \varepsilon_\sigma(T, \sigma) + \varepsilon_{th}(T, 0) + \varepsilon_{ffc}(T, \sigma), \quad (3.3)$$

čia $\varepsilon_\sigma(T, \sigma)$ – įtempių sukelta deformacija; $\varepsilon_{th}(T, 0)$ – temperatūrinė deformacija ir $\varepsilon_{ffc}(T, \sigma)$ – trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija.

Temperatūrinė deformacija i – ajame sluoksnyje išreiškiama taip:

$$\varepsilon_{th,i}(\theta) = \alpha_i \Delta\theta_i, \quad (3.4)$$

čia α_i – i -ojo sluoksnio temperatūrinis plėtimosi koeficientas nustatomas pagal LST EN 1992-1-2:2005 (2 skyrių); $\Delta\theta_i$ – i -ojo sluoksnio temperatūros pokytis šiame sluoksnyje. Temperatūrinė deformacija didėjant temperatūrai yra teigiama, o pastarajai krentant – neigiama.

Tempiamo betono sluoksniams trumpalaikė temperatūrinė valksnumo deformacija nevertinama. Trumpalaikė temperatūrinė valksnumo deformacija gniuždomo betono sluoksniams nustatoma pagal Anderberg ir Thelandersson (1976) pasiūlytą išraišką:

$$\varepsilon_{tc,i}(T, \sigma) = -\varepsilon_{th,i}(\theta) \beta \sigma_i / f_c(20^\circ\text{C}), \quad (3.5)$$

čia β – medžiagos koeficientas imamas šių ribų: 1,8 – 2,35; σ_i – skaičiuojamo sluoksnio įtempiai; $f_c(20^\circ\text{C})$ – betono gniuždomasis stipris normalioje temperatūroje. Trumpalaikė temperatūrinė valksnumo deformacija ε_{tci} yra neigiama. Jei deformacija yra suvaržoma, ji persiskirsto į vidinius elemento įtempimus.

Gaisro metu temperatūra per elemento aukštį pasiskirsto netolygiai, be to skiriasi sluoksnių deformacinės charakteristikos. Kiekvieno sluoksnio laisvas plėtimasis arba susitraukimas yra ribojamas gretimų sluoksnių, todėl skerspjūvyje dėl sluoksnių tarpusavio sąveikos atsiranda liekamųjų įtempių (3.2 pav., e).

Deformacijų $\varepsilon_{th,i}(\theta)$ ir $\varepsilon_{tc,i}(T, \sigma)$ įtaka įtempių deformacijų būviui įvertinama, prie gelžbetoninio elemento pridodant ekvivalentines ašines jėgas ΔN_{th} ir ΔN_{tc} (3.6 formulė) bei lenkimo momentus ΔM_{th} ir ΔM_{tc} (3.7 formulė). Ekvivalentinės ašinės jėgos ΔN_{th} ir ΔN_{tc} nustatomos sumuojant vidinius įtempius $\Delta\sigma_{th}$, $\Delta\sigma_{tc}$ skerspjūvio aukštyje:

$$\begin{cases} \Delta N_{th} = \int \Delta\sigma_{th} dA = \int \varepsilon_{th} \bar{E}(\theta) dA = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{th,i} \bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) b_i t_i, \\ \Delta N_{tc} = \int \Delta\sigma_{tc} dA = \int \varepsilon_{tc} \bar{E}(\theta) dA = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{tc,i} \bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) b_i t_i. \end{cases} \quad (3.6)$$

čia $A_{c,eff} = \int dA$ – redukuotojo skerspjūvio plotas.

Ekvivalentiniai lenkimo momentai ΔM_{th} ir ΔM_{tc} nustatomi pagal tokias formules:

$$\begin{cases} \Delta M_{th} = \int \Delta \sigma_{th} y dA = \int \varepsilon_{th} \bar{E}(\theta) y dA = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{th,i} \bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) b_i t_i y_i, \\ \Delta M_{ttc} = \int \Delta \sigma_{ttc} y dA = \int \varepsilon_{ttc} \bar{E}(\theta) y dA = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{ttc,i} \bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) b_i t_i y_i. \end{cases} \quad (3.7)$$

čia $S_{c,eff} = \int y dA$ – redukuotojo skerspjūvio statinis momentas viršutiniojo krašto atžvilgiu.

Ekvivalentinės jėgos, atsirandančios dėl temperatūros įtakos, pridedamos prie išorinių jėgų poveikio.

$$N = \Delta N_{th} + N_{ttc}, \quad (3.8)$$

$$M = M_{ext} + \Delta M_{th} + \Delta M_{ttc}, \quad (3.9)$$

čia M_{ext} – lenkimo momentas nuo trumpalaikės apkrovos.

Skerspjūvio viršutiniojo sluoksnio deformacija $\varepsilon_1(\theta)$ ir elemento kreivis $\kappa(\theta)$, esant temperatūrai θ , nustatomi remiantis vidinių ir išorinių jėgų pusiausvyros lygtimis:

$$\begin{aligned} N &= N_{cc} + N_{ct} + N_{sc} + N_{st}, \\ M &= M_{cc} + M_{ct} + M_{sc} + M_{st}. \end{aligned} \quad (3.10)$$

čia N_{cc} , N_{ct} ir M_{cc} , M_{ct} – gniuždomojo bei tempiamojo betono vidinės atstojamosios jėgos ir jų sukelti lenkimo momentai skerspjūvio viršutiniojo krašto atžvilgiu; N_{cs} , N_{st} ir M_{sc} , M_{st} – gniuždomosios bei tempiamosios armatūros vidinės atstojamosios jėgos ir jų sukelti lenkimo momentai skerspjūvio viršutiniojo krašto atžvilgiu.

Suminė pradinė ašinė jėga nustatoma, integruojant įtempius skerspjūvio aukštyje. Dėl temperatūros įtakos gelžbetoniniame lenkiamame elemente, armuoto neįtemptąja armatūra, atsiranda ašinė jėga. Ji apskaičiuojama taip:

$$N = \Delta N_{th} + \Delta N_{ttc} = \begin{cases} - \int \sigma_i dA, \\ - \left[\varepsilon_{c1}(\sigma, \theta) \int \bar{E}(\sigma, \theta) dA + \kappa(\sigma, \theta) \int \bar{E}(\sigma, \theta) y dA \right], \\ - E_c(20^\circ C) \left[\varepsilon_{c1}(\sigma, \theta) A_{c,eff} + \kappa(\sigma, \theta) S_{c,eff} \right]. \end{cases} \quad (3.11)$$

Integruojant redukuoto skerspjūvio statinį momentą skerspjūvio aukštyje, gaunamas suminis lenkimo momentas M :

$$M = M_{ext} + \Delta M_{th} + \Delta M_{tc} = \begin{cases} \int \sigma_i y dA; \\ \left[\varepsilon_{cl}(\theta) \int \bar{E}(\sigma, \theta) y dA + \kappa(\theta) \int \bar{E}(\sigma, \theta) y^2 dA \right]; \\ E_c(20^\circ C) [\varepsilon_{cl}(\theta) S_{c,eff} + \kappa(\theta) I_{c,eff}], \end{cases} \quad (3.12)$$

čia $I_{c,eff} = \int y^2 dA$ – redukuotojo skerspjūvio inercijos momentas viršutinio krašto atžvilgiu.

Iš 3.11 ir 3.12 lygčių išreiškiama skerspjūvio viršutiniojo krašto deformacija $\varepsilon_1(\theta)$:

$$\varepsilon_1(\theta) = \frac{N + \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) S_{c,eff}}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}}, \quad (3.13)$$

$$\varepsilon_1(\theta) = \frac{M - \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) I_{c,eff}}{E_c(20^\circ C) S_{c,eff}}. \quad (3.14)$$

Remiantis 3.13 ir 3.14 išraiškomis užrašoma tokia lygtis:

$$\frac{N + \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) S_{c,eff}}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}} = \frac{M - \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) I_{c,eff}}{E_c(20^\circ C) S_{c,eff}}. \quad (3.15)$$

Lygtį 3.15 galima pertvarkyti taip:

$$\begin{aligned} (N + \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) S_{c,eff}) E_c(20^\circ C) S_{c,eff} = \\ -E_c(20^\circ C) A_{c,eff} (M - \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) I_{c,eff}), \end{aligned} \quad (3.16)$$

$$\begin{aligned} N E_c(20^\circ C) S_{c,eff} + \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) S_{c,eff} E_c(20^\circ C) S_{c,eff} = \\ -M E_c(20^\circ C) A_{c,eff} + \kappa(\theta) E_c(20^\circ C) I_{c,eff} E_c(20^\circ C) A_{c,eff}, \end{aligned} \quad (3.17)$$

$$\begin{aligned} N E_c(20^\circ C) S_{c,eff} + M E_c(20^\circ C) A_{c,eff} = \\ \kappa(\theta) E_c^2(20^\circ C) A_{c,eff} I_{c,eff} - \kappa(\theta) E_c^2(20^\circ C) S_{c,eff}^2, \end{aligned} \quad (3.18)$$

$$E_c(20^\circ C)(NS_{c,eff} + MA_{c,eff}) = \kappa(\theta)E_c^2(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2), \quad (3.19)$$

$$NS_{c,eff} + MA_{c,eff} = \kappa(\theta)E_c(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2). \quad (3.20)$$

Iš lygties 3.20 galima išreikšti kreivio formulę:

$$\kappa(\theta) = \frac{S_{c,eff}N + A_{c,eff}M}{E_c(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)}. \quad (3.21)$$

Gautą kreivio išraišką galima įrašyti į 3.13 arba 3.14 formules ir išreikšti redukuotojo skerspjūvio viršutiniojo krašto deformaciją $\varepsilon_1(\theta)$. Taigi priklausomybę 3.21 įrašę į 3.13 gauname:

$$\varepsilon_1 = \frac{N + \frac{S_{c,eff} \cdot N + A_{c,eff} \cdot M}{E_c(20^\circ C)(A_{c,eff} \cdot I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)} E_c(20^\circ C) S_{c,eff}}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}}. \quad (3.22)$$

Atlikus pertvarkymus, elemento skerspjūvio viršutiniojo sluoksnio deformacija $\varepsilon_1(\theta)$ išreiškiama taip:

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 &= \frac{N + \frac{S_{c,eff} \cdot N + A_{c,eff} \cdot M}{(A_{c,eff} \cdot I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)} S_{c,eff}}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}} = \\ &= \frac{N(A_{c,eff} I_{c,eff} - S_{c,eff}^2) + \frac{S_{c,eff}^2 N + A_{c,eff} S_{c,eff} M}{A_{c,eff} I_{c,eff} - S_{c,eff}^2}}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}} = \\ &= \frac{A_{c,eff} I_{c,eff} N - S_{c,eff}^2 N + S_{c,eff}^2 N + A_{c,eff} S_{c,eff} M}{-E_c(20^\circ C) A_{c,eff}} = \\ &= -\frac{A_{c,eff} (I_{c,eff} N + S_{c,eff} M)}{E_c(20^\circ C) A_{c,eff} (A_{c,eff} I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)}. \end{aligned} \quad (3.23)$$

Gaunama tokia redukuoto skerspjūvio viršutinio krašto deformacijos $\varepsilon_1(\theta)$ apskaičiavimo formulė:

$$\varepsilon_1(\theta) = -\frac{I_{c,eff}N + S_{c,eff}M}{E_c(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)}. \quad (3.24)$$

Nagrinėjamo skerspjūvio viršutinio krašto deformacija $\varepsilon_1(\theta)$ bei kreivis $\kappa(\theta)$ išreiškiami tokiomis formulėmis:

$$\varepsilon_1(\theta) = -\frac{I_{c,eff}N + S_{c,eff}M}{E_c(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)}. \quad (3.25)$$

$$\kappa(\theta) = \frac{S_{c,eff}N + A_{c,eff}M}{E_c(20^\circ C)(A_{c,eff}I_{c,eff} - S_{c,eff}^2)}. \quad (3.26)$$

Suminės deformacijos sluoksnyje i nuo skerspjūvio viršutinio krašto nutolusiame atstumu y_i , apskaičiuojamos pagal viršutinio krašto deformacijas $\varepsilon_1(\theta)$ ir kreivį $\kappa(\theta)$:

$$\varepsilon_{tot,i}(\theta) = \varepsilon_1(\theta) + y_i\kappa(\theta). \quad (3.27)$$

Pagal formulę (3.3) išreiškiamo įtempių sukeltą deformaciją:

$$\varepsilon_{\sigma,i}(\theta, \sigma) = \varepsilon_{tot,i}(\theta, \sigma) - \varepsilon_{th,i}(T, 0) - \varepsilon_{ttc,i}(T, \sigma). \quad (3.28)$$

Formulės (3.28) narys $\varepsilon_{ttc,i}(T, \sigma)$ armatūros ir tempiamojo betono sluoksniams imamas lygus nuliui. Tuomet įtempiai sluoksnyje i apskaičiuojami pagal formulę:

$$\sigma_i(\theta) = \varepsilon_{\sigma,i}(\theta, \sigma) \bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma). \quad (3.29)$$

Šiam skaičiavimo modeliui sukurta kompiuterinė programa (Kaklauskas 2001), skirta elementų kreiviams, įlinkiams bei įtempių deformacijų būviui apskaičiuoti. Skaičiavimas atliekamas iteracijomis tokiais žingsniais:

Pirmoje iteracijoje taikomos tampriosios betono ir plieno savybės nustatomos atitinkamai sluoksnio temperatūrai.

Pagal (3.2) formules apskaičiuojamos geometrinės redukuoto skerspjūvio charakteristikos.

Pagal (3.6), (3.7) formules apskaičiuojama ekvivalentinės ašinės jėgos ΔN_{th} , ΔN_{ttc} ir ekvivalentiniai lenkimo momentai ΔM_{th} , ΔM_{ttc} . Pirmoje iteracijoje išrašos ΔN_{ttc} ir ΔM_{ttc} imamos lygios nuliui. Suminė ašinė jėga N_i ir suminis lenkimo momentas M_i nuo šiluminės ir mechaninės apkrovų apskaičiuojami pagal (3.8), (3.9) formules.

Viršutinio skerspjūvio krašto deformacija ir kreivis apskaičiuojami pagal (3.25) ir (3.26) formules.

Suminė i -ojo sluoksnio deformacija $\varepsilon_{tot,i}(\theta)$ apskaičiuojama pagal (3.27) formulę.

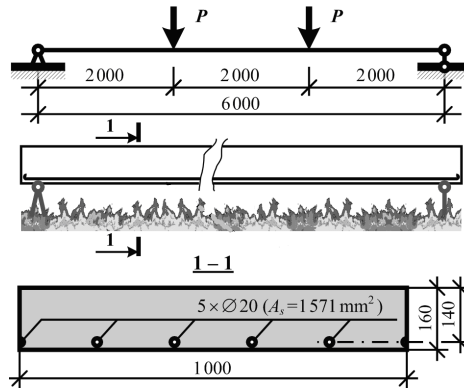
Pagal (3.29) formulę apskaičiuojami i -ojo sluoksnio įtempiai. Nustatomas kirstinis deformacijos modulis $\bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma) = \sigma_i(\theta) / \varepsilon_{\sigma,i}(\theta, \sigma)$.

Kiekvienam sluoksniui gauta kirstinio deformacijų modulio $\bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)$ reikšmė lyginama su ankstesnėje iteracijoje imta arba apskaičiuota reikšme. Jei jos nėra lygios leistinos paklaidos ribose, tai nuo 2-ojo žingsnio pradedama nauja iteracija.

Kai visų skerspjūvio sluoksnių kirstinių deformacijų modulių $\bar{E}_i(\theta, \varepsilon_\sigma)$ reikšmės iteruoja, nustatomos galutinės nagrinėjamo pjūvio įtempių deformacijų bei kreivių reikšmės. Ta pati procedūra taikoma visiems elemento pjūviams, o lenkiamojo elemento įlinkiai nuo trumpalaikio apkrovos poveikio apskaičiuojami taikant Moro integralą.

3.4. Skaitinis pavyzdys

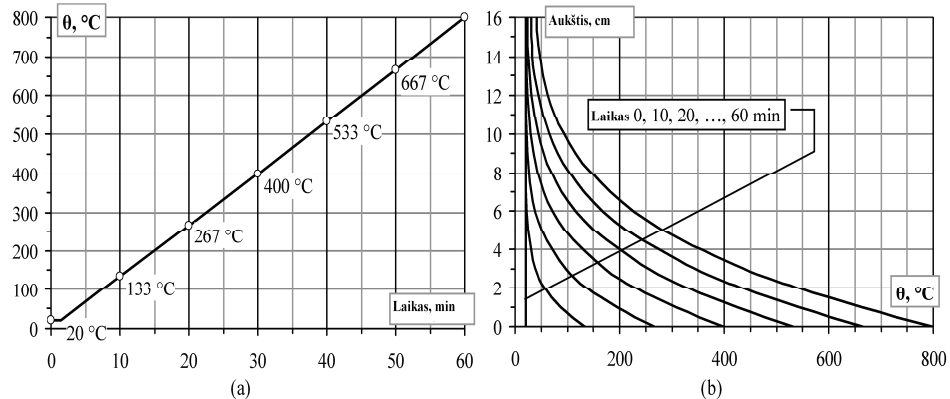
Skaičiavimo pavyzdyje nagrinėta 6,0 m ilgio ir 0,16 m skerspjūvio aukščio laisvai atremta gelžbetoninė plokštė (3.3 pav.). Ji veikiama aukštos temperatūros apatiniam plokštės paviršiui. Plokštė armuojama 20 mm skersmens armatūros strypais, išdėstytais 200 mm žingsniu. Apsauginis betono sluoksnis yra 10 mm. Gelžbetoninė plokštė veikiama dviejų sutelktųjų apkrovų (3.3 pav.), kurios nuo atramų nutolusios 2 m. Temperatūrinei apkrovai naudota idealizuota tiesinė temperatūros ir laiko kreivė (3.4 pav., a) su 800 °C temperatūra, kuri pasiekama per 60 minučių laiką. Temperatūrų pasiskirstymo analizė atlikta taikant baigtinių elementų programą DIANA. Temperatūrų pasiskirstymas gelžbetoninės plokštės skerspjūvyje pavaizduotas 3.4 paveiksle, b.



3.3 pav. Plokštės konstrukcinė schema ir skerspjūvis (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 3.3. Structural system and cross-section of slab (Bačinskas et al. 2007)

Kartu su temperatūrine apkrova buvo nustatyti keturi išoriniai lenkimo momentai: 1) $M = 0$; 2) $M = 20$ kNm; 3) $M = 50$ kNm; 4) $M = 96$ kNm. Esant temperatūrai $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ buvo apytiksliai apskaičiuoti pleišėjimo momentas 23 kNm ir maksimalus atlaikomas momentas 127 kNm.



3.4 pav. Taikytos diagramos: a) temperatūros ir laiko kreivė; b) temperatūrų pasiskirstymas gelžbetoninės plokštės skerspjūvyje (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 3.4. Assumed diagram of: a) temperature versus time; b) thermal distribution across the depth of slab (Bačinskas et al. 2007)

Plokštė nuo pirmųjų išorinių lenkimo momentų, veikiančių kartu su temperatūrine apkrova, nesuiro. Kai išorinis lenkimo momentas 96 kNm, gelžbetoninė plokštė suiro. Galima pastebėti, kad temperatūros poveikis gelžbetoninės plokš-

tės laikomajai galiai turi didelės reikšmės, nes plokštė veikiama šiluminės-mechaninės apkrovos atlaiko net 32,2% mažesnį lenkimo momentą.

Idealizuotos tampriai plastinės medžiagų diagramos buvo taikomos plienui ir betonui. Tempiamam betonui buvo taikyta trapi elgsena. Mechaninės ir šiluminės betono ir armatūros savybės, kurios priklausomos nuo temperatūros, pateikiamos 3.1 lentelėje.

3.1 lentelė. Pradiniai medžiagų parametrai (Bačinskas ir kt. 2007)

Table 3.1. Initial materials parameters (Bačinskas et al. 2007)

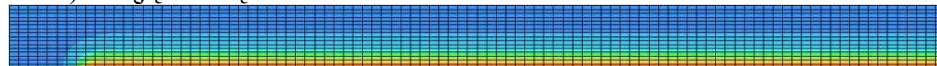
Betono parametrai		Reikšmė	Temperatūros įtaka (taip/ne)
E	Tamprumo modulis, GPa	42	Taip
f_t	Stiprumas tempiant, MPa	4,8	Taip
f_c	Stiprumas gniuždant, MPa	88	Taip
α_c	Temperatūrinis plėtimosi koeficientas	$1,2 \times 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$	Taip
C_c	Savitoji šiluminė talpa, $\text{J/m}^3\text{ }^\circ\text{C}$	1,333	Taip
λ_c	Šilumos laidumas, $\text{W/m } ^\circ\text{C}$	$2,07 \times 10^{-6}$	Taip
Armatūros parametrai		Reikšmė	Temperatūros įtaka (taip/ne)
E_s	Tamprumo modulis, GPa	215	Taip
f_s	Takumo riba, MPa	600	Taip
α	Temperatūrinis plėtimosi koeficientas	$1,2 \times 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$	Ne

Atliekant temperatūrinę analizę su baigtinių elementų programa DIANA, dėl simetrijos sąlygų buvo modeliuojama pusė plokštės. Toliau esančiame paveiksle pateikiami plokštės temperatūriniai laukai tam tikrais laiko etapais.

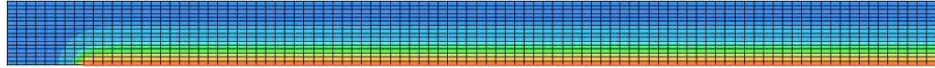
a) 10-ąją minutę



b) 50-ąją minutę

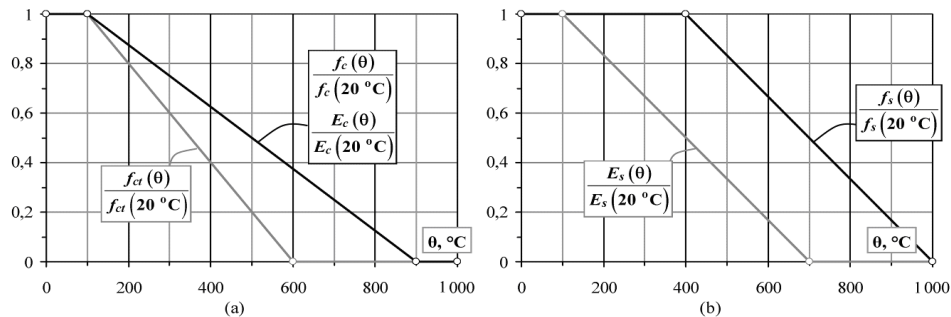


c) 60-ąją minutę



3.5 pav. Gelžbetoninės plokštės temperatūriniai laukai
Fig. 3.5. Temperature fields of slab

Koeficientų, kuriais įvertinami medžiagų stiprio ir tamprumo modulio sumažėjimai veikiant temperatūrai, reikšmės pateikiamos grafiškai 3.6 a) paveiksle ir 3.6 b) paveiksle.

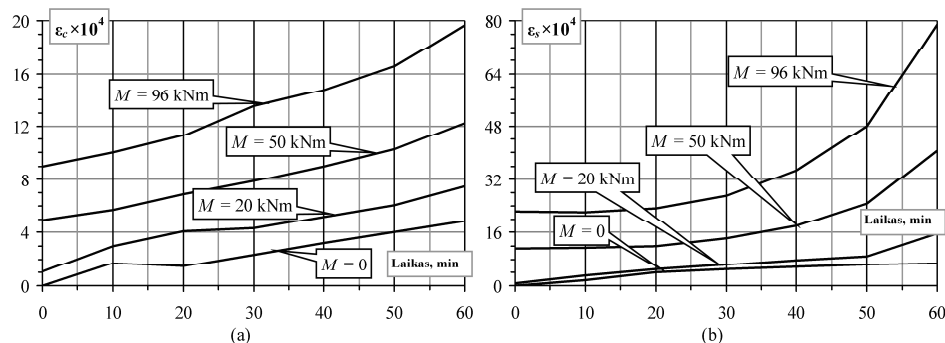


3.6 pav. Koeficientų, kuriais įvertinami medžiagų savybių sumažėjimai veikiant temperatūrai, kitimai: a) betono stiprio gniuždant, stiprio tempiant ir tamprumo modulio; b) armatūros takumo ribos ir tamprumo modulio (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 3.6. Reduction coefficients allowing for decrease of: a) compressive and tensile strength and modulus of elasticity of concrete; b) yield strength and elastic modulus of reinforcement steel (Bačinskas et al. 2007)

3.6 paveiksle pateikti koeficientų, kuriais įvertinami medžiagų savybių sumažėjimai veikiant temperatūrai, kitimai priimti vadovaujantis LST EN 1992-1-2:2005. Patogumo dėlei šiame darbe gautos tokios Euronormų modelį atitinkančios tiesinės priklausomybės, skirtingos betonui su silikatiniais ir kalkiniais užpildais bei lengvajam betonui. LST EN 1992-1-2:2005 naudojamos koeficientų, kuriais įvertinami betono savybių sumažėjimai veikiant temperatūrai, kitimai atlikti betonui, kuris apkrautas po kaitinimo. Abrams (1971) ir kitų mokslininkų atlikti tyrimai parodė, kad iš anksto apkrautų betoninių elementų stipris padidėja.

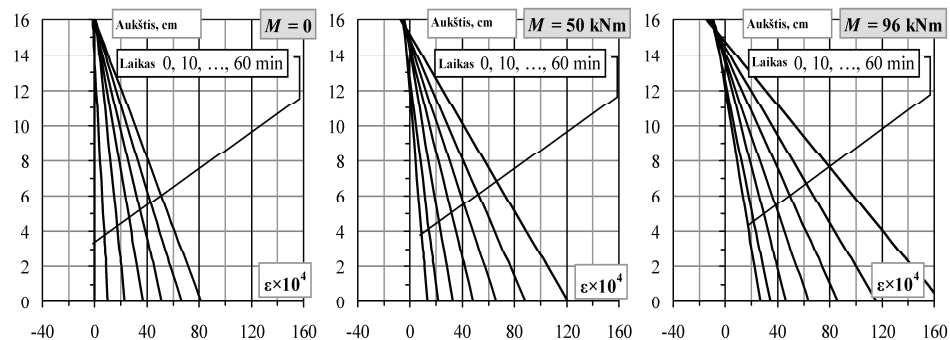
Betono ir armatūros deformacijų kitimas bėgant laikui esant skirtingiems apkrovimams pateikiamos grafiškai 3.7 a) paveiksle ir 3.7 b) paveiksle.



3.7 pav. Deformacijų kitimas bėgant laikui esant skirtingiems apkrovimams: a) betono viršutinio krašto (gniuždymo deformacija priimta teigiama);
b) armatūros (Bačinskas ir kt. 2007)

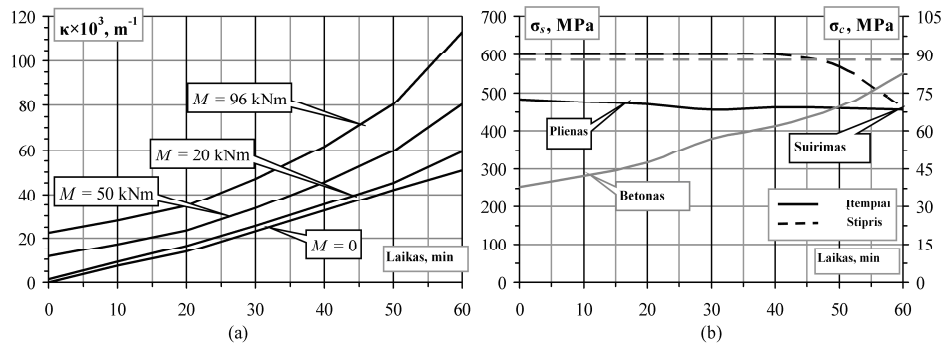
Fig. 3.7. Strains of concrete at top edge: a) reinforcement; b) at different loading levels (compressive concrete strain is taken positive) (Bačinskas *et al.* 2007)

Deformacijų pasiskirstymas išilgai plokštės per skerspjūvio aukštį esant skirtingiems laikams ir lenkimo momentams pateikiamos grafiškai 3.8 a) paveiksle ir 3.9 b) paveiksle.



3.8 pav. Deformacijų pasiskirstymas išilgai plokštės per skerspjūvio aukštį esant skirtingiems laikams ir lenkimo momentams (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 3.8. Strain distribution across the depth of the slab under different time and loading conditions (Bačinskas *et al.* 2007)



3.9 pav. a) plokštės skerspjūvio vidurio pjūvio kreivio kitimas bėgant laikui esant skirtingiems apkrovimams; b) armatūros ir betono viršutinio krašto įtempių kitimas bėgant laikui, kai išorinis lenkimo momentas 96 kNm (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 3.9. a) Mid-section curvatures of slab at different loading levels; b) stress and strength vs. time diagrams for reinforcement and concrete at the top edge (Bačinskas et al. 2007)

Analizės parodė, kad plokštė nesuiro pirmais apkrovimo atvejais gaisro metu. Suirimo laikas ketvirtojo apkrovimo atveju matomas 3.9 paveiksle, b). Iš 3.9 b) paveikslo, matyti, kad punktyrinės linijos atitinkamai žymi betono stiprio gniuždant ir armatūros takumo ribos kitimus laike, o vientisos linijos – betono ir armatūros įtempių kitimus laike. Kai medžiagų stiprių ir įtempių kreivės susikerta, tai susikirtimo taškas nurodo gelžbetoninės plokštės suirimą.

3.5. Trečiojo skyriaus išvados

1. Pasiūlytas inžinerinis aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių deformacijų skaičiavimo algoritmas pagrįstas sluoksnių modeliu.

2. Sluoksnių modelyje taikomos modifikuotos betono ir armatūros įtempių deformacijų priklausomybės, kuriose nustatyti svarbiausieji veiksniai atspindintys aukštų temperatūrų sukeliamus medžiagų savybių pokyčius.

3. Modifikuota priklausomybė panaudota inžineriniame skaičiavimo algoritme. Aukštos temperatūros poveikis nustatytas ekvivalentine ašine jėga ir lenkimo momentu. Esant mechaniniam apkrovimui šios papildomos jėgos pridamos prie išorinių apkrovų.

4. Taikant pasiūlytąjį algoritmą, atlikta skaitinė aukšta temperatūra veikiamos gelžbetoninės plokštės įtempių deformacijų būsenos analizė.

Gelžbetoninių plokščių eksperimentinių ir apskaičiuotų rezultatų palyginimas

Šiame skyriuje pateikiami literatūroje paskelbtų (Cooke 2001) eksperimentinių lenkiamų gelžbetoninių elementų deformacijų analizės rezultatai, taikant sluoksnių modelį ir baigtinių elementų programą ATENA. Šiame darbe panaudoti šešių aukšta temperatūra paveiktų gelžbetoninių plokščių, pagamintų iš normalaus stiprio betono, eksperimentiniai duomenys. Šio skyriaus medžiaga paskelbta bendruose autoriaus ir bendraautorių straipsniuose (Bačinskas ir kt. 2009).

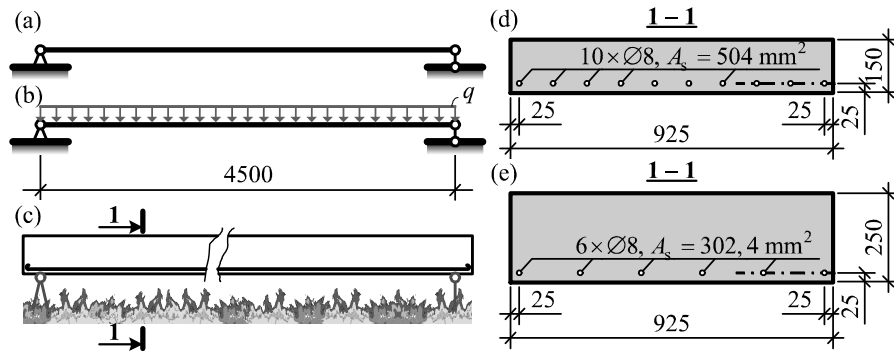
4.1. Palyginimui naudotų eksperimentinių duomenų aprašymas

Šiame poskyryje aprašytos aukšta temperatūra paveiktos gelžbetoninės plokštės, kurias išbandė Cooke (2001). Trumpai apibūdintos bandymo sąlygos bei gautieji eksperimentiniai rezultatai.

Eksperimentiniai bandiniai buvo pagaminti ir išbandyti Didžiosios Britanijos pastatų tyrimų centro civilinės inžinerijos laboratorijoje Kardingtone. Šiuose

tyrimuose buvo nagrinėjami aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių plokščių įlinkiai, analizuojami jų pasiskirstymo dėsninčiai.

Analizei atlikti buvo panaudoti šešių plokščių eksperimentiniai duomenys. Svarbiausios plokščių charakteristikos pateiktos 4.1 paveiksle ir 4.1 lentelėje.



4.1 pav. Plokščių konstrukcinė schema ir skerspjūvis: a) neapkrautos plokštės P1, P3, P5, P10; b) išorine apkrova paveiktos plokštės P2, P6; c) eksperimentinių plokščių bendra schema; d) plokštės P1, P2, P3; e) plokštės P5, P6, P10

Fig. 4.1. Cross section and loading scheme of slabs: a) non-loaded slabs P1, P3, P5, P10; b) loaded slabs P2, P6; c) general scheme of experimental slabs; d) slabs P1, P2, P3; e) slabs P5, P6, P10

4.1 lentelė. Medžiagų parametrai

Table 4.1. Material characteristics

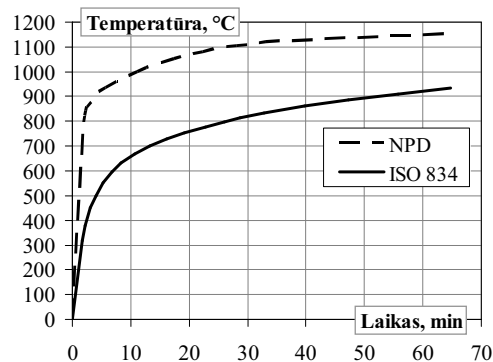
Betono parametrai		Reikšmė	Temperatūros įtaka (taip/ne)
f_c	Kubinis stipris, MPa	24,0	Taip
f_t	Tempiamasis stipris, MPa	1,9	Taip
E_c	Tamprumo modulis, GPa	31	Taip
G_R	Irimo energija tempiant, MN/m	$4,5 \times 10^{-5}$	Taip
μ	Puasono koeficientas	0,2	Ne
α_c	Temperatūrinis plėtimosi koeficientas	$1,2 \times 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$	Taip
	Cemento tūrinis svoris, MN/m ³	0,66	Ne
W/C	Vandens cemento santykis	0,5	Ne
	Drėgmės konstanta	0,9728	Ne
λ_c	Šilumos laidumas, W/m °C	1,333	Taip
C_c	Savitoji šiluminė talpa, J/m ³ °C	$2,07 \times 10^{-6}$	Taip

4.1 lentelės pabaiga

Armatūros parametrai		Reikšmė	Temperatūros įtaka (taip/ne)
f_{sy}	Takumo riba, MPa	460	Taip
E_s	Tamprumo modulis, GPa	210	Taip
α	Temperatūrinis plėtimosi koeficientas	$1,2 \times 10^{-5} (^\circ\text{C})^{-1}$	Ne

Laisvai atremtos plokštės buvo 4,7 m ilgio (tarpatramis 4.5 m) bei 0,925 m pločio. Plokštės 4,0 m ilgio ir 0,90 m pločio plotas buvo veikiamas vieno iš dviejų gaisro režimų: standartinis ISO 834 ir Norvegijos naftos valdybos (toliau – NPD) (4.2 pav.). Plokštės buvo stačiakampio skerspjūvio – 150 arba 250 mm aukščio. Plokščių skerspjūviai parodyti 4.1 paveiksle d, e.

Betonui buvo panaudoti siliciniai užpildai (20 mm titnaginis žvyras) su natūraliu smėliu, kurių tūrinis svoris $2\,400\text{ kg/m}^3$. Medžiagų charakteristikos visoms plokštėms buvo vienodos: betono kubinis stipris $f_{cc} = 24\text{ MPa}$, betono tempiamasis stipris $f_{ct} = 1,9\text{ MPa}$, betono tamprumo modulis $E_c = 31\,500\text{ MPa}$, armatūros tamprumo modulis $E_s = 210\,000\text{ MPa}$, armatūros takumo riba $f_s = 460\text{ MPa}$. Betono drėgmė plokštės aukštyje kito nuo 3,5 iki 4,5% (imant pagal svorį). Kaip matyti iš 4.1 paveiksle, kintamieji parametrai buvo šie: plokštės aukštis (150 ir 250 mm), išorinė apkrova (0 arba tolygiai išskirstyta $1,5\text{ kN/m}^2$), plokštės armavimo procentas bei gaisro kreivės.

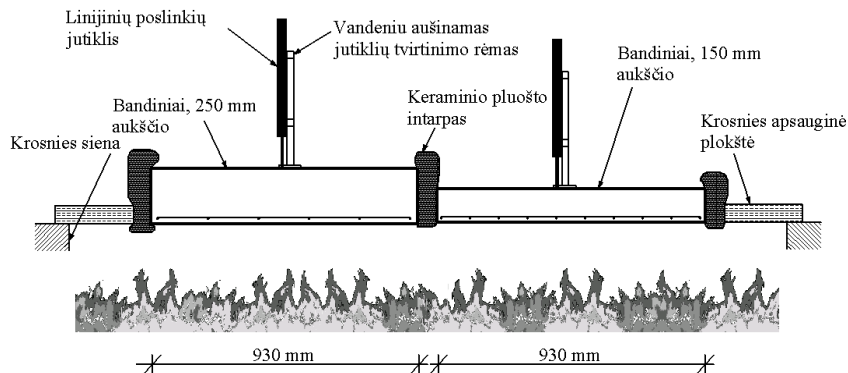


4.2 pav. Eksperimentuose naudotos gaisro kreivės (Cooke 2001)

Fig. 4.2. Fire curves used in the experiments (Cooke 2001)

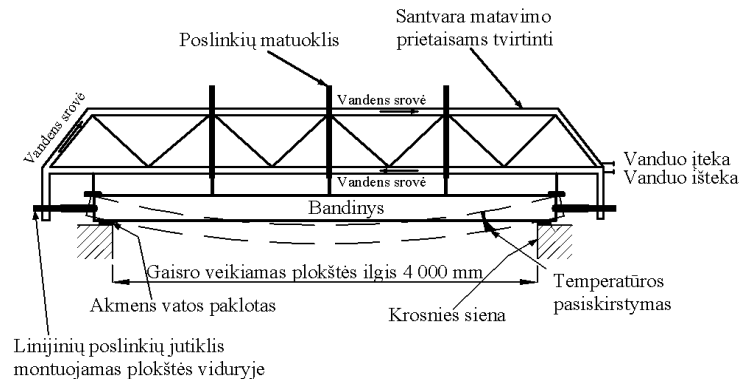
Kaip parodyta 4.3 paveiksle, eksperimentinės plokštės buvo bandomos po dvi. Jos buvo sumontuotos taip, kad nedarytų įtakos viena kitos deformacijoms. Tai buvo pasiekta montuojant tarp jų keraminio pluošto intarpus (4.3 pav.).

Plokštėse buvo įmontuotos termoporos, kurios registravo temperatūrą viso eksperimento metu. Deformacijų matavimo prietaisų išdėstymas ir bandinių atrėmimo schema parodyta 4.4 paveiksle. Įlinkių ir ašinių poslinkių jutikliai buvo pritvirtinti prie vamzdinio rėmo, kuris buvo nuolat aušinamas vandeniu (4.4 pav.), kad negalėtų deformuotis dėl pakitusios temperatūros. Linijinių poslinkių jutikliai buvo naudojami vertikaliems plokštės vidurio ir ketvirčio taškų įlinkiams nustatyti. Taip pat buvo matuojami ašiniai poslinkiai (4.4 pav.).



4.3 pav. Eksperimentinių plokščių bandymo skerspjūvis (Cooke 2001)

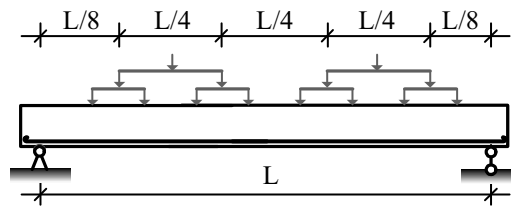
Fig. 4.3. Cross section of experimental slabs (Cooke 2001)



4.4 pav. Išilginis eksperimentinių plokščių pjūvis, krosnies ir bandymo įrangos tvirtinimo schema (Cooke 2001)

Fig. 4.4. Longitudinal cross section of experimental slabs, furnace and installation fixing scheme (Cooke 2001)

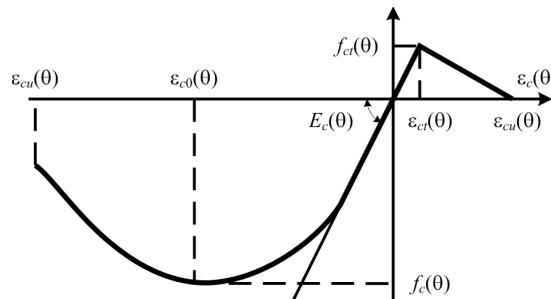
Plokštės buvo apkrautos naudojant specialų rėmą, į kurį apkrova buvo perduota dviem hidrauliniams domkratais. Tolygiai išskirstyta apkrova buvo gauta, taikant apkrovimo schemą, parodytą 4.5 paveiksle. Skirtingose plokštėse įvairiais laiko tarpais eksperimentiškai išmatuotos temperatūros pasiskirstymas skerspjūvyje parodytas 4.4–4.6 paveiksluose.



4.5 pav. Eksperimentinių plokščių apkrovimo schema (Cooke 2001)

Fig. 4.5. Loading scheme of experimental slabs (Cooke 2001)

Skaičiavimuose naudota betono įtempių deformacijų diagrama pateikta 4.6 paveiksle.

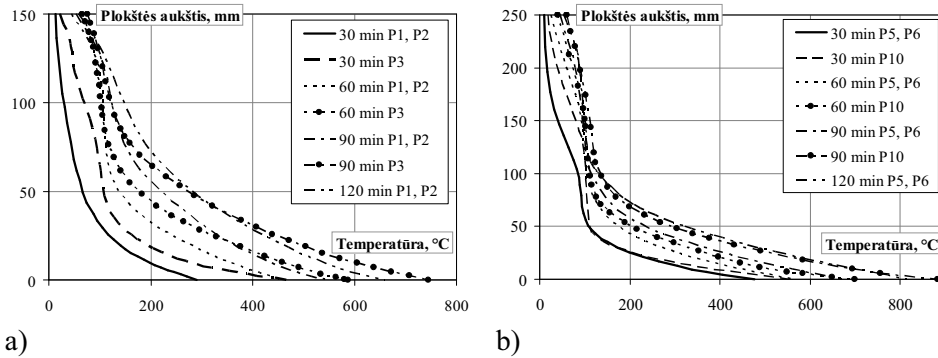


4.6 pav. Betono įtempių deformacijų modelis (Bačinskas ir kt. 2007)

Fig. 4.6. Model of the stress-strain relationship of concrete (Bačinskas et al. 2007)

Gniuždomojo betono kreivė, pateikta 4.6 paveiksle, susideda iš parabolinės dalies pereinančios į krentančią kreivę iki kol įvyksta suirimas. Tempiamojo betono kreivė susideda iš dviejų tiesių. Pirminis tempiamojo betono standumas yra tapatus gniuždomojo betono. Tempimo deformacijai viršijus ε_{ct} reikšmę, betono įtempių deformacijų kreivė pereina į krentančią dalį. Kai tempimo deformacija viršija ε_{cu} betono tempiamasis stipris yra ignoruojamas, nors jis vis dar vertinamas atlaikyti gniuždymo įtempius. Betonui suirus, priimama, kad jis neturi liekamojo stiprumo gniuždymui ar tempimui.

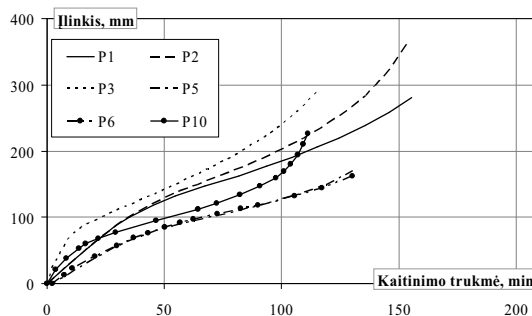
Temperatūros pasiskirstymas eksperimentinėse plokštėse bandymų metu pateikta 4.7 paveiksle.



4.7 pav. Temperatūros pasiskirstymas skerspjūvio aukštyje: a) plokštės P1, P2 ir P3; b) plokštės P5, P6 ir P10 (Cooke 2001)

Fig. 4.7. Temperature distribution within the height of the slab: a) in slabs P1, P2 and P3; b) in slabs P5, P6 and P10 (Cooke 2001)

Eksperimentinių plokščių įlinkiai nuo bendro temperatūros ir apkrovos poveikio pateikti 4.8 paveiksle.



4.8 pav. Eksperimentinių plokščių įlinkiai (Cooke 2001)

Fig. 4.8. Deflections of experimental slabs (Cooke 2001)

Skaitinis modelis apibūdinantis įkaitinto ir apkrauto plieno elgseną yra paprastesnis nei betono (Gribniak ir kt. 2006). Armatūros stiprumo ir deformacinės savybės aukštose temperatūrose nustatytos iš įtempių deformacijų priklausomybės (LST EN 1992-1-2:2005) pateiktos 2.19 paveiksle ir 2.1 lentelėje. Esant atitinkamai plieno temperatūrai θ , įtempių deformacijų kreivės yra nustatomos pagal tris parametrus: linijinį tamprios srities $E_s(\theta)$ nuolydį, proporcinę ribą $f_{sp}(\theta)$ ir didžiausią įtempių lygį $f_{sy}(\theta)$. Reikšmės kiekvieno iš šių trijų para-

metrų karštai ir šaltai formuoti armatūrai yra pateiktos šaltinyje (LST EN 1992-1-2:2005).

Armatūros ir betono fizikiniai medžiagų modeliai panaudoti šiame skyriuje aprašomuose skaičiavimuose pateikti 2.2 lentelėje ir detaliau aprašyti 2 skyriuje.

4.2. Eksperimentinių ir skaitinių rezultatų palyginimas

Temperatūrų pasiskirstymas skerspjūvyje buvo sumodeliuotas, taikant baigtinių elementų programą ATENA. Šie rezultatai buvo palyginti su eksperimentiškai gautais duomenimis. Eksperimentinių plokščių įlinkiai buvo palyginti su apskaičiuotaisiais, taikant sluoksnių modelį ir programą ATENA.

Konstrukcijų, paveiktų aukšta temperatūra, analizę sudaro du etapai: 1) temperatūros pasiskirstymo elemento skerspjūvyje nustatymo; 2) mechaninio atsparumo nustatymo, įvertinant kintančias šilumines ir mechanines apkrovas. Bendruoju atveju šiluminė ir mechaninė analizės nėra integruotos, t. y. šiluminis poveikis įvertinamas pirmiausiai visam gaisro laikotarpiui ir tuomet jo rezultatai perkeliama į mechaninės analizės programą, siekiant nustatyti atsirandančius įtempius deformacijas elementuose (Khoury 2000). Šiame skyriuje aprašomas antrasis analizės etapas. Šiluminei analizei (1 etapas) buvo panaudota baigtinių elementų programinė įranga ATENA. Mechaninis poveikis nustatomas, naudojant autorių sukurta programinę įrangą.

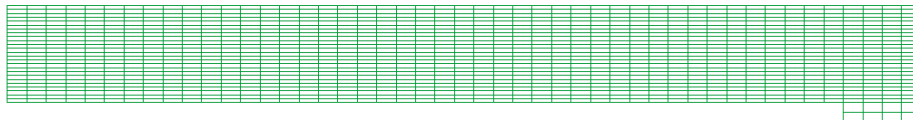
Taikant sluoksnių modelį elemento skerspjūvis suskirstytas į keletą horizontalių sluoksnių atitinkančių betoną ir armatūrą (3.2 paveikslas). Detaliau sluoksnių modelio taikymo ypatumai aprašyti 3 skyriuje.

Skaitiniam plokštės modeliavimui buvo naudojamas plokščiojo įtempių būvio ir netiesinių betono ir armatūros savybių baigtinis elementas. Betonui buvo panaudotas SBETA modelis, kuris pagrįstas vidutinių plyšių ir irimo mechanikos koncepcija. Nesupleišėjęs betonas vertinamas kaip izotropinė medžiaga, o supleišėjęs – kaip ortotropinė. Šioje skaitinėje analizėje buvo naudojamas fiksuoto plyšio modelis: plyšio kryptis ir medžiagos ašys buvo nustatytos pagal įtempių kryptį pleišėjimo pradžioje. Analizės vėlesnėse stadijose, ši kryptis yra fiksuojama ir nekeičiama. Pagrindinių įtempių ašių sukimasis, kintant apkrovai, sukuria kirpimo įtempius plyšio sienelėje (Cervenka ir kt. 2002).

Kaip buvo minėta, tempiamojo standėjimo (*angl. tension stiffening*) efektas į BE modelį įdėtas netiesiogiai, naudojant irimo mechanikos principus. BE elementų tinklo tyrimai lenkiamų elementų modeliuose parodė, kad toks požiūris sąlygiškai nepriklauso nuo baigtinio elemento dydžio. Taip pat buvo nustatyta, kad gelžbetonio sijų modeliams susidedant iš 20–30 baigtinių elementų per jų aukštį, gaunami tiksliausi rezultatai. Plokštėms naudotas baigtinio ele-

mento modelis pateiktas 4.9. paveiksle. Dėl simetrijos modeliuota pusė sijos. Modeliui buvo naudojami keturkampiai izoparametriniai baigtiniai elementai su 8 laisvumo laipsniais ir keturiais integravimo taškais. Apytikslis elemento dydis buvo 10 mm. Armatūra buvo modeliuota strypiniais elementais, įtvirtintais betone.

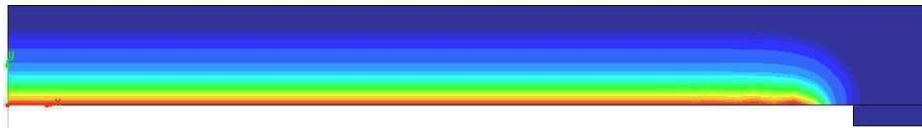
Baigtinių elementų tinklas naudotas plokštės analizei parodytas 4.9. paveiksle.



4.9 pav. Baigtinių elementų tinklas naudotas plokštės analizei

Fig. 4.9. Finite element meshing of a slab used in the analysis

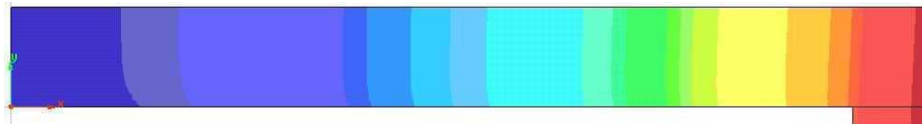
Sumodeliuotos plokštės temperatūrinių laukų rezultatų pavyzdys pateiktas 4.10 paveiksle.



4.10 pav. Temperatūros laukų pasiskirstymas plokštėje

Fig. 4.10. Thermal pattern distribution in the slab

4.11 paveiksle parodytas plokštės, paveiktos aukštos temperatūros, deformacijų pasiskirstymas išilgai elemento.



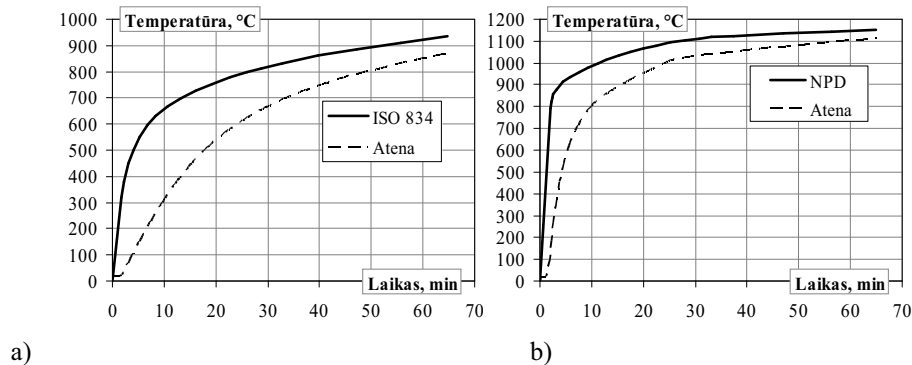
4.11 pav. Deformacijų pasiskirstymas išilgai plokštės

Fig. 4.11. Deformation distribution along slab

4.9, 4.10 ir 4.11 paveiksiai pateikti siekiant pateikti vaizdinę informaciją apie baigtinių elementų programos ATENA darbo aplinką. Detaliau minėti rezultatai nagrinėjami 4.12–4.17 paveiksluose.

ATENA sumodeliuoti plokščių paviršiaus temperatūrų kitimo laike grafikai pateikti 4.12 paveiksle, kartu parodant standartines gaisro kreives.

Abiem atvejais 4.12 paveiksle gaisro šaltinio ir plokštės paviršiaus temperatūra, skirtingais gaisro laikotarpiais, nesutampa. Šis sudėtingas fizikinis reiškinys modeliuojamas programa ATENA.

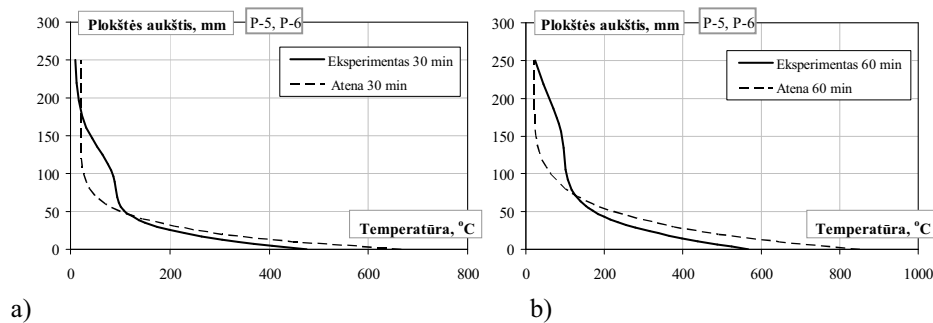


4.12 pav. Eksperimentinių gaisro kreivių ir plokščių paviršiaus skaitinio modeliavimo rezultatai: a) ISO 834; b) NPD

Fig. 4.12. Experimental fire curve and numerical simulation results of temperature at the surface of slab: a) ISO 834; b) NPD

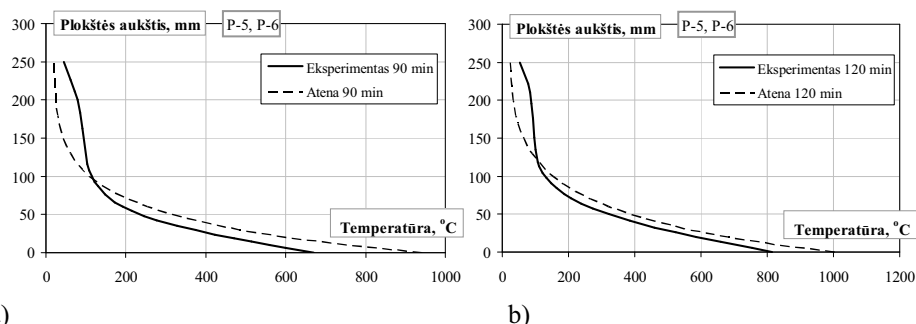
4.12 paveiksle pateikti skaičiavimo rezultatai gauti programa ATENA, kurioje panaudota Wickstrom (1979) pasiūlytoji išraiška (1.3). Minėta priklausomybė įvertina gaisro dujų konstrukcijai spinduliavimo ir konvekcijos būdu perduodamą šilumos kiekį. Panašius skaičiavimo rezultatus galima gauti naudojant Drysdale (2002) pasiūlytą tiesinę išraišką (1.4).

Eksperimentiniai ir skaitinio modeliavimo temperatūrų pasiskirstymo plokščių skerspjūvyje rezultatai pateikti 4.13, 4.14 paveiksluose bei G priede.



4.13 pav. Plokščių P5 ir P6 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 30 min; b) kaitinimo laikas 60 min

Fig. 4.13. Comparison of experimental and numerical thermal distribution within height of slabs P5 and P6: a) heating time 30 min; b) heating time 60 min

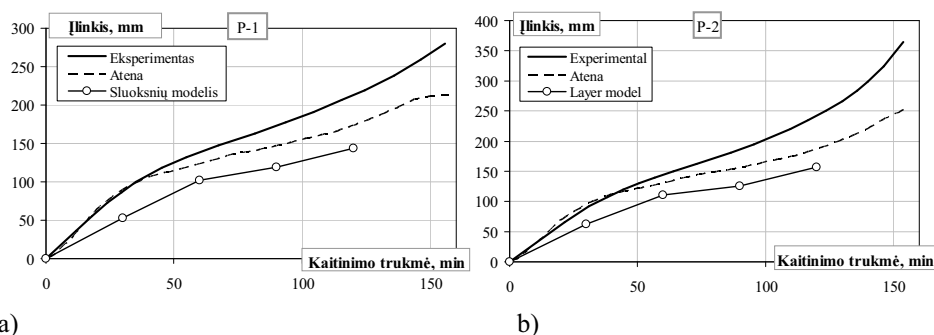


a) b)
4.14 pav. Plokščių P5 ir P6 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 90 min; b) kaitinimo laikas 120 min

Fig. 4.14. Comparison of experimental and numerical thermal distribution within height of slabs P5 and P6: a) heating time 90 min; b) heating time 120 min

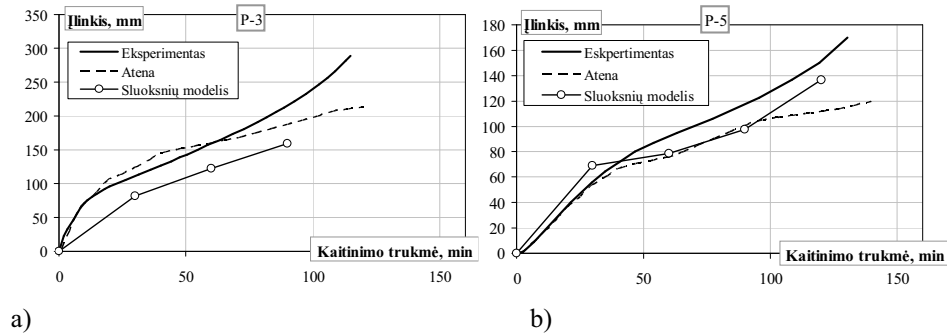
Gautas pakankamas gelžbetoninių plokščių temperatūros pasiskirstymų apskaičiuotų ir eksperimentinių rezultatų sutapimas (4.13, 4.14 paveikslai ir G priedas). Temperatūros pasiskirstymų apskaičiuotų ir eksperimentiniai rezultatai skyrėsi dėl eksperimentinių tyrimų autoriaus Cooke (2001) naudotos techninės įrangos netobulumo. Tokia išvada darytina, nes skaitinio modeliavimo rezultatai buvo kalibruoti su LST EN 1992-1-2:2005 paskelbtų elementų temperatūrinio pasiskirstymo rezultatais.

Naudojant skaitiškai sumodeliuotus temperatūrinius laukus, programa ATENA ir sluoksnių metodu apskaičiuoti plokščių įlinkiai. Atskiroms plokštėms šie įlinkiai parodyti 4.15–4.17 paveiksluose kartu su eksperimentiniais įlinkiais.



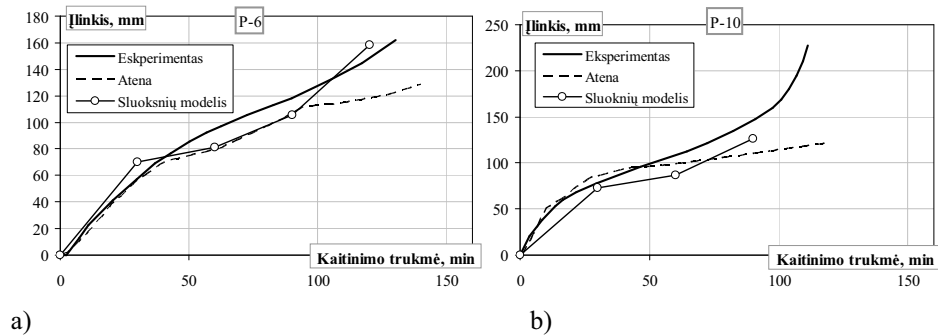
a) b)
4.15 pav. Eksperimentinių plokščių įlinkių palyginimas su skaitiniais rezultatais: a) P1; b) P2

Fig. 4.15. Comparison of experimental and numerical deformational pattern distribution of slabs: a) P1; b) P2



a) b)
4.16 pav. Eksperimentinių plokščių įlinkių palyginimas su skaitiniais rezultatais:
 a) P3; b) P5

Fig. 4.16. Comparison of experimental and numerical deformational pattern distribution of slabs: a) P3; b) P5



a) b)
4.17 pav. Eksperimentinių plokščių įlinkių palyginimas su skaitiniais rezultatais:
 a) P6; b) P10

Fig. 4.17. Comparison of experimental and numerical deformational pattern distribution of slabs: a) P6; b) P10

Gautas neblogas teorinių (apskaičiuotų sluoksnių ir baigtinių elementų metodais) ir eksperimentinių gelžbetoninių plokščių įlinkių ir suirimo laiko atitikimas. Sluoksnių modeliu ir baigtinių elementų programa ATENA sumodeliavus literatūroje aprašytų eksperimentinių gelžbetoninių plokščių, paveiktų aukšta temperatūra, elgseną, gautas pakankamas apskaičiuotų ir eksperimentinių rezultatų sutapimas. Sluoksnių modeliui gautos vidutinės 17 ir 16% paklaidos, apskaičiuojant plokščių suirimo laiką ir įlinkius. Skaiciuojant baigtinių elementų programa ATENA, gautos atitinkamai 11 ir 5% paklaidos. Temperatūros sukelti gelžbetoninių plokščių įlinkiai gali dešimtis kartų viršyti mechaninės apkrovos sąlygotus įlinkius.

4.3. Ketvirtojo skyriaus išvados

1. Viršutinėje (mažiau įkaitusioje) plokščių dalyje baigtinių elementų programa ATENA apskaičiuoti temperatūriniai laukai pakankamai atitiko eksperimentinius tyrimų rezultatus. Žemutinėje (arčiau kaitinamo paviršiaus) plokščių dalyje skaitiniu būdu nustatyta temperatūra iki 100% viršijo eksperimentinę temperatūrą.

2. Nepaisant nemažų skaitiškai sumodeliuotų ir eksperimentinių temperatūrinių laukų skirtumų, gautas pakankamas apskaičiuotų ir eksperimentinių gelžbetoninių plokščių įlinkių ir suirimo laiko atitikimas. Šie rezultatai, pagrindžia darbo ginamuosius teiginius, o būtent, kad pasiūlytasis modelis leidžia pakankamai tiksliai apskaičiuoti gelžbetoninių elementų, veikiamų aukšta temperatūra, įtempių deformacijų būvį, laikymo galią bei suirimo laiką yra pakankamai paprastas, universalus ir efektyvus kompiuterinių išteklių prasme.

Pagrindiniai darbo rezultatai ir išvados

1. Apibendrinus mokslinės literatūros analizės rezultatus, galima teigti, kad: gelžbetoninių konstrukcijų elgsena gaisro metu yra labai sudėtinga, nes kintant temperatūrai, labai žymiai keičiasi betono ir armatūros šiluminės, fizikinės ir mechaninės savybės. Praktikoje dažniausiai taikomi supaprastinti analiziniai-empiriniai metodai netiksliai įvertina sudėtingą įtempių ir deformacijų būvį. Taikant šiuolaikinius skaitinius (baigtinių elementų) metodus, teoriškai galima įvertinti daugelio svarbių fizikinių reiškinių įtaką. Deja, skaitiniam modeliavimui būtinos didelės kompiuterinės sąnaudos, o medžiagų modeliai nėra pakankamai tikslūs.
2. Autoriaus atlikta analizė parodė, kad kol kas nėra pasiūlyta universalių betono šiluminių, fizikinių ir mechaninių modelių. Eksperimentinių ir teorinių tyrimų gelžbetonio elgsenos aukštoje temperatūroje stoka sąlygoja nemažas medžiagų modelių paklaidas. Betono gniuždomasis stipris nėra pakankama charakteristika, apibūdinanti betono šiluminės, fizikines ir mechanines savybes aukštose temperatūrose.
3. Atlikta palyginamoji analizė parodė, kad: dauguma fizikinių ir mechaninių charakteristikų (betono gniuždomasis ir tempiamasis stipriai, gniuždymo įtempių ir deformacijų diagrama ir plieno takumo riba bei šiluminė defor-

macija) tiksliausiai modeliuojama, remiantis LST EN 1992-1-2:2005 nuostatomis.

4. Pradinis betono tamprumo modulis tiksliausiai aprašomas J. Xiao ir G. König modelių. Betono maksimalius įtempius gniuždomajame betone atitinkanti deformacija tiksliausiai aprašoma A. Khennane ir G. Baker, ribinė deformacija – M. J. Terro, o trumpalaikė temperatūrinė valkšnumo deformacija – Y. Anderberg ir S. Thelandersson pasiūlytaisiais modeliais.
5. Integralinis sluoksnių modelis pritaikytas aukšta temperatūra veikiamų gelžbetoninių elementų įtempių ir deformacijų analizei atlikti, įvertinant netiesines šilumines, fizikines ir mechanines medžiagų savybes. Sukurtuoju modeliu galima apskaičiuoti gelžbetoninės konstrukcijos įtempių ir deformacijų būvį, laikymo galią bei suirimo laiką. Modelis yra paprastas ir universalus. Jo paprastumo sąlyga – tai klasikinių medžiagų atsparumo formulių taikymas, o sudėtingi fizikiniai reiškiniai, sukeliantys armatūros ir betono temperatūrines deformacijas ir betono trumpalaikę temperatūrinę valkšnumo deformaciją, įvertinami ekvivalentinėmis įrašomis: ašine jėga ir lenkimo momentu. Universalumo savybė yra ta, kad vienodas algoritmas gali būti taikomas paprastojo ir įtemptojo gelžbetonio elementams, trumpalaikėms ir ilgalaikėms deformacijoms apskaičiuoti (įvertinant susitraukimą bei valkšnumą) bei esant temperatūriniais poveikiams.
6. Naudojant pasiūlytą algoritmą skaičiavimo laikas sutrumpėja šimtus kartų (nuo kelių valandų iki kelių sekundžių), palyginti su standartinėmis netiesinėmis baigtinių elementų programomis (MSC.MARC, DIANA, ATENA), todėl sutaupomi kompiuteriniai ištekliai.
7. Sluoksnių modeliu ir baigtinių elementų programa ATENA sumodeliavus literatūroje aprašytų eksperimentinių gelžbetoninių plokščių, paveiktų aukšta temperatūra, elgseną, gautas pakankamas apskaičiuotų ir eksperimentinių rezultatų sutapimas. Sluoksnių modeliui gautos vidutinės 17 ir 16% paklaidos, apskaičiuojant plokščių suirimo laiką ir įlinkius. Skaičiuojant baigtinių elementų programa ATENA, gautos atitinkamai 11 ir 5% paklaidos.

Literatūra ir šaltiniai

Abrams, M. S. 1971. Compressive strength of concrete at temperatures to 1600 F, *Temperature and Concrete, ACI Special Publications* 25: 33–58.

Akkari, M.; Duan, L. 2000. Nonlinear analysis of bridge structures, in *Bridge Engineering Handbook*. Boca Raton: CRC Press, 78–94.

Anderberg, Y.; Thelandersson, S. 1976. Stress and deformation characteristic of concrete at high temperatures: 2. Experimental investigation and material behaviour model, *Lund University of Technology, Division of Structural Mechanics and Concrete Construction, Bulletin* 54. 84 p.

Arioz, O. 2009. Retained properties of concrete exposed to high temperatures: Size effect, *Fire and Materials* 33(5): 211–222.

Bačinskas, D.; Kaklauskas, G.; Vainiūnas, P. 2001. Layered approach for long-term deflections analysis of reinforced concrete beams, *Journal of Civil Engineering and Management* 7(5): 380–385.

Bačinskas, D. 2002. *Lenkiamųjų gelžbetoninių elementų ilgalaikio deformavimo integralinis modelis*: Daktaro disertacija. Vilniaus Gedimino technikos universitetas. Vilnius: Technika. 103 p.

Bazant, Z.; Chern, J. C. 1987. Stress induced thermal and shrinkage strains in concrete, *ASCE Journal Engineering Mechanics* 113(10): 1493–511.

- Bazant, Z.; Kaplan, M. F. 1996. *Concrete at High Temperatures: Material Properties and Mathematical Models*. Harlow: Longman. 404 p.
- Bednarek, Z. 1996. Determination of the temperature of uncovered steel constructions using numerical methods, *Civil Engineering* 4(8): 6–10. Vilnius: Technika.
- Beyler, C.; Beitel, J. Iwankiw, N.; Lattimer, B. 2007. *Fire Resistance Testing for Performance-based Fire Design of Buildings. Final Report* No. NIST GCR 07-910. Gaithersburg: NIST Department of Civil Engineering. 154 p.
- Bingöl, F. A.; Gül, R. 2008. Effect of elevated temperatures and cooling regimes on normal strength concrete, *Fire and Materials* 33(2): 79–88.
- Bratina, S.; Planinc, I.; Saje, M.; Turk G. 2003. Non-linear fire-resistance analysis of reinforced concrete beams, *Structural Engineering and Mechanics* 16(6): 695–712.
- Bratina, S.; Cas, B.; Saje, M.; Planinc, I. 2005. Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2, *International Journal of Solids and Structures* 42(21–22): 5715–5733.
- Bratina, S.; Saje, M.; Planinc, I. 2007. The effects of different strain contributions on the response of RC beams in fire, *Engineering Structures* 29(3): 418–430.
- Breunese, A. J. 2001. *Tensile Properties of Concrete during Fire. Research Report* 2001-CVB-R04634. Delft University of Technology, Delft, The Netherlands. 44 p.
- BS 8110-1:1985. 1985. *Structural Use of Concrete, Part 1: Code of Practice for Design and Construction*. London: British Standards Institution. 124 p.
- Cai, J.; Burgess, I.; Plank, R. A. 2003. Generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions, *Engineering Structures* 25(6): 817–833.
- Cervenka, V.; Cervenka, J. 2002. *ATENA Program Documentation. Part 2. ATENA 2D User Manual*. Prague: Cervenka Consulting Ltd. 138 p.
- Cervenka, V.; Cervenka, J.; Pukl, R. 2002. Atena – a tool for engineering analysis of fracture in concrete, *Sadhana* 27(4): 485–492.
- Cervenka, J.; Surovec, J.; Fellinger, J.; Feron, C.; Wageneder, J.; Kaklauskas, G.; Corsi, F. 2005. *FE simulations of a suspending ceiling. Comparison of fire test analyses. UPTUN report 441*. Brussels: UPTUN. 30 p.
- Chang, J.; Buchanan, H. A.; Dhakal, P. R.; Moss, J. P. 2008. Hollow-core concrete slabs exposed to fire, *Fire and Materials* 32(6): 321–331.
- Cheyrezy, M.; Khoury, G. A.; Behloul, M. 2001. Mechanical performance of four high-performance concretes in compression at high temperatures, *Revue Francaise de Genie Civil* 5(8): 1159–1180.
- Colina, H.; Sercombe, J. 2004. Transient thermal creep of concrete in service conditions at temperatures up to 300 °C, *Magazine of Concrete Research* 56(10): 559–574.
- Collins, M. P.; Mitchell, D. 1987. *Prestressed Concrete Basics*. Ottawa: Canadian Prestress Concrete Institute. 320 p.

- Cooke, G. M. E. 2001. Behaviour of precast concrete floor slabs exposed to standardised fires, *Fire Safety Journal* 36(5): 459–475.
- Cooke, G. M. E. 2001. Deflections of concrete floor slabs exposed to standardised fires and some implications for design, *The Structural Engineer* 79(12): 26–34.
- Cooke, G. M. E.; Morgan, P. B. E. 1988. Thermal bowing in fire and how it affects building design, *BRE Information Paper IP 21/88*. London: Building Research Establishment. 4 p.
- Cooper, L. Y.; Franssen, J. M. 1998. A basis for using fire modeling with 1-d thermall analyses of barriers/partitions to simulate 2-d and 3-d barriers/partitions structural performance in real fires, *Fire Safety Journal* 33(2): 115–128.
- Cruz, C. R. 1962. An optical method of determining the elastic constants of concrete, *Journal of the Portland Cement Association Research and Development* 62: 24–32.
- Cruz, C. R.; Gillen, M. 2004. Thermal expansion of Portland cement paste, mortar and concrete at high temperatures, *Fire and Materials* 4(2): 66–70.
- De Witte, F. C.; Wijnz, P. K. 2002. *DIANA – Finite Element Analysis. Users Manual Release 8.1. Analysis Procedures*. Delft: TNO Building and Construction Research. 580 p.
- Di Capua, D.; Mari, A. R. 2007. Nonlinear analysis of reinforced concrete cross-sections exposed to fire, *Fire Safety Journal* 42(2): 139–149.
- Dotreppe, J. C.; Franssen, J. M.; Vanderzeypen, Y. 1999. Calculation method for design of reinforced concrete columns under fire conditions, *ACI Structural Journal* 96(1): 9–18.
- Drysdale, D. 2002. *An Introduction to Fire Dynamics. Second Edition*. London: John Wiley & Sons Ltd. 447 p.
- England, G. L. 1975. *Analyses for creep in heated concrete structures. Report CE 75-3*. Canada: Department of Civil Engineering, University of Calgary. 54 p.
- Felicetti, R.; Gambarova, P. G.; Meda, A. 2002. Expertise and assesment of structures after fire, in *Proc. of the Meeting of fib Task Group 4.3.2 Guidelines for the Structural Design of Concrete Buildings Exposed to Fire*. Brussels: FIB. 15 p.
- Fellinger, J. H. H. 2004. *Shear and Anchorage Behaviour of Fire Exposed Hollow Core Slabs*: Doctoral thesis. Delft University of Technology. Delft: TNO Building and Construction Research. 260 p.
- Fransen, J. M.; Dotreppe, J. C.; Streel, P. 2002. Parametric analyses of concrete structures submitted to the fire, in *Proc. of Meeting of fib: 4.3.2 Meeting*. Brussels: FIB. 47 p.
- Gribniak, V.; Bacinskas, D.; Kaklauskas, G. 2006. Numerical simulation strategy of bearing reinforced concrete tunnel members in fire, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 1(1): 5–9.
- Gilbert, R. I. 1988. *Time Effects in Concrete Structures*. Amsterdam: Elsevier. 336 p.

- Gilbert, R. I. 2001. Shrinkage, cracking and deflection – the serviceability of concrete structures, *Electronic Journal of Structural Engineering* 1: 15–37.
- Gillen, M. 1981. Short – term creep of concrete at elevated temperatures, *Fire and Materials* 5(4): 142–148.
- Guerrieri, M.; Sanjayan, J.; Collins, F. 2008. Residual compressive behavior of alkali-activated concrete exposed to elevated temperatures, *Fire and Materials* 33(1): 51–62.
- Harmathy, T. Z. 1970. Thermal properties of concrete at elevated temperatures, *ASTM Journal of Materials* 5(1): 47–74.
- Harmathy, T. Z.; Stanzak, W. W. 1970. Elevated-temperature tensile and creep properties of some structural and prestressing steels, *American Society for Testing and Materials* 464: 186–208.
- Hertz, K. D. 2005. Concrete strength for fire safety design, *Magazine Concrete Research* 57(8): 445–453.
- Holmes, M.; Anchor, R. D.; Cooke, G. M. E.; Crook, R. N. 1982. The effect of elevated temperatures on the strength properties of reinforcing and prestressing steels, *Structural Engineering* 60B(1): 7–13.
- Huang, Z.; Platten, A. 1997. Nonlinear finite element analysis of planar reinforced concrete members subjected to fires, *ACI Structural Journal* 94(3): 272–282.
- Huang, Z.; Burgess, I. W.; Plank, J. R. 1999. Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs subjected to fire, *ACI Structural Journal* 96(1): 127–135.
- Iding, R.; Bresler, B.; Niramuddin, Z. 1996. *Fire-T3 a Computer Program for the Fire Response of Structures – Thermal (Three Dimensional Version)*. Report No. NIST GCR 95-682. Gaithersburg: NIST Department of Civil Engineering. 156 p.
- Ilin, N. A. 1979. *Outcomes of Fire Effect on Reinforced Concrete Structures (Последствия огневого воздействия на железобетонные конструкции)*. Moscow: Stroizdat, 1979. 128 p (in Russian).
- Izzuddin, B. A.; Elghazouli, A. Y. 2004. Failure of lightly reinforced concrete members under fire. Analytical Modeling, *ASCE Journal of Structural Engineering* 130(1): 3–17.
- Jonaitis, B.; Marčiukaitis, G.; Valivonis, J. 2009. Analysis of the shear and flexural behaviour of masonry with hollow calcium silicate blocks, *Engineering structures* 31(4): 827–833.
- Jonaitis, B.; Papinigis, V. 2005. Effect of long-term loading and fire temperatures on mechanical properties of concrete, *Journal of Civil Engineering and Management* 11(2): 283–288.
- Jonaitis, B.; Papinigis, V. 2006. Nauja Europos Sąjungos gaisro temperatūrų veikiamų gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo metodika, *Technological and Economic Development of Economy* 12(2): 108–117.
- Jonaitis, B.; Marčiukaitis, G.; Valivonis, J. 2007. Analysis of shear behaviour of masonry with hollow calcium silicate blocks, in *Proc of the Ninth International Confer-*

ence: *Modern Building Materials, Structures and Techniques*. Vilnius: Technika, 2:619–624.

Kaklauskas, G.; Ghaboussi, J. 2001. Stress-strain relations for cracked tensile concrete from RC beam tests, *ASCE Journal of Structural Engineering* 127(1): 64–73.

Kaklauskas, G. 2001. *Integral Flexural Constitutive Model for Deformational Analysis of Concrete Structures*. Vilnius: Technika. 140 p.

Kaklauskas, G. 2004. Flexural layered deformational model of reinforced concrete members, *Magazine of Concrete Research* 56(10): 575–584.

Kaklauskas, G.; Ghaboussi, J. 2001. Stress-strain relations for cracked tensile concrete from RC beam tests, *ASCE Journal of Structural Engineering* 127(1): 64–73.

Kaklauskas, G.; Bačinskas D.; Gribniak, V. 2005. *Numerical Thermo-Mechanical Modelling of RC Tunnel Elements DIANA Applications. Report 2005-01*. Brussels: UPTUN. 14 p.

Kaklauskas, G.; Bačinskas, D.; Zamblauskaitė, R. 2006. *Gelžbetoninių elementų deformacijos*. Vilnius: Technika. 206 p.

Kalifa, P.; Menneteau, F. D.; Quenard, D. 2000. Spalling and pore pressure in HPC at high temperatures, *Cement and Concrete Research* 30(12): 1915–1927.

Karihaloo B. L. 1995. *Fracture Mechanics and Structural Concrete*. London: Longman Scientific and Technical. 330 p.

Karlsson, B.; Quintiere, J. G. 1999. *Enclosure Fire Dynamics*. Lund University: Dept. of Fire Safety Engineering. 327 p.

Kent, D. C.; Park, R. 1971. Flexural members with confined concrete, *ASCE Journal Structural Engineering* 97(ST7): 1969–1990.

Khennane, A.; Baker, G. 1993. Uniaxial model for concrete under variable temperature and stress, *ASCE Journal Engineering Mechanics* 119(8): 1507–1525.

Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan, P. J. E. 1985. Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents, *Magazine of Concrete Research* 132(37): 131–144.

Khoury, G. A.; Grainger, B. N.; Sullivan, P. J. E. 1985. Strain of concrete during first heating to 600 °C under load, *Magazine of Concrete Research* 133 (37): 195–215.

Khoury, G. A. 1992. Compressive strength of concrete at high temperatures: a reassessment, *Magazine of Concrete Research* 44(161): 291–309.

Khoury, G. A. 2000. Effect of fire on concrete and concrete structures, *Progress in Structural Engineering and Materials* 2(4): 429–447.

Khoury, G. A.; Anderberg, Y.; Both, K.; Felinger, J.; Majorana, C. E.; Hoj, N. P. 2002. Fire design of concrete: materials, structures and modelling, in *Proc. of the First fib Congress Concrete Structures in 21st Century*, Osaka, 2002: 99–118.

Khoury, G. A.; Majorana, C. E.; Pesavento, F.; Schrefler B. A. 2002. Modelling of heated concrete, *Magazine of Concrete Research* 54(2): 77–101.

Kligys, M.; Laukaitis, A.; Sinica, M.; Sezemanas, G.; Dranseika, N. 2008. Investigations into the fire hazard of a composite made from aerated concrete and crushed expanded polystyrene waste, *Mechanics of Composite Materials* 44(2): 173–180.

Kordina, K. 1979. *Forshungsbeiträge für die Baupraxis (Research contribution for building practice)*. Berlin: Ernst. 361 p.

Li, L.; Purkiss, J. A. 2005. Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures, *Fire Safety Journal* 40: 669–686.

Lim, L. C. S. 2005. *Stability of Precast Concrete Tilt Panels in Fire. Fire Engineering Research Report* 00/8. University of Canterbury, Christchurch, New Zealand. 350 p.

Lin, C. H.; Chen, S. T.; Yang, C. A. 1995. Repair of fire damaged reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal* 92(4): 406–11.

Lie, T. T. 1992. Structural fire protection. *ASCE American Society of Civil Engineers Practice Manual* No. 78. 241 p.

Lie, T. T. 1972. *Fire and Buildings*. London: Applied Science Publishers Ltd. 276 p.

Lie, T. T.; Rowe, T. J.; Lin, T. D. 1986. *Residual strength of fire exposed RC columns evaluation and repair of fire damage to concrete. IRC Paper No. 1412*. Ottawa: National Research Council Canada, Institute for Research in Construction: 153–174.

Lie, T. T.; Lin, T. D. 1985. Fire performance of reinforced concrete columns, in *Fire Safety: Science and Engineering, ASTM STP 882*: 176–205.

Lie, T. T.; Stanzak, W. W. 1974. *Empirical method for calculating fire resistance of protected steel columns. IRC Paper No. 619*. Ottawa: National Research Council Canada, Institute for Research in Construction. 11 p.

Lipinskas, D. 2007. *Gaisro kilimo vietos nustatymas pagal medinių konstrukcijų apanglėjimą*: Daktaro disertacija. Vilniaus Gedimino technikos universitetas. Vilnius: Technika. 101 p.

Lipinskas, D.; Mačiulaitis, R. 2005. Further opportunities for development of the method for fire origin prognosis, *Journal of Civil Engineering and Management* 11(4): 299–307.

LST EN 1991-1-2:2004 (Lietuvos standartas). 2004. *Eurokodas 1. Poveikiai konstrukcijoms. 1-2 dalis. Bendrieji poveikiai. Gaisro poveikiai konstrukcijoms*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 59 p.

LST EN 1992-1-2:2005 (Lietuvos standartas). 2005. *Eurokodas 2. Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. 1-2 dalis. Bendrosios taisyklės. Konstrukcijų elgsenos ugnyje skaičiavimas*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 97 p.

LST EN 1993-1-2:2005 (Lietuvos standartas). 2005. *Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas. 1-2 dalis. Bendrosios taisyklės. Konstrukcijų elgsenos ugnyje skaičiavimas*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 78 p.

- LST EN 1994-1-2:2006 (Lietuvos standartas). 2006. *Eurokodas 4. Kompozitinių plieninių-betoninių konstrukcijų projektavimas. 1–2 dalis. Bendrosios taisyklės. Konstrukcijų elgsenos ugnyje skaičiavimas*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 109 p.
- LST ISO 834:1997 (Lietuvos standartas). 1997. *Atsparumo ugniai bandymai. Pastatų konstrukcijos elementai*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 19 p.
- LST EN 1363-1:2000 (Lietuvos standartas). 2000. *Atsparumo ugniai bandymai. Bendrieji reikalavimai*. Vilnius: Lietuvos standartizacijos departamentas. 49 p.
- Lukošius, K. 2003. *Naujas vienpusio konstrukcijų kaitinimo metodas ir jo taikymas prognozuojant atitvarinių konstrukcijų atsparumą ugniai*: Daktaro disertacija. Vilniaus Gedimino technikos universitetas. Vilnius: Technika. 101 p.
- Mačiulaitis, R.; Lipinskas, D.; Lukošius, K. 2006. Singularity and importance of determination of wood charring rate in fire investigation, *Materials Science* 12(1): 42–47.
- Malhotra, H. L. 1956. Effect of temperature on the compressive strength of concrete, *Magazine Concrete Research* 8: 85–94.
- Malhotra, H. L. 1982. *Design of Fire-resisting Structures*. London: Survey University Press. 226 p.
- Mamdouh, E.; Amin, G. 1995. Control of thermal cracking of concrete structures, *ACI Structural Journal* 92(4): 435–450.
- Mander, J. B.; Priestley, M. J. N.; Park, R. 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete, *ASCE Journal of Structural Engineering* 114(8): 1804–1825.
- Marčiukaitis, G.; Balevičius, R. 2009. Sluoksniuotųjų konstrukcijų įtempių ir deformacijų būvio bei valkšnumo analizė, veikiant ilgalaikiai apkrovai, *Engineering Structures and Technologies*. Vilnius: Technika, 1(3): 123–134.
- Marčiukaitis, G.; Valivonis, J.; Bareišis, J. 2007. An analysis of the joint operation of a CFRP concrete in flexural elements, *Mechanics of Composite Materials* 43(5): 467–478.
- Marčiukaitis, G.; Jonaitis, B.; Valivonis, J. 2006. Analysis of deflections of composite slabs with profiled sheeting up to the ultimate moment, *Journal of Constructional Steel Research* 62(8): 820–830.
- Marčiukaitis, G.; Vainiūnas, P.; Valivonis, J.; Jonaitis, B. 2006. Analysis of longitudinal shear behaviour for composite steel and concrete slabs, *Journal of Constructional Steel Research* 62(12): 1264–1269.
- Marčiukaitis, G.; Jonaitis, B.; Papinigis, V.; Valivonis, J. 2007. *Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas pagal euronormas*. Vilnius: Technika. 339 p.
- Marčiukaitis, G. 1978. Application of the complete diagrams of materials σ - ϵ to analyze the elasto-plastic workability of the reinforced polymer impregnated concrete structures by electronic compute, in 8 Internationaler Kongres Anwendung Match. Ingenieurwissenschaften. Weimar: Rahmenthema: 77–82.

- Mutoh, A.; Yamazaki, N. 1994. Nonlinear analysis of reinforced concrete members under high temperature, in *Proc. of Conference: DIANA Computational Mechanics '94*. Kluwer Academic Publishers: 45–55.
- Pearce, C. J.; Nielsen, C. V.; Bičanič, N. 2004. Gradient enhanced thermo–mechanical damage model for concrete at high temperatures including transient thermal creep, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 28: 715–735.
- Phan Long, T.; Carino Nicolas, J. 2000. Fire performance of high strength concrete: research needs, in *Proc. Advanced Technology in Structural Engineering. ASCE/SEI Structures Congress 2000. May 8–10, 2000*, 9 p.
- Phan Long, T.; Carino Nicolas, J. 2001. *Mechanical Properties of High-Strength Concrete at Elevated Temperatures. Internal Report 6726*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, 102 p.
- Philleo, R. 1958. Some physical properties of concrete at high temperatures, *ACI Journal Proceedings* 54(4): 857–864.
- Potha Raju, M.; Shobha, M.; Rambabu, K. 2004. Flexural strength of fly ash concrete under elevated temperatures, *Magazine of Concrete Research* 56(2): 83–88.
- Purkiss, J. A. 1996. *Fire Safety Engineering Design of Structures*. Oxford: Butterworth Heinemann. 342 p.
- Purkiss, J. A. 2007. *Fire Safety Engineering Design of Structures*. Oxford: Butterworth Heinemann. 389 p.
- Purkiss, J. A.; Bali, A. 1988. The transient behaviour of concrete at temperatures up to 800 °C, in *Proc. of the 10th Ibausil, Weimar 1988, Hochschule für Architektur und Bauwesen* 2: 234–239.
- Purkiss, J. A.; Dougill, J. W. 1973. Apparatus for compression tests on concrete at high temperatures, *Magazine Concrete Research* 25(83): 102–108.
- Richter, E.; Paliga, K.; Hosser, D. 2000. Tunnel shells and fire protection – tests and analysis tunnel shells and fire protection, *Abnormal Loading on Structures: Experimental and Numerical Modeling*: 115–124.
- RILEM. TC 129–MHT. 1998. Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 7: Transient Creep for service and accident conditions, *Materials and Structures (RILEM)* 31(209): 290–295.
- Riva, P. 2002. Parametric study on the behaviour of rc beams and frames under fire conditions, in *Report in the Meeting of fib Task Group 4.3.2 Guidelines for the Structural Design of Concrete Buildings Exposed to Fire*, Brussels: FIB. 61 p.
- Rowe, R. E.; Matthews, D. D. 1987. *Handbook to British Standard BS 8110-1985: The Structural Use of Concrete*. London: Palladian Publications. 206 p.
- Saafi, M. 2002. Effect of fire on frp reinforced concrete members, *Composite Structures* 58:11–20.

Shi, X.; Tan, T. H.; Guo, Z. 2002. Effect of force – temperature paths on behaviours of reinforced concrete flexural members, *Journal of Structural Engineering* 128(3): 365–373.

Schneider, U. 1976. Behavior of concrete under thermal steady state and non-steady state conditions, *Fire and Materials* 1(3): 103–115.

Schneider, U. 1982. Creep effects under transient temperature conditions, in *Proc. of the International Symposium on Fundamental Research on Creep and Shrinkage of Concrete*, 1980, 249–258.

Schneider, U. 1986a. *Properties of Materials at High Temperature-Concrete (Second Edition)*, RILEM Report, Kassel: RILEM Technical Committee 44-PHT, Technical University of Kassel. 135 p.

Schneider, U. 1986b. Modelling of concrete behaviour at high temperatures. *Design of Structures against Fire*, London: Elsevier Applied Science, 53–70.

Schneider, U. 1988. Concrete at high temperatures: A general review, *Fire Safety Journal* 13:55–68.

Schneider, U.; Schwesinger, P.; Debicki, G.; Diederichs, U.; Felicetti, R.; Franssen, J. M.; Furumura, F.; Jumppanen, U. M.; Khoury, G. A.; Millard, A.; Morris, W. A.; Phan, L. T. 2000. Recommendations of TC 129-MHT: Tests methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 4. Tensile strength for service and accident conditions, *Materials and Structures* 33(228): 219–223.

Schneider, U.; Schwesinger, P.; Debicki, G.; Diederichs, U.; Felicetti, R.; Franssen, J. M.; Furumura, F.; Jumppanen, U. M.; Khoury, G. A.; Millard, A.; Morris, W. A.; Phan, L. T. 2000. Recommendations of TC 129-MHT: Tests methods for mechanical properties of concrete at high temperatures. Part 9. Shrinkage for service and accident conditions, *Materials and Structures* 33(228): 224–228.

Schneider, U.; Schneider, M.; Franssen, J. M. 2009. Numerical evaluation of load induced thermal strain in restraint structures compared with an experimental study on reinforced concrete columns, in *Proc. of the Conference Proceedings Fire and Materials 2009*, San Francisco, 2009, 289–295.

Scott, B. D.; Park, R.; Priestley, M. J. N. 1982. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *ACI Structural Journal* 79(1): 13–27.

STR 2.01.01(2):1999 (Statybos techninis reglamentas). 1999. *Esminiai statinio reikalavimai. Gaisrinė sauga*. Vilnius: Valstybės žinios, 2000, Nr. 17-424. 39 p.

STR 2.01.04:2004 (Statybos techninis reglamentas). 2004. *Gaisrinė sauga. Pagrindiniai reikalavimai*. Vilnius: Valstybės žinios, 2004, Nr. 23-720. 40 p.

STR 2.05.11:2005 (Statybos techninis reglamentas). 2005. *Gaisro temperatūrų veikiamų gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas*. Vilnius: Valstybės žinios, 2005, Nr. 24-788. 26 p.

- Sullivan, P. J. E.; Terro, M. J.; Morris, W. A. 2001. Critical review of fire-dedicated thermal structural computer programs, *Applied Fire Science in Transition Series* 3:5–27.
- Šakmanas, A. A. 1996. *Termodinamika ir šilumos mainai ugniagesyboje*. Vilnius: Technika. 44 p.
- Youssef, M. A.; Moftah, M. 2007. General stress – strain relationship for concrete at elevated temperatures, *Engineering Structures* 29(3): 2618–2634.
- Terro, M. J. 1998. Numerical modeling of the behavior of concrete structures in fire, *ACI Structural Journal* 95(2): 183–193.
- Terro, M. J.; Hamoush, S. A. 1997. Effect of confinement on siliceous aggregate concrete subjected to elevated temperatures and cycling heating, *ACI Materials Journal* 94(2): 83–9.
- Thelandersson, S. 1987. Modelling of combined thermal and mechanical action in concrete, *ASCE Journal of Engineering Mechanics* 6(113): 893–906.
- Thelandersson, S. 1982. On the multiaxial behaviour of concrete exposed to high temperature, *Nuclear Engineering and Design* 75: 271–282.
- Xiao, J.; Konig, G. 2004. Study on concrete at high temperature in China an overview, *Fire Safety Journal* 39: 89–103.
- Xudong, S.; Teng-Hooi, T.; Kang-Hai, T.; Zhenhai, G. 2002. Effect of force-temperature paths on behaviors of reinforced concrete flexural members, *Journal of Structural Engineering* 128(3): 365–373.
- Wang, G. 2006. *Performance of reinforced concrete flat slabs exposed to fire*, *Fire Engineering Research Report* 06/2 293 p.
- Wickstrom, U. 1979. *TASEF-2 a computer program for temperature analysis of structures exposed to fire*, *Report 79-2*, Lund Univesity. 165 p.
- CTIF. 2007. *World Fire Statistics*, *Report No. 10*, [žiūrėta 2007 m. gegužės 1 d.]. Prieiga per internetą: <<http://www.ctif.org>>.
- Zamblauskaitė, R.; Kaklauskas, G.; Bačinskas, D. 2005. Deformational analysis of prestressed high strength concrete members using flexural constitutive model, *Journal of Civil Engineering and Management* 11(2): 145–151.
- Zhang, B.; Bičanič, N. 2002. Residual fracture toughness of normal and high-strength gravel concrete after heating to 600 °C, *ACI Materials Journal* 99(3): 217–26.

Autoriaus publikacijos disertacijos tema

Straipsniai mokslo žurnaluose, referuojamuose tarptautinėse duomenų bazėse, kurių sąrašą sudarė Lietuvos mokslo taryba

Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Geda, E. 2004. FE software ATENA applications to non-linear analysis of RC beams subjected to high temperatures, *Journal of Civil Engineering and Management* 10(Suppl. 1): 11–18 (Scopus). ISSN 1392-3730 (print), ISSN 1822-3605 (online).

Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Geda, E. 2007. Gelžbetoninių plokščių, veikiamų gaisro poveikio, modeliavimas, *Technological and Economic Development of Economy* 13(4): 295–302 (Scopus). ISSN 1392-8619 (print), ISSN 1822-3613 (online).

Straipsniai konferencijos pranešimų rinkiniuose, referuojamuose *THOMSON ISI Proceedings* duomenų bazėje

Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Geda, E. 2004. Nonlinear numerical analysis of reinforced concrete beams under high temperature, in *Proc of the Eighth International Conference: Modern Building Materials, Structures and Techniques*. Vilnius: Technika, 417–424. ISBN 9986-05-757-4.

Bacinskas, D.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V.; Geda, E. 2007. Computationally effective tool for mechanical simulation of reinforced concrete members subjected to fire, in *Proc of the Ninth International Conference: Modern Building Materials, Structures and Techniques*. Vilnius: Technika, 2:461–467. ISBN 978-9955-28-201-3.

Straipsniai kituose leidiniuose

Geda, E. 2003. Gelžbetoninių sijų, paveiktų aukšta temperatūra, skaitinis įtempių – deformacijų būvio modeliavimas, iš *6-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“ leidinio. Sekcija Statyba*. Vilnius: Technika, 100–106. ISBN 9986-05-618-7.

Geda, E.; Bacinskas, D.; Kaklauskas, G. 2004. Nonlinear numerical analysis of reinforced concrete beams under high temperature, in *7-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencija „Lietuva be mokslo – Lietuva be ateities“ leidinio. Sekcija Statyba*. Vilnius: Technika, 1–5. ISBN 9986-05-775-2.

Janusevičius, D.; Geda, E. 2006. Gaisro temperatūra paveiktų gelžbetonio plokščių elgsenos netiesinė analizė baigtinių elementų metodu, iš *9-osios Lietuvos jaunųjų mokslininkų konferencijos „Mokslas – Lietuvos ateitis“ leidinio. Sekcija Statyba*. Vilnius: Technika, 171–176. ISBN 978-9955-28-108-5.

Bacinskas, D.; Geda, E.; Kaklauskas, G.; Gribniak, V. 2009. Simplified layered approach for analysis of RC slabs subjected to fire, in *Proc of the International Symposium: Urban Habitat Constructions under Catastrophic Events*, Praha, 2009, 258–264. ISBN 978-999-09-44-40-2.

Priedai

Priedai pateikti pridedamoje elektroninėje laikmenoje.

A priedas. Gaisro kreivių apžvalga

B priedas. Temperatūros laukų pastato konstrukcijoje nustatymo metodų skirstymo schema

C priedas. Gaisro poveikio įvertinimo metodų apžvalga, atsižvelgiant į gaisrų scenarijų ir konstrukcijų sudėtingumą

D priedas. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo būdai ir procedūros

E priedas. Medžiagų fizikinių mechaninių ir įtempių deformacijų modelių tikslumo ir paprastumo įvertinimas

F priedas. Eksperimentinių plokščių duomenys

G priedas. Eksperimentinių plokščių skaičiuojamieji duomenys

H priedas. Eksperimentinių plokščių skerspjūviai

Edgaras GEDA

LAYER MODEL FOR REINFORCED CONCRETE MEMBERS
UNDER FIRE

Doctoral Dissertation

Technological Sciences,
Civil Engineering (02T)

AUKŠTA TEMPERATŪRA VEIKIAMŲ GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ
SLUOKSNIŲ MODELIS

Daktaro disertacija

Technologijos mokslai,
statybos inžinerija (02T)

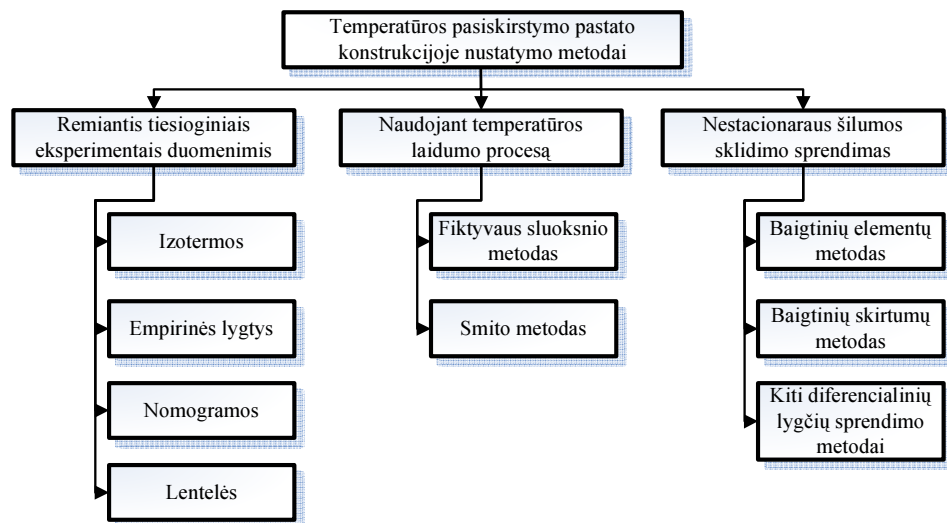
2010 01 19. 11,25 sp. I. Tiražas 20 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto
leidykla „Technika“,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius,
<http://leidykla.vgtu.lt>
Spausdino UAB „Baltijos kopija“,
Kareivių g. 13B, 09109 Vilnius
<http://www.kopija.lt>

A priedas. Gaisro kreivių apžvalga

Temperatūros laiko kreivė	Taikymo sritis	Kaitinimo režimas	Maksimali temperatūra, °C	Ataušimo kreivės dalis	Trukmė
Standartinė gaisro kreivė LST ISO 834:1997	Pastatai (pastaruoju metu siūloma tuneliams)	821°C po 30 min (vidutinis kaitinimo greitis 30 °C/min) 925 °C po 60 min, 1 000 °C po 2 val. ir 1 150 po 4 val.	Teoriškai nėra, tačiau tai laikoma 1 000 °C po 2 val. gaisro	Nėra	Nėra ribojama
Angliavandenilių (LST L ENV 1991-2-2:2000 įvertina 200 kW/m ² šilumos srautą)	Naftos pramonė	900°C po 5 min (vidutinis kaitinimo greitis 170 °C/min) ir 1 100 °C po 45 min	1 100 °C	Nėra	Nėra ribojama
ZTV (RABT)	Tuneliai	1 200 °C po 5 min (vidutinis kaitinimo greitis 240 °C/min)	1 200 °C	Nuo 30 min iki 110 min trunkanti tiesinė aušimo dalis	140 min taip pat ir aušimo dalis
RWS (Olandija)	Tuneliai	1 100 °C po 5 min ir 1 350 °C po 60 min	1 350 °C	Nuo 60 min prasi-deda 60 min trunkanti netiesinė aušimo dalis	120 min

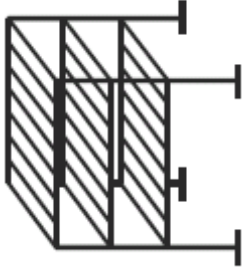
Temperatūros laiko kreivė	Taikymo sritis	Kaitinimo režimas	Maksimali temperatūra, °C	Atašimo kreivės dalis	Trukmė
Modifikuota an-gliavandenilių rodo 345 kW/m ² šilumos srautą	Tuneliai	Mažiau nei per 10 min pasiekama 1 200 °C, o dar po 20 min – 1 300 °C	1 300 °C	Nėra	Nėra ribojama, tačiau tikėtina ne didesnė kaip 120 min

B priedas. Temperatūros laukų pastato konstrukcijoje nustatymo metodų skirstymo schema



C priedas. Gaisro poveikio įvertinimo metodų apžvalga, atsižvelgiant į gaisrų scenarijų ir konstrukcijų sudėtingumą

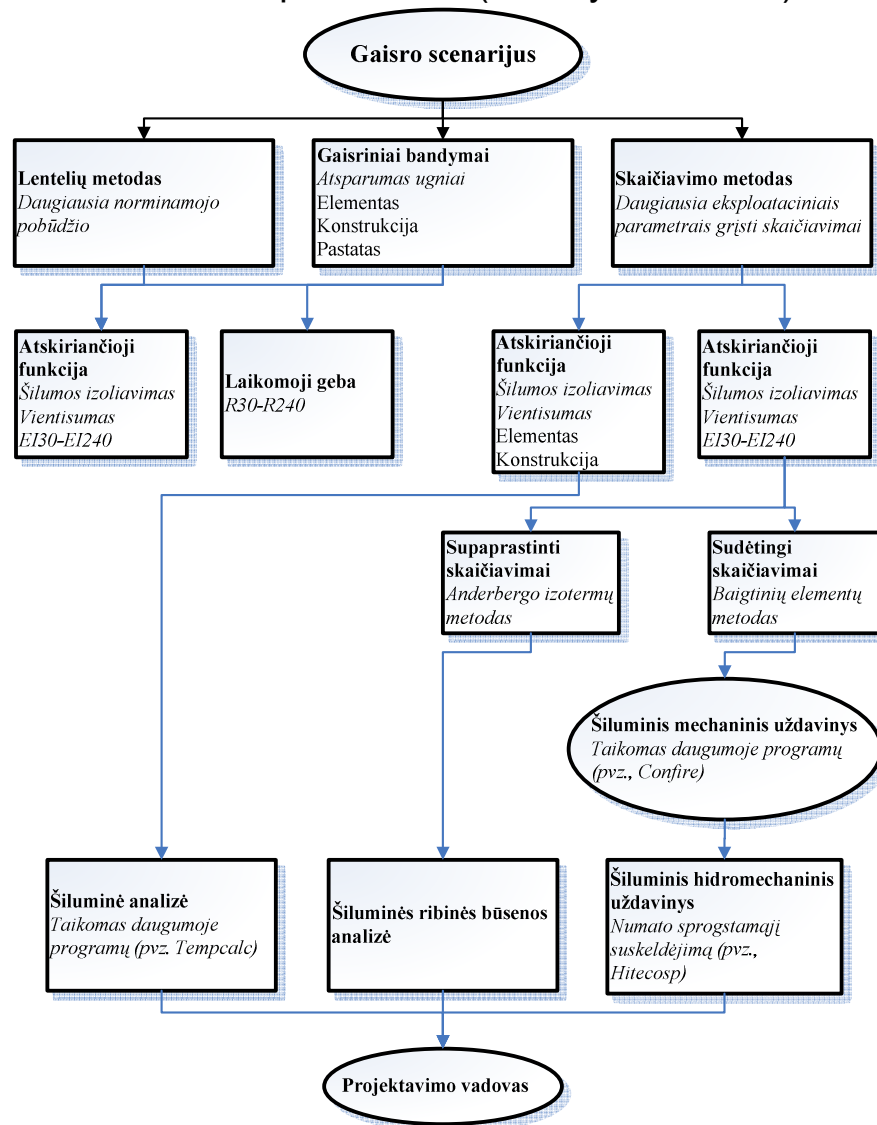
Gaisro scenarijus Konstrukcijos tipas	Temperatūros pasiskirstymas patalpoje vienodas: vienos zonos modelis		Temperatūros pasiskirstymas: daugiazoninis modelis (natūralaus gaisro scenarijus)
	Standartinės gaisro kreivės	Parametrinės kreivės	
Elemento analizė¹ 	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SGB; 2. LM; 3. SSM; 4. SDSM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SSM; 2. SDSM Numatoma ateityje: 1. GB; 2. LM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. GB; 2. SDSM
Atskiros konstrukcijos analizė² 	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SDSM. Numatoma ateityje: 1. GB; 2. SSM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SDSM. Numatoma ateityje: 1. GB; 2. SSM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. GB; 2. SDSM

Gaisro scenarijus Konstrukcijos tipas	Temperatūros pasiskirstymas patalpoje vienodas: vienos zonos modelis		Temperatūros pasiskirstymas patalpoje nevienodas: daugiazoninis modelis (natūralaus gaisro scenarijus)
	Standartinės gaisro kreivės	Parametrinės kreivės	
Visos konstrukcijos (pastato) analizė³ 	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SDSM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. SDSM	Taikomi įvertinimo metodai: 1. GB; 2. SDSM

Pastabos ir sutartiniai žymėjimai:

1. ¹ – elementas laikomas atskiru. Netiesioginiai gaisro poveikiai nenagrinėjami, išskyrus tuos, kurie atsiranda dėl temperatūrinių gradientų.
2. ² – nagrinėjami netiesioginiai gaisro poveikiai sąrankos dalims, bet ne nuo laiko priklausanti sąveika su kitomis konstrukcijomis.
3. ³ – visos konstrukcijos (pastato) analizė. Nagrinėjami netiesioginiai gaisro poveikiai visoje konstrukcijoje (pastate).
4. SGB – standartiniai gaisriniai bandymai.
5. LM – lentelinis metodas.
6. SSM – supaprastintas skaičiavimo metodas.
7. SDSM – sudėtingieji skaičiavimo metodai.
8. GB – gaisriniai bandymai.

D priedas. Gelžbetoninių konstrukcijų atsparumo ugniai įvertinimo būdai ir procedūros (Khoury ir kt. 2002)



E priedas. Medžiagų fizikinių mechaninių ir įtempių deformacijų modelių tikslumo ir paprastumo įvertinimas

Šiame priede pateikti skirtingų betono ir armatūros fizikinių mechaninių modelių generalinės aibės vidurkio 95% pasikliautiniai intervalai, y ordinatėje atidėta santykinė reikšmė Δ , kuri nustatoma pagal šią formulę:

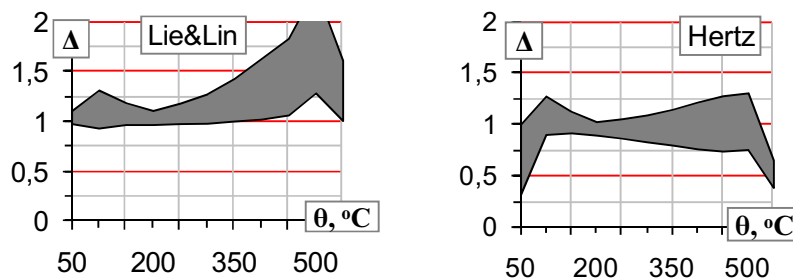
$$\Delta = \frac{X_{th}}{X_{obs}},$$

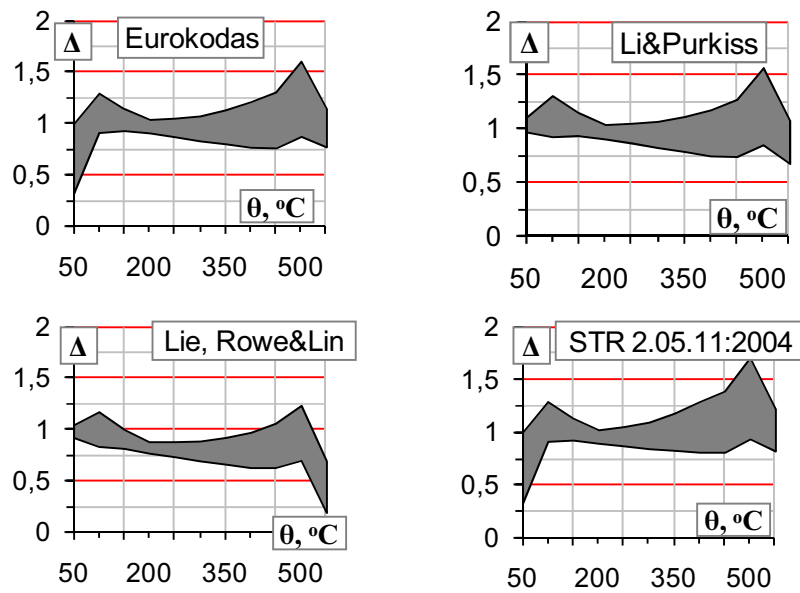
čia X_{th} – skaičiuojamieji rezultatai; X_{obs} – eksperimentiniai rezultatai.

Analizuojant kiekvieno skaičiavimo metodo tikslumą, buvo įvertintos santykinų paklaidų $\Delta = x_{calc}/x_{obs}$ (kur x_{calc} – apskaičiuota, o x_{obs} – eksperimentinė reikšmė) svarbiausios statistinės charakteristikos – *matematinė viltis* ir *variacija*. Jeigu paklaidos Δ tikimybinis pasiskirstymas yra simetrinis, *matematinė viltis* išreiškiama imties vidurkiu m_{Δ} . Esant nesimetriniam pasiskirstymui, ji charakterizuojama imties mediana $\xi_{\Delta,1/2}$. Skaičiavimo metodų *adekvatumas* (skaičiavimo rezultatų atitikimas eksperimentų duomenims) buvo įvertintas, taikant *pasikliautinųjų intervalų* metodą. Palyginamoji statistinė analizė buvo atlikta, taikant *statistinių hipotezių tikrinimo* metodus. Priedo paveiksluose x abscisėje atidėtos temperatūros °C reikšmės pažymėtos θ simboliu).

Gniuždomojo betono stipris

Betono su silikatiniais užpildais gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E1 paveiksle.

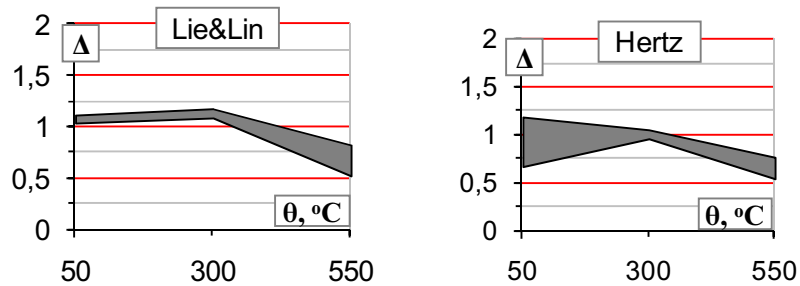


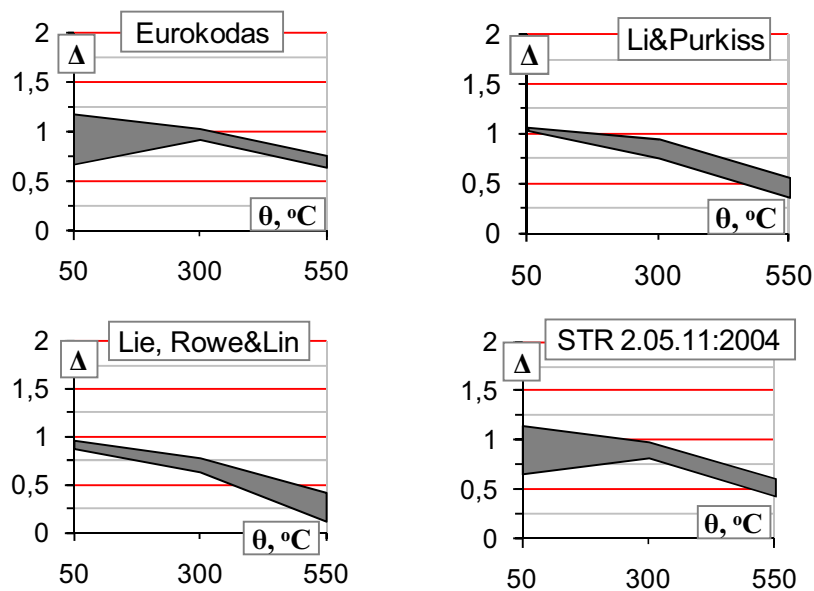


E1 pav. Betono su silikatiniais užpildais gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo vertinimas (Δ – θ – temperatūra, °C)

Išanalizavus E1 paveikslo grafikuose pateiktus modelius, galima teigti, jog tiksliausiai gniuždomojo betono stiprį aukštose temperatūrose atspindi Li ir Purkiss (2005) ir LST EN 1992-1-2:2005 modeliai.

Betono su kalkiniais užpildais gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E2 paveiksle.

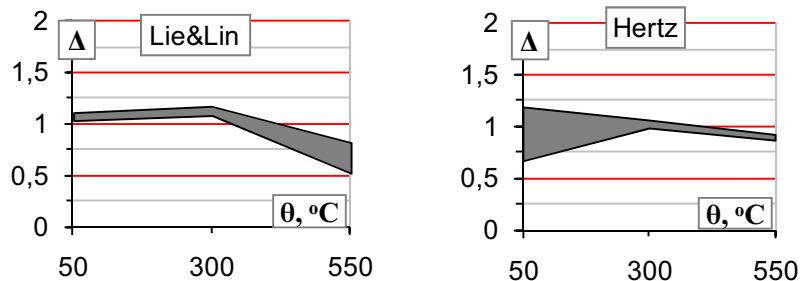


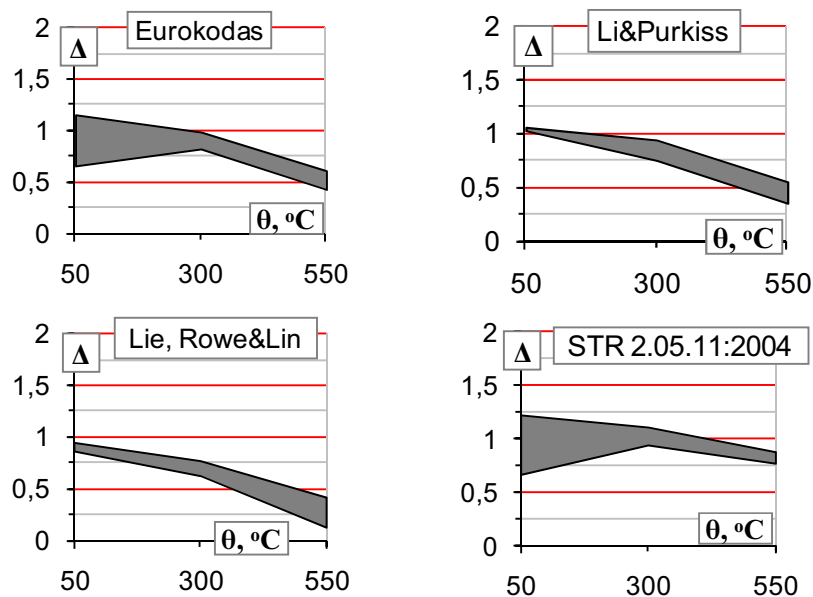


E2 pav. Betono su kalkiniais užpildais gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo vertinimas

Išanalizavus E2 paveikslo grafikuose pateiktus modelius, galima teigti, jog tiksliausiai gniuždomojo betono stiprį aukštose temperatūrose atspindi Lie ir Lin (1985) ir LST EN 1992-1-2:2005 modeliai.

Lengvojo betono gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E3 paveiksle.





E3 pav. Lengvojo betono gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modelių tikslumo vertinimas

Gniuždomo betono gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E1 lentelėje.

E1 lentelė. Betono gniuždomojo stiprio $f_c(\theta)$ modeliuose įvertinami parametrai

Modelis	Vertinami parametrai				
	θ	f'_c	f_{ci}	B.U. ¹	B.T. ²
Lie ir Lin (1985)	+	+	-	-	-
Hertz (2005)	+	+	+	+	+
Lie ir kt. (1986)	+	+	-	-	-
Li ir Purkiss (2005)	+	+	-	-	-
LST EN 1992-1-2:2005	+	+	-	+	+
STR 2.05.11:2005	+	+	-	-	-

PASTABOS:

B.U.¹ – betono užpildų rūšis;

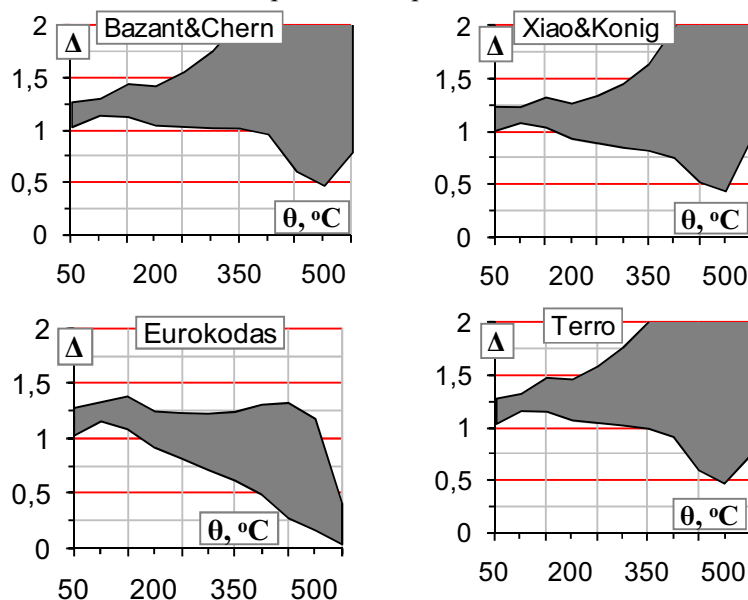
B.T.² – betono tipas.

Išanalizavus E3 paveikslo grafikuose ir E1 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Lie ir Lin (1985) ir LST EN 1992-1-2:2005 modeliuose, nors verta pažymėti, kad pats tiksliausias, tačiau ir sudėtingiausias Hertz (2005) modelis.

Iš literatūroje aprašytų Hertz (2005) modelis yra pranašiausias, nes jame gniuždomojo betono stipris $f_c(\theta)$ nustatomas įvertinant betono užpildų tipą ir išankstinius įtempimus (f_c).

Tempiamojo betono stipris

Betono tempiamojo stiprio $f_{cr\theta}$ modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E4 paveiksle.



E4 pav. Tempiamojo betono stiprio $f_{cr\theta}$ modelių tikslumo vertinimas

Betono tempiamojo stiprio $f_{cr\theta}$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E2 lentelėje.

E2 lentelė. Betono tempiamojo stiprio $f_{cr\theta}$ modeliuose įvertinami parametrai

Modelis	Vertinami parametrai					
	θ	f_{cr}	$f'_{c\theta}$	f'_c	B.U. ¹	B.T. ²
Bažant ir Chern (1987)	+	+	-	-	-	-
Xiao ir Konig	+	+	-	-	-	-

Modelis	Vertinami parametrai					
	θ	f_{cr}	$f'_{c\theta}$	f'_c	B.U. ¹	B.T. ²
(2004)						
Terro (1998)	+	+	+	+	+	+
LST EN 1992-1-2:2005	+	+	-	-	-	-

PASTABOS:

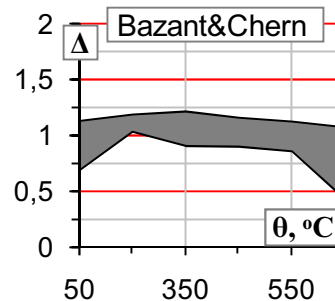
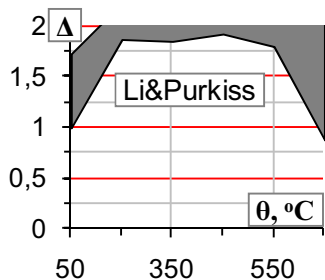
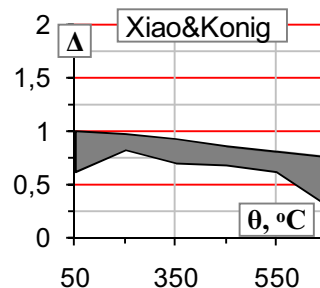
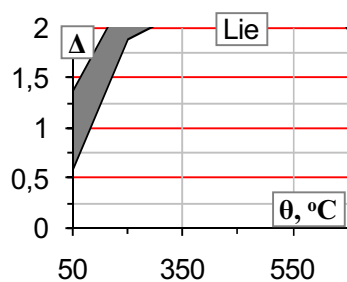
B.U.¹ – betono užpildų rūšis;

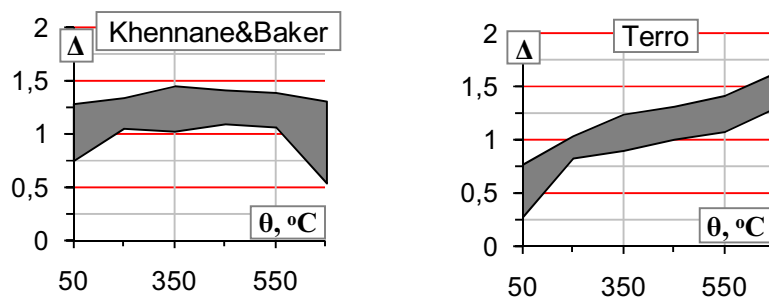
B.T.² – betono tipas.

Išanalizavus E4 paveikslą grafikuose ir E2 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Xiao ir Konig (2004) ir LST EN 1992-1-2:2005 modeliuose.

Betono deformacijos aukštoje temperatūroje

Gniuždomojo betono trumpalaikės apkrovos sukeltos deformacijos viršutinės ribos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ skaičiavimo modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E5 paveiksle.





E5 pav. Gniuždomojo betono trumpalaikės apkrovos sukeltos deformacijos viršutinės ribos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ skaičiavimo modelių tikslumo vertinimas

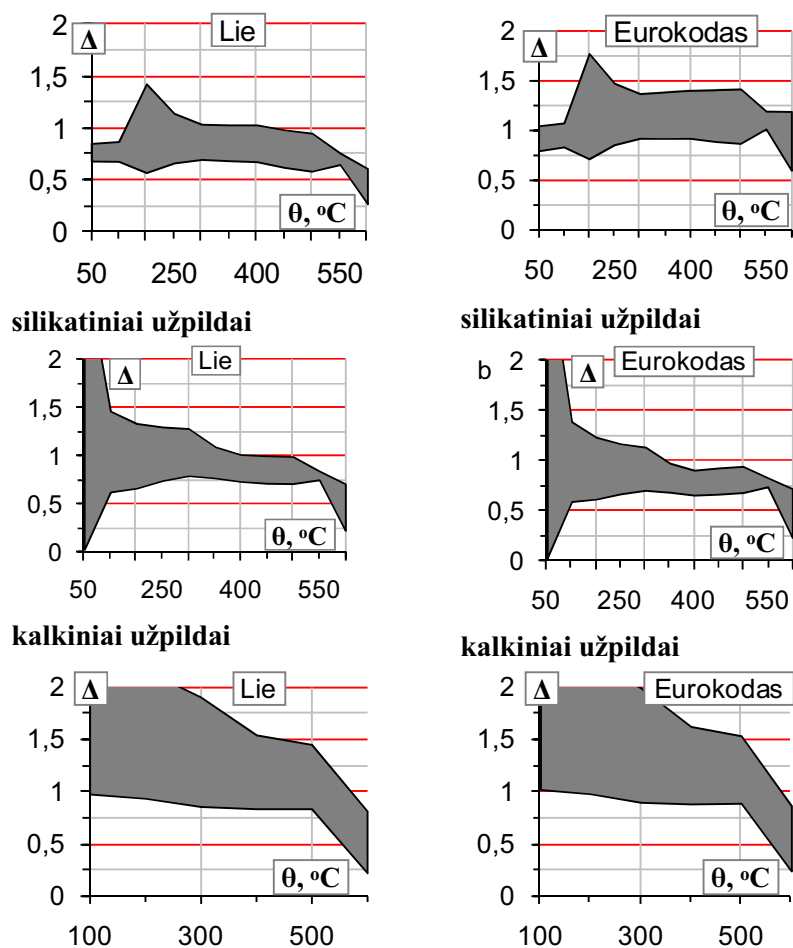
Gniuždomojo betono trumpalaikės apkrovos sukeltos deformacijos viršutinės ribos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E3 lentelėje.

E3 lentelė. Gniuždomojo betono trumpalaikės apkrovos sukeltos deformacijos viršutinės ribos $\varepsilon_{c0}(\theta)$ modeliuose įvertinami parametrai

Modelis	Vertinami parametrai				
	θ	ε_o	f'_c	E_{ci}	λ_L
Lie (1992)	+	-	-	-	-
Xiao ir König (2004)	+	+	-	-	-
Khennane ir Baker (1993)	+	-	-	-	-
Li ir Purkiss (2005)	+	+	+	+	-
Bažant ir Chern (1987)	+	-	-	-	-
Terro (1998)	+	+	-	-	+

Išanalizavus E5 paveikslo grafikuose ir E3 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Bažant ir Chern (1987) ir Khennane ir Baker (1993) modeliuose.

Betono temperatūrinės deformacijos $\varepsilon_{th}(T, 0)$ priklausomai nuo betono ir naudojamų užpildų tipo skaičiavimo modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E6 paveiksle.



E6 pav. Betono temperatūrinės deformacijos $\varepsilon_{th}(T, 0)$ priklausomai nuo betono ir naudojamų užpildų tipo skaičiavimo modelių tikslumo vertinimas

Betono temperatūrinės deformacijos $\varepsilon_{th}(T, 0)$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E4 lentelėje.

E4 lentelė. Betono temperatūrinės deformacijos $\varepsilon_{th}(T, 0)$ modeliuose įvertinami parametrai

Modelis	Vertinami parametrai		
	θ	B.U. ¹	B.T. ²
Lie (1992)	+	+	+
LST EN 1992-1-	+	+	+

Modelis	Vertinami parametrai		
	θ	B.U. ¹	B.T. ²
2:2005			

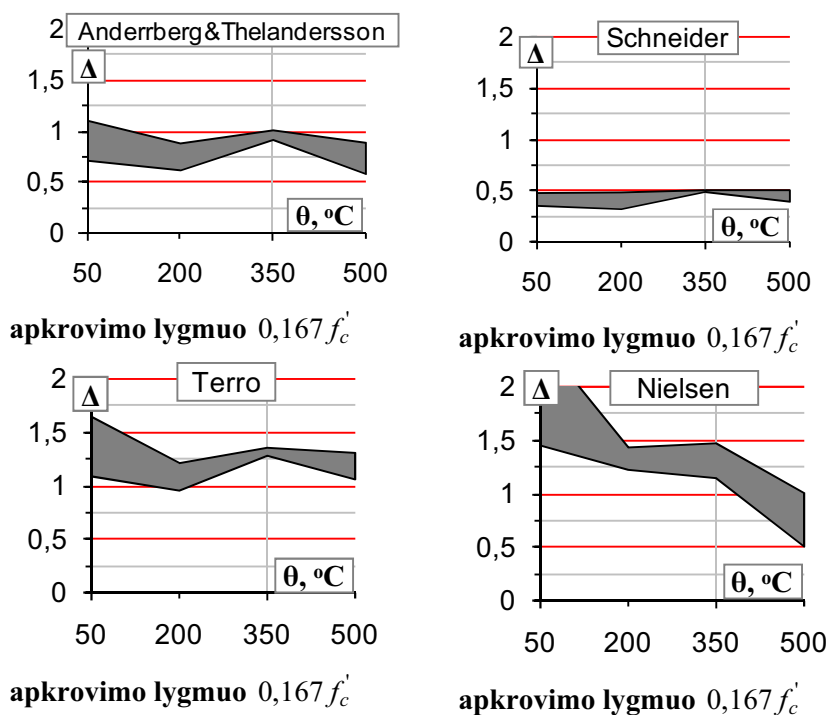
PASTABOS:

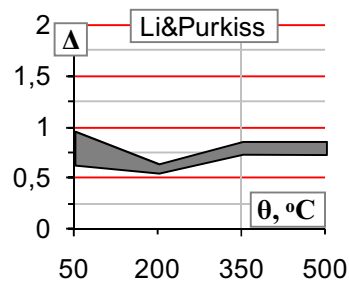
B.U.¹ – betono užpildų rūšis;

B.T.² – betono tipas.

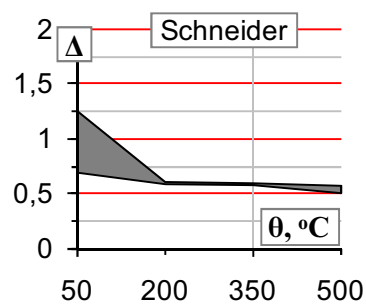
Išanalizavus E6 paveikslo grafikuose ir E4 lentelėje pateiktus betono temperatūrinės deformacijos $\varepsilon_{th}(T, 0)$ modelius, galima teigti, jog abiejų Lie (1992) ir Eurokodo LST EN 1992-1-2:2005 modelių tikslumo ir paprastumo derinys panašus.

Betono trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ priklausomai nuo betono apkrovimo lygio skaičiavimo modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E7 paveiksle.

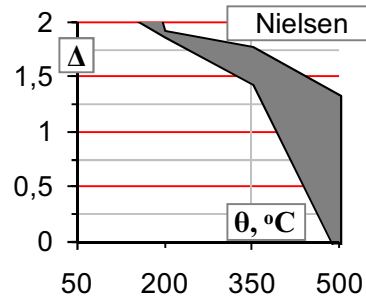




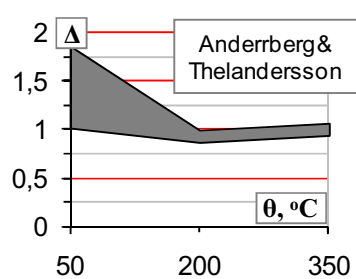
apkrovimo lygmuo $0,167f'_c$



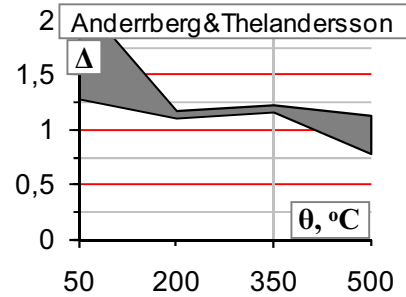
apkrovimo lygmuo $0,33f'_c$



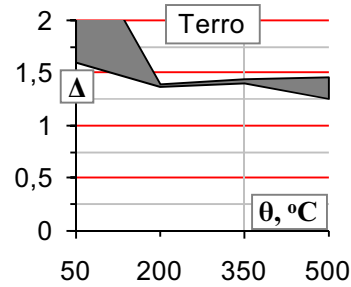
apkrovimo lygmuo $0,33f'_c$



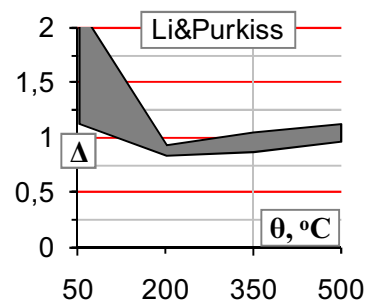
apkrovimo lygmuo $0,5f'_c$



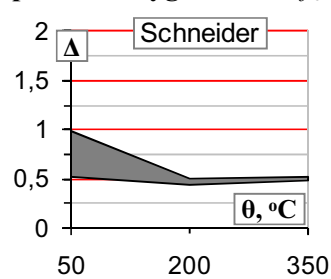
apkrovimo lygmuo $0,33f'_c$



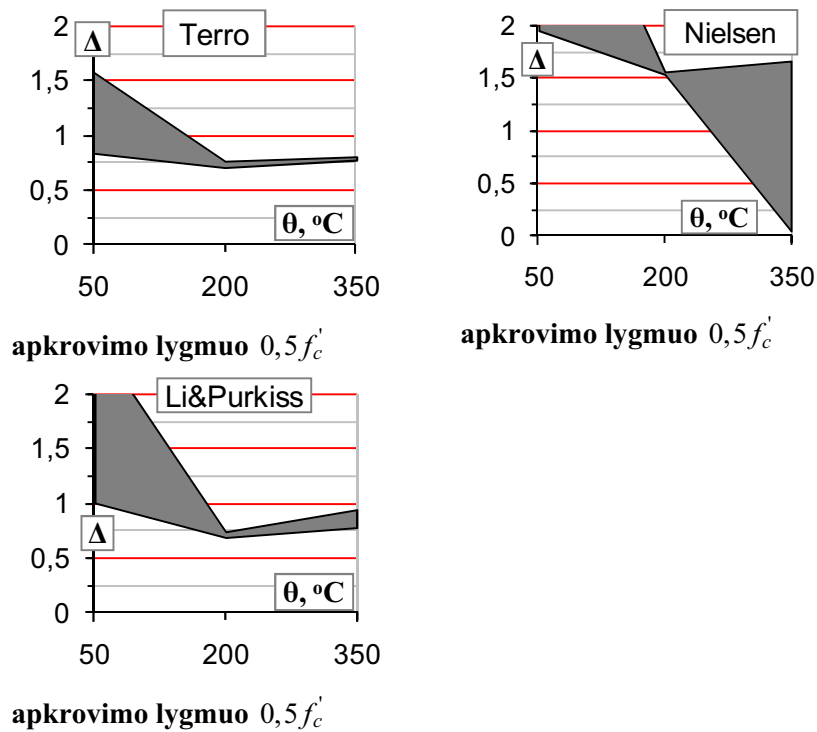
apkrovimo lygmuo $0,33f'_c$



apkrovimo lygmuo $0,33f'_c$



apkrovimo lygmuo $0,5f'_c$



E7 pav. Betono trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ priklausomai nuo betono apkrovimo lygio skaičiavimo modelių tikslumo vertinimas

Betono trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E5 lentelėje.

E5 lentelė. Betono trumpalaikės temperatūrinės valkšnumo deformacijos $\varepsilon_{tc}(T, \sigma)$ modeliuose įvertinami parametrai

Vertinami parametrai	Modelis				
	Anderberg ir Thelandersson (1976)	Schneider (1976)	Terro (1998)	Nielsen ir kt. (2004)	Li ir Purkiss (2005)
θ	+	+	+	+	+
ε_{th}	+	-	-	-	-
$f_{c\theta}$	+	+	-	+	+

Vertinami parametrai	Modelis				
	Anderberg ir Thelandersson (1976)	Schneider (1976)	Terro (1998)	Nielsen ir kt. (2004)	Li ir Purkiss (2005)
$f'_{c\theta}$	-	-	-	-	-
f_{ci}	-	-	+	-	-
f'_c	+	+	+	+	+
$E_{ci\theta}$	-	+	-	-	-
V_a	-	-	+	-	-
B.U.¹	-	+	+	-	-
B.T.²	-	+	+	-	-

PASTABOS:

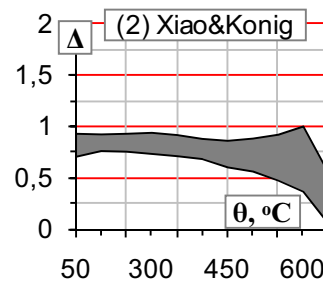
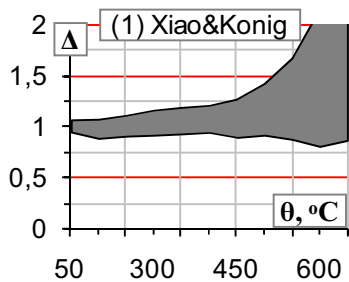
B.U.¹ – betono užpildų rūšis;

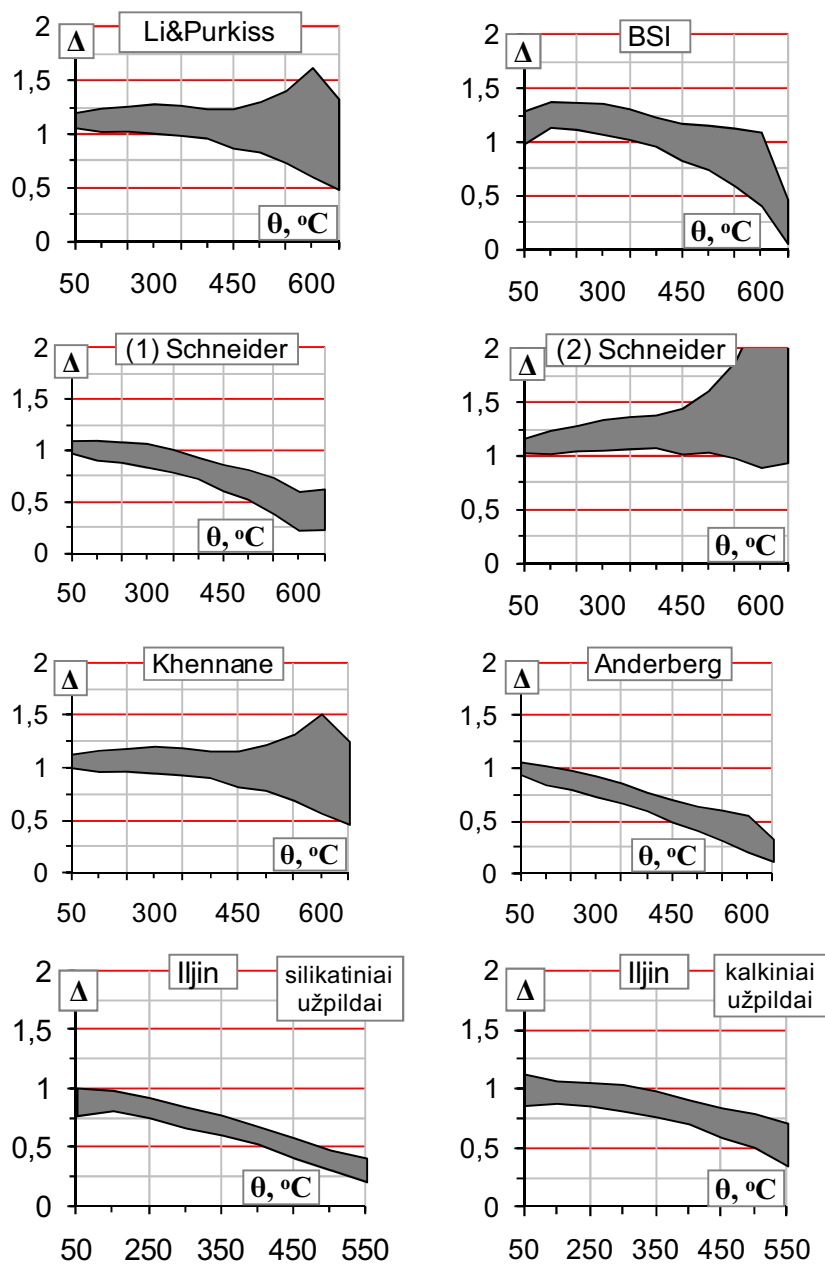
B.T.² – betono tipas.

Išanalizavus E7 paveikslo grafikuose ir E5 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Anderberg ir Thelandersson (1976) ir Li ir Purkiss (2005) modeliuose.

Pradinis betono tamprumo modulis aukštoje temperatūroje

Betono tamprumo modulio $E_{ci\theta}$ skaičiavimo modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E8 paveiksle.





E8 pav. Betono tamprumo modulio $E_{ci\theta}$ skaičiavimo modelių tikslumo vertinimas

Betono tamprumo modulio $E_{ci\theta}$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E6 lentelėje.

E6 lentelė. Betono tamprumo modulio $E_{ci\theta}$ modeliuose įvertinami parametrai

Vertinami parametrai	Modelis							
	Xiao ir Konig (2004) Nr.1	Xiao ir Konig (2004) Nr.2	Li ir Purkiss (2005)	BSI	Schneider (1976)	Khennane ir Baker (1993)	Anderberg ir Thelandersson (1976)	Iljin (1979)
θ	+	+	+	+	+	+	+	+
E_{ci}	+	+	+	+	+	+	-	+
$f'_{c\theta}$	-	-	-	-	-	-	+	-
f_{ci}	-	-	-	-	+	-	-	-
f'_c	-	-	-	-	+	-	-	-
$\varepsilon_{o\theta}$	-	-	-	-	-	-	+	-
B.U. ¹	-	-	-	-	-	-	+	+
B.T. ²	-	-	-	-	+	-	-	-
A.K. ³	-	-	-	-	+	+	+	-

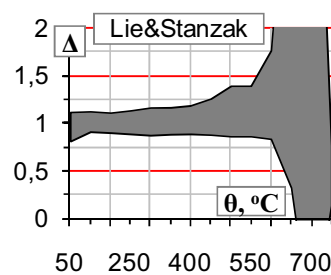
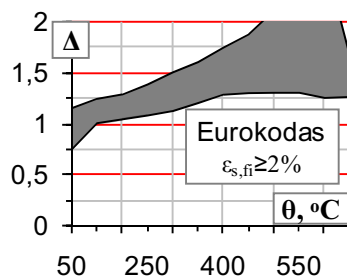
PASTABOS:

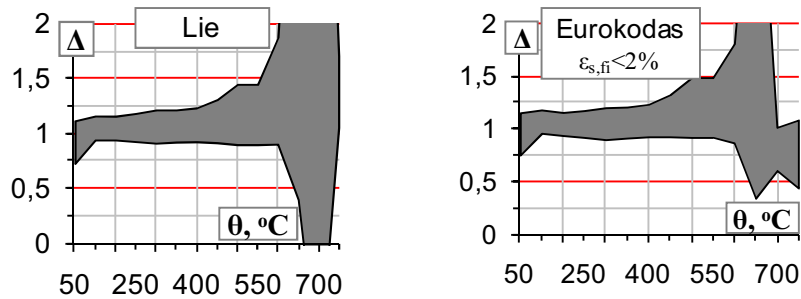
B.U.¹ – betono užpildų rūšis;B.T.² – betono tipas;A.K.³ – apkrovimas betono kaitinimo metu.

Išanalizavus E8 paveikslio grafikuose ir E6 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Xiao ir Konig (2004) ir Khennane ir Baker (1993) modeliuose.

Plieno takumo riba aukštoje temperatūroje

Plieno takumo ribos $f_{sy\theta}$ skaičiavimo modelių tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E9 paveiksle.





E9 pav. Plieno takumo ribos $f_{sy\theta}$ skaičiavimo modelių tikslumo vertinimas

Plieno takumo ribos $f_{sy\theta}$ modeliuose vertinami parametrai pateikti E7 lentelėje.

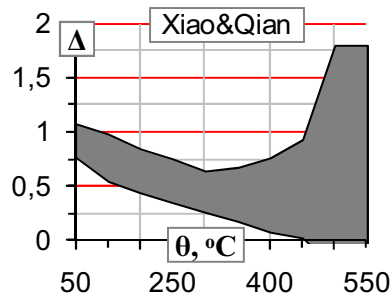
E7 lentelė. Plieno takumo ribos $f_{sy\theta}$ modeliuose įvertinami parametrai

Modelis	Vertinami parametrai	
	θ	f_y
LST EN 1992-1-2:2005	+	+
Lie ir Stanzak (1974)	+	+
Lie (1992)	+	+

Išanalizavus E9 paveikslą ir E7 lentelę, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiektas Lie ir Stanzak (1974) ir Lie (1992) modeliuose.

Armatūros ir betono sukibimo stipris aukštoje temperatūroje

Armatūros ir betono sukibimo stiprio $\tau_{u\theta}$ aukštoje temperatūroje tepasiūlytas tik vienas žinomas Xie ir Qian (paskelbta Xiao ir König 2004) modelis, todėl jo tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E10 paveiksle.

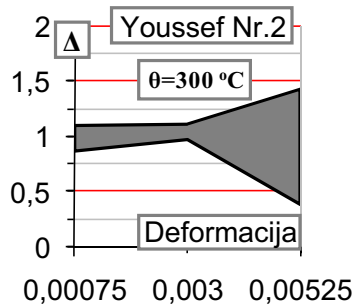
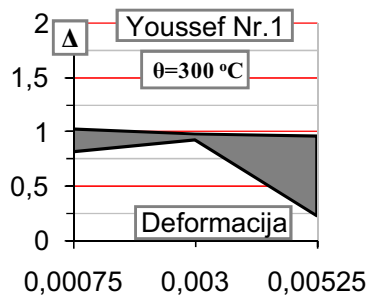


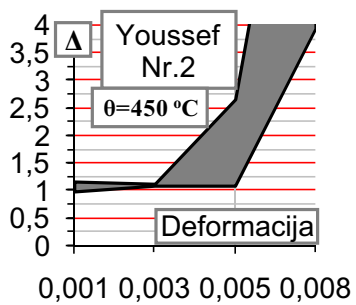
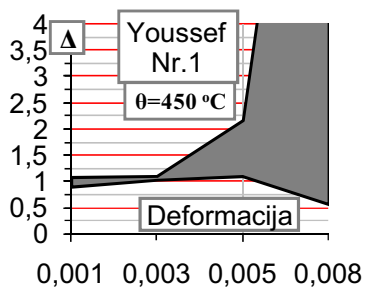
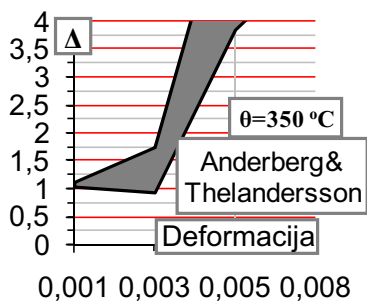
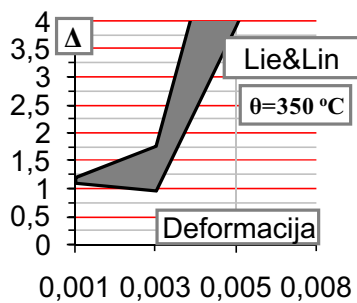
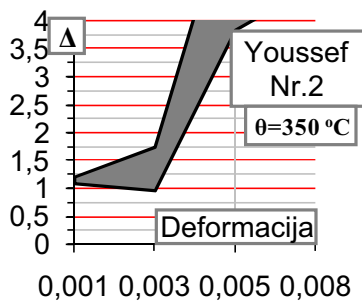
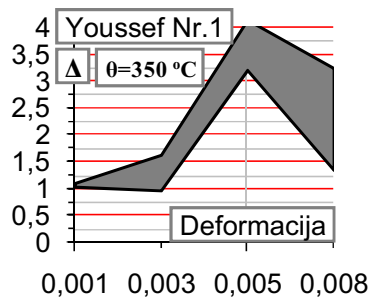
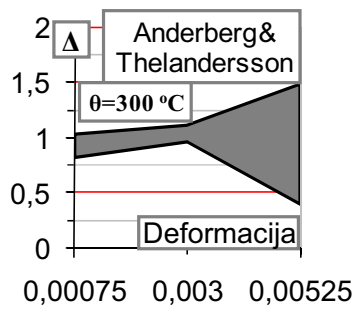
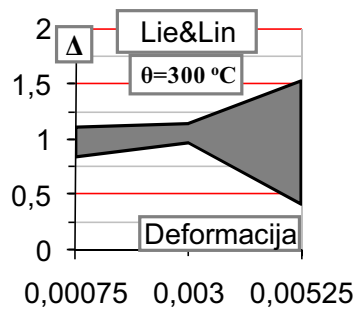
E10 pav. Armatūros ir betono sukibimo stiprio $\tau_{u\theta}$ Xie ir Qian (paskelbta Xiao ir Konig 2004) modelio tikslumo vertinimas

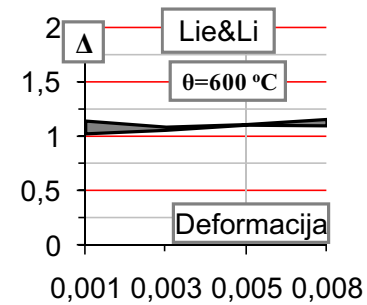
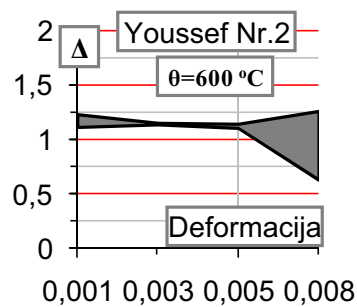
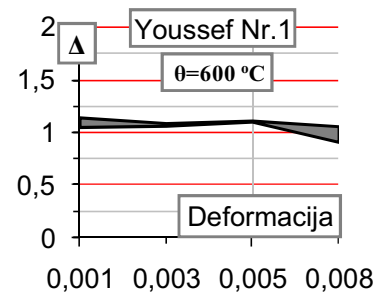
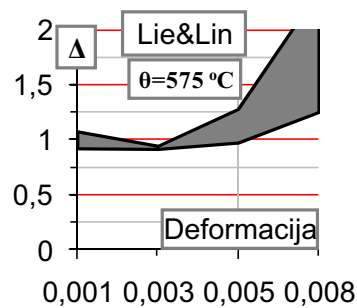
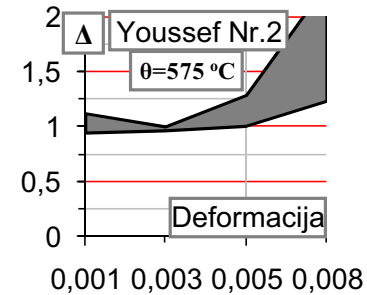
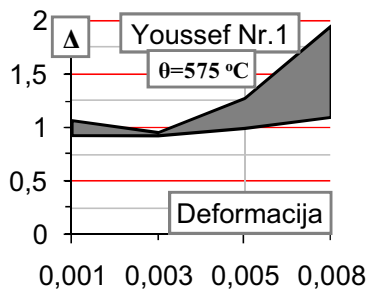
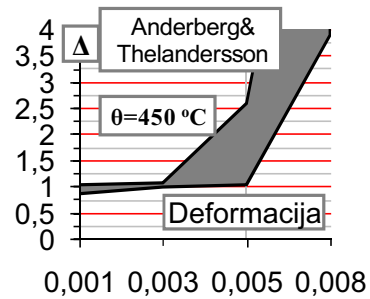
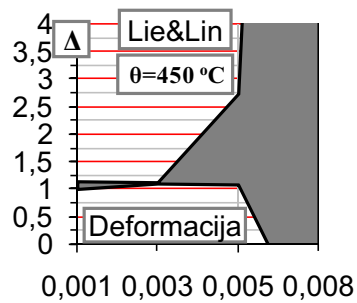
Xie ir Qian modelyje (paskelbta Xiao ir Konig 2004) nustatant armatūros ir betono sukibimo stiprio $\tau_{u\theta}$ sumažėjimą naudojamas tik vienas temperatūros θ parametras. Išanalizavus E9 paveikslą galima teigti, jog armatūros ir betono sukibimo stiprio eksperimentinių duomenų stoka bei atskirų tyrimų rezultatų didelė variacija, matyt ir lėmė Xie ir Qian (paskelbta Xiao ir Konig 2004) modelio didelę paklaidą.

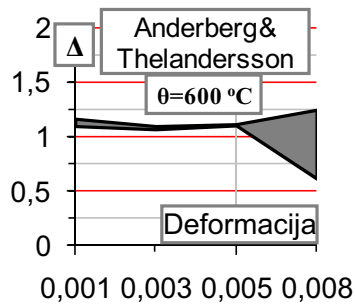
Betono įtempių deformacijų modeliai aukštoje temperatūroje

Betono įtempių deformacijų modelių aukštoje temperatūroje tikslumo analizė pagal turimus eksperimentinius duomenis pateikta E11 paveiksle.









E11 pav. Betono įtempių deformacijų modelių aukštose temperatūrose tikslumo vertinimas

Betono įtempių deformacijų modeliuose vertinami parametrai pateikti E8 lentelėje.

E8 lentelė. Betono tamprumo modulio $E_{ci\theta}$ modeliuose įvertinami parametrai

Vertinami parametrai	Modelis			
	Youssef ir Mof-tah (2007) Nr.1	Youssef ir Mof-tah (2007) Nr.2	Lie ir Lin (1985)	Anderberg ir Thelandersson (1976)
ρ_s	+	-	-	-
$f_{y\theta}$	+	-	-	-
$f'_{c\theta}$	+	+	+	+
f'_c	+	-	-	+
$\epsilon_{c\theta}$	+	+	+	+
ϵ_{oc}	+	-	-	-
$\epsilon_{o\theta c}$	+	+	-	-
ϵ_{tr}	+	+	-	+
$\epsilon_{o\theta}$	+	+	+	+
$\epsilon_{50u\theta}$	+	-	-	-
ϵ_{50h}	+	-	-	-

Išanalizavus E11 paveikslo grafikuose ir E8 lentelėje pateiktus modelius, galima teigti, jog racionalus tikslumo ir paprastumo derinys pasiek-

tas Anderberg ir Thelandersson (1976) ir Youssef ir Moftah (2007) modeliuose.

F priedas. Eksperimentinių plokščių duomenys

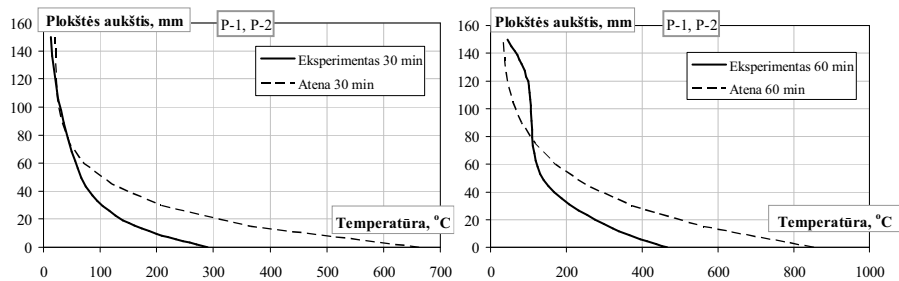
Bandymo serijos Nr.	Bandinio Nr.	Tempiamos armatūros strypų skaičius	Betono tipas	Tolygiai išskirstyta apkrova 1,5 kN/m ²	Gaisro kreivė	Plokštės tipas	Plokštės aukštis, mm
1	1	10	Sunkusis	Ne	ISO 834	CIL	150
	2	10	Sunkusis	Taip	ISO 834	CIL	150
2	3	10	Sunkusis	Ne	NPD	CIL	150
	4	10	Sunkusis	Taip	NPD	CIL	150
3	5	6	Sunkusis	Ne	ISO 834	CIL	250
	6	6	Sunkusis	Taip	ISO 834	CIL	250
4	7	10	Lengvasis	Ne	ISO 834	CIL	150
	8	6	Lengvasis	Ne	ISO 834	CIL	250
5	9	10	Sunkusis	Ne	NPD	CIL	150
	10	6	Sunkusis	Ne	NPD	CIL	250

Pastabos ir sutartiniai žymėjimai:

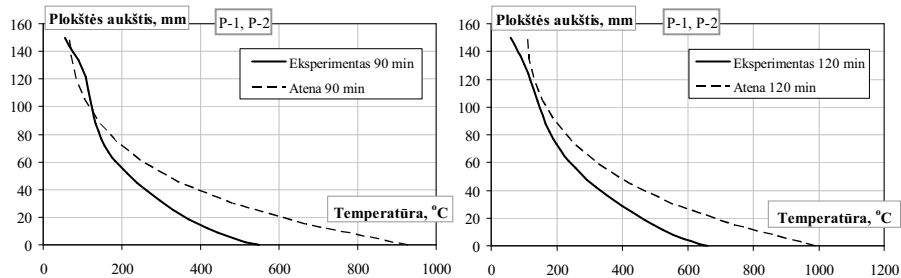
1. Sunkusis – betonas, kurio nominalus tankis 2 400 kg/m³.
2. Lengvasis – betonas, kurio nominalus tankis 1 800 kg/m³.
3. ISO 834 ir NPD – gaisro kreivės (4.2 pav.).
4. CIL – bandiniai pagaminti Didžiosios Britanijos pastatų tyrimų centro civilinės inžinerijos laboratorijoje, Kardingtone.

G priedas. Eksperimentinių plokščių skaičiuojamieji duomenys

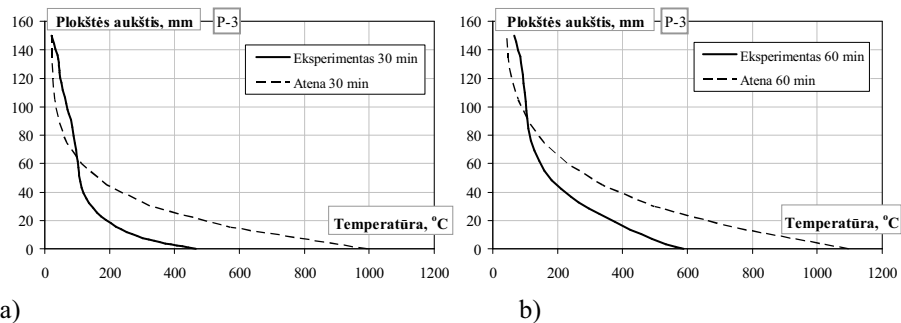
Bandymo serijos Nr.	Bandinio Nr.	Plokštės naudingasis aukštis d , mm	Plokštės armatūros plotas S , mm ²	M, kNm
1	1	125	504	0
	2	125	504	3,512
2	3	125	504	0
	4	125	504	3,512
3	5	225	302,4	0
	6	225	302,4	3,512
4	7	130	504	0
	8	230	302,4	0
5	9	125	504	0
	10	225	302,4	0



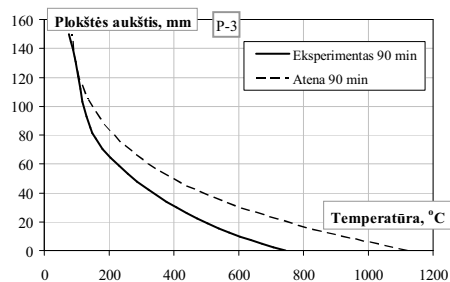
a) b)
G1 pav. Plokščių P1 ir P2 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 30 min; b) kaitinimo laikas 60 min



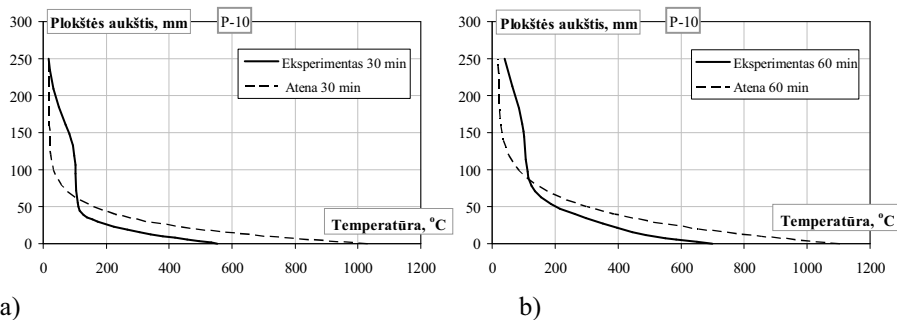
a) b)
G2 pav. Plokščių P1 ir P2 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 90 min; b) kaitinimo laikas 120 min



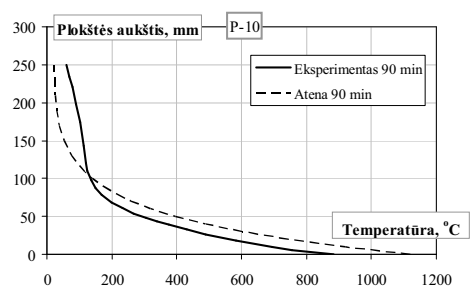
a) b)
G3 pav. Plokštės P3 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 30 min; b) kaitinimo laikas 60 min



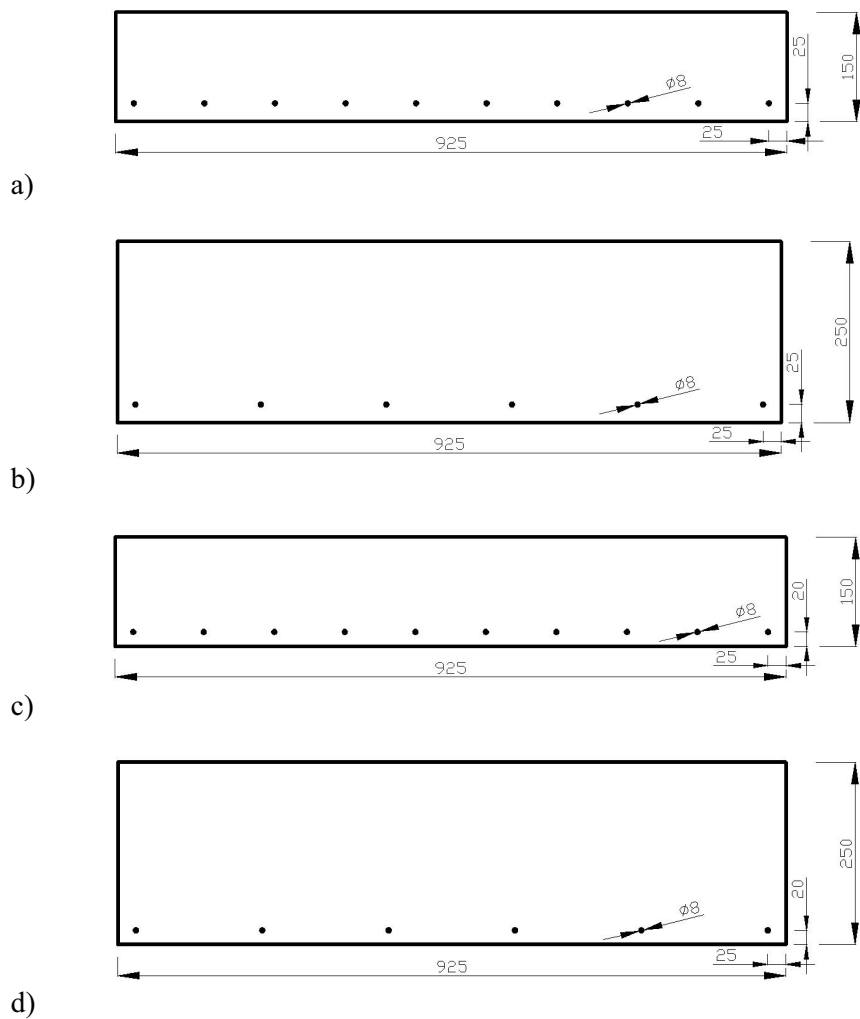
G4 pav. Plokštės P3 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas, kaitinimo laikas 90 min



a) b)
G5 pav. Plokštės P10 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas: a) kaitinimo laikas 30 min; b) kaitinimo laikas 60 min



G6 pav. Plokštės P10 eksperimentinių ir skaitinių temperatūros pasiskirstymų palyginimas, kaitinimo laikas 90 min

H priedas. Eksperimentinių plokščių skerspjūviai

H1 pav. Eksperimentinių plokščių skerspjūviai: a) 1, 2, 3, 4, 9, 11 ir 12 bandiniai; b) 5, 6 ir 10 bandiniai; c) 7 bandinys; d) 8 bandinys