VILNIAUS GEDIMINO TECHNIKOS UNIVERSITETAS

STATYBINĖS KONSTRUKCIJOS

Konferencijos, įvykusios Vilniuje
2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

VGTU
LEIDYKLA
TECHNIKA
Vilnius 2009

UDK 624.01.04 (06)
St-113

Statybinės konstrukcijos. Konferencijos, įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys. Vilnius: Technika, 2009. 156 p.

Konferencijos straipsnių tematika apima naujas statybines konstrukcijas, konstrukcijų skaičiavimo metodus, konstrukcijų tyrimą, naudojamų konstrukcijų būklės tyrimą bei vertinimą ir konstrukcijų stiprinimą.

Leidinys skirtas projektuotojams, statybų inžinieriams, tyrinėtojams ir mokslininkams.

Redakcinė kolegija: prof. dr. A. Šapalas, VGTU
prof. dr. J. Valivonis, VGTU
doc. dr. L. Juknevičius, VGTU

Spausdinami recenzuoti straipsniai.

http://leidykla.vgtu.lt

VGTU leidyklos „Technika“ 1585-M mokslo literatūros knyga

ISBN 978-9955-28-396-6

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas, 2009
© VGTU leidykla „Technika“, 2009

TURINYS

1. Dulinskas E., Zabulionis D., Balevičius R. Gniuždomo betono ekvivalentinių diagramų sudarymas strypinių lenkiamųjų gelžbetonio elementų statmenojo pjūvio stipriui nustatyti 5

2. Bilynkina M., Šneideris A., Jonaitis B. Balkonų įrengimo pastatuose su besijėmis perdangomis konstrukciniai sprendiniai..... 12

3. Jatulis D., Juozapaitis A., Kamaitis Z. Įrąžų reguliavimo ypatumai projektuojant stiebus 21

4. Gajauskas J. Išorinių gelžbetoninių laiptų įrengimo problemos 29

5. Šalna R., Marčiukaitis G. Besijų perdangos plokščių praspaudimo skaičiavimas pagal STR 2.05.05.2005 ir kitų šalių normas 36

6. Baltrukėnaitė - Kroškienė I., Lukoševičienė O. Sunkių apkrovų veikiamų nestandartinių statybinių konstrukcijų projektavimas ir patikimumo vertinimas 43

7. Daugevičius M., Apinis R. Gniuždomų elementų sustiprintų iš anksto įtemptu anglies pluoštu darbo analizė..... 51

8. Mykolaitis D. Šiuolaikinės medinės konstrukcijos. Projektavimas, gamyba, naudojimas 60

9. Karpovič Z. Lietuvoje sertifikuotų antipireninių tirpalų efektyvumo tyrimas 67

10. Jokūbaitis V. Gelžbetoninių elementų normalinių plyšių pločio skaičiavimo metodų ypatumai 73

11. Kuranovas A. Inovacijos fasadų konstrukcijose..... 85

12. Kliukas R., Kudzys A. Tilto tauro gelžbetoninių žiedinio skerspjūvio stulpų projektavimas ribinių būvių ir tikimybiniais metodais..... 98

13. Lukoševičienė O. Silpnėjančios konstrukcijos techninio ištekliaus tikimybinės prognozės algoritmas 106

14. Rossete-Pidal Serkhio. Šiuolaikinės automatinio projektavimo sistemos (APS), skirtos projektiniams darbams koordinuoti, analizuoti ir nuotoliniam tarpusavio ryšių valdymui statybos projektavimo srityje 112

15. Skuturna T., Valivonis J. Jungties tarp betono ir anglies pluošto šlyties deformacijų tyrimas 127

16. Šaučiuvėnas G., Griškevičius M. Medinių centriškai gniuždomų elementų elgsenos ugnyje eksperimentiniai tyrimai 135

17. Jankovski V., Atkočiūnas J. Tamprių-plastinių plieninių rėmų projektavimas *MATLAB* aplinkoje 143

18. Vadlūga R. Dėl apvalaus skerspjūvio betoninių ir gelžbetoninių kolonų laikomosios galios įvertinimo 152

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

GNIUŽDOMO BETONO EKVIVALENTINIŲ DIAGRAMŲ SUDARYMAS STRYPINIŲ LENKIAMŲJŲ GELŽBETONIO ELEMENTŲ STATMENOJO PJŪVIO STIPRIO NUSTATYTI

Eugedijus Dulinskas, Darius Zabulionis, Robertas Balevičius

Vilniaus Gedimino technikos universitetas

skmml@st.vgtu.lt, dariusz@st.vgtu.lt, robertas.balevicius@st.vgtu.lt

Anotacija. Pateikta lenkiamo gelžbetoninio elemento statmenojo pjūvio stipriui nustatyti gniuždomų betono įtempių ekvivalentinių diagramų sudarymo metodika atsižvelgiant į elemento suirimo momentą. Diagramų parametrai aprašyti fizikiniais bei matematiniais ryšiais; dėmesys skiriamas diagramų krentančiųjų dalių nustatymui.

Įvadas

Lenkiamų gelžbetoninių elementų elgsenos modeliavimas yra sudėtingas, kadangi skaičiuojant būtina atsižvelgti į betono fizikinį netiesiškumą. Bendruoju atveju lenkiamo elemento skerspjūvio gniuždomos zonos betono stiprio uždavinys yra netiesinis. Taikant gniuždomo betono kreivines įtempimų-deformacijų diagramas (parabolės–tiesės, parabolės) nustatyti šio uždavinio analitiniai sprendiniai (EC 2 1991).

Pirmasis medžiagos fizinio netiesiškumo atvejį lenkiamam elementui suformulavo ir išsprendė Saint-Venant‘as, išplėsdamas 1864 m. Navier pasiūlytą lenkiamų strypinių elementų teoriją. Taikydamas plokščiųjų pjūvių prielaidą, Saint-Venant‘as teoriškai pagrindė tempiamų bei gniuždomų elementų eksperimentinių

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

įtempimų-deformacijų būvio duomenų galimą taikymą lenkiamųjų strypinių elementų skerspjūvio įtempių-deformacijų analizei.

Straipsnyje strypinių lenkiamųjų gelžbetonio elementų statmenojo pjūvio stiprio nustatymui taikoma ekvivalentinių gniuždomo betono įtempių diagramų sudarymo metodika. Pateikiami baziniai diagramų sudarymo parametrai bei juos apsprendžiančių koeficientų sistema, kuomet įtempių-deformacijų diagrama aprašoma taikoma parabolės išraiška reglamentuota normų EC-2 (EC 2 1991).

Bendrosios priklausomybės

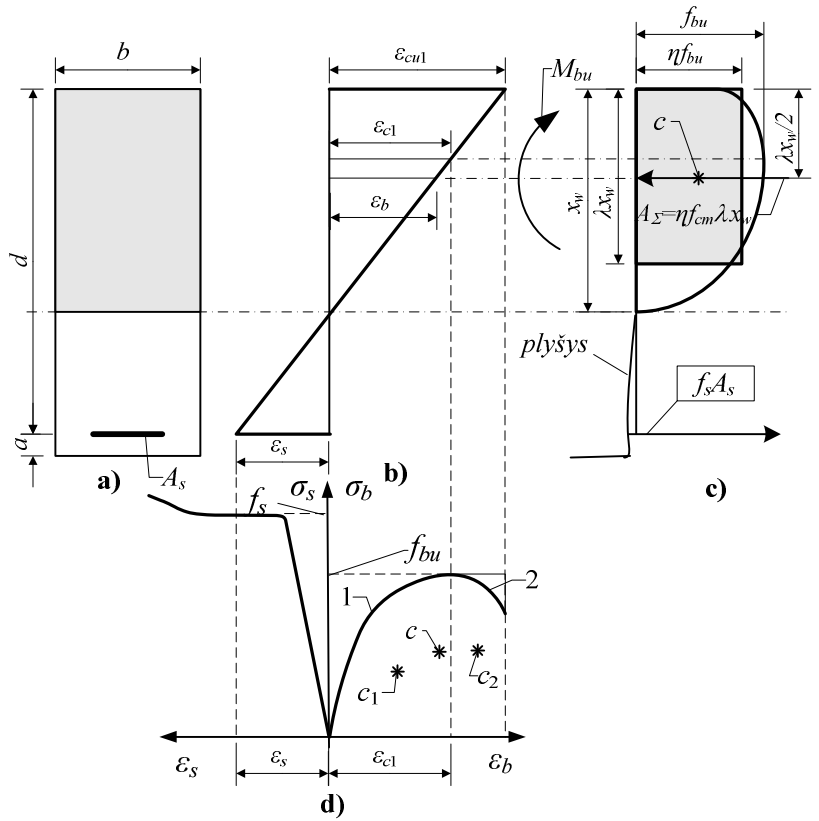
Remiantis bendraisiais tamprumo, plastiškumo teorijų bei medžiagų mechanikos principais, darbuose (Dulinskas *et al.* 2007; Zabulionis, Dulinskas 2008) nustatyti pagrindiniai strypinių lenkiamųjų gelžbetoninių elementų skerspjūvio stiprio apskaičiavimui gniuždomo betono ekvivalentinių stačiakampių įtempių diagramų parametrai. Tolesnei diagramų parametrų analizei pasinaudosime minėtuose darbuose išvestomis priklausomybėmis. Nagrinėjamas lenkiamojo gelžbetoninio elemento skerspjūvis irties metu. Jo įtempių – deformacijų būvis parodytas 1 pav. Suirties metu tempiamo betono, esančio virš plyšio, įtaka nevertinama.

Tarkime, kad yra žinomi šie eksperimentiniai parametrai: M_{bu} – sijos suirties momentas, x_w – gniuždomos zonos aukštis, gniuždomo betono ir tempiamos armatūros įtempių ir deformacijų diagramos (1 pav., d) bei jų pasiskirstymas elemento skerspjūvio aukštyje (1 pav., b), tempiamos armatūros įrąžų atstojamoji, $N_s = f_s A_s$. Be to, žinoma centriškai gniuždomo betoninio elemento įtempių-deformacijų diagramos kylančioji dalis (1pav., d).

Tuomet gniuždomo betono kreivinės diagramos visas plotas apskaičiuojamas (1 pav.):

$$A_\Sigma = A_s f_s / b\,, \tag{1}$$

čia: A_s, f_s – tempiamos armatūros plotas ir jos takumo įtempiai; b – stačiakampės sijos plotis.



1 pav. Skerspjūvio įtempių – deformacijų būvis: a) skerspjūvis; b) deformacijų pasiskirstymas skerspjūvio aukštyje; c) veikiančios įrąžos ir gniuždomos zonos betono kreivalinijinė ir jai ekvivalentinė stačiakampė įtempių diagramos; d) betono ir armatūros įtempių – deformacijų diagramos: 1 ir 2 – kylanti ir krentanti dalys

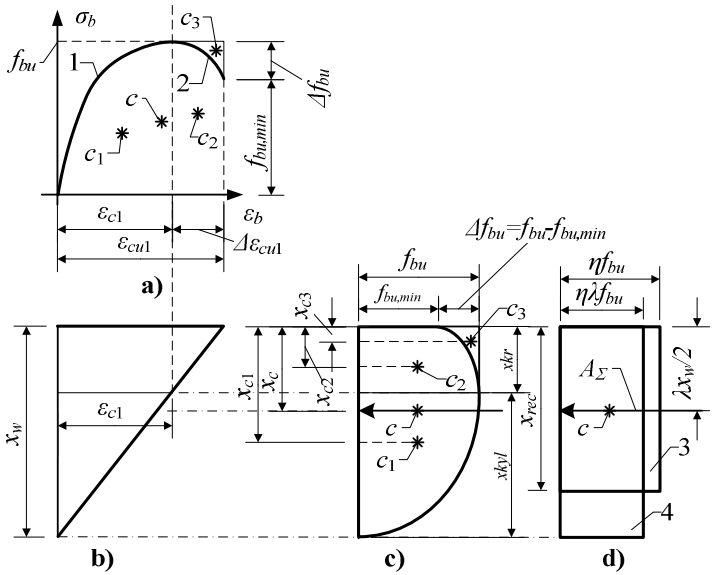
Žinant skerspjūvio labiausiai deformuojamo gniuždomo sluoksnio deformacijas ε_{cu1} ir betoninio bandinio (pvz., prizmės) didžiausių įtempimų deformacijas ε_{c1} galime apskaičiuoti šių deformacijų skirtumą (2 pav.):

$$\Delta\varepsilon_{cu1} = \varepsilon_{cu1} - \varepsilon_{c1}\,. \qquad (2)$$

Ryšys tarp sluoksnių deformacijų gaunamas taikant plokščių pjūvių prielaidą (2 pav.). Tuomet lenkiamo gelžbetoninio elemento gniuždomo betono įtempių diagramos kylančių bei krentančių dalių (2 pav., b) aukščiai apskaičiuojami taip:

$$x_{kyl} = \varepsilon_{c1} x_w / \varepsilon_{cu1}\,, \tag{3}$$

$$x_{kyl} = \left(1 - \varepsilon_{c1} / \varepsilon_{cu1}\right) x_w\,. \tag{4}$$



2 pav. Skerspjūvio gniuždomo betono įtempių diagramos: a) kreivinė: 1 – kylanti dalis, imama pagal centriškai gniuždomo betono eksperimentinę kreivę, 2 – krentanti dalis; b) deformacijų pasiskirstymas skerspjūvio aukštyje; c) kreivalinijinė betono įtempių diagrama ir ją sudarančių plotų svorio centrai: c – visos įtempių diagramos, c_1 – kylančios dalies, c_2 – nekintančios (stačiakampės) ir c_3 – krintančia kreive atskirtos nuo stačiakampės, x_c, x_{c1}, x_{c2} ir x_{c3} – atitinkamų plotų svorio centrų koordinatės; d) stačiakampės įtempių diagramos: 3 – ekvivalentiška, 4 – neekvivalentiška

Visas kreivinės diagramos plotas (1) yra atskirų diagramos dalių plotų suma (2 pav., c):

$$A_{\Sigma} = A_{kyl} + A_{kr2} - A_{kr3}\,, \tag{5}$$

čia: A_{kyl} – kylančios dalies plotas, A_{kr2} – nekintančios dalies (*stačiakampio*) plotas; A_{kr3} – krentančios dalies (prarandamas) plotas.

Atskirų diagramos dalių plotai, atsižvelgiant į sluoksnių deformacijas išreiškiami pagal šias formules:

$$A_{kyl} = \frac{1}{2} 2 x_{kyl} \frac{2}{3} f_{bu} = \frac{2}{3} f_{bu} x_w \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1}}, \tag{6}$$

$$A_{kr2} = f_{bu} \Delta\varepsilon_{cu1} = x_{kr} f_{bu} = f_{bu} \left(1 - \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1}} \right) x_w\,, \tag{7}$$

$$A_{kr3} = \frac{1}{3} x_{kr} \Delta f_{bu} = \frac{1}{3} \Delta f_{bu} \left(1 - \frac{\varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu1}} \right) x_w\,, \tag{8}$$

čia f_{bu} gniuždomo betono stiprumas, t.y., kai $\varepsilon_c = \varepsilon_{c1}$. A_{kr2} plotas gali būti apskaičiuojamas įvertinus (1) ir (5) priklausomybes:

$$A_{kr3} = A_s f_s / b - A_{kyl} - A_{kr1}\,. \tag{9}$$

Galimi tokie šios lygties sprendiniai:

- $A_{kr3} = 0$, diagrama neturi krentančios dalies ir diagrama aprašoma parabolės ir tiesės funkcijomis, kaip pateikta EC-2 (EC 2 1991);
- $A_{kr3} < 0$, krentančioji diagramos dalis egzistuoja ir galima nustatyti jos rodiklius;
- $A_{kr3} > 0$, diagramos parametrai lemia per mažą jos plotą, todėl reikia analizuoti parametrų f_{bu} ir ε_{c1} vidutines reikšmes.

Išsprendus (9) lygtį, minimali betono įtempių ordinatė krentančioje diagramos dalyje, irimo metu, apskaičiuojama pagal formulę:

$$f_{bu,\min} = f_{bu} - 3\left|A_{kr3}\right|/x_{kr} . \quad (9)$$

Pateikta metodika taip pat vienareikšmiškai nusako kreivalinijinės įtempių diagramos ekvivalentiško pakeitimo stačiakampe įtempių diagram koeficientus – $\lambda = x_{rec}/x_w$ ir $\eta = f_{u,rec}/f_{bu}$ bei jų sandaugą $\lambda\eta$, (2 pav., d). Šie koeficientai ne tik matematiškai korektiškai aprašo gniuždomo betono kreivalinijinės diagramos pakeitimo ekvivalentiška jei stačiakampe uždavinį, tačiau turi ir fizinę prasmę, parodydami gniuždomos zonos betono atskirų sluoksnių stiprumo persiskirstymą lenkiamame elemente lyginant jį su centriškai gniuždomu elementu (Zabulionis, Dulinskas 2008).

Koeficientai λ, η nustatomi pagal šias priklausomybes:

$$\lambda = 2\left(d - M_{bu}/A_s f_s\right)/x_w , \quad (10)$$

$$\eta = A_s f_s / f_{bu}\, x_w \lambda b . \quad (11)$$

Ekvivalentinių stačiakampės ir kreivalinijinės diagramų vidutinio stiprio ordinatės apskaičiuojamos taip:

$$f_{bu,rec} = A_\Sigma / x_w \lambda = A_s f_s / x_w \lambda b , \quad (12)$$

$$f_{bu,m} = A_\Sigma / \eta\lambda = A_s f_s / x_w b . \quad (13)$$

Esant poreikiui priimta pagal centriškai gniuždomo betono bandinių rezultatus nustatyta f_{bu} reikšmė priartėjimų keliu gali būti tikslinama tenkinant ekvivalentiškumo sąlygas, atsižvelgiant į jas lemiančių koeficientų λ, η sąryšį.

Išvados

Pateikta lenkiamojo gelžbetoninio elemento statmenojo pjūvio stipriui nustatyti gniuždomų betono įtempių ekvivalentinių diagramų sudarymo metodika atsižvelgiant į elemento suirties momentą. Diagramų parametrai aprašyti fizikiniais bei matematiniais ryšiais tarpusavyje susietais koeficientų λ, η bei jų sandauga $\lambda\,\eta$.

Literatūra

Eurocode 2 (EC2), Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, European prestandard ENV 1992-1-1. European committee for standardization, Brussels, Belgium, Dec, 1991. 253 p.

Dulinskas, E.; Zabulionis, D.; Balevičius, R. 2007. On the equivalence of compressive concrete diagrams in analysis of flexural reinforced concrete, in *The 9th International Conference „Modern building materials, structures and techniques":* Selected papers, vol. 2. Ed. by M. J. Skibniewski, P. Vainiūnas, E. K. Zavadskas. May 16-18, 2007, Vilnius, Lithuania. Vilnius: Technika, 523–530.

Zabulionis, D.; Dulinskas, E. 2008. Analysis of compression zone parameters of cross-section in flexural reinforced concrete members according to EC2 and STR 2.05.05, *Mechanika* 3(71): 12–19.

A COMPOSITION OF EQUIVALENT COMPRESSIVE STRESS DIAGRAMS FOR STRENGTH ANALYSIS OF FLEXURAL REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

E. Dulinskas, D. Zabulionis, R. Balevičius

Summary

The strength of reinforced concrete elements subjected to pure bending is analyzed. The proposed approach enables the derivation of nonlinear and equivalent compressive stress diagrams of the plain concrete from tests data of flexural reinforced concrete elements. The main attention has been paid for determination of the descending branches of the diagram.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

BALKONŲ ĮRENGIMO PASTATUOSE SU BESIJĖMIS PERDANGOMIS KONSTRUKCINIAI SPRENDINIAI

Marina Bylinkina[1], Arnoldas Šneideris[2], Bronius Jonaitis[2]

[1]UAB „Denia“, [2]Vilniaus Gedimino technikos universitetas

[1]consult@denia.lt, [2]gelz@st.vgtu.lt

Anotacija. Straipsnyje aptariami gembinių balkonų įrengimo, naudojant elementus su šilumą izoliuojančiais intarpas, konstrukciniai sprendiniai. Specialių elementų panaudojimas balkonams įrengti leidžia išvengti šalčio tiltelių susidarymo.

Įvadas

Kaip architektūrinis elementas balkonai Europoje pradėti naudoti viduramžiais, renesanso ir baroko laikotarpiais. Jais puošti pastatų fasadai, interjerai, ypač žiūrovų salės. Balkonų plokštė buvo remiama į geležines arba medines gembines sijas, įleistas į storas mūrines sienas.

Šiais laikais balkonai daromi gelžbetoniniai, dažniausiai kaip gembinės plokštės. Gembinės plokštės inkaruojamos sienoje arba perdangoje. Šis būdas paprastesnis ir dažniau taikomas.

Šiuolaikiniuose pastatuose balkonai neretai daromi per visą fasadinės sienos ilgį ir išsikiša apie 1 m ir daugiau.

Konstrukciniai sprendiniai

Dažnai balkonai įrengiami pratęsiant perdangos plokštę į išorę (1 pav.).

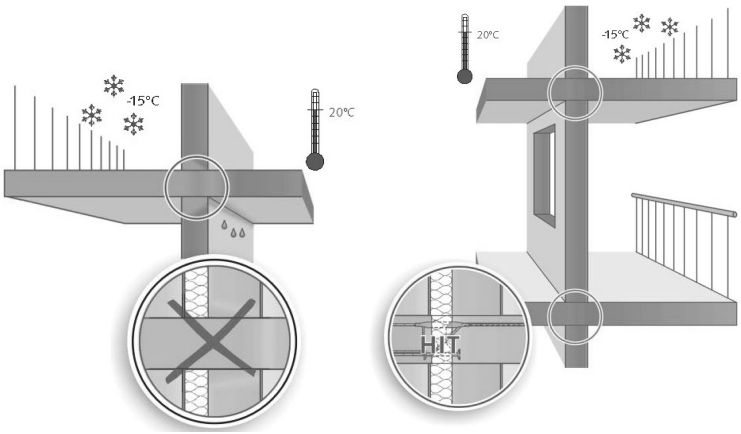
© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Įrengiant gembinį balkoną, pratęsus perdangos plokštę, plokštės ir sienos sandūros zonoje šiluminės izoliacijos sluoksnis nutrūkstamas (1 pav., a). Dėl to susidaro vadinamieji šalčio tilteliai, t. y. sandūros zonoje ant vidinio sienos paviršiaus temperatūra žemesnė (2 pav., a). Šalčio tilteliai ne tik padidina šilumos nuostolius, bet ir padidina grybelių ant sienų susidarymo grėsmę.

Norint iš dalies išvengti šalčio tiltelių susidarymo, galimi konstrukciniai sprendiniai naudojant metalinius profiliuočius ir gelžbetonines briaunas, paliekant tarpus šilumos izoliacijai.

Naudojant metalinius profiliuočius arba paliekant gelžbetonines briaunas atskirose zonose šilumos izoliacija nutrūkstama ir neišvengiama šalčio tiltelių susidarymo.

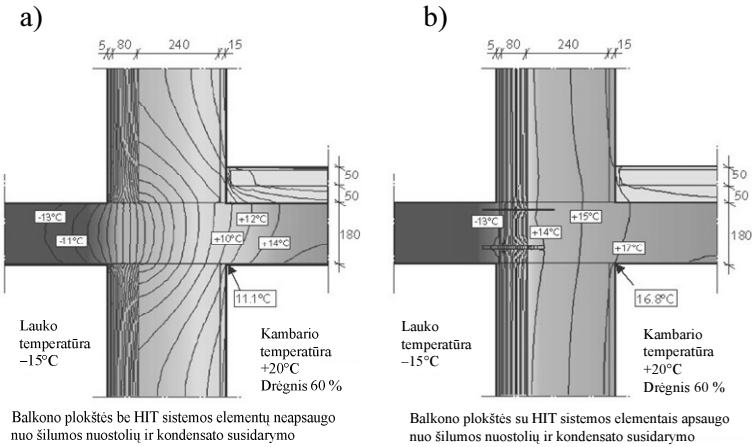
a) b)



1 pav. Gembinis balkono konstrukcijų sprendinys: a – pratęsiant perdangos plokštę; b – su ištisiniu sienos apšiltinimo sluoksniu

Vienas iš būdų, leidžiančių sumažinti šilumos nuostolius, taip pat ir sienų drėkimą, yra balkono plokštės izoliavimas iš visų pusių. Tai susiję su didelėmis darbo sąnaudomis ir balkono plokštės storio padidėjimu. Balkono plokštė, kurios storis 16 cm, apšiltinta iš abiejų pusių šilumą izoliuojančiu sluoksniu, kurio storis – 8 cm, tampa 32 cm storio.

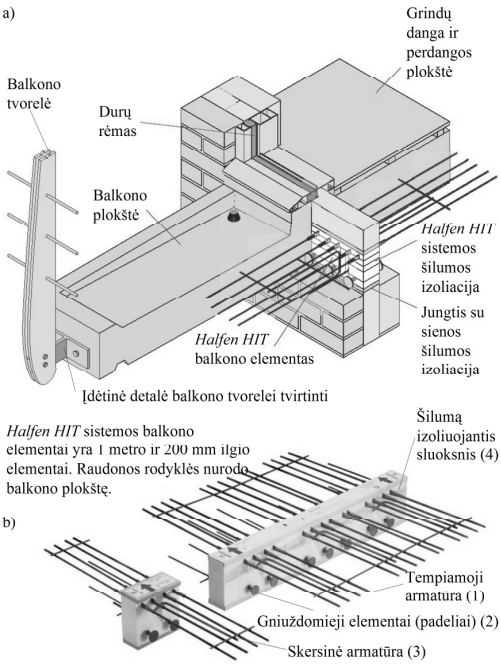
Kad nesusidarytų šalčio tiltelių, šilumos izoliacija turėtų būti nenutrūkstama (1 pav., b). Šiuo atveju sienos ir plokštės sandūros zonoje sienos vidinio paviršiaus temperatūra nesumažėja (1 pav., b).



2 pav. Temperatūros pasiskirstymas sienoje: a – su pertrauktu apšiltinimo sluoksniu balkono zonoje (1 pav., a); b – su ištisine šilumos izoliacija balkono zonoje naudojant HIT sistemos elementus (1 pav., b)

Gembiniams balkonams įrengti nepertraukiant sienos apšiltinimo sluoksnio balkono plokštės ir sienos sandūroje naudojami armavimo elementai HIT (3 pav., b). Tai armavimo elementai su šilumą izoliuojančiu intarpu iš polistireno. Tokie armavimo elementai gali būti naudojami 16–25 cm storio balkonų plokštėms iš betono, kurio klasė ne mažesnė kaip C20/25.

Balkono tvirtinimo elementai HIT leidžia panaikinti šalčio tiltelius, taip pat sumažina balkono įlinkį, kuris atsiranda izoliuojant balkoną nuo sienos (atitraukiant balkoną, darant metalinius arba gelžbetoninius intarpus). Naudojamas šilumą izoliuojantis 80 mm sluoksnis (intarpas) leidžia įrengti viso pastato ištisinę šiluminę izoliaciją (3 pav., a), šalčio tilteliai minimalūs. Balkono tvirtinimo elementai HIT – tai armatūros strypai ir specialūs strypeliai su galvutėmis gniuždomojoje zonoje (padeliai) (3 pav., b).



3 pav. Balkono konstrukcinis sprendinys naudojant HIT balkono elementą (a) ir HIT balkono elementas (b)

Šalčio tiltelių sumažinimas iki minimumo pagerina patalpų mikroklimatą, leidžia išvengti grybo ant sienų (sienų drėkimo) susidarymo.

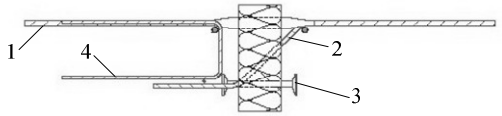
HIT konstrukciniame sprendinyje atsisakyta betono (siekiant išvengti šalčio tiltelių susidarymo), dėl to visas jėgas turi atlaikyti armatūros strypai.

Per putų polistireno sluoksnį eina trijų tipų strypai, kurių kiekvienas atlaiko skirtingas jėgas. Viršutiniai strypai (1) yra pagrindiniai ir atlaiko tempiamąsias jėgas. Apatiniai strypai (2) atlaiko ir perduoda betonui gniuždomąsias jėgas. Šie strypai (viršutiniai ir apatiniai) atlaiko lenkiamąjį momentą įtvirtinime (mazge). Atlankos (3) atlaiko skersines jėgas. Visi šie strypai eina per šilumą izoliuojantį sluoksnį (4) ir yra iš nerūdijančiojo plieno arba sujungti nerūdijančiojo plieno movomis. Movos vidurinėje

dalyje suplotos. Tai sumažina šalčio tiltelio įtaką ir, kita vertus, leidžia laisvai deformuotis balkono plokštei savo plokštumoje dėl temperatūrų pokyčio (pailgėti arba sutrumpėti).

Armatūros skersmuo ir kiekis parenkamas atsižvelgiant į balkono ilgį. Norint apsaugoti armatūrą nuo korozijos, armatūros strypai šilumą izoliuojančio sluoksnio zonoje sujungti nerūdijančiojo plieno movomis.

Tempiamieji strypai paprastai yra 7, 8, 10 ir 12 mm skersmens (4 pav., 1). Jų skaičius – nuo 10 iki 20 vnt./m. Strypų skersmuo ir skaičius parenkamas skaičiavimais veikiančioms apkrovoms atlaikyti. Strypai, atlaikantys skersinę jėgą, per šilumą izoliuojantį sluoksnį eina 45° kampu (4 pav., 2). Jų skersmuo – 8 arba 10 mm, skaičius – 2 ar 5 vnt./m.



4 pav. HIT elemento armatūros išdėstymas

Gniuždomąsias jėgas atlaikantys strypai išdėstyti gana tankiai – 5–20 vnt./m. Šie strypai yra trumpi, gana standūs ir gali atlaikyti gniuždomąsias jėgas. Šių strypų skersmuo – 12 mm, o galuose suformuotos galvutės, kurių skersmuo – 40–44 mm. Strypo ilgis – 110 arba 140 mm (4 pav., 3). Iš abiejų putų polistireno sluoksnio pusių strypas išsikiša po 15 arba 30 mm. Tai priklauso nuo veikiančių jėgų dydžio.

Visi strypai sujungti strypu, išdėstytu statmena kryptimi. Jo paskirtis – sustandinti strypyną, šio strypo skersmuo – 6 mm.

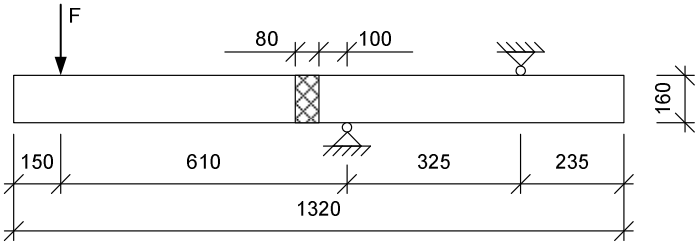
Prie esamų (paminėtų) strypų nesunkiai tvirtinama balkono ir perdangos plokštės armatūra. Šilumą izoliuojančiojo sluoksnio iš kieto putų polistireno storis yra 80 mm (aukštis priklauso nuo plokščių storio). Šiame sluoksnyje gerai įsitvirtina visi armavimo elemento armatūros strypai.

Bandiniai ir bandymo metodika

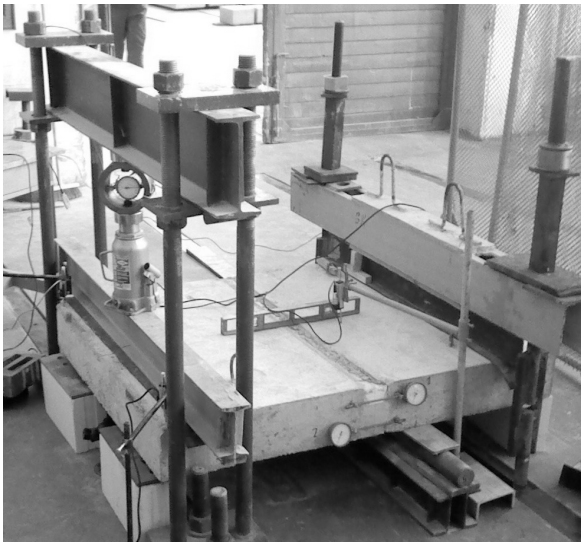
VGTU gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedroje atlikti balkonų su HIT elementais fragmentų laikomosios galios bandymai.

Perdangos ir balkono plokščių storis – 160 mm. Balkono fragmentų (bandinių) plotis – 1000 mm. Jungties laikomoji galia nustatyta bandant trumpalaike sutelktąja statine apkrova. Bandymo schema pateikta 5 pav. Bandymais nustatytas ir armatūros stipris.

a)



b)



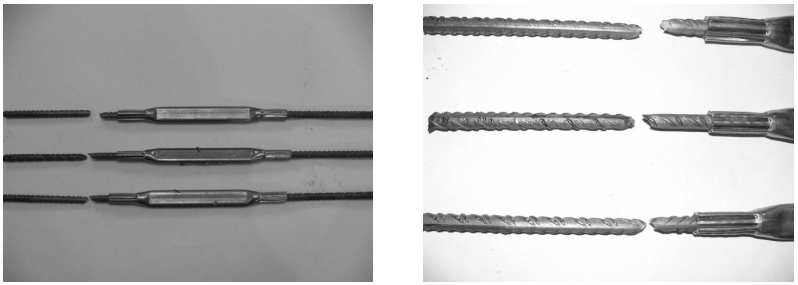
5 pav. Balkonų plokščių jungties bandymo schema ir bendras vaizdas: a – bandymo schema, b – bendras vaizdas

Balkono ir perdangos plokštės jungties fragmentai pagaminti iš įprastojo betono. Betono vidutinis tankis 2300 kg/m^3, betono klasė C26/35 (betono klasė nustatyta fragmentų bandymo metu). Balkono ir perdangos plokštės fragmentai armuoti Halfen-Deha elementais Halfen-Deha HIT-BX-10/7-16. Armavimo elementai parinkti skaičiavimais atliktais firmos Halfen-Deha atstovų (priėmus projektinę betono klasę C25/30) programa HIT.

Bandymo rezultatai

Bandant armatūros strypų movinę jungtį trumpalaike statine apkrova, nutrūko armatūros strypai (6 pav., b). Tai liudija apie jungties patikimumą.

a) b)



6 pav. Tempiamoji armatūra: armatūros jungimas nerūdijančiojo plieno movomis (a) ir trūkio vieta (b)

Balkonų plokščių jungties laikomoji galia nustatyta bandant fragmentus (bandinius) statine trumpalaike sutelktąja apkrova pagal bandymo schemą pateiktą 5 pav. Bandymais nustatyta laikomoji galia ir jungties suirimo pobūdis. Bandymų rezultatai pateikti 1 lentelėje.

Balkonų suirimo bendras vaizdas parodytas 7 pav. Balkonų fragmentų jungtys suiro išklupus apatiniams gniuždomiesiems strypams („padeliams“) 8 pav.

1 lentelė. Balkono plokščių jungčių naudojant elementus Halfen-Deha HIT-BX-10/7-16 bandymų rezultatai

Bandinio šifras	Ardančioji apkrova, $F_{obs,}$ kN	Ardantysis momentas $M_{u,\ obs}$, kN·m	Balkono jungties laikomoji galia M_d, kN·m	$c = \frac{M_{u,obs}}{M_d}$
PB-1	50,0	30,6	14,6	2,1
PB-2	50,0	30,6	14,6	2,1



7 pav. Bendras balkono suirimo vaizdas



8 pav. Išklupę apatiniai gniuždomieji strypai („padeliai“)

Išvados

1. Elementų HIT sus šilumą izoliuojančiais intarpais panaudojimas gembinių balkonų įrengimui leidžia išvengti šalčio tiltelių susidarymo.

2. Bandymais nustatyta, kad elementai HIT užtikrina pakankamą balkonų laikomosios galios atsargą.

Literatūra

Geländerbefestigung. HGB 01 Anwenderkatalog. Halfen, 2005. 28 p.

HIT Insulated Balcony Connections Technical Information. Halfen Balcony Connections HIT. Halfen-Deha, 2003. 40 p.

Jonaitis, B.; Šneideris, A. 2008. *Monolitinio gelžbetonio balkono plokščių armavimas elementais su izoliuojančiu intarpu* [Reinforcement of the monolithic reinforced concrete slab of balkony by elements with the insulating layer]. Vilnius: Technika. 52 p. ISBN 978-9955-28-315-7.

Marčiukaitis, G. 1999. *Monolitinių betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų statyba*. Vilnius: Technika. 204 p.

White Paper: Balconies and Thermal Bridging. Halfen-Deha, 2004. 16 p.

CONSTRUCTIVE SOLUTIONS OF THE DEVICE OF BALCONIES IN THE BUILDINGS WITH THE BEAMLESS FLOORS

M. Bylinkina, A. Šneideris, B. Jonaitis

Summary

With present day cultural and lifestyle attitudes, and aspirations this trend looks set to continue. However, due to our unique house and garden culture, there is still a desire for immediate access to outdoor space. One way that developers and designers have responded to improve the appeal of their apartments is to add balconies. In the article constructive solutions of cantilever balconies are represented, using elements with the thermal insulation layer. Special elements make it possible to avoid the problem of creating thermal breaks in walls.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

ĮRĄŽŲ REGULIAVIMO YPATUMAI PROJEKTUOJANT STIEBUS

Donatas Jatulis[1], Algirdas Juozapaitis[2], Zenonas Kamaitis[3]

Tiltų ir specialiųjų statinių katedra, Vilniaus Gedimino technikos universitetas

[1]*donatas.jatulis@st.vgtu.lt*, [2]*alg@st.vgtu.lt,*
[3]*zenonas.kamaitis@ts.vgtu.lt*

Anotacija. Aptariamos įrąžų reguliavimo galimybės projektuojant stiebus. Pateikta stiebų komponavimo blokinė schema, leidžianti gauti racionalų stiebo kamieno lenkiamųjų momentų pasiskirstymą. Atliktas skaitinis eksperimentas parodo įrąžų reguliavimo ypatumus lankstaus bei standaus kamieno tvirtinimo pamate atvejais. Sugretinti rezultatai skaičiuojant kamieną geometriškai tiesiškai bei vertinant geometrinį netiesiškumą.

Įvadas

Iš anksto įtemptų konstrukcijų efektyvumui didelės įtakos turi jų geometrinių ir fizinių parametrų parinkimas (Gantes *et al.* 1993; Воеводин 1981). Stiebų pagrindiniais geometriniais parametrais laikomi jų atotampų tvirtinimo prie kamieno koordinatės, o fizikiniais – pradiniai atotampų įtempiai. Tinkamas minėtų parametrų reikšmių parinkimas suteikia galimybę gauti racionalų lenkiamųjų momentų pasiskirstymą kamiene, kuris lemia artimą optimaliam pagal masės kriterijų projektinį sprendimą (Соколов 1961). Toks projektavimo būdas dažnai vadinamas įrąžų reguliavimu.

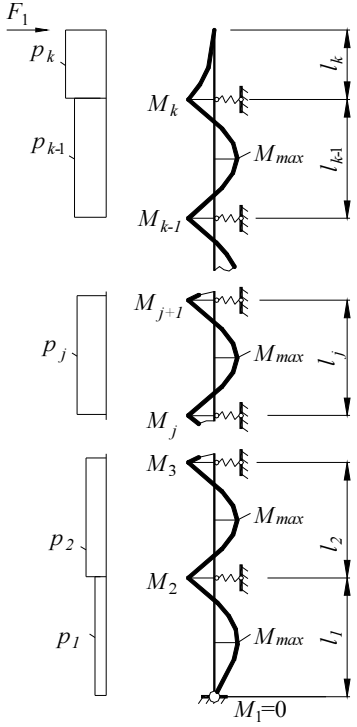
Projektuojant racionalias konstrukcijas svarbus yra ir masės koncentravimo principas (Мельников 1969). Jo realizavimas leidžia

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

ne tik sumažinti bendrąją konstrukcijos masę, bet drauge ir jos gamybos bei montavimo sąnaudas.

Racionalūs stiebo komponuojamieji parametrai

Racionalūs stiebo komponuojamieji parametrai – tinkamai parinktos atotampų tvirtinimo prie kamieno koordinatės, atotampos ir atšakų sankirtos koordinatė, atotampų skerspjūvio plotas bei išankstinis įtempimas – leidžiantis optimaliai sureguliuoti lenkiamųjų momentų reikšmes kamiene. Minėti parametrai yra tarpusavyje priklausomi. Netinkamai, t. y. neracionaliai parinkus atotampų tvirtinimo prie kamieno vietas, negalima pasiekti racionalaus momentų pasiskirstymo. O nuo minėtų parametrų reikšmių racionalaus parinkimo priklauso visos konstrukcijų sistemos masė.



1 pav. Stiebo kamieno lenkimo momentų diagrama

Stiebo kamieno racionalia momentų pasiskirstymo diagrama laikysime tokią, kurioje neigiamos ir teigiamos momentų ekstremumų reikšmės yra lygios (žr. 1 pav.).

Skaičiavimuose stiebus yra rekomenduojama (Соколов 1961; Савицкий 1953) kiekviename kamieno tarpsnyje (tarpmazgyje) pridėti tolygiai išskirstytą ekvivalentinę apkrovą (žr. 1 pav.). Toks supaprastinimas praktiškai neturi esminės įtakos skaičiavimo tikslumui, tačiau itin supaprastina ir palengvina patį skaičiavimą. Sprendžiamas uždavinys, kuriuo

siekiama sulyginti momentų reikšmes gretimuose tarpmazgiuose.

Kiekvienam nagrinėjamam tarpmazgiui galima užrašyti momentų lygybės sąlygą $M_{\max} = -M_i = \left|M_{rac}\right|$. Išskiriami du tarpmazgių atvejai – lanksčiai pamate įtvirtinto kamieno pirmasis bei tarpiniai tarpmazgiai. Racionalių momentų reikšmėms apskaičiuoti išraiškos pagal geometriškai tiesinę bei geometriškai netiesinę formuluotę gautos (Jatulis 2008).

Sprendžiant racionalaus įrąžų (momentų) reguliavimo stiebo kamiene uždavinį, yra neabejotinai svarbu parinkti tinkamus, t. y. racionalius kamieno tarpmazgio ilgius. Šis uždavinys sprendžiamas šia tvarka:

1. Kiekvienam tarpsniui užrašoma racionalaus, gembinėje dalyje maksimalaus lenkiamojo momento lygtis, iš viso lygčių skaičius lygus padalinto kamieno tarpsnių skaičiui.

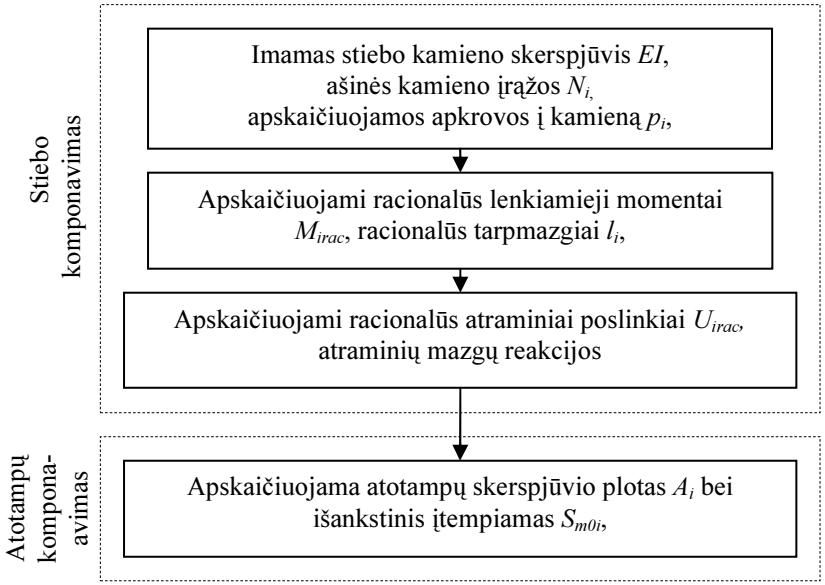
2. Užrašoma sąlyga, kad visų tarpmazgių suma lygi stiebo aukščiui, taip gaunamas pakankamas lygčių skaičius optimaliems kamieno tarpsniams ir racionalaus lenkiamojo momento reikšmei apskaičiuoti.

Kai apskaičiuoti racionalūs tarpmazgiai arba atotampų tvirtinimo kamiene koordinates, būtina nustatyti racionalias kamieno atramų poslinkių reikšmes. Čia galima pasitelkti įvairius statybinės mechanikos metodus arba net projektavimo paketus bei spręsti priartėjimo būdu „step by step“. Vienas patogiausiu būdu panaudoti gerai žinomas (Тимошенко 1955) sijos ant tamprių atramų posūkių pusiausvyros lygtis, kurių sprendimas ir duoda racionalius poslinkius. Čia išskiriami esminiai skirtumai tarp standžiai bei lanksčiai pamate įtvirtinto kamieno atvejų. Kadangi lanksčiai įtvirtinto kamieno atveju galima gauti be galo daug racionalių poslinkių diagramų, o standaus įtvirtinimo atveju tai gali būti tik vienas sprendinys. Lanksčiai įtvirtintam kamienui racionaliausia priimti viršutinio atraminio mazgo poslinkį projektavimo normų ribose, o kitų atramų poslinkius apskaičiuoti.

Kai yra žinomi racionalūs poslinkiai yra nesunku apskaičiuoti atramines reakcijas, o tai savo ruožtu leidžia nustatyti apkrovą,

tenkančią kiekvienam atotampų lygiui. Čia nagrinėjant atotampų lygius atskirai, pagal ribinį įtempimą apskaičiuojamas priešvėjinės atotampos skerspjūvio plotas. Toliau apskaičiuojama išankstinio įtempimo reikšmė.

Pažymėtina, kad įrąžų reguliavimo uždavinį galima išspręsti tik vienam apkrovų deriniui, todėl įrąžų reguliavimas racionaliausias didžiausią suminę apkrovą turinčiam apkrovų deriniui. Sustambinta stiebo komponavimo blokinė schema pavaizduota 2 paveiksle. Pažymėtina, kad tokia komponavimo schema leidžia sudėtingą optimizavimo uždavinį suskaidyti į paprastus etapus bei išspręsti lengvai prieinamomis inžinerinėmis priemonėmis.

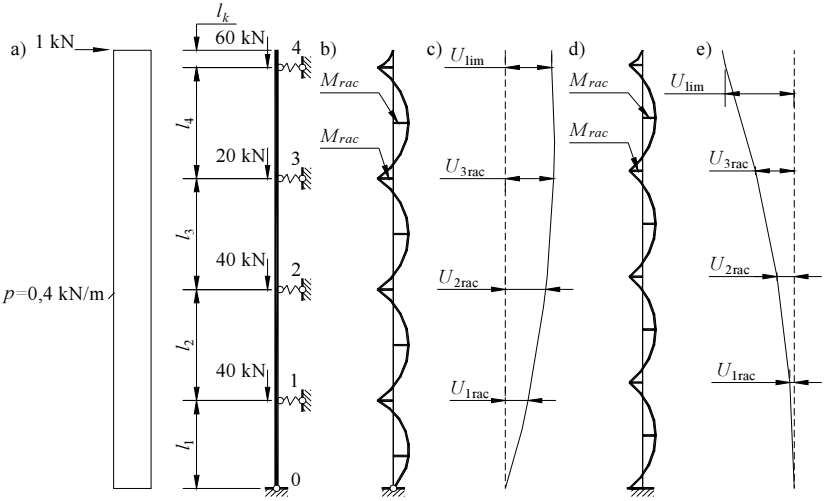


2 pav. Stiebo komponavimo blokinė schema

Skaitinis eksperimentas

Racionalių poslinkių sprendimo uždavinį iliustruoja 60 m aukščio stiebo kamienas, pavaizduotas 3 paveiksle. Stiebo kamieno

skerspjūvis priimtas vienodas per visą stiebo aukštį, kurio lenkiamasis standis $EI = 3045\ \text{kNm}^2$.



3 pav. Stiebo kamieno komponavimas: a) skaičiuojamoji schema; b) racionalūs lenkiamieji momentai lanksčiai pamate įtvirtintame kamiene; c) racionalūs poslinkiai lanksčiai pamate įtvirtintame kamiene; d) racionalūs lenkiamieji momentai standžiai pamate įtvirtintame kamiene; e) racionalūs poslinkiai standžiai pamate įtvirtintame kamiene

Kamienas buvo apkrautas tolygiai išskirstyta apkrova $p = 0{,}4\ \text{kN/m}$, sutelktosiomis vertikaliomis jėgomis atraminiuose mazguose (3 pav., a). Buvo siekiama parinkus racionalias tampriųjų atramų koordinates bei racionalius momentus (3 pav., b), apskaičiuoti racionalius tampriųjų atramų poslinkius (3 pav., c) taikant geometriškai tiesinę ir geometriškai netiesinę skaičiavimo formuluotę. Taip pat sugretinti lanksčiai bei standžiai pamate įtvirtintų kamienų skaičiavimų rezultatai. Lanksčiai pamate įtvirtinto kamieno ribinis viršutinio atraminio mazgo poslinkis priimtas $U_{\text{lim}} = 0{,}600\ \text{m}$. Komponuojamieji duomenys bei skaičiavimo rezultatai pateikti lentelėje.

Atlikus lanksčiai pamate įtvirtinto stiebo skaičiavimus nustatyta, kad gautas racionalus lenkiamasis momentas, įvertinant ašinių jėgų

įtaką (M_{rac} = 7,155 kNm), yra daugiau kaip 24 % didesnis už racionalų momentą, gautą nevertinant ašinių jėgų įtakos (M_{rac} = 5,417 kNm). O parinktų tarpsnių skirtumas neviršija 18%. Pažymėtina, kad sukomponavus labiausiai sumažėjo smarkiausiai gniuždomos kamieno dalies pirmasis tarpmazgis. Todėl galima teigti, kad komponavimo skirtumas didėja prie didesnio atotampų lygių skaičiaus bei didesnių kamieno liaunio reikšmių.

Racionalūs stiebo kamieno parametrai skaičiuojant pagal geometriškai tiesinę ir geometriškai netiesinę formuluotę

Racionalūs stiebo kamieno tarpsniai			
Tarpsnio Nr.	Lankstus įtvirtinimas		Standus įtvirtinimas
	Geometriškai tiesinė skaičiavimo formuluotė	Geometriškai netiesinė skaičiavimo formuluotė	Geometriškai tiesinė skaičiavimo formuluotė
	Ilgis, m	Ilgis, m	Ilgis, m
1	12,564 7	11,487 2	14,221 2
2	14,720 5	14,433 9	14,221 2
3	14,720 5	14,829 8	14,221 2
4	14,720 5	15,266 5	14,221 2
k	3,273 8	3,982 5	3,115 2
Racionalūs kamieno poslinkiai			
Mazgo Nr.	Lankstus įtvirtinimas		Standus įtvirtinimas
	Geometriškai tiesinė skaičiavimo formuluotė	Geometriškai netiesinė skaičiavimo formuluotė	Geometriškai tiesinė skaičiavimo formuluotė
	Poslinkis, m	Poslinkis, m	Poslinkis, m
1	0,294 3	0,295 0	–0,055 9
2	0,524 7	0,546 3	–0,224 9
3	0,626 6	0,653 4	–0,503 7
4	0,600 0	0,600 0	–0,895 5

Standžiai įtvirtinto stiebo kamieno (3 pav., d, e) komponavimo rezultatai buvo priešingi lanksčiai įtvirtinto stiebo gautiems duomenims (žr. 1 lentelę). Nors, kaip ir galima buvo tikėtis, racionalus lenkiamasis momentas sumažėjo (M_{rac} = 5,056 kNm),

tačiau racionalūs poslinkiai įgavo priešingas apkrovos krypčiai reikšmes. Akivaizdu, kad atotampų pagalba, tokių poslinkių reikšmių pasiekti neįmanoma, o tuo pačiu pasiekti racionalios lenkiamųjų momentų diagramos. Bet kokie didesni viršutinių atraminių mazgų poslinkiai, kas ir labiausiai tikėtina stiebuose, nepalankiai įtakoja kamieno apatinio pjūvio lenkiamojo momento reikšmei. O norint sumažinti poslinkius nenaudingai turi būti didinamas atotampų skerspjūvio plotas bei išankstinis įtempimas.

Išvados

1. Pateiktas stiebo komponavimo algoritmas leidžia gauti racionalius sprendinius įprastais inžineriniais metodais.

2. Racionaliai sureguliuoti kamieno lenkiamuosius momentus galima tik vienam apkrovimo variantui.

3. Racionaliai sureguliuoti kamieno lenkiamuosius momentus galima tik stiebams, lanksčiai įtvirtintiems pamate.

4. Komponuojant liaunus su dideliu atotampų lygių skaičiumi stiebus tikslinga vertinti konstrukcijos elgsenos geometrinį netiesiškumą.

Literatūra

Jatulis, D. 2008. *Stiebai su kombinuotomis atotampomis, jų įtempių ir deformacijų analizė bei reguliavimas.* Daktaro disertacija. Vilnius: Technika. 146 p.

Gantes, C.; Khoury, R.; Connor, J. J; Pouangare, C. 1993. Modeling, loading, and preliminary design consideration for tall guyed towers, *Computers and Structures* 49:5.

Воеводин, А. 1981. *Шпренгельные радио мачты.* Москва: Радио и связь. 176 с.

Савицкий, Г. А. 1953. *Основы расчета радио мачт.* Москва: Связьиздат. 120 с.

Соколов, А. Г. 1961. *Опоры линий передач.* Москва: Госстройиздат. 453 с.

Тимошенко, С. П. 1955. *Устойчивость упругих систем*. Москва: Гостеориздат. 542 с.

Мельников, Н. 1969. *Антенные сооружения.* Москва: Знание. 48 с.

PECULIARITIES OF FORCE CONTROL DESIGN OF GUYED MASTS

D. Jatulis, A. Juozapaitis, Z. Kamaitis

Summary

The article deals with force control methods during the design of guyed masts. An algorithm for the force control during the design of guyed mast has been proposed. The numerical experiment is aimed to clarify the force control design peculiarities of pinned and fixed bases guyed masts.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

IŠORINIŲ GELŽBETONINIŲ LAIPTŲ ĮRENGIMO PROBLEMOS

Julius Gajauskas
Lietuvos statybos inžinierių sąjunga, Vilniaus klubas
julius.gajauskas@gmail.com

Anotacija. Nagrinėjami eksploatuojamuose išoriniuose gelžbetoniniuose laiptuose atsirandantys defektai ir jų atsiradimo priežastys. Siūlomi naujos konstrukcijos išoriniai surenkami arba monolitiniai laiptai.

Įvadas

Įrengiant atvirus išorinius laiptus, dažnai naudojamos įprastinės surenkamosios gelžbetoninės pakopos, kurios remiasi į šonines mūrines ar betonines sienas arba, kurių vienas pakopos galas remiasi į pastato sieną, o kitas – į šoninę specialiai įrengtą sieną (1, 2 pav.).

Bendrosios žinios

Eksploatuojant tokius laiptus, išryškėja jų blogas konstrukcinis sprendimas: lyjant lietui ir tirpstant ant laiptakių nukritusiam sniegui, vandens lašai prasiskverbia pro sieną ir veikiant šalčiui ji ardoma (1 pav.). Kaip matyti iš 3 pav., a schemos, tuo atveju, kai pakopos įleistos į sieną, lietaus lašai nuo pakopos teka sienos link ir sunkiasi į išorinę pusę. Mūro ar betono siena drėksta ir, veikiama šalčio, pradeda irti. Toks pat procesas vyksta, jeigu pakopos prigludusios prie sienos (3 pav., b).

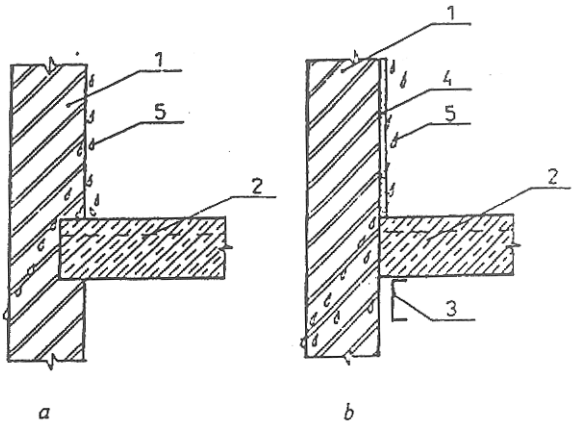
© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081



1 pav. Nuo lietaus ir šalčio poveikio suirusi išorinių laiptų laikančioji siena



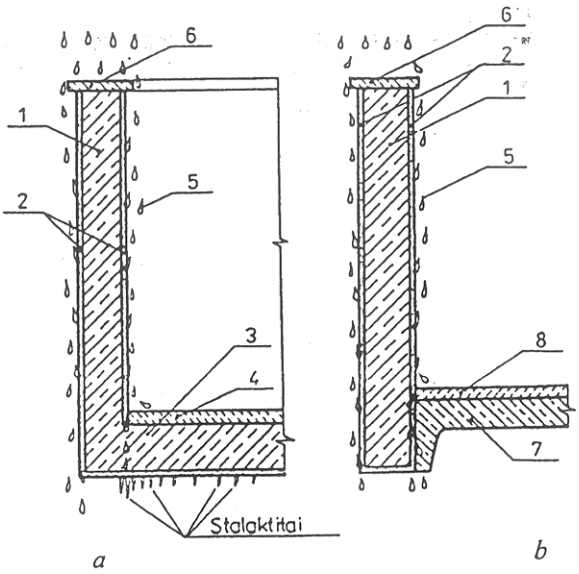
2 pav. Į laikančiąją laiptų sieną įmontuotos surenkamos gelžbetoninės pakopos, nuo kurių patenka vanduo į šią sieną



3 pav. Lietaus lašų pratekėjimas atviruose išoriniuose laiptuose: a – kai laiptų pakopos įleistos į šoninę sieną; b – kai laiptų pakopos priglaustos prie šoninės sienos: 1 – šoninė siena, 2 – laiptų pakopa; 3 – laiptasijė; 4 – tinkas; 5 – lietaus lašai

Kai blogai įrengiami atviri išoriniai laiptai, kartais galima pastebėti tokį unikalų reiškinį – susiformavusius stalaktitus. Gamtoje stalaktitai susiformuoja požeminio vandens lašėjimo vietose, kur garuojant vandeniui kaupiasi kalcio karbonatas, gipsas arba kitos druskos. Atviruose išoriniuose laiptuose, kai jie blogai įrengiami, būna tas pats. Kaip matyti iš 4 pav., a, lietaus lašai, pratekėję pro turėklo apdailos sluoksnį ir perdangos konstrukciją, tirpdo mineralines medžiagas ir laikui bėgant sudaro stalaktitus (5 pav.).

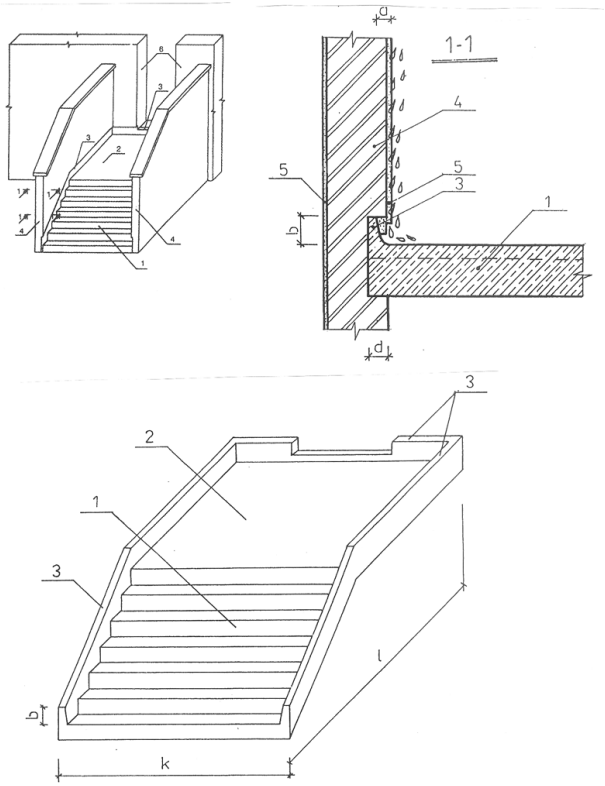
Kaip matyti iš 1 ir 2 pav., visais atvejais prasisunkęs lietaus vanduo ardo šonines atramines sienas (5 pav.). Minėtais laiptų įrengimo atvejais lietaus vanduo sunkiasi pro šonines sienas ir jos, veikiamos šalčio, yra ardomos, o kai kuriais atvejais net susidaro stalaktitai arba gali būti ardoma laiptatakių laikančioji konstrukcija. Tokių laiptų, kurie parodyti 1, 2 ir 5 pav., pataisyti neįmanoma.



4 pav. Lietaus lašų pratekėjimas atviruose išoriniuose laiptuose „Vakaro“ viešbučio pastate Druskininkuose: a – laiptų aikštelėje; b – prie laiptatakio



5 pav. Atviri išoriniai laiptai Druskininkuose „Vakaro“ viešbučio pastate



6 pav. Naujos konstrukcijos atviri išoriniai laiptai, įmontuoti į pastatą: 1 – laiptatakis, 2 – aikštelė; 3 – ketera, 4 – laikančioji siena, 5 – apdailos sluoksnis, 6 – pastato išorinė siena

Norint išvengti laiptų konstrukcinių elementų gedimų, būtina įrengti naujos konstrukcijos atvirus išorinius laiptus (6 pav.). Šių laiptų konstrukcija susideda iš vientiso gelžbetoninio surenkamojo ar monolitinio elemento – laiptatakio ir aikštelės, iš trijų šonų apribotų keteromis, kurios apsaugo nuo vandens sunkimosi pro sienas. Surenkamasis konstrukcinis elementas gali būti pagamintas gamykloje ir sumontuotas statybos vietoje arba įrengtas kaip monolitinis elementas, kuriam padaryti turi būti naudojamas F

markės šalčiui atsparus betonas ir vandeniui nelaidus W markės betonas.

Išorinių laiptų gelžbetoninis elementas įmontuojamas į šoninę pastato sieną ir abi laiptų šonines sienas (6 pav.) arba vienas laiptų šonas gali būti įmontuotas į pastato sieną, o kitas – į laiptų šoninę sieną. Šioje laiptų konstrukcijoje svarbiausias elementas yra ketera, kuri neleidžia lietaus vandeniui sunktis į sieną: lietaus lašai, kad ir įsigėrę į apdailos sluoksnį, tekės į suformuotą laiptatakį ir juo nubėgs vanduo.

Išvados

1. Įrengiant išorinius laiptus, kur naudojamos surenkamos gelžbetoninės pakopos ir jos įmontuojamos į išorines laikančiąsias konstrukcijas, pastarosios neišvengiamai nuo lietaus bei tirpstančio sniego sudrėksta, o veikiant šalčiui, suyra (1 pav.).

2. Norint išvengti išorinių laiptų konstrukcinių elementų gedimų, būtina įrengti naujos konstrukcijos atvirus išorinius laiptus (6 pav.).

Literatūra

Gajauskas, J. 1994. Užprogramuotas parapetų ir kitų vertikalių konstrukcijų įmirkimas, *Statybinės konstrukcijos* 20. Vilniaus technikos universiteto mokslo darbai. Vilnius: Technika.

Gajauskas, J. 1998 12 28. *Atviri išoriniai laiptai.* Lietuvos patentas Nr. LT4426B.

Gajauskas, J. 1999. Naujos konstrukcijos atviri išoriniai laiptai, *Statyba* 5:2: 79–85.

Gajauskas, J. 2004. Pastatų laiptai, iš *Statybos inžinieriaus žinynas*. Vilnius: Technika.

Nakas, A; Gajauskas, J.; Prikšaitis, M. 1992. *Civilinių pastatų konstrukcijos*: vadovėlis aukštųjų mokyklų studentams. Vilnius: Mokslas.

PROBLEMS OF INSTALLATION OF EXTERNAL REINFORCED CONCRETE STAIRCASES

J. Gajauskas

Summary

When exterior stairs are constructed out of precast reinforced concrete and the stair steps are mountable on external bearing structures – the latter ones become damp inevitably, in response to rain or melting snow, and, eventually, fall apart under the effect of cold (Fig. 1).

For the purpose of avoiding the deterioration of elements of exterior stairs construction it is essential to build open exterior stairs of a novel structure (Fig. 6).

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

BESIJŲ PERDANGOS PLOKŠČIŲ PRASPAUDIMO SKAIČIAVIMAS PAGAL STR 2.05.05:2005 IR KITŲ ŠALIŲ NORMAS

Remigijus Šalna, Gediminas Marčiukaitis

Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedra,
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
remigijus.salna@st.vgtu.lt, gelz@st.vgtu.lt

Anotacija. Straipsnyje nagrinėjami STR 2.05.05:2005 praspaudimo skaičiavimo metodikos projektavimo ypatumai, kurie lygiagrečiai lyginami su kitų šalių projektavimo normomis. Teoriniai skaičiuojamieji rezultatai palyginami tarpusavyje ir su eksperimentiniais kitų autorių rezultatais. Straipsnyje supaprastintai paaiškinta, kaip sudarytos praspaudimo skaičiavimo metodikos ir dėl ko atsiranda skaičiavimo rezultatų skirtumai.

1. Įvadas

Per pastaruosius 50 metų buvo pasiūlyta daug įvairių teorijų, atlikta eksperimentinių tyrimų gelžbetoninių besijinių perdangos plokščių praspaudimo tematika, tačiau vienos nuomonės taip ir nėra. Tai akivaizdžiai rodo faktas, jog daugumos šalių projektavimo normose praspaudimas vertinamas skirtingai. Skaičiavimo rezultatų skirtumas skaičiuojant tokią pačią konstrukciją gali būti nuo 1,37 karto (lyginant tarp projektavimo normų) iki 1,96 karto (lyginant skaičiuojamąsias su eksperimentinėmis reikšmėmis) (Šalna *et al.* 2004 a, b]. Tokius didelius rezultatų skirtumus lemia tai, kad praspaudimui apibūdinti sukuriami idealizuoti modeliai ir skirtingai vertinami praspaudimo stiprį lemiantys veiksniai. Šio straipsnio tikslas – palyginti Lietuvoje galiojančias projektavimo normas STR

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

2.05.05:2005 remiantis kitų pasaulio šalių (SNiP 2.0301-84*, ACI 318-95, DIN 1045 (1988), CEB FIP MC-90 (1996), EC 2 (2004), BS8110 (1997)) projektavimo normomis ir nustatyti, kaip tiksliai jos apibūdina praspaudimo reiškinį lyginant su kitų šalių projektavimo normomis ir eksperimentiniais rezultatais.

2. Bendrieji skaičiavimo principai

Apibendrinus visų minėtų projektavimo normų skaičiavimo metodikas, praspaudimo stipris bendruoju atveju lygus:

$$V_u \gamma_F \le \frac{V_{Rd}}{\gamma_c} + \frac{V_{sw}}{\gamma_s}, \tag{1}$$

čia:

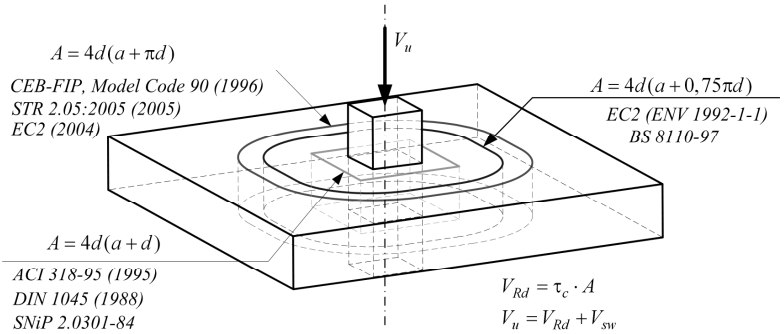
$$\begin{cases} V_{Rd} = \tau_c \cdot k \cdot f(\rho_l) \cdot u \cdot d, \\ V_{sw} = A_{sw} \cdot \gamma \cdot f_{yd} \cdot \sin(\alpha), \end{cases} \tag{2}$$

čia: V_u – skaičiuojamoji skersinė jėga, V_{Rd} – betono laikomoji galia, V_{sw} – skersinės armatūros laikomoji galia, $\gamma_F, \gamma_c, \gamma_s$ – daliniai patikimumo koeficientai, k – dydžio efekto koeficientas, $f(\rho_l)$ – išilginės armatūros įtakos laikomosios galios padidėjimui funkcija, u – kritinis perimetras, d – naudingas perdangos aukštis; A_{sw} – skersinės armatūros plotas; γ – skersinės armatūros darbo sąlygų koeficientas; f_{yd} – skersinės armatūros stipris, α – skersinės armatūros posvyrio kampas.

Iš pateiktų (1) ir (2) formulių akivaizdu, kad praspaudimo stipris priklauso nuo betono V_{Rd} ir skersinės armatūros V_{sw} laikomosios galios komponenčių didumo.

Betono laikomoji galia V_{Rd} yra gaunama sąlyginai priėmus tangentinius įtempius τ_c, veikiančius sąlyginai apibrėžtame kirpimo plote $A = u \cdot d$ aplink koloną (1 pav.). Be to, skaičiuojant V_{Rd} papildomai vertinami ir kiti veiksniai, tokie kaip išilginės armatūros

$f(\rho_l)$, bei dydžio efekto *k* įtaka. Akivaizdu, kad šie dydžiai neturi aiškios fizinės prasmės ir yra tiesiog gauti iš eksperimentinių duomenų regresinės analizės, bei yra susieti su mums dažniausiai skaičiavimuose taikomomis, pavyzdžiui, betono stiprio, naudingo perdangos aukščio, reikšmėmis. Sąlyginių tangentinių įtempių dydis τ_c komponentėje $V_{Rd} = \tau_c \cdot k \cdot f(\rho_l)$ yra tiesiogiai proporcingas sąlytiniam kirpimo plotui $A = u \cdot d$. Dėl skaičiavimo paprastumo, kritinio perimetro ilgis u, yra susietas su naudingu perdangos aukščiu d, ir apibrėžiamas kaip nutolęs kuo kolonos krašto sąlyginiu dydžiu, pavyzdžiui 0,5*d,* 1,5*d,* 2*d.*



1 pav. Praspaudimo skaičiuojamosios schemos pagal įvairių šalių projektavimo normas

Kita komponentė – skersinės armatūros laikomoji galia V_{sw} aiškiai turi fizinę prasmę, tačiau yra papildomai ribojama darbo sąlygų koeficientu γ. Darbo sąlygų koeficiento dydis γ iš dalies kompensuoja netikslumus apskaičiuojant komponentę V_{Rd}.

3. Palyginamojo kriterijaus nustatymas ir jo rezultatai

Lietuvoje galiojantys statybos techniniai reglamentai STR 2.05:2005 (2005) sukurti remiantis Europos projektavimo normomis EC 2 (2004), kurios savo ruožtu yra parašytos remiantis CEB FIP rekomendacijomis ir MC 90 metodika (1996). Kritinis perimetras apibrėžiamas atstumu 2*d* nuo kolonos krašto. Tokiu būdu,

skaičiuojant komponentę V_{Rd} tangentiniai įtempiai pagal STR 2.05:2005 (2005) apskaičiuojami taip:

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

Išilginės armatūros įtaka apskaičiuojama taip:

$$f(\rho_l) = (100\rho_l)^{1/3} . \quad (4)$$

Dydžio efektas vertinamas pagal tokią formulę:

$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 . \quad (5)$$

Projektuojant skersinę armatūrą, laikomasi nuostatos, kad maksimali jėga, tenkanti betonui, yra sumažinama $0{,}75V_{Rd}$ ir iš sąlygos $V_u = 0{,}75V_{Rd} + V_{sw}$ apskaičiuojama skersinės armatūros komponentė.

Lyginant sąlyginių tangentinių įtempių τ_c (3 formulė) skaičiavimą su kitų šalių projektavimo normose nurodytomis skaičiuojamosiomis reikšmėmis, rezultatai skiriasi. Dažniausiai τ_c yra nustatomas iš regresinės eksperimentinių duomenų analizės sugretinus juos su tam tikra betono stiprio charakteristika (dažniausiai su betono stipriu f_c, arba betono tempimo stipriu f_{ct}). Jų dydis (kartu ir kritinio perimetro ilgis *u*) priklauso nuo to, kokie papildomi veiksniai dar yra vertinami (pavyzdžiui, išilginės armatūros įtaka ρ_l, dydžio efektas k, kolonos padėtis, forma ir t. t.). Faktinis τ_c dydis, išreiškus tik jį tik per betono tempimo stiprį f_{ct} įvertinant minėtus papildomus veiksnius, yra pateiktas lentelėje. Kaip matyti iš 1 lentelės, pagrinde išskiriamos 2 τ_c skaičiuojamųjų reikšmių grupės: kai $\tau_c \approx 0{,}6...0{,}9 f_{ct}$ (esant mažam kritiniam perimetrui, ir kai $\tau_c \approx 0{,}3...0{,}5 f_{ct}$ – esant didesniam kritiniam perimetrui. Sąlyginių tangentinių įtempių skaičiavimo ribos priklauso nuo to, kokia regresinė funkcija yra pritaikyta vertinant išilginės armatūros įtaką (2 formulė) ir koks minimalus bei maksimalus išilginės armatūros kiekis gali būti taikomas formulėje.

Pavyzdžiui, STR 2.05.05:2005, EC2 – $0,5\,\% \le \rho_l \le 2\,\%$, BS8110-97 (1997) – $\rho_l \le 3,0\,\%$, DIN1045 (1988) – $0,5\,\% \le \rho_l \le 1,5\,\%$. Akivaizdu, kad Lietuvos projektavimo normos STR 2.05.05:2005 priklauso antrai grupei (kai $\tau_c \approx 0,3...0,5 f_{ct}$), ir jų skaičiuojamoji reikšmė yra kur kas siauresnė lyginant su CEB FIB, MC 90 ir BS8110-97 (1997) metodikomis. Tai rodo tam tikrą skaičiavimo normų konservatyvumą vertinant išilginės armatūros kiekio įtaką praspaudimo laikomajai galiai.

Sąlyginių tangentinių įtempių τ_c reikšmės, išreikštos per f_{ct}

Normos	Sąlyginiai įtempiai τ_c	Kritinis perimetras u (kolona $a \times a$)
SNiP2.0301-84*	$0,85 f_{ct}$	$4(a+d)$
ACI 318-95 (1995)	$0,66...0,83 f_{ct}$	$4(a+d)$
DIN1045 (1988)	$0,59...1,02 f_{ct}$	$4(a+d)$
CEB FIB, MC 90	$0,27...0,54 f_{ct}$	$4(a+\pi d)$
STR 2.05.05:2005, EC2	$0,31...0,39 f_{ct}$	$4(a+\pi d)$
BS8110-97 (1997)	$0,30...0,53 f_{ct}$	$4(a+0,75\pi d)$

Įvairiose projektavimo normose skirtingai vertinamas ir dydžio efektas. Pavyzdžiui, STR 2.05.05:2005, EC2, CEB FIB ir MC 90 metodikos dydžio efektą vertina ta pačia formule (5), tuo tarpu BS8110-97 (1997) kitokia išraiška – $k = \sqrt[4]{400/d}$. Kitos projektavimo normos dydžio efekto visai nevertina (DIN1045 (1988), SNiP2.0301-84*(1984)).

Įvairiose projektavimo normose skirtingai vertinama ir komponenčių V_{Rd} ir V_{sw} suma. Pvz., STR 2.05.05:2005, EC2, CEB FIB ir MC 90 metodikos praspaudimo laikomąja galią apskaičiuoja sumažinant V_{Rd} komponentę 25 %: $V_u = 0,75 V_{Rd} + V_{sw}$, tuo tarpu ACI 318-95 (1995) ir DIN1045 (1988) betonui leidžia perimti tik po 17 % ir 25 % visos veikiančios jėgos V_u, atitinkamai. Kitos projektavimo normos, pavyzdžiui SNiP2.0301-84* (1984) mažina

skersinės armatūros komponentę iki $0,8V_{sw}$, o sekančios, pavyzdžiui BS8110-97 (1997), nemažina nei vienos, nei kitos komponentės ($V_u \le V_{Rd} + V_{sw}$). Taip pat ženkliai skiriasi ir skersinės armatūros parinkimo skaičiavimo formulės (mažinamas skersinės armatūros stipris), bei tokio tipo mazgų konstravimas (Šalna *et al.* 2004 a).

Kaip parodė mūsų ankstesni tyrimai (Šalna *et al.* 2004 b), apskaičiuoti plokščių praspaudimo stipriai pagal skirtingas projektavimo metodikas skiriasi nuo 1,16 iki 1,96 karto, o lyginant teorinius ir bandymų rezultatus, skirtumas gali būti iki 1,78 karto (STR 2.05.05:2005 – $V_{u,test} / V_{u,calc} = 1,4...1,7$). Tokius didelius rezultatų skirtumus įtakoja projektavimo normose vertinamų veiksnių ypatumai. Tačiau pažymėtina tai, kad galutinis skaičiavimo rezultatas vis vien gaunamas panašus (t. y. visuomet yra stiprumo atsarga).

Taip pat analizė (Šalna *et al.* 2004 a, b) parodė, kad pagrindiniai veiksniai įtakojantys praspaudimo stiprį yra betono stipris f_c ir išilginės armatūros kiekis ρ_l. Sugretinus skaičiuojamuosius metodus su bandymų rezultatais bei atlikus projektavimo normų parametrinę analizę galima teigti, pirmos grupės metodai (ACI 318, DIN 1045, SNiP 2.03.01-84*) tiksliau atspindi betono stiprio f_c įtaką praspaudimo stipriui. Tuo tarpu antrosios grupės metodai labai neblogai atspindi išilginės armatūros įtaką ρ_l.

Taigi ir vienos, ir kitos normos turi savų privalumų ir trūkumų. Be abejonės, vertingesnė yra ta projektavimo metodika, kurioje vertinami visi veiksniai (arba dauguma jų) įtakojantys praspaudimo stiprį, bei yra geresnis metodo sutapimas su eksperimentiniais duomenimis (metodo sisteminė paklaida) ir gaunama mažesnė taikomo metodo eksperimentinių ir teorinių reikšmių palyginimo kvadratinė nuokrypa (atsitiktinė paklaida).

4. Rezultatų išvados

1. Skaičiavimo rezultatų skirtumai tarp nagrinėtų projektavimo normų priklauso nuo to, kaip vertinami praspaudimo stiprį įtakojantys fiziniai ir geometriniai veiksniai, kokios priimamos

kraštinės sąlygos sumuojant komponentes V_{Rd} ir V_{sw} , bei kaip apibrėžiami konstrukciniai reikalavimai projektuojant tokius mazgus.

2. Lietuvoje galiojantys statybos techniniai reglamentai STR 2.05.05:2005 palyginus su eksperimentiniais rezultatais parodė pakankamai gerus sutapimus. Kadangi jie sukurti remiantis EC 2 metodika, rezultatai yra sistemingai panašus, tačiau yra šiek tiek artimesni eksperimentiniams duomenims dėl sumažintų dalinių patikimumo koeficientų. Lietuvoje priėmus galioti EC 2 metodiką, priklausomai nuo nuolatinės ir kintamosios apkrovų derinio skaičiavimo rezultatų skirtumai į didesnę pusę gali padidėti apie 1,05 iki 1,1 karto. Todėl rekomenduojama patikslinti atitinkamus EC 2 nacionalinius parametrus.

Literatūra

Šalna, R.; Marčiukaitis, G.; Vainiūnas, P. 2004 a. Estimation of factors influencing punching shear strength of RC floor slabs, *Journal of Civil Engineering and Management* 10(2): 137–142. ISSN 1392-3730.

Šalna, R.; Marčiukaitis, G.; Vainiūnas, P. 2004 b. Analysis of beamless reinforced concrete ceilings resistance to punching shear, in *Selected papers of 8th International conference "Modern building materials, structures and techniques"*, 615–619. Vilnius. ISBN 9986-05-757-4.

DESIGN OF BEEMLESS REINRORCED CONCRETE SLABS ACCORDING TO STR 2.05.05:2005 IN A COMPARISON OF OTHER DESIGN CODES

R. Šalna, G. Marčiukaitis

Summary

The paper presents design singularities of Lithuanian design codes STR 2.05.05:2005 and comparison with design codes of other countries. Theoretical results are compared between each other and with experimental results. The paper explains the derivation of punching shear strength methods and the calculation differences between design codes.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

SUNKIŲ APKROVŲ VEIKIAMŲ NESTANDARTINIŲ STATYBINIŲ KONSTRUKCIJŲ PROJEKTAVIMAS IR PATIKIMUMO VERTINIMAS

Inga Baltrukėnaitė-Kroškienė[1], Ona Lukoševičienė[2]

[1]UAB „Projektų centras“, ingabalt@gmail.com,

[2]KTU Statybos ir architektūros fakultetas, olukoseviciene@gmail.com

Anotacija. Nagrinėjamos netipinių (pramoninės paskirties statinių, skirtų įvairioms talpykloms laikyti) konstrukcijų projektavimo galimybės ir problemos. Atliekami palyginamieji konstrukcijų skaičiavimai pagal statybinius reglamentus (STR), eurokodus (EC) kompiuterine programa (STAAD.Pro2009). Pateiktas konstrukcijos išliktiems tikimybės prognozavimo modelis.

Įvadas

Dažniausiai Lietuvoje statybinės konstrukcijos skaičiuojamos dalinių koeficientų (DK) metodu (pagal STR – statybos techninius reglamentus), tokiu pat metodu grindžiami ir eurokoduose (EC) esantys skaičiavimų nurodymai. Tačiau pastaruoju metu nemažai tenka išgirsti apie tobulesnius projektavimo metodus, pagrįstus tikimybiniais modeliais. Taip pat dažnas konstruktorius nebeįsivaizduoja sudėtingų konstrukcijų projektavimo be specialios konstrukcijų modeliavimo ir projektavimo programos. Tačiau ar visi anksčiau išvardinti skaičiavimo metodai yra lygiaverčiai, ypač kai skaičiuojamas konstrukcijas veikia sunkios apkrovos? Toliau ir bandysime tai išnagrinėti.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Bendrosios žinios

Skaičiavimas atliekamas ribinių būvių metodu: pagal saugos ribinio būvio (toliau SRB) STR (grupę) ir tinkamumo ribinį būvį (toliau TRB). Tolesniuose skaičiavimuose poveikių daliniai koeficientai bus imami iš poveikių skaičiuotinių reikšmių (STR/GEO) (B grupė) lentelės (LST EN 1990; STR 2.05.03:2003; LST EN 1991-1-1; STR 2.05.04:2003).

Tyrimas yra skirtas vienam pagrindiniam konstrukciniam elementui – plieninei sijai. Ją veikia tolygiai išskirstyta sunki apkrova, kuri yra kelis kartus sunkesnė už nuolatinę apkrovą.

Saugos ribinio būvio (SRB) atveju skaičiuotinių situacijų deriniai išreiškiami pagal formulę:

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{\gamma_{G,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1;\ i \geq 1. \qquad (1)$$

Tinkamumo ribiniam būviui (TRB) atveju skaičiuotinių situacijų deriniai išreiškiami pagal formulę:

$$E_d = \gamma_{Sd} E\{G_{k,j}; P;\ Q_{k,1};\ \psi_{0,i} Q_{k,i}\} j \geq 1;\ i \geq 1, \qquad (2)$$

čia: γ_{Sd} – dalinis saugos koeficientas; $\gamma_{G,j}$; γ_p; γ_{q1}; $\gamma_{q,i}$ – atitinkamai nuolatinio veiksnio, išankstinio įtempio veiksnio, kintamųjų veiksnių daliniai koeficientai; $G_{k,j}$; P; $Q_{k,1}$; $Q_{k,i}$ – atitinkamai charakteristinė nuolatinio veiksnio; išankstinio įtempio veiksnio, charakteristinė vyraujančio kintamojo veiksnio, charakteristinė nevyraujančio kintamojo veiksnio reikšmės; $\psi_{0,I}$ – kintamojo veiksnio derintinės reikšmės koeficientas.

Skaičiavimas DK metodu pagal STR

Poveikių daliniai koeficientai yra: $\gamma_{G,j,sup} = 1{,}35$, $\gamma_{q,1} = 1{,}30$ (STR 2.05.04:2003).

Skaičiuotinis skerspjūvio lenkiamasis tamprusis stiprumo atsparis:

$$M_{c,Rd} = W_{net,\min} f_{y,d} \gamma_c, \qquad (3)$$

čia: $W_{net,\min}$ – grynasis skerspjūvio mažiausias atsparumo momentas; $f_{y,d}$ – skaičiuotinis lenkiamasis plieno stipris pagal takumo ribą; γ_c – elemento darbo sąlygų koeficientas, šiuo atveju lygus 1,1 (STR 2.05.08:2005).

Skaičiuotinis kerpamasis atsparis:

$$V_{c,Rd} = \frac{I_y \cdot t_w}{S_y} \cdot f_{s,d} \cdot \gamma_c , \qquad (4)$$

čia: I_y – skerspjūvio ploto inercijos momentas; t_w – sienelės storis; S_y – skerspjūvio dalies statinis momentas; $f_{s,d}$ – skaičiuotinis kerpamasis plieno stipris;

Skaičiuotinis lenkiamojo elemento pastovumo atsparis:

$$M_{b,Rd} = \phi_b W_c f_{y,d} \gamma_c , \qquad (5)$$

čia: ϕ_b – sijos lenkiamojo sukamojo klupumo koeficientas; W_c – skerspjūvio labiausiai gniuždomo krašto atsparumo momentas.

Įlinkiai apskaičiuojami taip: $d \le d_{lim}$, šiuo atveju turi būti tenkinama sąlyga: $d \le l/350$ (EN 1993-1-1:1992).

Skaičiavimas DK metodu pagal EC (eurokodus)

Poveikių daliniai koeficientai atitinkamai yra: $\gamma_{G,j,sup} = 1{,}35$, $\gamma_{q,1} = 1{,}30$ (nacionaliniame priede), $\gamma_{q,1} = 1{,}50$ (LST EN 1990).

Skaičiuotinė lenkiamoji galia apskaičiuojama pagal formulę:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} , \text{ kai skerspjūvis 1 klasės,} \qquad (6)$$

čia: W_{pl} – plastinis skerspjūvio atsparumo momentas; f_y – stipris pagal takumo ribą; γ_{M0} – bendrasis dalinis koeficientas.

Skaičiuotinis kerpamasis atsparis: $V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$, (7)

čia: A_v – elemento skerspjūvio plotas.

Skaičiuotinė lenkiamoji klupumo galia apskaičiuojama:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta W_{pl,y} f_y / \gamma_{M1}, \quad (8)$$

čia: χ_{LT} – sukamojo klupumo koeficientas; β – valcuotų profiliuočių skersinio sukamojo klupumo kreivių korekcijos koeficientas.

Elemento sukimas įvertinamas pagal formulę:

$$M_{y,v,Rd} = \frac{[W_{pl,y} - \frac{\rho A_w^2}{4t_w}] f_y}{\gamma_{M0}}, \quad (9)$$

čia: ρ – skaičiuotinės lenkiamosios galios pataisos koeficientas; A_w – sienelės plotas; t_w – sienelės storis.

Įlinkiai apskaičiuojami taip:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 \text{ (LST EN 1993-1-1+AC)}, \quad (10)$$

čia: δ_1, δ_2 – atitinkamai įlinkis nuo nuolatinių ir kintamų apkrovų.

Turi būti tenkinamos sąlygos: $\delta_{max} \leq l/250$ (EN 1993-1-1:1992) ir $\delta_2 \leq l/350$ (EN 1993-1-1:1992).

Konstrukcijos išlikties tikimybės prognozavimas

Sudaromojo konstrukcijos elemento tikimybės efektyvumo procesas:

$$Z(t) = g[\theta, \mathbf{X}(t)] = \theta_R R(t) - \theta_{S_g} S_g - \theta_{S_q} S_q(t), \quad (11)$$

θ_i – papildomi atsitiktiniai kintamieji, kuriais vertinamos skaičiavimo modelių neapibrėžtys. Papildomų atsitiktinių kintamųjų ir jų nuokrypių standartų reikšmės: $\theta_{Rm} = 0,99 - 1,04$, $\sigma\theta_R = 0,05 - 0,10$ ir $\theta_{Sm} \approx 1,0$, $\sigma\theta_S \approx 0,10$ (JCSS 2000). Elemento atspariui apskaičiuoti taikoma normaliojo arba lognormaliojo skirstinio dėsnis, nuolatinei apkrovai – normalusis skirstinys, o

kintamąjai – lognormalusis skirstinys (LST EN 1990; JCSS 2000; Kudzys 1992).

Tikimybė, kad elementas nebus pažeistas bet kuriame jo efektyvumo proceso pjūvyje *k*, jeigu nebuvo pažeistas pjūvyje *k*-1, arba elemento akimirkinė išlikties tikimybė yra

$$\mathbf{P}_k = \mathbf{P}\{R_k > S_k\} = \int_0^\infty f_{R_k}(x) F_{S_k}(x) dx\,, \tag{12}$$

čia $f_{R_k}(x)$ – atspario R_k tankio funkcija.

Kintamosios įrąžos S_k lognormaliojo skirstinio funkcija yra:

$$F_{S_k}(x) = \frac{1}{2} + \frac{1}{2} erf\left[\frac{\ln(x) - S_{km}}{\sigma S_{km}\sqrt{2}}\right], \tag{13}$$

čia S_{km} – kintamosios įrąžos vidutinė reikšmė, $\boldsymbol{\sigma} S_{km}$ – kintamosios įrąžos standartinis nuokrypis.

Elemento patikimumo indeksas yra: $\beta = \Phi^{-1}(\mathbf{P}_k)$, (14)

čia $\Phi^{-1}(\bullet)$ – atvirkštinė standartinio normaliojo skirstinio funkcija. Pagal Europos Sąjungos projektavimo normas (LST EN 1990), planinis patikimumo indeksas $\beta_{\min}$ priklauso nuo avarijos pasekmės klasės.

Skaičiavimo pavyzdys

Atliekamas plieninės sijos projektavimas. Pradiniai duomenys yra: plienas S275 klasės, nuolatinė apkrova 15 kN/m‘ (be sijos savojo svorio), kintama naudojimo apkrova 116 kN/m‘. Sija yra 5,80 m ilgio, laisvai atremta, nesuvaržyta ryšiais. Apkrovos pridėjimo vieta – sijos viršutinė juosta. Elementas projektuojamas iš HEB valcuotų profiliuočių. Skaičiavimų rezultatai pateikti lentelėje.

Sijos skaičiavimo modelio atspario ir lenkimo momentų neapibrėžties vidurkiai ir standartiniai nuokrypiai: $\theta_{Rm} = 1{,}0$, $\theta_{Mm} \approx 1{,}0$ ir $\sigma\theta_R = 0{,}05$, $\sigma\theta_{Mm} \approx 0{,}1$. Sijos lenkimo momentų vidurkiai

nuo nuolatinės ir kintamosios apkrovos, kai variacijos koeficientai $\delta M_g = 0{,}1$ ir $\delta M_q = 0{,}2$ yra: $M_{gm} = 70{,}3$ kNm ir $M_{qm} = 359{,}2$ kNm.

Skaičiuojamos charakteristikos	Normatyvai, pagal kuriuos atlikti skaičiavimai				
	EC	EC(LT)	STR	STAAD	STAAD (LT)
$M_{Ed}/M_{c,Rd}$ (lenkimas)	827/977 85% HEB450	728/793 92% HEB400	728/856 85% HEB450		
$V_{Ed}/V_{c,Rd}$ (kirpimas, šlytis)	570/704 81% HEB450	502/597 84% HEB400	502/537 94% HEB450		
$M_{Ed}/M_{b,Rd}$ (pastovumas lenkiant)	827/860 96% HEB500	728/860 85% HEB500	728/856 85% HEB450		
$M_{y,v,Rd}/M_{c,Rd}$ (pastovumas sukant)	1028/1179 87% HEB500	844/977 86% HEB450	-		
δ_2 / δ_{lim} (įlinkis) $\delta_{max} / \delta_{lim}$	10,2/16,6 11,7/23,2 HEB450	14,1/16,6 16,1/23,2 HEB400	11,6/16,6	HEB500	HEB450

Pastaba. (LT) reiškia, kad skaičiavimas buvo atliktas su 1,30 kintamos apkrovos daliniu koeficientu, kitais atvejais (išskyrus STR) šis dalinis koeficientas 1,50.

Kai sija suformuota iš profiliuočio HEB 450, jos atsparo vidurkis ir variacijos koeficientas $R_m = 1179$ kNm, $\boldsymbol{\delta} R = 0{,}10$. Tuomet išliktiems tikimybė $P = 0{,}999997$ ir patikimumo indeksas $\beta = 4{,}53$.

Kai sija suformuota iš profiliuočio HEB 500, jos atsparo vidurkis ir variacijos koeficientas $R_m = 1424$ kNm, $\boldsymbol{\delta} R = 0{,}10$. Tuomet išliktiems tikimybė $P = 0{,}999999$ ir patikimumo indeksas $\beta = 4{,}75$.

Išvados

Projektuojant konstrukcijas, kurias veikia sunkios apkrovos, nerekomenduojama pasikliauti skaičiavimo metodu pateiktu statybos techniniuose reglamentuose. Čia nėra įvertinamas galimas nesustandintos sijos susisukimo pavojus, gautas mažiausias profiliuotis (HEB450).

Nepriklausomai nuo skaičiavimuose naudojamų apkrovų dalinių koeficientų reikšmių (1,3 ar 1,5 kintamai apkrovai), atliekant skaičiavimus pagal eurokodus gaunamas vienodas profilis(HEB500). Skiriasi reikšmių išsibarstymo sklaida, todėl rekomenduojama naudoti kintamos apkrovos dalinį koeficientą lygų 1,5.

Programa STAAD konstrukcijos skaičiuojamos pagal eurokodo plastinį būvį. Skaičiavimo metu programa tikrina ne tik konstrukcijos stiprumą pagal veikiančias įrąžas, bet ir atlieka pastovumo sukant tikrinimą. Čia skaičiavimo rezultatai labai priklauso nuo apkrovų dalinių koeficientų dydžių. Pagal skaičiavimų rezultatus matyti, kad reiktų naudoti 1,50 koeficientą

Šiais skaičiavimo atvejais patikimumo indeksas yra pakankamas (mažiausiai turi būti 4,2, kai patikimumo klasė RC1) ir atitinka normatyvinius reikalavimus.

Literatūra

EN 1993-1-1:1992. *Eurocode 3: Design of steel structures. Part 1.1: General rules and rules for building.* CEN, Brussels, 2000. 270 p.

JCSS. *Probabilistic model code: Part 1 - Basis of design.* Joint Committee on Structural Safety, 2000. 62 p.

Kudzys, A. 1992. *Probabilistic estimation of reliability and durability of reinforced concrete structures*. Vilnius: Technika.

LST EN 1990. *Eurokodas. Konstrukcijų projektavimo pagrindai.* Lietuvos standartizacijos departamentas. Vilnius, 2004. 71 p.

LST EN 1991-1-1. *Eurokodas 1. Poveikiai konstrukcijoms. 1-1 dalis. Bendrieji poveikiai. Tankiai, savasis svoris, pastatų naudojimo apkrovos.* Lietuvos standartizacijos departamentas. Vilnius, 1992. 34 p.

LST EN 1993-1-1+AC. *Eurokodas 3. Plieninių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios ir pastatų taisyklės.* Lietuvos standartizacijos departamentas. Vilnius, 2007. 102 p.

STR 2.05.03:2003. *Statybinių konstrukcijų projektavimo pagrindai.* Vilnius, 2003.

STR 2.05.04:2003. *Poveikiai ir apkrovos.* Vilnius, 2003.

STR 2.05.08:2005. *Plieninių konstrukcijų projektavimas. Pagrindinės nuostatos.* Vilnius, 2005.

CUSTOM BUILDING CONSTRUCTION DESIGN AND VALIDATION UNDER HEAVY LOADS

I. Baltrukėnaitė-Kroškienė, O. Lukoševičienė

Summary

The article deals with problems and opportunities of design of non-standard buildings (industrial buildings for the different containers to store). The calculation of constructions is done in accordance with local design codes, Eurocodes and a computer program STAAD.Pro2009. The model for prediction of the durability of constructions is presented.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

GNIUŽDOMŲ ELEMENTŲ SUSTIPRINTŲ ĮTEMPTU ANGLIES PLUOŠTU DARBO ANALIZĖ

Mykolas Daugevičius[1], Robert Apinis[2]

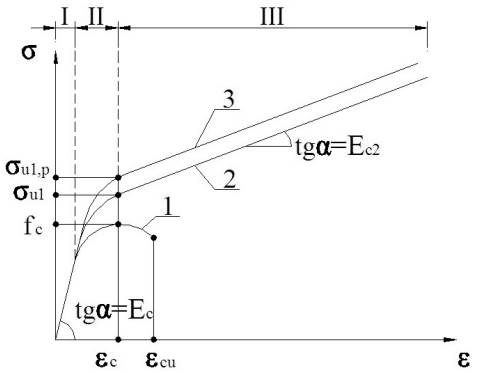
[1]*Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedra,*
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
mykolas_d@yahoo.com
[2]*Latvijos universitetas, Polimerų mechanikos institutas*

Anotacija. Šiame straipsnyje nagrinėjama betoninių cilindrinių bandinių su išanksto įtemptu anglies pluoštu elgsena esant ašiniam gniuždymui. Tekste pateikiama tyrimų programa ir bandymo rezultatai. Pateiktas įtempių ir deformacijų grafikas, kuriame matosi įtemptojo pluošto įtaka sustiprintiems elementams. Atliktų bandymų rezultatai ir bandinių suirimo pobūdis parodė, kad turėtų būti atlikti papildomi bandymai su įtemptu anglies pluoštu, kad būtų galima pilnai įvertinti jo įtaką konstrukcijų darbui.

Įvadas

Betoniniai cilindrai suvaržyti anglies pluošto kompozitu, tampa atsparesni ašiniam gniuždymui, kadangi pluoštas suvaržo skersines deformacijas. Tokiu budu padidėja įtempių reikšmė prie kurių pasireiškia plastinės betono deformacijos. Įtempių – deformacijų grafike galima išskirti tris zonas. Pirmoje zonoje deformacijos didėja proporcingai. Antroje zonoje pasireiškia tampriai plastinės deformacijos ir $\sigma - \varepsilon$ priklausomybė tampa kreivalinijine, o trečioje zonoje deformacijos vėl didėja proporcingai (1 pav.).

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081



1 pav. Gniuždomų cilindrinių betoninių elementų deformacijų grafikai: 1 – paprasto betoninio elemento; 2 – bandinio su neįtemptu pluoštu; 3 – bandinio su įtemptu pluoštu

Daugelis tyrinėtojų, kurie tyrė betoninius cilindrinius bandinius su išoriniu anglies pluoštu nustatė, kad tampriai plastinės zonos pabaiga beveik sutampa su paprasto betono ribinėmis deformacijomis (Berthet 2006; Jiang 2007). Platų betoninių elementų sustiprintų anglies pluošto kompozitu, bandymų spektrą pateikia V. Tamužo darbai. Jis savo darbuose pateikia išsamią $\sigma - \varepsilon$ diagramos pirmos zonos pabaigos įtempių skaičiavimo analizę ir trečios zonos tamprumo modulį, kuris buvo naudojamas kolonos kritinei apkrovai skaičiuoti (Tamuzs *et all.* 2006 a, b; Tamuzs *et all.* 2007). Tačiau tolimesni jo atlikti bandymai parodė, kad kolonos pastovumui anglies pluošto kompozitas teigiamą įtaką turi tik kolonoms kurių liaunis mažesnis kaip 40 (Tamuzs *et all.* 2007). Todėl siūloma kritinę jėga skaičiuoti su pirmos tiesinės zonos tamprumo moduliu.

Panaudojant įtemptą anglies pluošto kompozitą yra siekiama padidinti įtempius ties kuriais baigiasi antra (tampriai plastinė) zona, kad būtų galima pasiekti didesnius kritinius įtempius. Tam tikslui buvo atlikti bandymai su trimis skirtingomis betono klasėmis.

Tyrimų programa

Atliekamų bandymų tikslas:

- Nustatyti įtemptos anglies pluošto armatūros įtaką skirtingo betono klasės bandiniams.
- Nustatyti pluošto skirtingų išankstinių įtempių įtaka betoniniams bandiniams.
- Kokią įtaką turi skirtingas įtempto anglies pluošto kompozito armavimo procentas.

Cilindrinių gaminių ilgis 300 mm, o skersmuo 152 mm. Pagamintų bandinių charakteristikos pateikiamos 1 lentelėje.

Anglies pluošto klijavimui naudojamas epoksidinis impregnatorius „Sikadur 330“ susidedantis iš dviejų komponentų ir maišomas santykiu 4:1 (epoksidinės dervos ir kietiklio dalys). Betoninio cilindro išoriniam spaudimui sukelti naudojama 8 mm pločio anglies pluošto juosta „Tenax-J UTS“, kurios tempiamasis stipris 5193 MPa; tamprumo modulis 244 GPa; ribinės deformacijos 2,13 %. Anglies pluošto skaidulų kiekis ir diametras: 22000 vnt. ir 7 μm.

Pluošto klijavimo procedūra vykdoma automatizuotai specialios mašinos pagalba. Pagal juostos plotį nustatoma įtempimo mechanizmo eiga išilgai bandinio, ir pačio bandinio sukimosi greitis. Pluošto juostos įtempimo lygis reguliuojamas nustatant ratukų (kuriais vyniojamas pluoštas) sukimosi greitį.

1 lentelė. Betoninių cilindrinių bandinių charakteristikos

Betono serija	Bandinio šifras	Betono cilindrinis stipris	Betono kubinis stipris	Anglies pluošto juostos išankstinis įtempis	Sluoksniai	Anglies pluošto plotas
I	18,8-PL-1	18,8 MPa	23,0 MPa	-	-	-
	18,8-PL-2			-	-	-
	18,8-C0-L2			-	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C0-L4			-	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C25-L2-1			265,7 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C25-L2-2			265,7 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C25-L4-1			265,7 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C25-L4-2			265,7 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C50-L2-1			531,3 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C50-L2-2			531,3 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C50-L4-1			531,3 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	18,8-C50-L4-2			531,3 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
II	38,4-PL-1	38,4 MPa	44,0 MPa	-	-	-
	38,4-PL-2			-	-	-
	38,4-C0-L2			-	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C0-L4			-	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C25-L2-1			265,7 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C25-L2-2			265,7 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C25-L4-1			265,7 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C25-L4-2			265,7 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C50-L2-1			531,3 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C50-L2-2			531,3 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C50-L4-1			531,3 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	38,4-C50-L4-2			531,3 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
III	44,7-PL-1	44,7 MPa	56,24 MPa	-	-	-
	44,7-PL-2			-	-	-
	44,7-C0-L2			-	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	44,7-C0-L4			-	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	44,7-C25-L2-1			265,7 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	44,7-C25-L4-1			265,7 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	44,7-C50-L2-1			531,3 MPa	2	$2 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2
	44,7-C50-L4-1			531,3 MPa	4	$4 \cdot 9{,}24 \cdot 10^{-7}$ m^2

Rezultatai

Atliekant bandymus buvo matuojamos gniuždymo ašinės ir skersinės deformacijos. Ribinės santykinės deformacijos ir palyginimai pateikti 2 lentelėje.

2 lentelė. Bandinių atsparumo rezultatai

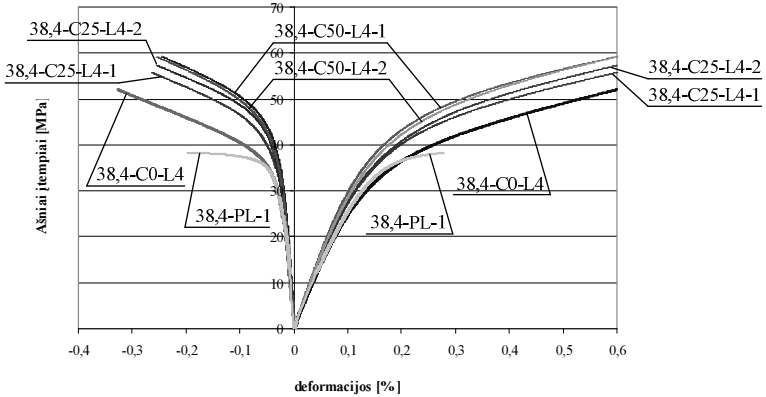
Betono serija	Bandinio pavadinimas	Bandinio stipris (MPa)	Ribinės deformacijos		E_{1c}	E_{2c}	$f_{cc,p}/f_{cc,0}$
			ε_{uc}	ε_{uf}	GPa	MPa	
I	18,8-PL-1	18,4	0,32	-	30,6	-	-
	18,8-PL-2	19,1	0,286	-0,118	27,4	-	-
	18,8-C0-L2	62,8	3,156	-1,289	31,0	1399,6	-
	18,8-C0-L4	98,4	4,394	-1,41	32,7	1780,3	-
	18,8-C25-L2-1	62,9	3,075	-1,41	31,6	1401,0	1,002
	18,8-C25-L2-2	60,8	3,217	-1,392	28,1	1288,9	0,967
	18,8-C25-L4-1	85,7	3,797	-1,068	29,9	1735,1	0,871
	18,8-C25-L4-2	81,2	3,852	-1,306	33,7	1611,3	0,825
	18,8-C50-L2-1	58,9	3,009	-1,329	28,8	1299,5	0,937
	18,8-C50-L2-2	61,3	2,976	-1,387	29,7	1396,5	0,975
	18,8-C50-L4-1	88,3	3,994	-1,212	28,9	1701,9	0,898
	18,8-C50-L4-2	89,4	4,212	-1,488	29,2	1649,7	0,908
II	38,4-PL-1	38,3	0,235	-0,064	28,4		-
	38,4-PL-2	37,8	0,273	-0,075	28,8		-
	38,4-C0-L2	80,2	2,263	-1,495	32,6	1771,8	-
	38,4-C0-L4	104,1	2,955	-1,37	30,3	2154,1	-
	38,4-C25-L2-1	79,14	2,01	-1,199	32,6	1862,9	0,986
	38,4-C25-L2-2	76,9	2,034	-1,25	34,7	1755,2	0,958
	38,4-C25-L4-1	108,6	2,768	-1,221	32,4	2421,5	1,044
	38,4-C25-L4-2	116,7	3,087	-1,317	32,7	2360,6	1,121
	38,4-C50-L2-1	74,7	1,997	-1,085	31,3	1705,6	0,931
	38,4-C50-L2-2	73,4	1,721	-1,12	32,4	1830,3	0,915
	38,4-C50-L4-1	110,9	2,893	-1,249	34,7	2304,3	1,066
	38,4-C50-L4-2	108,8	2,898	-1,233	33,3	2261,6	1,045
III	44,7-PL-1	43,9	0,246	-0,067	30,8	-	-
	44,7-PL-2	45,4	0,228	0,064	32,7	-	-
	44,7-C0-L2	84,8	1,823	-1,244	33,1	1824,2	-
	44,7-C0-L4	124,9	2,661	-1,51	33,4	2747,3	-
	44,7-C25-L2-1	84,9	1,655	-1,186	33,9	1984,6	1,002
	44,7-C25-L4-1	119,1	2,597	-1,283	30,8	2560,3	0,953
	44,7-C50-L2-1	85,4	1,572	-1,149	32,8	1975,6	1,007
	44,7-C50-L4-1	116,5	2,46	-1,201	33,3	2559,8	0,933

Antroje lentelėje naudojami pažymėjimai: $f_{cc,p}$ – bandinio su įtemptų anglies pluoštu stipris; $f_{cc,0}$ – bandinio su neįtemptu anglies pluoštu stipris.

Pagal 2 lentelėje pateiktus duomenis aiškiai matyti, kad bandiniuose su keturiais sluoksniais $\sigma - \varepsilon$ diagramos trečios zonos deformacijų modulis yra didesnis, tai reiškia, kad bandiniai su didesniu kompozito sluoksnių kiekiu tampa stipresni, tačiau išankstinis anglies pluošto įtempimas elemento stipriui turi menką įtaką (žr. stulpelį su $f_{cc,p}/f_{cc,0}$). Pirmos serijos bandiniuose išankstinis pluošto įtempimas netgi sumažino stiprį (palyginus su neįtempto pluošto bandiniais), kai tuo tarpu Mortazavi A. savo darbuose su įtemptu pluoštu pasiekė didesnį sustiprintų elemetų stiprį (Mortazavi 2003).

Bandiniuose su įtemptu anglies pluoštu, antros zonos pabaiga yra aukščiau negu bandinio su neįtemptu pluoštu. Antrame paveiksle pateikiamas įtempių ir santykinių deformacijų (eksperimentų) grafikas, kur aiškiai matyti įtempių padidėjimas. Toks aiškus skirtumas pastebėtas ne visuose bandiniuose (žr. 3 lentelę).

Pagal 2 lentelėje pateiktas ribines ašines ir skersines deformacijas pastebima, kad bandiniuose su įtemptu pluoštu skersinės ribinės deformacijos yra didesnės, o ašinės mažesnės, palyginus su bandinių be įtempto pluošto. Kitų mokslininkų atlikti tyrimai (Tamuž 2006; Berthet 2006) nurodo, kad apvalaus skerspjūvio betoniniuose bandiniuose su išoriniu anglies pluošto kompozito armavimu irimo metu pluoštas nepasiekia savo ribinės deformacijos. Todėl jie nurodo, kad būtina naudoti pluošto darbo efektyvumą įvertinančius koeficientus (Tamuzs 2006; ACI 440.2R-02). Nors bandiniuose su įtemptu pluoštu ribinės skersinės deformacijos didesnės, tačiau elemento stipriui (palyginus su neįtempto pluošto bandiniais) įtakos neturėjo.



2 pav. Įtempių ir santykinių deformacijų grafikas antros serijos betono bandiniams

3 lentelė. Bandinių gniuždymo įtempiai, kai ašinė deformacija atitinka paprasto betono ribinę ašinę deformaciją

	I				II				III			
	ε_c	ε_f	σ_c	$\Delta\sigma_c$	ε_c	ε_f	σ_c	$\Delta\sigma_c$	ε_c	ε_f	σ_c	$\Delta\sigma_c$
P		0,17	18,8	-		0,154	38,4	-		0,0943	44,7	-
C0-L2		-0,092	21,8	3,0		-0,088	41,8	3,4		-0,067	49,5	4,8
C0-L4		-0,097	**23,4**	**4,6**		-0,091	**39,8**	**1,4**		-0,085	**55,4**	**10,7**
C25-L2-1		-0,093	22,9	4,1		-0,064	42,1	3,7		-0,061	49,6	4,9
C25-L2-2		-0,094	22,7	3,9		-0,101	44,6	6,2		-	-	-
C25-L4-1	0,303	-0,07	**24,1**	**5,3**	0,254	-0,074	**43,8**	**5,4**	0,237	-0,065	**53,4**	**8,7**
C25-L4-2		-0,078	**24,8**	**6,0**		-0,064	**44,7**	**6,3**		-	-	-
C50-L2-1		0,068	22,7	3,9		-0,095	40,9	2,5		-0,057	51,6	6,9
C50-L2-2		-0,079	23,8	5,0		-0,108	46,3	7,9		-	-	-
C50-L4-1		-0,047	**25,1**	**6,3**		-0,068	**47,1**	**8,7**		-0,061	**51,8**	**7,1**
C50-L4-2		-0,047	**24,1**	**5,3**		-0,069	**46,2**	**7,8**		-	-	-

Išvados

Atlikti tyrimai parodė, kad gniuždomus betoninius elementus sustiprinus anglies pluoštu jų stipris padidėjo nuo 2,5 iki 5 kartų. Išanksto įtemptu anglies pluoštu sustiprintų elementų stipris, lyginant su neįtemtu pluoštu sustiprintų elementų stipriu, padidėjo nežymiai arba iš viso nepadidėjo.

Įtemptas anglies pluoštas sukelia teigiamą efektą tik, kai dirba kartu su betonu iki suirimo, todėl privaloma tinkamai paruošti betono paviršių prieš klijavimą ir tinkamai priklijuoti.

Didėjant betono stipriui, anglies pluošto apspaudimo įtaka mažėja, kadangi mažėja betono ribinės išilginės ir skersinės santykinės deformacijos.

Didinant pluošto sluoksnių skaičių nuo dviejų iki keturių: atsparumas padidėja iki 40 %, gniuždymo deformacijos iki 50 %, o pluošto skersinės deformacijos tik iki 10 %.

Pažymėtina

Tyrimų finansavimas paremtas pagal tarptautinę „Marie Curie actions“ mokslinių tyrimų programą. Bandymai atlikti Latvijos universitete, Polimerų mechanikos institute.

Literatūra

ACI 440.2R-02. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures. ACI Committee 440.

Berthet J. F., Ferrier E., Hamelin P. 2006. Compressive behavior of concrete externally confined by composite jackets part B: modeling. *Construction and Building Materials,* 20: 338–347.

Jiang T., Teng J. G. 2007. Analysis-oriented stress-strain models for FRP-confined concrete. *Engineering Structures,* 29: 2968–2986.

Mortazavi A. A., Pilakoutas K., Sang Son K. 2003. RC column strengthening by lateral pre-tensioning of FRP. *Construction and Building Materials,* 17: 491–497.

Tamuzs V., Tepfers R., Sparnins E. 2006 a. Behavior of concrete cylinders confined by a carbon composite. 2. Prediction of strength. *Mechanics of composite materials*, 42:2: 109–118.

Tamuzs V., Tepfers R., Zile E., O. Ladnova. 2006 b. Behavior of concrete cylinders confined by a carbon composite. 3. Deformability and the ultimate axial strain. *Mechanics of composite materials*, 42:4: 433–448.

Tamuzs V., Tepfers R., Zile E., Valdmanis V. 2007. Stability of round concrete columns confined by composite wrappings. *Mechanics of composite materials*, 43:5: 657–666.

Valdmanis V., De Lorenzis L., Rousakis T., Tepfers R. 2007. Behaviour and capacity of CFRP-confined concrete cylinders subjected to monotonic and cyclic axial compressive load. *Structural Concrete,* 8:4: 187–200.

CONFINED CONCRETE CYLINDERS UNDER COMPRESSION WITH DIFFERENT CFR-PRESTRESS LEVEL

M. Daugevičius, R. Apinis

Summary

Behaviour of confined concrete cylinders under compression with different carbon fiber reinforce prestress level is described in this article. Experimental program and each specimen result are presented. Stress-strain results are presented in graph which clearly shown the influence of prestressed carbon fiber type. Performed tests shown that CFRP has delaminated from concrete surface, therefore the further experiments with better bond quality must be done.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

ŠIUOLAIKINĖS MEDINĖS KONSTRUKCIJOS. PROJEKTAVIMAS, GAMYBA, NAUDOJIMAS

Darius Mykolaitis
UAB „Statybų lyga“
d.mykolaitis@statybulyga.lt

Anotacija. Nagrinėjamos pažangios medinės stogo konstrukcijos, kai konstrukcijos elementai jungiami naudojant štampuotus metalo lakšto tvirtikius. Supažindinama su automatizuota konstrukcijų projektavimo ir gamybos sistema. Pristatoma šių konstrukcijų raida Lietuvoje. Aptariamos jų naudojimo perspektyvos.

Įvadas

Medinės konstrukcijos naudojant metalines dygiuotas plokšteles arba štampuotus metalo lakšto tvirtikius pasaulyje naudojamos daugiau kaip 50 metų. Palyginti nesenai, tik prieš 10 metų, ši sistema buvo pradėta naudoti ir Lietuvoje, kai Prienuose buvo paleista pirma tokių konstrukcijų surinkimo linija. Dabar mūsų šalyje sėkmingai veikia bene 5 tokių konstrukcijų gamybos linijos.

Straipsnyje aptarsime unikalų šios sistemos užbaigtumą nuo projektinių pasiūlymų iki gamybos bei praktinio naudojimo – montavimo darbų.

Kompleksinis sprendimas

Technologinio proceso sujungimas į visiškai užbaigtą ciklą „PROJEKTAVIMAS, GAMYBA, MONTAVIMAS“ sudaro visiškai užbaigtą automatizuotą sistemą. Taigi turime saugią, racionalią, ekonomišką bei patikimą konstrukciją, kai ji eksploatuojama.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Lietuvoje paplitusią automatizuoto projektavimo bei gamybos sistemą **MiTek** sudaro:

– **MBA** modulis, skirtas ekonominiam įvertinimui, optimaliai kainai parinkti, projekto vykdymo kontrolei;

– **LAYOUT** – stogo projektavimas, montavimo schema, 3D vizualizacija;

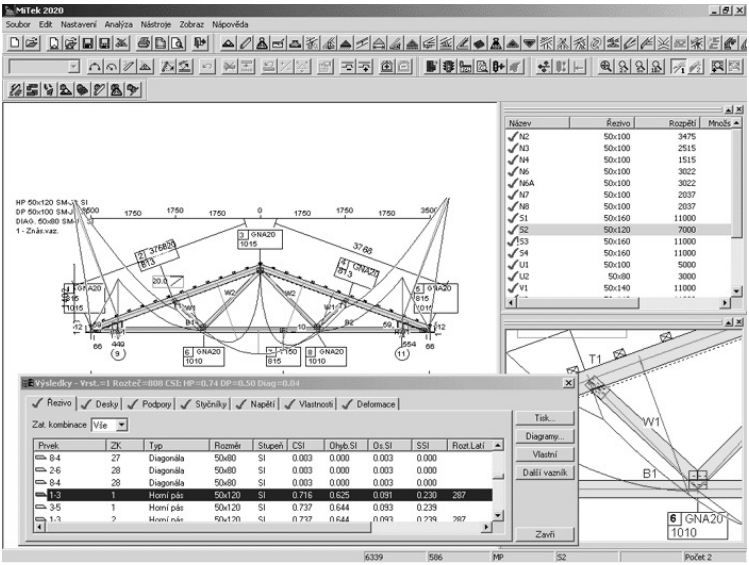
– **ENGINEERING** - statiniai skaičiavimai, konstrukcijos elementų ir jungčių patikra;

– **REPORTING** – dokumentacijos paruošimas, darbo brėžiniai gamybai;

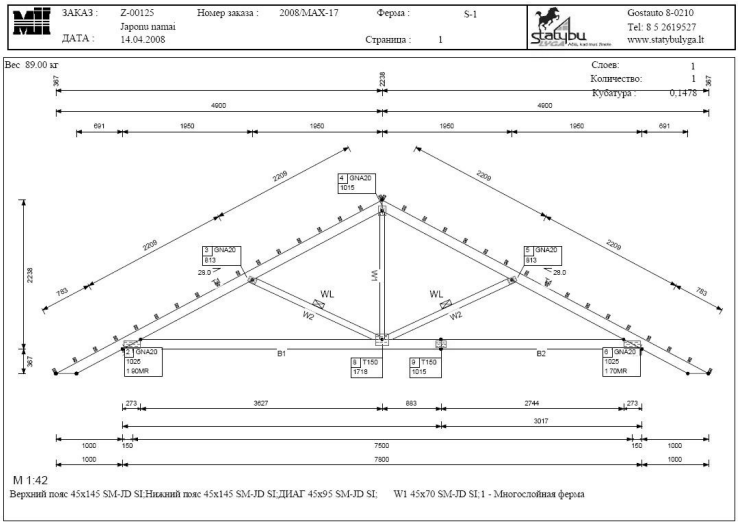
– **PRIMECAD** – darbo brėžiniai statybai, detalių duomenų bankas;

– **PANEL** – modulis, skirtas skydams bei jų jungtims projektuoti ir gaminti;

– **BATCHCUT** – elementų supjaustymo dokumentacijos paruošimas bei automatizuotas pjovimo staklių valdymas.



1 pav. Konstrukcijos projektavimo modulio aplinka



2 pav. Stogo konstrukcijos brėžinio pavyzdys

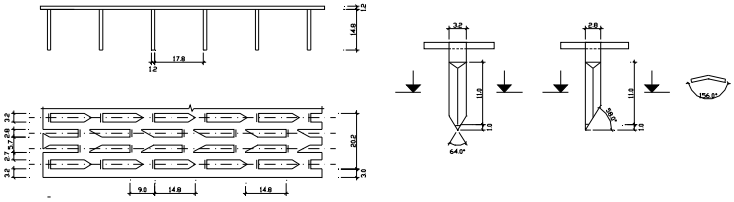
Praktinio panaudojimo galimybės

Kai į stogą žiūrima kaip į sistemą, inžinierius konstruktorius privalo išspręsti daugelį klausimų. Į visus iš jų atsako ***MiTek*** sistema. Šia automatizuota projektavimo sistema tiksliai aprašoma reikiamų išmatavimų konstrukcija, apskaičiuojama jos laikomoji galia, parenkami reikiami skerspjūviai, įvertinamas medžiagų poreikis bei darbo sąnaudos, paruošiami konstrukcijos darbo bei gamybos brėžiniai.

Pati konstrukcijų gamybos technologija gana paprasta. Gamykloje tašų sujungimo mazgai iš abiejų pusių presu suspaudžiami metalinėmis dygliuotomis plokštelėmis (MDP). Šių prokštelių dygiai įpresuojami į medieną. Dygiai ne šiaip susminga į tašus, bet savotiškai į juos „įsisuka“.

MDP iš esmės jau yra tapusi klasikine medinių elementų jungimo priemone. MDP dygių išdėstymo piešinys paprastai būna simetriškas pagrindinių plokštelės ašių atžvilgiu.

Principinė plokštelės konstrukcijos schema pateikta 3 pav.



3 pav. Plokštelė М3П-1.2

Dygiuotųjų plokštelių laikomoji galia, lyginant skirtingų šalių metodikas, apibūdinama tais pačiais dydžiais. Kalbame apie šiuos charakteringus rodiklius:

- praslydimo stipris ploto vienetui,
- tempimo stipris plokštelės pločio vienetui,
- gniuždymo stipris plokštelės pločio vienetui,
- kirpimo (šlyties) stipris plokštelės pločio vienetui.

Be to šie stipriai priklauso nuo atitinkamų kampų:

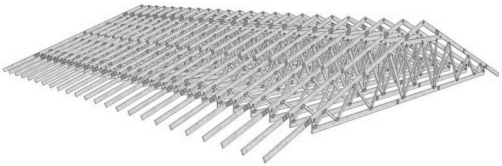
α – kampas tarp plokštelės pagrindinės (išilginės) ašies ir įrąžos veikimo krypties;

β – kampas tarp medienos metinių sluoksnių krypties ir įrąžos veikimo krypties;

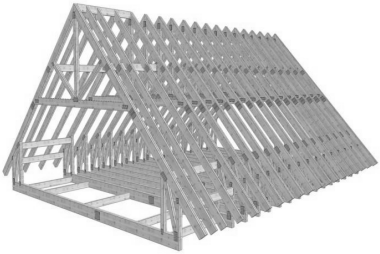
$\gamma(\theta)$ – kampas tarp plokštelės pagrindinės (išilginės) ašies ir sujungimo siūlės (įrąžos veikimo) krypties.

Tokias konstrukcijas sėkmingai naudojamos įvairiems pastatams bei daugelio tipų stogams: nuo mansardinio aukšto, individualaus namo stogo iki didelio ploto sandėlių, fermų, angarų, net sporto kompleksų. Jos ypač tinka statyti ir renovuoti ne tik gyvenamuosius namus, bet ir senus kolūkių fermų, dirbtuvių, mokyklų pastatus. Stogų konstrukcijų atstumas tarp statramsčių gali siekti iki 20-25 metrų. Be to, jas galima dažyti, lakuoti, sendinti.

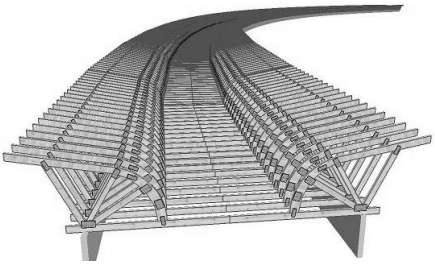
Panaudojimo sritys



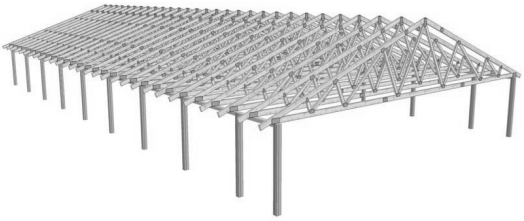
4 pav. Pastogės, pavėsinės, garažai



5 pav. Individualūs namai, mansardiniai aukštai



6 pav. Netipinės konstrukcijos (klojiniai)



7 pav. Didelių angų statiniai

Išvados

Taigi **„MiTek“** Lietuvos statybų verslo padangėje – kas tai? Tai – sistema, apimanti pilnai užbaigtą projektavimo, gamybos bei montavimo ciklą.

Objektas – laikančios medinės konstrukcijos, kai elementų jungtis formuojama naudojant štampuotus metalo lakšto tvirtikius.

Projektavimo metu sumodeliuojama konstrukcija identiškai atitinka norimą geometrinę formą, o statinio skaičiavimo metu parenkami medinių elementų bei jungimo plokštelių matmenys. Racionalus tinklelio elementų išdėstymas pačią konstrukciją daro maksimaliai patrauklią tiek gamybos tiek kainos prasme.

Operatyvi informacija apie numatomus kaštus užsakovui yra vienas iš esminių klausimų, todėl labai svarbu juos žinoti jau komercinio pasiūlymo rengimo metu. Darbo sąnaudas konstrukcijos gamybai, įvertinus visą reikiamą medieną, plokštelių jungtis, surinkimą, projektavimo sistema generuoja automatiškai.

Galimybė naudoti įvairių išmatavimų tašus šias konstrukcijas leidžia panaudoti ir įvairių angarų ar visuomeninių statinių didelių tarpatramių angoms perdengti.

Šio tipo konstrukcijos didina medinių karkasinių, skydinių namų pramoninės gamybos išbaigtumą bei surenkamumą. Ekonominis efektas gaunamas didinant konstrukcijų montavimo laiką bei taupant medieną.

Literatūra

Alpine engineered products, Inc. Encyclopedia of trusses. Boston, 2003. 48 p.

LST EN 1995-1-1:2006 Eurokodas 5. *Medinių konstrukcijų projektavimas. 1-1 dalis. Bendrosios nuostatos. Bendrosios ir pastatų taisyklės*. 130 p.

НТС ЦНИИСК им. Кучеренко. Рекомендации по проектированию и изготовлению дощатых конструкций с соединениями на металлических зубчатых пластинах. Москва, 1983. 40 с.

MODERN WOODEN CONSTRUCTIONS. DESIGNING, MANUFACTURING, DEVELOPMENT IN PRACTISE

D. Mykolaitis

Summary

The innovative wooden constructions when differnent elements are jointed with pressed sheet metal connectors are analyzed. The automotive design and manufacture system is presented. The evolution of wooden constructions in Lithuanian market and its development perspectives is discussed in the article.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

LIETUVOJE SERTIFIKUOTŲ ANTIPIRENINIŲ TIRPALŲ EFEKTYVUMO TYRIMAS

Zbignev Karpovič
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
zbigis@gmail.com

Anotacija. Straipsnyje aptariami antipireninių tirpalų veikimo mechanizmai, pagrindinės jų savybės, medienos paviršinis impregnavimas. Straipsnyje nagrinėjamas Lietuvoje sertifikuotų antipireninių tirpalų *Flamasepas-2* ir *BAK-1* efektyvumas, jo priklausomybė nuo šilumos srauto ir medienos rūšies. Tyrimui pasirinkta eglė ir pušis – mediena, kuri dažniausiai naudojama medinių konstrukcijų gamybai. Tyrimai atlikti pagal LST ISO 5657:1999 standarto „Reagavimo į ugnį bandymai – statybinių gaminių užsidegimas veikiant juos šilumine spinduliuote“ reikalavimus, nustatant laiką iki bandinio užsiliepsnojimo.

Įvadas

Medinių konstrukcijų ir kitų medinių gaminių impregnavimas antipireniniais tirpalais gaisro metu leidžia išsaugoti iki 75 % materialinių vertybių. Todėl yra svarbu ištirti Lietuvoje naudojamų antipireninių tirpalų efektyvumą.

Literatūros apie antipireninių tirpalų rūšis, jų sudėtį ir savybes gausu, tačiau informacijos, kuria remdamiesi galėtume palyginti skirtingų antipireninių tirpalų efektyvumą, stinga, o ir esama – neišsami.

Atsižvelgiant į šias priežastis, buvo pasirinkti sertifikuoti antipireniniai tirpalai *Flamasepas-2*, *BAK-1* ir atlikti tyrimai: neimpregnuotų ir antipireniniais tirpalais tepant impregnuotų

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

bandinių veikimas skirtingo dydžio šilumos srautais, siekiant nustatyti laiką, per kurį bandiniai užsiliepsnos.

Bendrosios žinios

Anglies pagrindo celiuliozines medžiagas, pvz., medieną paveikus šilumos srautu, vyksta pirolizė: šios medžiagos pradeda smilksti arba užsiliepsnoja (Slinka, Smulski 1997). Degant medienai formuojasi anglies sluoksnis, kuris silpnina degimą, stabdydamas degių medžiagų patekimą į pirolizės zoną. Tam, kad šis procesas būtų veiksmingesnis, o mediena turėtų mažesnį degumą, ji yra impregnuojama antipireniniais tirpalais (Baisal *et al.* 2007; Michell 1993).

Gaisrui pastatuose prasidėti ir plisti didelę įtaką turi medienos pirolizės procesas. Antipirenininių tirpalų naudojimas yra vienas iš lengviausių, efektyviausių ir ekonomiškiausių būdų, norint sumažinti medienos degumą (Su *et al.* 1997; Subyakto *et al.* 1998). Antipireniniai tirpalai suteikia apsaugą nuo šilumos prasiskverbimo į medieną ir kartu stabdo pirolizės procesą, taip pat riboja liepsnos plitimą jos paviršiumi. Antipirenininių tirpalų veikimo mechanizmai (Camino, Costa 1988; Nasar *et al.* 1999):

1) lakių ir degių medžiagų, išsiskiriančių pirolizės metu, maišymasis su nedegiomis medžiagomis, esančiomis antipireniniame tirpale;

2) šilumos kiekio, patenkančio į pirolizės zoną, mažinimas;

3) anglies sluoksnio, kuris stabdo degimo procesą, formavimosi suintensyvinimas.

Medienos impregnavimas gali būti paviršinis ir giluminis. Giluminis impregnavimas veikia medienos mechanines savybes. Paviršiniai impregnavimo metodai tokio poveikio neturi. Kiti paviršinių impregnavimo metodų privalumai: nedidelė kaina, mažos darbo laiko sąnaudos, juos paprasta naudoti ir kita.

Medienos degumas, naudojant antipirenininius tirpalus, priklauso nuo (Subyakto *et al.* 1998):

- antipireno savybių, antipireninio tirpalo koncentracijos ir impregnavimo metodo;
- medienos struktūros, drėgnumo ir kita.

Yra daug antipireninių tirpalų, kurie efektyviai mažina medienos degumą, tačiau tik kai kurie jų plačiai naudojami. Tai yra dėl antipireninių tirpalų neatitikimo techniniams ir / arba ekonominiams reikalavimams. Antipireninis tirpalas, mažinantis medienos degumą, privalo (Wazny, Karys 2001):

- būti gana efektyvus gaisro metu;
- gebėti prasiskverbti į medieną ir išsilaikyti joje;
- neveikti medienos struktūros, joje ir ant jos esančių medžiagų;
- nekeisti savo savybių sąveikaudamas su mediena;
- būti saugus, santykinai pigus ir nekenksmingas žmogui bei aplinkai.

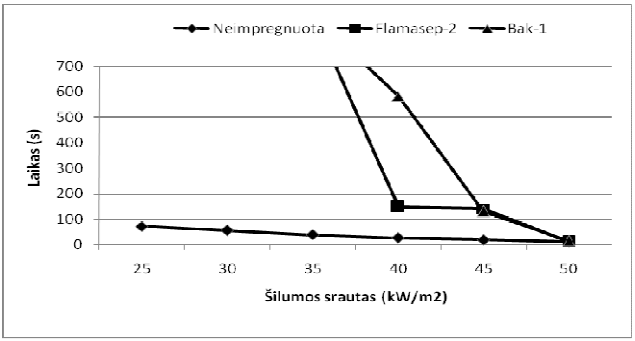
Bandymų metodika, rezultatai

Tyrimai atlikti Priešgaisrinės apsaugos ir gelbėjimo departamento prie Vidaus reikalų ministerijos Gaisrinių tyrimų centro laboratorijoje. Tyrimų įranga ir bandymo eiga atitinka LST ISO 5657:1999 standarto „Reagavimo į ugnį bandymai – statybinių gaminių užsidegimas veikiant juos šilumine spinduliuote“ reikalavimus.

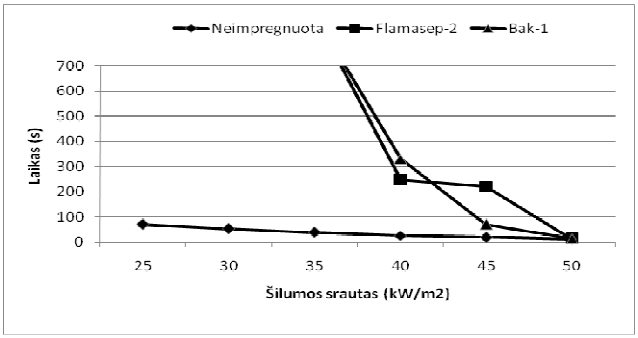
Tyrimams naudota pušies ir eglės mediena, padengta antipireniniais tirpalais *Flamasepas-2* ir *BAK-1*. Tyrimai atlikti bandinius veikiant skirtingais šilumos srautais. Jei praėjus 900 sekundžių nuo bandymo pradžios bandinys neužsiliepsnodavo, bandymas būdavo nutraukiamas. Laikas iki bandinių užsiliepsnojimo, atsižvelgiant į šilumos srauto dydį, pateiktas lentelėje. Antipireninių tirpalų efektyvumas vertinamas pagal laiką iki bandinio užsiliepsnojimo. Pušies ir eglės medienos bandinių laikas iki užsiliepsnojimo, atsižvelgiant į šilumos srauto dydį ir antipireninį tirpalą, pateiktas 1 ir 2 paveiksluose.

Pušies ir eglės medienos bandinių tyrimo rezultatai

Šilumos srautas, kW/m²	*Neimpregnuota*		*Flamasepas-2*		*BAK-1*	
	pušis	eglė	pušis	eglė	pušis	eglė
	laikas iki užsiliepsnojimo, s		laikas iki užsiliepsnojimo, s		laikas iki užsiliepsnojimo, s	
25	72	71	>900	>900	>900	>900
30	56	53	>900	>900	>900	>900
35	39	38	>900	>900	>900	>900
40	27	25	148	248	583	330
45	19	19	141	220	132	70
50	13	12	13	12	15	14



1 pav. Pušies medienos bandinių laikas iki užsiliepsnojimo atsižvelgiant į šilumos srauto dydį ir antipireninį tirpalą



2 pav. Eglės medienos bandinių laikas iki užsiliepsnojimo atsižvelgiant į šilumos srauto dydį ir antipireninį tirpalą

Išvados

1. Impregnavus pušies ir eglės medienos bandinius antipireniniais tirpalais *Flamasepas-2* ir *BAK-1*, esant nedidesniam kaip 35 kW/m^2 šilumos srautui, laikas iki užsiliepsnojimo, palyginti su neimpregnuotais pušies ir eglės bandiniais, pailgėja daugiau kaip 15 kartų.

2. Antipireninių tirpalų efektyvumas vienodas iki 35 kW/m^2 šilumos srauto, neatsižvelgiant į medienos rūšį. Šiuo atveju laikas iki užsiliepsnojimo didesnis kaip 900 s.

3. Didėjant šilumos srautui antipireninių tirpalų efektyvumas mažėja:

3.1. Esant 40 kW/m^2 šilumos srautui, pušies medienos bandinių, impregnuotų antipireniniu tirpalu *BAK-1*, laikas iki užsiliepsnojimo, palyginti su pušies medienos bandinių, impregnuotų antipireniniu tirpalu *Flamasepas-2*, laiku, yra vidutiniškai 4 kartus ilgesnis.

3.2. Esant 40 kW/m^2 šilumos srautui antipireninių tirpalų *Flamasepas-2* ir *BAK-1* efektyvumas eglės medienos bandiniams yra panašus.

3.3. Esant 45 kW/m^2 šilumos srautui, eglės medienos bandinių, impregnuotų antipireniniu tirpalu *Flamasepas-2,* laikas iki užsiliepsnojimo, palyginti su eglės medienos bandinių, impregnuotų antipireniniu tirpalu *BAK-1*, laiku, yra vidutiniškai 3 kartus ilgesnis. Esant toms pačioms sąlygoms antipireninių tirpalų *Flamasepas-2* ir *BAK-1* efektyvumas pušies medienos bandiniams yra panašus.

3.4. Esant 50 kW/m^2 šilumos srautui, mediena užsiliepsnoja greičiau nei per 15 s. t. y., antipireniniai tirpalai yra neveiksmingi.

Literatūra

Baysal, E.; Altinok, M.; Colak, M.; Ozaki, S. K.; Toker, H. 2007. Fire resistance of Douglas fir (Pseudotsuga menzieesi) treated with borates and natural extractives, *Bioresource Technology 98*: 1101–1105. Elsevier.

Camino, G.; Costa, L. J. 1988. *Polym. Degrad Stabil*. 20. 273 p.

Mitchell, S. 1993. Fire performance of wood: test methods and fire retardant treatments, in *Proceeding of the 4th annual BCC conference on flame retardancy, 18–20 May*. Stamford. Business communications Co, CT Normwalk.

Nassar, M. M.; Fadali, O. A.; Khattab, M. A.; Ashour, E. 1999. Thermal studies on paper treated with flame-retardant, *Fire and Materials 23:* 125–129.

Su, W. Y.; Subyakto, H. T.; Imamura, Y.; Ishihara, S. 1997. Improvement of the fire retardancy of standboard by surface treatment with melamine and boric or phosphoric acids, *Mokuzai Gakkaishi* 43: 75–81.

Subyakto, K. T.; Hata, T.; Ishihara, S.; Kawai, S.; Getto, H. 1998. Improving fire retardancy of fast growing wood by coating with fire retardant and surface densification, *Fire mater* 22 (5): 207–212.

Slifka, M. J.; Smulski, S. 1997. Engineered wood products, *PFS Research Foundation*, 173–191. Madison.

Wazny, J.; Karys, J. 2001. *Ochrona budynkow przed korozją biologiczną.* Warszawa: Arkady. 370 s.

Научное обеспечение пожарной безопасности. Белорусская ассоцыацыя пожарных. Минск, 1996, выпуск 3: 88–90.

THE RESEARCH OF THE EFFECTIVENESS OF FIRE-RETARDANT SOLUTIONS CERTIFICATED IN LITHUANIA

Z. Karpovič

Summary

This article discusses the mechanisms of action of fire-retardant solutions, their qualities and timber surface impregnation. The article analyses the effectiveness, dependence on the heat stream and timber type of fire-retardant solutions certificated in Lithuania, namely - Flamasepas-2 and BAK-1. The timber chosen for the research is spruce and pine for their incidence in wood constructions production. The research was performed according to the requirements of the standard LST ISO 5657:1999 "Reaction to fire tests - ignibility of building products using a radiant heat source", determining time until the flaming of the specimen.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

GELŽBETONINIŲ ELEMENTŲ NORMALINIŲ PLYŠIŲ PLOČIO SKAIČIAVIMO METODŲ YPATUMAI

Vidmantas Jokūbaitis

Vilniaus Gedimino technikos universitetas

gelz@st.vgtu.lt

Anotacija. Remiantis eksperimentinių gelžbetoninių sijų (be išankstinio armatūros įtempimo) ir surenkamų gelžbetoninių perdangos bei stogo briaunotų plokščių tyrimų duomenimis pagal skirtingas metodikas apskaičiuotas atsivėrusių normalinių plyšių plotis tempiamosios armatūros lygyje. Skaičiavimo rezultatai palyginti su išmatuotais per tyrimus plyšių pločiais. Atlikta analizė parodė, kad pagal Lietuvoje galiojantį statybos techninį reglamentą ir euronormas beveik vienodai įvertinamas normalinių plyšių atsivėrimas. Pagal Rusijos projektavimo normų metodiką apskaičiuotos plyšių pločio vertės yra daug didesnės. Pateikta plyšio parametrų tarpusavio priklausomybė gali būti panaudota apskaičiuojant plyšių atsivėrimą ar nustatant neutraliosios ašies padėtį elemento skerspjūvyje, kai atliekami konstrukcijų būklės tyrimai ir vertinimas.

Įvadas

Visose Europos Sąjungos šalyse, taip pat ir Lietuvoje, 2010 m. numatoma įteisinti naujas bendras statybinių konstrukcijų projektavimo normas. Lyginant su šiuo metu veikiančiomis gelžbetoninių konstrukcijų projektavimo normomis (STR 2.05.05:2005) būsimose naujose projektavimo normose EC-2 (Marčiukaitis *et al.* 2007) numatomos skirtingos, ypač tikrinant konstrukcijų tinkamumo ribinius būvius, skaičiavimo metodikos.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Todėl įdomu palyginti ir įvertinti gelžbetoninių konstrukcijų skaičiavimo rezultatus pagal šias ir kitas (СНиП 52-101 2003; Jokubaitis, Kamaitis 2000) metodikas, pasinaudojant konkrečiais pavyzdžiais iš eksperimentinių ir natūrinių tyrimų.

Šiame straipsnyje apsiribojama normalinių plyšių atsivėrimo skaičiavimų analize pagal anksčiau nurodytus metodus. Skaičiavimo rezultatai palyginami su stačiakampio skerspjūvio sijų (be išankstinio armatūros įtempimo) eksperimentinių tyrimų duomenimis (Чубриков 1989) ir su išmatuotais briaunotų perdangos bei stogo plokščių plyšių parametrais (Иокубайтис, Пукялис 1983).

Sijų ir plokščių tyrimų duomenys

Plyšių pločio apskaičiavimo metodų analizei panaudotos trys skirtingo armavimo stačiakampio 120×300 mm skerspjūvio sijos. Sijų tarpatramio ilgis – 2 m, grynojo lenkimo zona yra 700 mm ilgio. Jų išilginė tempiamoji armatūra: 2Ø10 S400 ($\rho = 0{,}0048$, $d = 275$ mm); 2Ø16 S400 ($\rho = 0{,}0124$, $d = 270$ mm); 2Ø28 S400 ($\rho = 0{,}0383$, $d = 268$ mm). Betono stipriai $f_c = 14$ MPa, $f_{ct} = 1{,}35$ MPa, tamprumo modulis $E_c = 23800$ MPa.

Sijų bandymo tikslas – nustatyti betono plyšio plitimo kriterijus (Чубриков 1989). Todėl sijų grynojo lenkimo zonos viduryje buvo padaryta 60 mm gylio įpjova, imituojanti plyšį. Plyšio gylio kitimas buvo fiksuojamas pagal skerspjūvio aukštį užklijuotais 50 mm bazės tenzorezistoriais ir 100 mm bazės indikatoriais, plyšio pločio kitimo diagrama armatūros lygyje buvo automatizuotai braižoma panaudojant ant plyšio užstatyto specialaus matuoklio rodmenis. Armatūros deformacijos plyšyje matuotos 10 mm bazės tenzorezistoriais, užklijuotais ant armatūros strypų.

Sijos buvo apkraunamos pakopomis (kas 1/10 – 1/15 didžiausios apkrovos) iki 90 – 95 % suardančiosios apkrovos.

Publikacijoje (Чубриков 1989) pateikti sijų eksperimentiniai tempiamosios armatūros įtempiai ir plyšių pločiai. Kadangi sijų grynojo lenkimo zonoje buvo tiriamas tik vienas plyšys, jo pločio ir

armatūros įtempių palyginimas su apskaičiuotomis teorinėmis vertėmis yra sąlygiškas. Tačiau sprendžiant pagal sijų armavimo koeficientą galima teigti, kad silpnai armuotos ($\rho = 0{,}0048$) sijos grynojo lenkimo zonoje plyšiai yra išsidėstę labai retai, todėl išmatuoti plyšio pločiai yra ne vidutiniai, o artimi maksimaliai vertei. Sijos, kurios armavimo koeficientas $\rho = 0{,}0124$, išmatuoti plyšio pločiai priskirtini jų vidutinei vertei, ypač, kai prie didesnių apkrovos pakopų plyšių plitimas stabilizavosi. Perarmuotos sijos ($\rho = 0{,}0383$) tiriamo plyšio plitimui, sprendžiant pagal jo parametrų kitimą, turėjo įtakos tankiai išsidėstę gretimi plyšiai, todėl išmatuoti plyšio pločiai gali būti ir mažesni už vidutinę vertę.

Vertinant pastato laikančiųjų konstrukcijų techninę būklę tyrinėtos surenkamojo gelžbetonio briaunotos perdangų ir stogo plokštės (Иокубайтис, Пукялис 1983).

Perdangų P1-6 markės plokštės ($b \approx 200$ mm, $h = 350$ mm, $b_f = 1190$ mm, $h_f = 60$ mm, be skersinių briaunų) armuotos strypine S300 arba S400 klasės armatūra, jų armavimo koeficientai skiriasi ($\rho = 0{,}0141 – 0{,}02$). Plokštės buvo apkrautos nuolatine apkrova, virš jų buvo įrengtos ventkamerų patalpos (ventiliatorių sukeliama vibracija buvo nežymi). Pagal neardančiu metodu nustatytą betono kubikinį stiprį apskaičiuoti išvestiniai dydžiai: $f_{ct} = 2{,}92 – 3{,}56$ MPa, $E_c = 29600 – 33160$ MPa.

Stogo PKŽ – 2 markės plokštės ($b \approx 190$ mm, $h = 300$ mm, $b_f = 1480$ mm, $h_f = 30$ mm, su skersinėmis briaunomis) armuotos S300 arba S400 klasės armatūros strypais, jų armavimo koeficientas $\rho = 0{,}0081 – 0{,}0126$. Plokštės tyrimo metu buvo apkrautos nuolatine (be sniego) apkrova. Betono stipris $f_{ct} = 3{,}02 – 3{,}36$ MPa, tamprumo modulis $E_c = 29800 – 31980$ MPa.

Plokščių išilginių briaunų normalinių plyšių pločiai ir aukščiai 2 m ilgio ruožuose išmatuoti 24 kartus didinančiu mikroskopu, taip pat išmatuoti atstumai tarp plyšių.

Normalinių plyšių pločių skaičiavimo metodai

Vidutinis normalinių plyšių atsivėrimo plotis nustatomas iš sąlygos:

$$w_m + \varepsilon_{ct}\, l_{cr} = \varepsilon_{sm}\, l_{cr}\,, \qquad (1)$$

t. y. plyšio pločio w_m ir betono pailgėjimo tarp plyšių (ruože l_{cr}) suma yra lygi vidutiniam armatūros pailgėjimui šiame ruože. Šia sąlyga iš esmės remiasi visų projektavimo normų (STR 2.05.05:2005; Marčiukaitis ir kt. 2007; СНиП 52-101 2003) plyšių atsivėrimo skaičiavimo metodai.

Pagal šiuo metu Lietuvoje galiojantį statybos techninį reglamentą (STR 2.05.05:2005) vidutinis plyšio plotis:

$$w[\mathrm{STR}] \approx \psi_s\, \sigma_s / E_s\, l_{cr} - \varepsilon_{ct}\, l_{cr} = \delta\, \varphi_l\, \eta\, 20(3{,}5 - 100\,\rho)\, \sqrt[3]{\varnothing}\,/1{,}66, \qquad (2)$$

čia: ψ_s – tempiamosios armatūros deformacijų suvidutininimo koeficientas, σ_s – armatūros įtempiai plyšyje (1 pav., a), E_s – armatūros tamprumo modulis, δ – koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į veikiančių įrąžų pobūdį, φ_l koeficientu įvertinama apkrovos trukmė, η – koeficientas, kuriuo įvertinama armatūros ir betono sankiba, Ø – armatūros strypo skersmuo, mm. Didžiausias su 95 % tikimybe plyšio plotis $w_k = \beta\, w\,[\mathrm{STR}] \approx 1{,}66\, w\,[\mathrm{STR}]$.

Euronormomis (Marčiukaitis ir kt. 2007) vidutinis plyšio plotis apskaičiuojamas pagal formulę:

$$\begin{aligned} w[EC] &= \psi_s \sigma_s / E_s l_{cr} - \varepsilon_{ct} l_{cr} = \\ &= \left[\left(1 - k_t f_{ct,eff} \Big/ \left(\sigma_s \rho_{p.eff} \right) \sigma_s / E_s \right) - k_t f_{ct,eff} / E_{cm} \right] \cdot l_{cr} / 1{,}7, \end{aligned} \qquad (3)$$

čia: k_t – koeficientas, kuriuo įvertinama apkrovos trukmė, σ_s – armatūros įtempiai (1 pav., b), $f_{ct,\,eff}$ ir $\rho_{p,eff}$ – tempiamasis betono stipris ir armavimo koeficientas (armatūros ploto ir tempiamo betono ploto šios armatūros zonoje santykis), atstumas tarp plyšių $l_{cr} = l_{cr,max} = 3{,}4c + 0{,}425\, k_1 k_2 \varnothing / \rho_{p,eff}$, c – armatūros apsauginio sluoksnio storis, k_1 – koeficientas, kuriuo atsižvelgiama į apkrovos

trukmę, k_2 koeficientu įvertinamas veikiančių įrąžų pobūdis. Plotis $w_k = 1{,}7\ w$[EC].

Pagal Rusijos projektavimo taisyklių rinkinį (СНиП 52-101 2003) vidutinis plyšio plotis

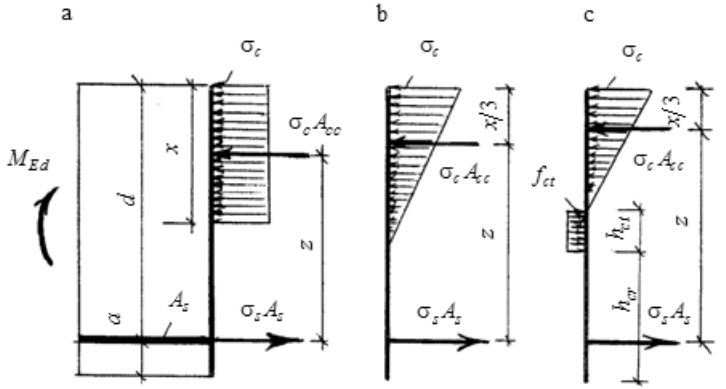
$$w[\text{RU}] = (\varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s l_s \sigma_s / E_s) / \beta, \quad (4)$$

čia: φ_1 ir φ_2 – koeficientai, kuriais atsižvelgiama į apkrovos trukmę ir armatūros su betonu sankibą, φ_3 koeficientu įvertinamas veikiančių įrąžų pobūdis, σ_s – armatūros įtempiai (1 pav., b), l_s – bazinis atstumas tarp plyšių. (4) formulėje $\varepsilon_{ct}\ l_{cr} = 0$. Šiuose plyšio pločio skaičiavimuose taikomas santykis $\beta = w_k / w$ [RU] ≈ 1,7.

Iš normalinio plyšio parametrų tarpusavio priklausomybės taip pat galima apskaičiuoti plyšio plotį (Jokubaitis, Kamaitis 2000):

$$w = \delta_c\ h_{cr} / h_{ct}, \quad (5)$$

čia: δ_c – kritinis plyšio atsivėrimo plotis jo viršūnėje, h_{cr} – plyšio aukštis (ilgis), h_{ct} – tempiamosios betono zonos virš plyšio aukštis.



1 pav. Skaičiuotinis įtempimų būvis pjūvyje per plyšį: a – pagal [STR], b – pagal [EC] ir [RU], c – pagal (Розенблюмас 1966) metodus

Kai yra stačiakampis ar tėjinis su lentyna gniuždomojoje zonoje skerspjūviai konstanta

$$\delta_c = 0{,}00012\, a\, \sqrt[3]{\varnothing}\, \varphi_l\, \eta / \omega, \qquad (6)$$

čia a – armatūros centro atstumas iki labiausiai tempiamo skerspjūvio krašto, $\omega = 100\,\rho$, kai $\rho \le 0{,}005$, $\omega = 125\,\rho$, kai $0{,}005 < \rho \le 0{,}008$ ir $\omega = 1$, kai $\rho > 0{,}008$, dydžius φ_l ir η žr. (2) formulėje.

Parametrus h_{cr} ir h_{ct} galima apskaičiuoti pagal (Розенблюмас 1966) metodiką (žr. 1 pav., c). Kai yra žinomas, būklės tyrimų metu išmatuotas, plyšio aukštis h_{cr}. Pagal (Розенблюмас 1966) galima tiesiogiai apskaičiuoti dydį h_{ct} ir nustatyti neutraliosios ašies padėtį.

Skaičiuojant vidinį jėgų petį z betono tamprumo moduliai E_{cm} armatūros redukavimo koeficiente α_e dauginami iš koeficiento μ: $\mu = 1$ pagal [EC], $\mu = f_{ck} / (0{,}0015\, E_{cm})$ pagal [RU], $\mu = 0{,}85$ pagal (Розенблюмас 1966). Taigi labiausiai sumažintas dydis z gali būti pagal [RU] metodikos nuostatas.

Skaičiuotinių plyšių pločių analizė

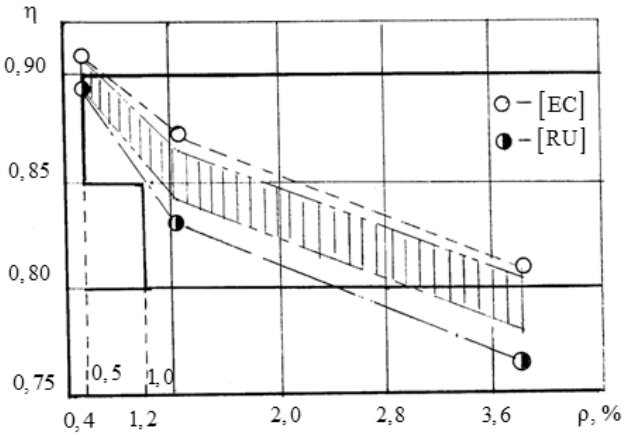
Remiantis pjūvio per plyšį skaičiuotiniais įtempimų būviais (1 pav.) apskaičiuotos peties z vertės. Jas leidžiama apskaičiuoti apytiksliai imant $z = (0{,}9 – 0{,}8)\, d$ pagal [EC] ir $z = 0{,}8\, d$ pagal [RU]. Šiame darbe z vertės pagal [EC] ir [RU] apskaičiuotos tiksliau, imant $z = d – x / 3$. Gniuždomosios zonos aukštis x nustatytas iš sąlygos, kad skerspjūvio tempiamosios ir gniuždomosios zonų statiniai momentai apie neutraliąją ašį yra lygūs. Santykio $\eta = z / d$ priklausomybė nuo armavimo koeficiento ρ parodyta 2 paveiksle.

Didėjant lenkiamųjų elementų armavimo koeficientui vidinių jėgų petis z mažėja. Kai yra silpnai ir stipriai armuoti elementai, z vertės gali skirtis nuo verčių, apskaičiuotų apytiksliai (žr. 2 pav.).

Sijų armatūros skaičiuotiniai ir eksperimentiniai įtempiai palyginti 3 paveiksle.

Skaičiuotinės armatūros įtempių pagal [STR] ir [EC] vertės tarpusavyje labai gerai sutampa visais atvejais: santykio σ_s[EC] / σ_s[STR] vidurkis sijose ir plokštėse yra 0,987 ir1,017. Didžiausias tarp šių įtempių skirtumas yra 4 %. Tai rodo, kad

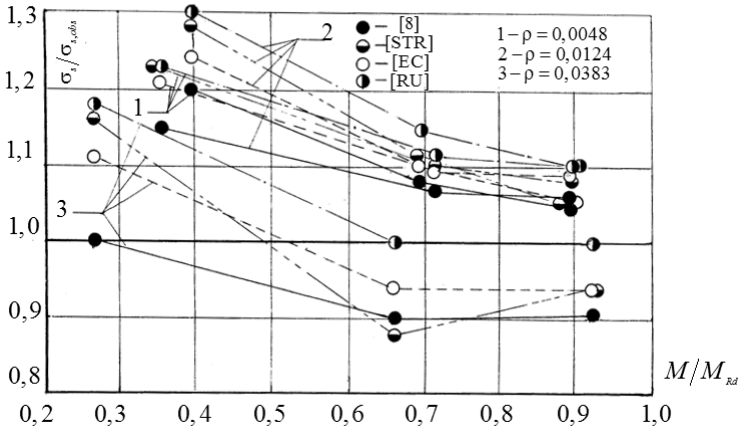
sudėtingame armatūros įtempių pagal [STR] skaičiavime – taikant prielaidą apie gniuždomosios zonos betono įtempių vienodą pasiskirstymą (1 pav., a) ir taisant šią grubią prielaidą empiriniais koeficientais – iš esmės imama ta pati trikampė gniuždomosios zonos betono įtempių diagrama kaip ir euronormose (1 pav., b), kuriose armatūros įtempių skaičiavimas yra logiškesnis ir gana paprastas. Matyt, dėl šios priežasties armatūros įtempių σ_s [RU] skaičiavime taip pat pereita prie tokio paties įtempimų būvio – imant trikampę gniuždomosios zonos betono įtempių diagramą.



2 pav. Santykio $\eta = z / d$ kitimo ribos sijose (užštrichuotas plotas – η kitimo laukas pagal [STR])

Lyginant su eksperimentinėmis $\sigma_{s,obs}$ (= $\varepsilon_s E_s$) vertėmis (3 pav.) sijų skaičiuotiniai armatūros įtempiai yra apie 1,1 – 1,3 karto didesni pradinėje plyšių plitimo stadijoje (kai M / M_{Rd} = 0,2 – 0,4). Kai plyšių plitimas stabilizavosi (prie M / M_{Rd} = 0,6 – 0,9 ir esant armavimo koeficientui $\rho = 0{,}0048 – 0{,}0124$), skaičiuotiniai σ_s įtempiai tik apie 1,1 karto viršija eksperimentinius. Pastarųjų didumui pleišėjimo pradžioje galėjo turėti įtakos dirbtinė 60 mm gylio įpjova. Perarmuotos sijos gniuždomame betone, kai santykis $M / M_{Rd} \geq 0{,}6$, pasireiškia didesnės plastinės deformacijos. Todėl

[STR], [EC] ir (Розенблюмас 1966) skaičiavimuose σ_s įtempių vertės gautos mažesnės už eksperimentines. Lyginant su pastarosiomis pagal [RU] apskaičiuoti armatūros įtempiai yra didesni, nes [RU] metode atsižvelgiama į gniuždomo betono plastines deformacijas (tamprumo modulis E_{cm} mažinamas koeficientu μ).



3 pav. Skaičiuotinių ir eksperimentinių sijų armatūros įtempių palyginimas

Plokščių tempiamosios armatūros σ_s [RU] įtempiai beveik nesiskiria nuo apskaičiuotų σ_s [STR] įtempių (didžiausias skirtumas – 4 %). Pagal (Розенблюмас 1966) metodiką apskaičiuoti σ_s yra vidutiniškai 3 % mažesni už σ_s [STR] įtempius.

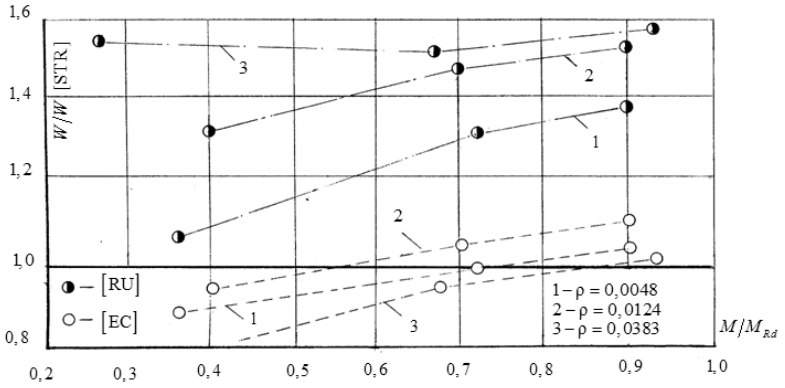
Normalinio plyšio plotis tiesiogiai proporcingas armatūros σ_s įtempiams. Plyšių pločio vertės pateiktos lentelėje. Joje apskaičiuoti santykiai $\lambda = w_{cal}/w_{obs}$ rodo, kad geriausiai skaičiuotinės ir eksperimentinės plyšio pločio vertės sutampa, kai šis plotis apskaičiuotas pagal (5), o aukštis h_{ct} – pagal (Розенблюмас 1966) metodiką imant tyrimais nustatytas h_{cr} vertes.

Plyšio pločio eksperimentinės w_{obs} ir skaičiuotinės w_{cal} vertės

Elemento pavadinimas	ρ	M / M_{Rd}	w_{obs}, mm	Plyšių plotis, mm							
				$w(5)$	λ	W[STR]	λ	W[EC]	λ	W[RU]	λ
Sijos	0,0048	0,36	0,112	0,091	0,81	0,109	0,97	0,09	0,80	0,118	1,05
		0,72	0,217	0,214	0,99	0,216	1,00	0,213	0,98	0,286	1,34
		0,90	0,273	0,285	1,04	0,269	0,99	0,275	1,01	0,370	1,36
	0,0124	0,40	0,050	0,044	0,88	0,049	0,98	0,045	0,90	0,060	1,20
		0,70	0,088	0,089	1,01	0,084	0,95	0,086	0,98	0,113	1,27
		0,90	0,120	0,119	0,99	0,107	0,89	0,114	0,95	0,148	1,23
	0,0383	0,27	0,031	0,025	0,81	0,023	0,74	0,017	0,55	0,036	1,16
		0,67	0,085	0,092	1,08	0,056	0,61	0,053	0,62	0,085	1,00
		0,93	0,117	0,121	1,03	0,077	0,66	0,077	0,66	0,121	1,03
Plokštė (P1-6)	0,0141	0,52	0,080	0,069	0,86	0,102	1,28	0,087	1,09	0,190	2,40
	0,0201	0,61	0,095	0,094	0,99	0,065	0,68	0,062	0,65	0,158	1,66
	0,0155	0,53	0,087	0,111	1,28	0,104	1,20	0,087	1,00	0,256	2,94
Plokštė (PKŽ-2)	0,0126	0,42	0,083	0,053	0,64	0,076	0,92	0,062	0,75	0,128	1,54
	0,0081	0,67	0,143	0,132	0,92	0,089	0,62	0,105	0,73	0,217	1,52
	0,010	0,39	0,081	0,078	0,96	0,102	1,26	0,064	0,79	0,137	1,69
			Σ	0,95		0,92		0,83		1,49	

Išskyrus siją, kurios ρ = 0,0048, visų kitų elementų plyšių plotis apskaičiuotas kaip vidutinis, t.y. apskaičiuotos jo vertės sumažintos dalinant iš koeficiento β = 1,7.

Plyšių pločio skaičiuotinės vertės, išskyrus w [RU] vertes, vidutiniškai gautos mažesnės už eksperimentines. Neperarmuotų sijų skaičiuotiniai plyšių pločiai w [STR] ir w [EC] palyginti gerai sutampa su tyrimais nustatytomis vertėmis (santykio λ vidurkis yra apie 0,95). Sijų plyšio pločio matavimo tikslumui pradinėje plyšių plitimo stadijoje galėjo turėti įtakos 60 mm gylio įpjova. Be to, išmatuoti plyšio parametrai galėjo ne visiškai atitikti visų grynojo lenkimo zonos plyšių pločio vidutines ar maksimalias (charakteristines) vertes. Tai ypač matyti perarmuotos sijos atveju. Didelei santykio λ sklaidai plokščių atveju galėjo turėti įtakos apkrovos ir betono rodiklių įvertinimo netikslumai. Plyšių pločio w [RU] vertės yra ženkliai didesnės už apskaičiuotas kitais metodais (žr. lent. ir 4 pav.). Jų didumui turi reikšmės ne tik didesni σ_s [RU] įtempiai, bet ir ženkliai, ypač plokščių atveju, padidinta $\varphi_2 l_s$ sandauga.



4 pav. Skaičiuotinių plyšių w [EC] ir w [RU] pločių palyginimas su w [STR] pločiu

Išvados

Lenkiamųjų paprastojo gelžbetonio elementų tempiamosios armatūros skaičiuotiniai įtempiai pagal [STR] ir [EC] labai gerai

sutampa. Jų skaičiavimas pagal [EC] yra paprastesnis ir logiškesnis. Skaičiuotiniai įtempiai pagal [RU] yra nedaug didesni, nes įvertinamos gniuždomo betono plastinės deformacijos.

Apskaičiuotų pagal [STR] ir [EC] sijų normalinių plyšių pločiai, kai apkrova sudaro apie 70 % irimo apkrovos, yra vienodi. Kai sijų ir plokščių apkrova sudaro vidutiniškai apie 52 % skaičiuotinės irimo apkrovos, *w* [EC] pločiai vidutiniškai yra apie 12 % mažesni už *w* [STR] vertes. Ženkliai didesnis skaičiuotinis *w* [RU] plyšių plotis. Čia santykis β vidutiniškai yra lygus 2 ir 3,3 atitinkamai sijose ir plokštėse. Taigi pagal [RU] projektavimo normas užtikrinama didesnė tikimybė, kad nebus pasiekta ribinė plyšio pločio vertė, kuri, esant aplinkos klasėms XO, XC1, yra vienoda visose minimose projektavimo normose.

Vertinant paprastojo gelžbetonio lenkiamųjų elementų būklę gali būti panaudota (5) išraiška, leidžianti apskaičiuoti plyšio plotį ar skerspjūvio neutraliosios ašies padėtį, kai žinomi (tyrimais nustatyti ar apskaičiuoti) plyšio ir tempiamosios zonos virš plyšio aukščiai.

Literatūra

Jokūbaitis, V.; Kamaitis, Z. 2000. *Gelžbetoninių konstrukcijų pleišėjimas ir remontas*: monografija. Vilnius: Technika. 155 p.

Marčiukaitis, G. ir kt. 2007. *Gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas pagal euronormas*: vadovėlis. Vilnius: Technika. 339 p.

STR 2.05.05:2005. Betoninių ir gelžbetoninių konstrukcijų projektavimas. Vilnius: Rekona, 2005. 123 p.

Иокубайтис, В.; Пукялис, П. 1983. Оценка напряженно - деформированного состояния эксплуатируемых изгибаемых железобетонных конструкций. *Сб. трудов «Железобетонные конструкции»* 12: 83 – 92. Вильнюс.

Розенблюмас, А. М. 1966. Расчет армированных бетонных конструкций с учетом растягивающих напряжений в бетоне. В кн. *Исследования по железобетонным конструкциям* 1: 3 – 32. Вильнюс: Минтис.

СП 52 - 101 - 2003. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры. Госстрой России. Москва, 2003. 71 с.

Чубриков, В. М. 1989. *Критерии механики разрушения в оценке напряженного состояния в сечении с трещиной изгибаемого железобетонного элемента*. Москва. ВНИИИС. 24 с.

PECULIARITIES OF METHODS FOR CALCULATION OF NORMAL CRACK WIDTH IN REINFORCED CONCRETE MEMBERS

V. Jokūbaitis

Summary

The width of normal cracks in the level of tensile reinforcement was calculated according to the various methods and using the data obtained from experimental tests of reinforced concrete beams (without reinforcement pre-stress), pre-cast reinforced concrete slabs and ribbed roof slabs. The numerical results were compared to the actual crack widths measured during the experimental tests. The performed analysis shown that the appearance of normal cracks is estimated almost equally according both Eurocode and Lithuanian code (STR). Although the calculated crack width is significantly greater when using the method given in Russian code. The proposed interrelationship between different crack parameters could be used for the calculation of crack appearance and the position of neutral axis within the depth of the section while investigating and evaluating the structures.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

INOVACIJOS FASADINĖSE KONSTRUKCIJOSE

Artiomas Kuranovas
UAB „Hrono fasadai“
akuranovas@hronofasadai.lt

Anotacija. Šiame straipsnyje iškeliama ir nagrinėjama fasadinių stiklinių atitvarinių konstrukcijų šilumos nuostolių problema. Aptariami inovatyvūs šios problemos sprendimo būdai bei atliekama jų veiksmingumo analizė.

Įvadas

Rinkdamiesi langus gyvenamiesiems namams, stiklinį fasadą biurų pastatui, visų pirma kreipiame dėmesį į jo išvaizdą, tada pasižiūrime į kainą ir pagal šiuos rodiklius pasirenkame išvaizdą už priimtiną kainą. Bet jei matytume, kiek kuris langas praranda šilumos, – šis parametras tikrai nustelbtų tuodu minėtuosius.

Pasaulinės tendencijos

Globalinis atšilimas — mūsų dienų baubas, apie kurį kažką ir kažkiek esame girdėję visi. Žinome, kad su juo yra susiję ledynų tirpimas, temperatūros kilimas, netgi žinome, kad dėl to kaltos kažkokios dujos, tarsi polietileno plėvelė dengiančios Žemę ir sukuriančios šiltnamio efektą.

Šiuo metu, vykstant globaliniam atšilimui, pasaulis pagaliau susiprotėjo, kad reikia mažinti nuodingų medžiagų patekimą į aplinką, reikia perdirbinėti atliekas, panaudoti atsinaujinančius energijos šaltinius. Praėjusiu kelių metų naftos kainų augimas,

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

privertė pasaulį intensyviau galvoti apie energijos šaltinių alternatyvas. Masiškai gaminama energiją taupanti buitinė technika, efektyvios transporto priemonės, varomos elektra, gaunama iš saulės baterijų, heliu, hibridiniai varikliai ir t. t.

Statybų sritis neatsiliko nuo kitų sričių ir irgi pradėjo griežtinti reikalavimus, siekdama sumažinti energijos vartojimą šildyti, vėsinti ir apskritai pastatų eksploatacijos sąnaudas. Buvo sugriežtinti reikalavimai pastatų atitvarų šilumos nuostoliams. Dabartiniai Lietuvoje galiojantys reikalavimai pateikti lentelėje toliau.

Pasauliniais stiklinių atitvarų novatoriais pripažinti vokiečiai prieš keletą metų paskelbė savo ilgalaikę viziją, kurioje kaip pagrindinis akcentas išskiriama fasadų projektavimo filosofija ENERGY^2 (http://www.schueco.lt), t. y. atitvarinės konstrukcijos turi ne tik taupyti energiją, bet ir ją gaminti, panaudodamos saulės energiją!

Šiame straipsnyje aprašytos pasaulinės inovacijos energijos taupymo srityje.

Šilumos nuostoliai

Langai yra šilumą praleidžiančios konstrukcijos ir gyvenamoji patalpa pro juos gali prarasti iki 45 % energijos (šilumos arba atvirkščiai – kondicionuojamo šalčio), o biurų patalpos netgi ir daugiau dėl priežasčių, išvardintų 1 pav.

Pagal galiojantį STR 2.05.01:2005 „Pastatų atitvarų šiluminė technika“ statybos techninį reglamentą, pastatų atitvarinės norminės šilumos U_N bei ilginių šiluminių tiltelių perdavimo koeficientų reikšmės neturėtų viršyti dydžių, pateiktų 1 lentelėje.

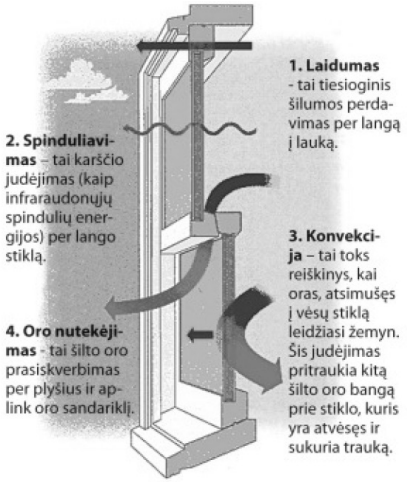
Lentelėje galima pastebėti, kad stiklinėms atitvarinėms konstrukcijoms pagal normatyvinius dokumentus galima iki 8 kartų daugiau praleisti šilumą į išorę nei sienoms, stogams. Gal tai ir nedideli nuostoliai butui su vienu langu, bet pagalvokime apie nuostolius, kuriuos patiria administracinių pastatų, kuriuose įrengti

šio metu madingi ištisiniai stikliniai fasadai, šeimininkai arba nuomininkai.

1 lentelė. Pastatų atitvarų norminės šilumos perdavimo koeficiento U_N, W/(m^2·K) ir ilginių šiluminių tiltelių šilumos perdavimo koeficiento Ψ_N, W/(m·K) vertės

Atitvaros rūšis	Gyvenamieji pastatai	Negyvenamieji pastatai	
		Viešosios paskirties pastatai*	Pramonės pastatai**
Stogai Perdangos, kurios ribojasi su išore	$U_N = 0{,}16 \cdot \kappa$	$U_N = 0{,}20 \cdot \kappa$	$U_N = 0{,}25 \cdot \kappa$
Sienos	$U_N = 0{,}20 \cdot \kappa$	$U_N = 0{,}25 \cdot \kappa$	$U_N = 0{,}30 \cdot \kappa$
Langai ir kitos skaidrios atitvaros	$U_N = 1{,}6 \cdot \kappa$	$U_N = 1{,}6 \cdot \kappa$	$U_N = 1{,}9 \cdot \kappa$
Durys, vartai	$U_N = 1{,}6 \cdot \kappa$	$U_N = 1{,}6 \cdot \kappa$	$U_N = 1{,}9 \cdot \kappa$
Ilginiai šiluminiai tilteliai	$\Psi_N = 0{,}18 \cdot \kappa$	$\Psi_N = 0{,}20 \cdot \kappa$	$\Psi_N = 0{,}25 \cdot \kappa$

Čia: $\kappa = 20/(\theta_i - \theta_e)$ – temperatūros pataisa, θ_i – patalpų vidaus oro temperatūra, °C; θ_e – šildymo sezono vidutinė išorės oro temperatūra arba gretimos patalpos projektinė vidaus oro temperatūra, °C.



1 pav. Nuostolių tipai per stiklines atitvaras

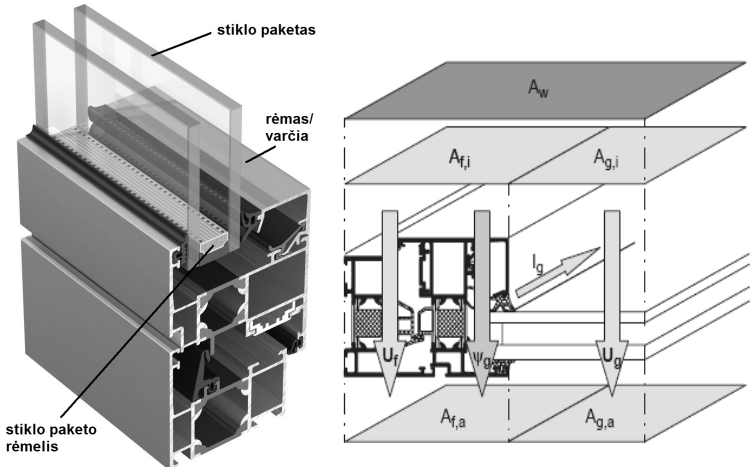
Pasitelkiant žemiau pateiktą lygtį, galima nesunkiai paskaičiuoti, kiek prarandama energijos per Lietuvoje įprastai naudojamas konstrukcijas, ir per kokį laikotarpį atsipirktų šiuolaikiškos pagerintos šilumos izoliacijos konstrukcijos.

Bendras stiklinės konstrukcijos šilumos laidumas atitinkamai apskaičiuojamas:

$$U_w = \frac{A_g U_g + A_f U_f + l_g \psi_g}{A_g + A_f}, \qquad (1)$$

čia U_w – stiklo konstrukcijos su rėmais šilumos perdavimo koeficientas; U_f, U_g – rėmo ir stiklo paketo šilumos perdavimo koeficientas; ψ_g – stiklo paketo rėmelio linijinis šilumos perdavimo koeficientas; l_g – stiklo paketo rėmelio perimetras; A_g, A_f – stiklo paketo ir rėmo profilių plotas.

Visų reikšmių paaiškinimai pateikti 2 pav. (http://www.hronofasadai.lt; http://www.schueco.lt).

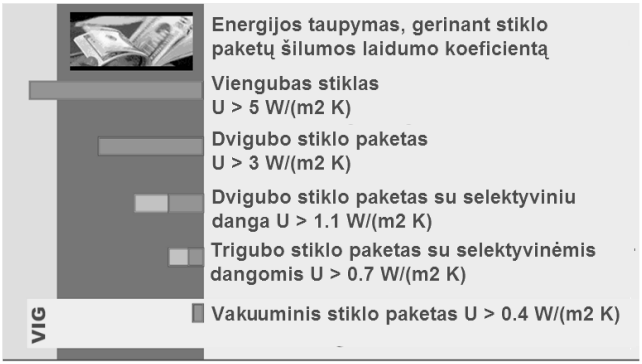


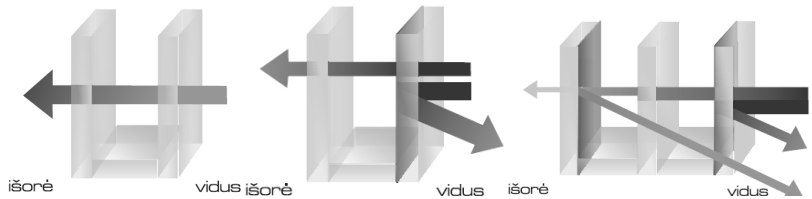
2 pav. Stiklinių konstrukcijų dalys ir lygties (1) reikšmių vaizdavimas

Kaip matyti iš bendro stiklinės atitvaros šilumos laidumo lygties, šilumos nuostoliai susidaro per stiklo paketą, stiklo paketo rėmelį, konstrukcijos rėmo/varčių profilius.

Taigi yra trys pagrindinės technologijų vystymo kryptys, gerinti stiklo paketų šilumines charakteristikas, mažinti šilumos tiltelių per stiklo paketo rėmelį reikšmę bei didinti konstrukcijos rėmo/varčių šiluminę varžą.

Nuostoliai per stiklo paketą sudaro didžiausią dalį šiuolaikinių konstrukcijos bendrų nuostolių ~55–70 %; rėmelio įtaka ~ 10–15 %; rėmo profilių ~ 20–30 %. Taigi per stiklo paketą ir paketo rėmelį susidaro didžiausi šilumos nuostoliai ~65–85 %. O tai reiškia, kad veiksmingiausias būdas gerinti konstrukcijos šilumines charakteristikas – pasinaudoti paskutinėmis stiklo gamybos technologijomis, naudoti šilumą taupančius stiklo paketus.



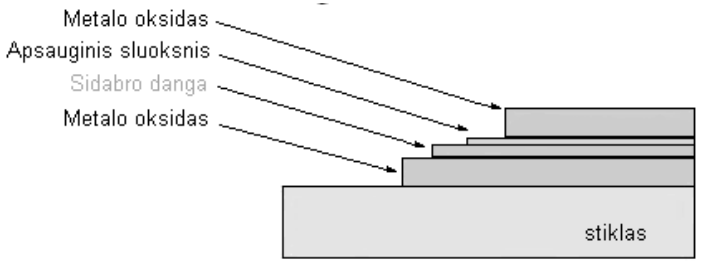


Dvigubo stiklo paketas | Dvigubo stiklo paketas su selektyvine danga | Trigubo stiklo paketas su selektyvinėmis dangomis

3 pav. Stiklo paketų palyginamos šilumos laidumo vertės ir funkcionavimo schemos

Įvairių stiklo paketų palyginamos šilumos laidumo vertės pavaizduotos 3 pav. (http://www.skp.lt).

Šiuo metu plačiausiai naudojami dvigubo stiklo paketai su selektyvine danga (http://www.hronolangai.lt/index.php?cid=1632) U > 1,1 W/(m^{2}K) (4 pav.).



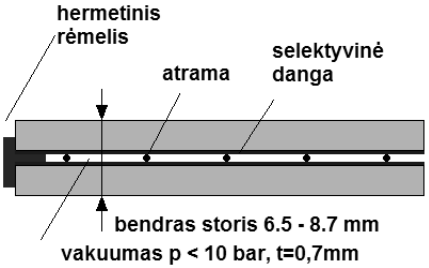
4 pav. Stiklo su selektyvine danga struktūra

Selektyvinio stiklo paviršius yra padengtas plika akimi nematomu metalų ir jų oksidų sluoksniu, kurio pagrindinė savybė – atspindėti šiluminius spindulius. Dangos struktūra pateikta 4 pav.

Pasinaudojant šiuolaikinėmis techninėmis galimybėmis, įmanoma stiklo paketo šilumos laidumą sumažinti net iki 0,5 W/(m^{2}K), naudojant trigubo stiklo paketą su selektyvinėmis dangomis, ir kriptono, ksenono dujas kaip užpildą tarp stiklų. Taigi, bendras konstrukcijos šilumos laidumas, panaudojant aukščiau aprašytus stiklo paketus, sumažėja per pus, kas reiškia, kad dvigubai mažiau reikės išleisti šildymui, kas yra ypatingai aktualu pastatams, turintiems ištisinius stiklinius fasadus.

Atrodo, kad stiklo paketų šiluminės charakteristikos pasiekė didžiausia įmanoma teorinę reikšmę. Bet 2008 metais spalio mėnesį Diuseldorfe, Vokietijoje, stiklinių konstrukcijų parodoje buvo pristatytas stiklo paketas, kurio šilumos laidumo koeficientas siekia tik 0,3 W/(m^{2}K).

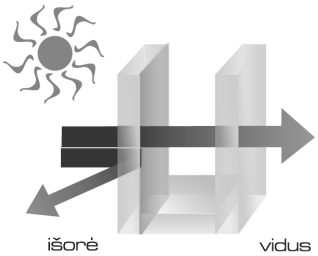
Naujos kartos stiklo paketas sudarytas iš dviejų stiklų, kuriuos atskiria 0,7 mm vakuumo tarpas (5 pav.).



5 pav. Vakuuminio stiklo paketo struktūra

Vakuuminio paketo perimetru praeina hermetiškas rėmelis neleidžiantis pasikeisti spaudimui tarp stiklu, kuris dažniausiai siekia 10 bar. Tam, kad stiklai nesusiliestų vienas su kitu, tarp stiklų įterpiamos akiai nepastebimos nerūdijančio plieno taškinės atramos. Šis inovacinis gaminys leidžia ne tik sumažinti šilumos laidumą iki sienom reikalaujamo dydžio, bet ir sumažina stiklo paketo storį iki 6,5–8,7 mm. Trigubo stiklo paketų bendras storis dažnai būna didesnis nei 40 mm. Be to, vakuuminis stiklo paketas padidina šviesos pralaidumą į patalpą ir sveria 30 % mažiau lyginant su trigubo stiklinimo paketais.

Šiuo metu populiarėja multifunkcinemis savybėmis pasižymintys stiklo paketai, kurie ne tik sumažina šilumos nuostolius, bet ir apsaugo pastatą nuo saulės radiacijos, kas leidžia mažinti vėsinimo kaštus. Principinė multifunkcinio paketo funkcionavimo schema parodyta 6 pav. (http://www.skp.lt).



6 pav. Multifunkcinio stiklo paketo funkcionavimo schema

Kitas efektyvus būdas mažinti stiklo konstrukcijų šilumos nuostolius, naudoti mažesnį linijinį šilumos perdavimo koeficientą turinčius paketo rėmelius.

Rėmelio įtaka bendram konstrukcijos šilumos laidumo koeficientui pavaizduota 2 lentelėje.

2 lentelė. Rėmelio įtaka bendram konstrukcijos šilumos laidumo koeficientui

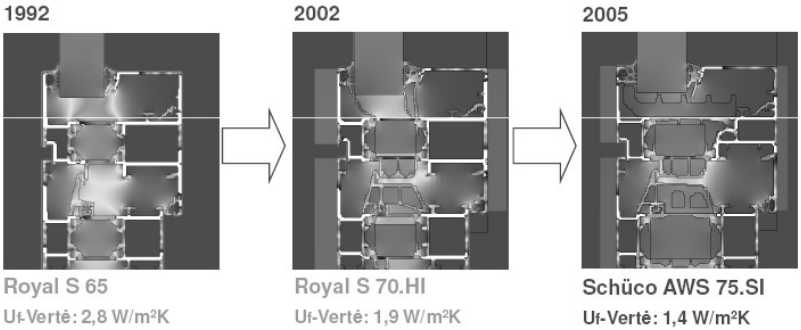
Rėmelio tipas	Ψg, W/mK	U_w, W/m2K
Aliumininis konvekcinis	0,108	1,57
Aliumininis	0,080	1,49
Cromatech	0,065	1,46
Flachglass (TIS)	0,062	1,46
Swisspacer	0,055	1,44
Henkel-Teroson	0,049	1,42
Thermix	0,048	1,42
Chemetall (TPS)	0,048	1,42
TGI (Technoform Glasinsulation)	0,048	1,41

Čia: ψ_g – stiklo paketo rėmelio linijinis šilumos perdavimo koeficientas; U_w – bendras stiklo konstrukcijos su rėmais šilumos perdavimo koeficientas, nagrinėjant langinę konstrukciją, pavaizduota viršutiniame paveikslėlyje žemiau esančioje lentelėje.

Kaip matosi iš lentelių, geresnių charakteristikų rėmelių panaudojimas leidžia iki 10 % sumažinti bendrus konstrukcijos šilumos nuostolius.

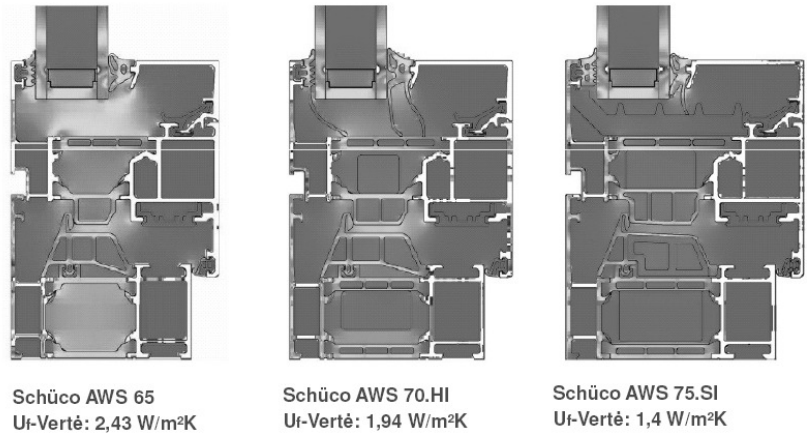
Dar vienas, efektyvesnis būdas padidinti stiklinių konstrukcijų varžą yra naudoti naujos kartos rėmo/varčios aliuminio profilius HI (High Insulation), kurių šilumos laidumo koeficientas iki 2 kartų mažesnis, palyginus su įprastais 9-to dešimtmečio pabaigoje atsiradusiais profiliais, kurie yra labai populiarūs Rytų Europoje iki šiol.

Bendra profilių sistemų vystymo raida, kartu su profilių šilumos laidumu izolinijų pagalba pavaizduota 7 pav. (http://www.schueco.lt).



7 pav. Rėmo šilumos perdavimo koeficiento vystymosi raida

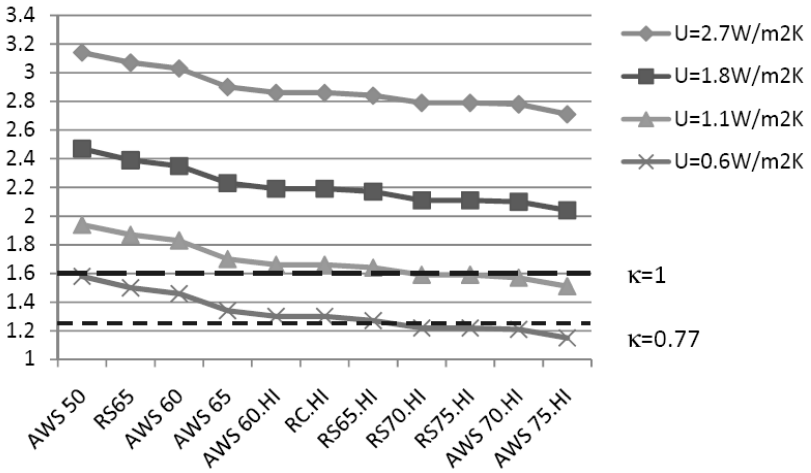
Dabartinėje šiuolaikinių profilių sistemų gamoje galima parinkti šiluminį koeficientą pagal būtinumą nuo 2,5 iki 1,4 W/(m^2 K) (8 pav.) (http://www.schueco.lt).



8 pav. HI profilių sistemų įvairovė

Konstrukcijų bendro šilumos laidumo koeficiento priklausomybė nuo pasirinktos profilių sistemos pavaizduota 9 pav., nagrinėjant langinę konstrukciją pavaizduota žemiau pateiktoje

lentelėje viršutiniame paveikslėlyje, priimant stiklo paketo šilumos laidumo koeficiento U_g reikšmes 0,6, 1,1 1,8 ir 2,7 W/(m^2 K).

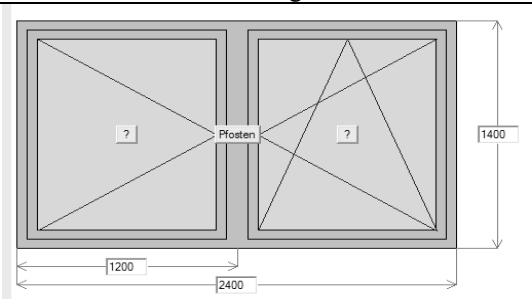
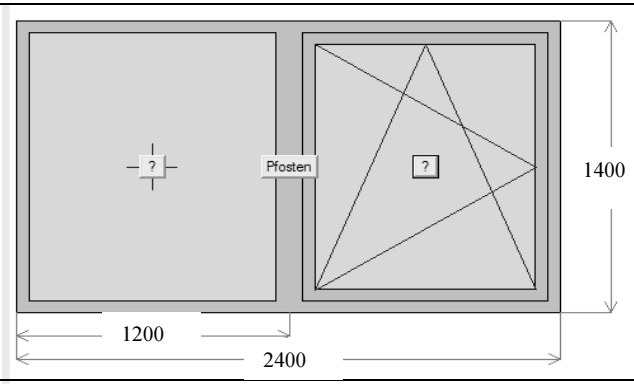
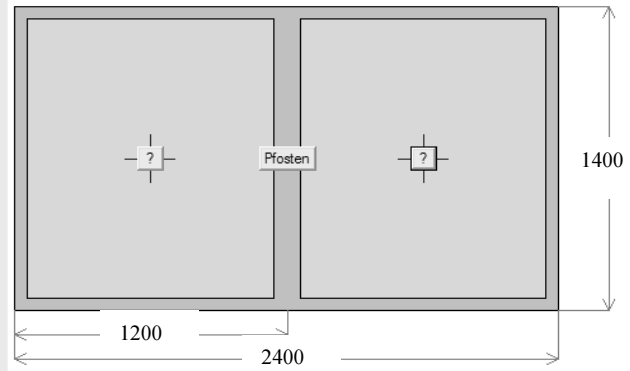


9 pav. Konstrukcijų šilumos laidumo koeficiento priklausomybė nuo pasirinktos profilių sistemos

Kaip matyti iš grafiko, tik panaudojus stiklo paketus su U_g = 1,1 W/(m^2 K), su kai kuriomis sistemomis pasiekiami STR 2.05.01:2005 nurodyti reikalavimai kai κ = 1, t.y. išorės temperatūra 0^{o}C, o vidaus +20 ^{o}C. Jeigu priimama vidutinę žemiausią išorės temperatūrą vasario mėnesį pagal statybinės klimatologijos RSN 156-94 nurodymus, gauname κ = 0,77, tai reiškia, kad U_w = 1,23 ir būtina naudoti trigubo stiklinimo paketus.

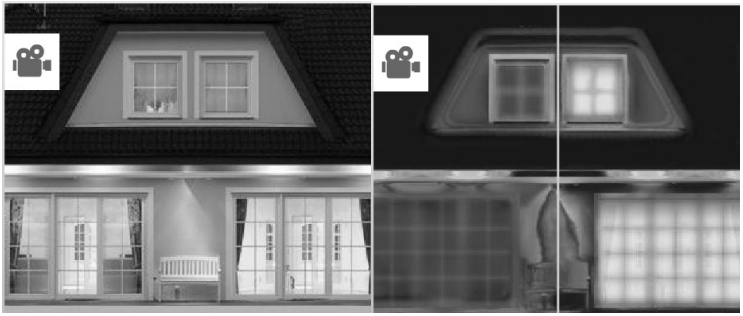
Žemiau esančioje lentelėje pateikta konstrukcijos bendro šilumos laidumo koeficiento priklausomybė nuo profilių panaudojimo. T. y. kuo tankesnis yra konstrukcijos sudalinimas, tuo didesni konstrukcijos šilumos nuostoliai, kadangi didėja santykinis profilių paviršiaus plotas A_f .

Šilumos perdavimo koeficiento U_w priklausomybė nuo profilių tankumo

Lango schema	U_w
	1,58
	1,40
	1,21

Lentelės rezultatai parodo, kad varstomų dalių įterpimas į konstrukciją sumažina šilumos laidumą 25 %.

10 pav. (http://www.schueco.lt) pateikta namo, kuriame kairėje pusėje sumontuoti langai su trigubo stiklinimo paketais HI aliuminio rėmuose, o dešinėje pusėje – įprastos stiklinės konstrukcijos, nuotrauka. Šalia pateikiama termovizorio pagalba daryta šilumos nuostolių nuotrauka.



10 pav. HI ir įprastų konstrukcijų termovizinis palyginimas

Kaip matome, kairėje pusėje stiklinės konstrukcijos spalvos beveik visiškai sutampa su aklinomis sienomis, o dešinėje pusėje, kurioje sumontuoti įprasti langai, matome ryškiai geltonas, rėmų vietoje netgi raudonas spalvas, kurios prilygsta apšvietimo elemento, esančio karnizo apačioje, šiluminiam spinduliavimui.

Išvados

1. Įprastoms stiklinėms atitvarom pagal statybinius normatyvinius dokumentus leidžiama praleisti šilumos iki 8 kartų daugiau nei tai leidžiama aklinoms sienoms arba stogams. Dėl to, ypatingai šiuolaikinės architektūros biurų pastatuose, kur santykinis stiklinių atitvarų panaudojimas fasade yra ganėtinai aukštas, šilumos nuostoliai ir šildymo kaštai būna didesni, palyginus su gyvenamųjų namų patalpomis. Be to, naudojant įprastas medžiagas stiklinėse atitvarinėse konstrukcijose, šilumos laidumo koeficiento reikšmė dažnai būna gerokai didesnė už normines ir net leistinas.

2. Pagrindiniai nuostoliai stiklinėse konstrukcijose susidaro dėl stiklo paketų ~50–70 %, jų perimetrinių rėmelių ~10–15 % ir rėmų/varčių profilių 20–25 % aukšto šilumos pralaidumo įprastinėse konstrukcijose.

3. Naujų inovacinių produktų panaudojimas stiklinėse konstrukcijose leidžia sumažinti šilumos nuostolius iki kelių kartų.

4. Lietuvos normatyviniuose dokumentuose nurodytos leidžiamos ir normatyvinės stiklinių atitvarų šilumos laidumo reikšmės gerokai atsilieka nuo Vakarų Europos šalių. Žiūrint į pasaulinės ekonomikos tendencijas ir energinių resursų kainų šuolius, jau dabar pastatus būtina projektuoti taip, kad pastato eksploataciniai kaštai, kurie priklauso nuo energetinių resursų, mažėtų, ko pasiekoje turės būti sugriežtinti ir reikalavimai atitvaroms, tame tarpe ir stiklinėms konstrukcijoms.

Literatūra

http://www.schueco.lt.

http://www3.lrs.lt/pls/inter2/dokpaieska.showdoc_l?p_id=260821.

http://www.hronofasadai.lt.

http://www.skp.lt.

http://www.hronolangai.lt/index.php?cid=1632.

RSN 156-94. *Statybinė klimatologija*. Vilnius: Rekona, 1995.

STR 2.05.01:2005. *Pastatų atitvarų šiluminė technika*.

CURTAIN WALLING INNOVATIONS

A. Kuranovas

Summary

The problem of thermal losses of facade curtain walls construction is analyzed in the article. Innovative design methods are presented and the analysis of the thermal efficiency of such structures is done.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

TILTO TAURO GELŽBETONINIŲ ŽIEDINIO SKERSPJŪVIO STULPŲ PROJEKTAVIMAS RIBINIŲ BŪVIŲ IR TIKIMYBINIAIS METODAIS

Romualdas Kliukas[1], Antanas Kudzys[2]

[1]*Vilniaus Gedimino technikos universitetas*

pirmininkas@adm.vgtu.lt

[2]*Kauno technologijos universiteto Architektūros ir statybos institutas*

asi@asi.lt

Anotacija. Nagrinėjamas kelio tilto taurų betoninių žiedinio skerspjūvio stulpų efektyvumas. Pateiktas stabilizuojančiųjų taurų įrąžų ir laikomosios galios modeliavimas. Analizuojami ribinių būvių ir tikimybiniai skaičiavimo metodai. Pasiūlytas supaprastintas, tačiau pakankamai tikslus tikimybinis metodas.

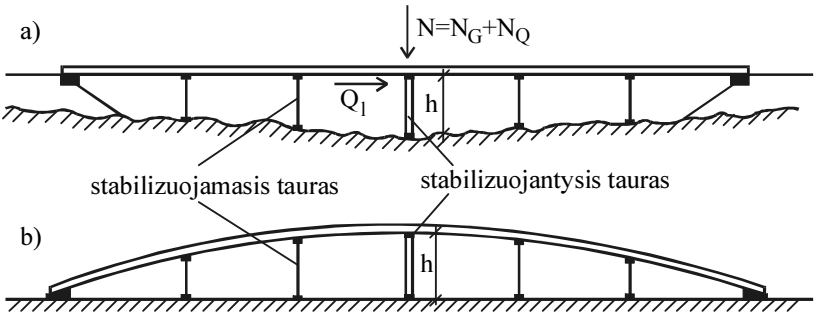
Įvadas

Žiedinio skerspjūvio stulpai atitinka stabilizuojančiųjų ir stabilizuojamųjų tilto taurų ekonominius, konstrukcinius ir estetinius reikalavimus. Ant taurų gulinti perdanga atitinkamai yra įtvirtinta arba gali slankioti (1 pav.). Stabilizuojančiųjų taurų stulpai yra didesnio skerspjūvio ir stipriau armuoti, kad sugebėtų perduoti pamatams ne tik vertikalias, bet ir horizontalias jėgas ir lenkimo momentus.

Lietuvoje ir Pasaulyje tilto konstrukcijų projektavimo srityje taikomi pusiau tikimybinio ribinių būvių metodo daliniai saugos faktoriai, skirti medžiagų ir apkrovų skaičiuotinėms vertėms apskaičiuoti. Tačiau taurų projektavimo taisyklėse nėra nurodytos

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

žiedinio skerspjūvio gelžbetoninių elementų projektavimo ribinių būvių metodu ypatybės ir jų atlikimo sąlygos.



1 pav. Daugiaangiai slėnio (a) ir sankirtos (b) tiltai

Reikia apgailestauti, kad tarptautiniuose ir nacionaliniuose projektavimo kodeksuose, standartuose ir reglamentuose nesuformuluoti naujų ir esamų tiltų konstrukcinės saugos vertinimo algoritmai. Visais atvejais metodinė ir matematinė tikimybinio skaičiavimo formuluotė turėtų būti analogiška šiuo metu naudojamo pusiau tikimybinio projektavimo traktuotei. Šio straipsnio tikslas yra skatinti transporto ir statybos inžinierius naudoti žiedinio skerspjūvio gelžbetoninius stulpus tiltų taurams ir tikimybinius metodus naujų ir esamų tiltų konstrukcijų saugai vertinti bei tikrinti.

Stabilizuojančiojo tauro stulpų įrąžos

Tauro stulpų gravitacines jėgas $N_G = N_{G1} + N_{G2}$ sukelia konstrukcijų ir kelio dangos svoriai G_1 ir G_2, kurių variacijos koeficientai: $\boldsymbol{\delta}G_1 = 0{,}10$ ir $\boldsymbol{\delta}G_2 = 0{,}25$ (Czarnecki, Nowak 2008; Eamon, Nowak 2004). Vertikalios ir horizontalios kintamosios jėgos N_Q ir Q_l didumas priklauso atitinkamai nuo transporto priemonių svorio ir jų stabdymo jėgų.

JAV atliktieji tiltų tyrimai (Czarnecki, Nowak 2008; Eamon, Nowak 2004) parodė, kad kelio tiltų transporto priemonių apkrovos dinaminio komponento vidurkis $Q_{din,m} = (0{,}10 - 0{,}15)\, Q_{st,m}$ ir

variacijos koeficientas $\boldsymbol{\delta} Q_{din} = 0{,}80$. Todėl sijinių tiltų laikinosios apkrovos variacijos koeficientas:

$$\boldsymbol{\delta} Q = (\delta Q_{st} + \frac{Q_{din,m}}{Q_{st,m}} \delta Q_{din}) / (1 + \frac{Q_{din,m}}{Q_{st,m}}) = 0{,}20 - 0{,}30 \,. \qquad (1)$$

Mūsų nuomone, šis koeficientas galėtų būti lygus 0,25 arba 0,30, jeigu laukiamos avarijos pasekmės būtų vidutinės arba didelės (Kudzys, Kliukas 2008).

Efektyvus lenkiamasis stulpo standis apskaičiuojamas formule:

$$(EI)_e = K_c \, E_c \, I, \qquad (2)$$

čia:

$$K_c = 0{,}3 / \left(1 + 0{,}5 \Phi M_{OG} / M_{OE}\right) \qquad (3)$$

yra faktorius, kuriuo įvertinama ilgalaikės apkrovos, stulpo betono pleišėjimo ir valkšnumo įtaka kai $\Phi = 1{,}2$ - 2 yra bazinis valkšnumo koeficientas (EN 1992-1 2004), $E_{cd} = E_{cm}/1{,}2$ yra skaičiuotinis betono tamprumo modulis; $I = \pi(r_2^4 - r_1^4)/4$, yra skerspjūvio inercijos momentas.

Pradinis tauro vertikalios jėgos $N_E = N_G + N_Q$ ekscentricitetas:

$$e_o = e_1 + e_{sh}, \qquad (4)$$

čia komponentai $e_1 = 0{,}005 h \sqrt{h} \geq 0{,}00167\, h$ arba $e_1 = h/400$ vietoje betonuojamiems ir gamykliniams stulpams ir $e_{sh} = r_2/15 \geq 20\ mm$ atraminiams guoliams. Jėgos N_E efektyviojo ekscentriciteto skaičiuotinė vertė, vidurkis ir dispersija yra:

$$e_d = e_o + e_{N_E} + e_{N_{Ql}} = e_o + \frac{e_o h^2 N_{Ed}}{2(EI)_{ed}} + \frac{Q_{ld} h^3}{3(EI)_{ed}}, \qquad (5)$$

$$e_m \approx e_o + \frac{e_o h^2 N_{Em}}{2(EI)_{em}} + \frac{Q_{lm} h^3}{3(EI)_{em}}, \qquad (6)$$

$$\sigma^2 e = \sigma^2 e_{N_G} + \sigma^2 e_{N_Q} + \sigma^2 e_{Q_l} + 2\left(\frac{\partial e}{\partial N_Q}\right)_m \left(\frac{\partial e}{\partial Q_l}\right)_m \sigma N_Q \sigma Q_l \,. \qquad (7)$$

Stabilizuojančiojo tauro stulpų lenkimo momentas yra:

$$M_e = M_G + M_Q = N_G e + N_Q e + Q_l h. \qquad (8)$$

Įstatydami į šią formulę jėgų ir atstumų vidurkius ir skaičiuotines vertes, gauname atitinkamus lenkimo momentus.

Lenkiamoji tauro stulpo laikymo galia

Prof. Vadlūga (Вадлуга 1979) įrodė, kad ekscentriškai gniuždomo žiedinio skerspjūvio elemento (2 pav.) lenkiamasis atsparis *R* arba laikomasis lenkimo momentas gali būti apskaičiuotas formule:

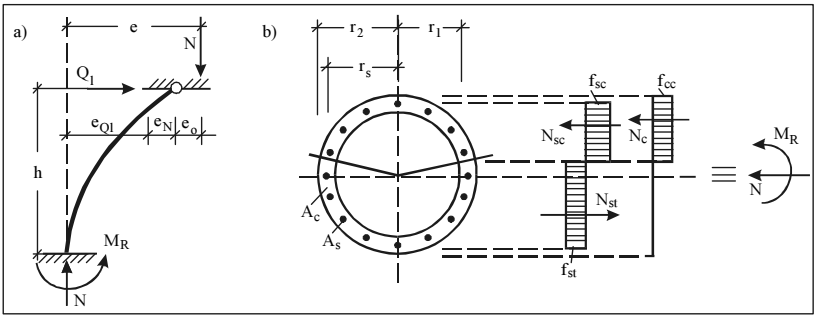
$$R = M_R = 1{,}2 r_s (A_s f_{st} + N)\left(\frac{1-\psi}{\pi}\right) =$$

$$= 1{,}2 r_s (A_s f_{st} + N)\left[1 - \frac{A_{st} + N}{A_c f_{cc} + A_s (f_{st} + f_{sc})}\right], \qquad (9)$$

čia S 500 B klasės armatūros strypų charakteristinė, skaičiuotinė ir vidutinė vertė yra: $f_{sk} = f_{yt} = 500$ MPa, $f_{std} = f_{scd} = 500/1{,}5 = 435$ MPa (JCSS 2000). Gniuždomasis betono stipris yra:

$$f_{cc} = \alpha_{cc}\, k_3\, f_{ck}, \qquad (10)$$

čia $\alpha_{cc} = 1–0{,}2 M_{OG}/M_{OE}$ yra ilgalaikio gniuždymo faktorius, M_{OG}/M_{OE} pradinis nuolatinio ir suminio lenkimo momentų santykis; $k_3 = 1 - 0{,}004\, f_{ck} \leq 0{,}85$ yra konstrukcijos betono stiprumo faktorius.



2 pav. Ekscentriškai gniuždomo žiedinio skerspjūvio elementas

Skaičiavimo patogumui, (9) formulę galima parašyti taip:

$$R = M_R = T_2\, T_3/T_1, \tag{11}$$

čia $T_1 = A_c f_{cc} + A_s(f_{st} + f_{sc})$, $T_2 = 1{,}2\, r_s\, (A_s f_{st} + N)$, $T_3 = A_s f_{cc} + A_s f_{sc} - N$. Taikydami skaičiuotines betono ir armatūros stiprių vertes ir vidurkius, gauname atitinkamas elemento lenkiamojo atsparo vertes R_d ir R_m. Šio atsparo dispersija yra:

$$\sigma^2 R = \left[\frac{T_2\left(T_1 - T_3\right)}{T_1}\right]_m^2 \left(A_{cm}\sigma^2 f_{cc} + f_{ccm}^2\sigma^2 A_c + A_s^2\sigma^2 f_{St}\right) +$$

$$+\left[\frac{A_s T_3(1{,}2 r_s T_1 - T_2)}{T_1^2}\right]_m^2 \sigma^2 f_{st} + \left(\frac{1{,}2 r_s T_3 - T_2}{T_1}\right)_m^2 \sigma^2 N\,, \tag{12}$$

kurioje variacijos koeficientai $\delta f_{cc} = 0{,}088 + 3\,(70 - f_{ck})^2 \times 10^{-5}$, $\delta A_c = 1{,}2 - 0{,}5\,(r_2 + r_1)/[150(r_2 - r_1)]$, $\delta f_s \approx 0{,}10$. Suminės gniuždomosios jėgos variacija $\sigma^2 N = \sigma^2 N_{G1} + \sigma^2 N_{G2} + \sigma^2 N_Q$.

Laikomosios tauro stulpų galios tikrinimas

Taikydami ribinių būvių metodą, tikriname stulpo galios sąlygą:

$$R_d \geq M_{Ed}, \text{ t.y. } T_{2d} T_{3d}/T_{1d} \geq \gamma_F (Q_{lk}\, h + N_{Ed} e_o), \tag{13}$$

čia $\gamma_F = \gamma_G = \gamma_Q = 1{,}35$ yra apkrovų saugos faktorius (ENV 1991-3 1995).

Taikydami tikimybinį metodą, naudojame efektyvumo funkciją:

$$Z(t) = g[\boldsymbol{\theta}, \boldsymbol{X}(t)] = \theta_R R - \theta_M M_G - \theta_M M_Q(t) \approx R_c - M_c, \qquad (14)$$

čia θ_i yra papildomieji atsitiktiniai kintamieji, kaip specialūs faktoriai, kuriais vertinamos skaičiavimo modelių neapibrėžtys; M_G ir M_Q yra nuolatinės ir transporto apkrovų ardantieji lenkimo momentai; $R_c = \theta_R R - \theta_M M_G$ yra sutartinis atsparis, kurio tikimybės skirstinys gali būti pripažintas normaliuoju (JCSS 2000; ISO 2394 1998); $M_c = \theta_M M_Q(t) = \theta_M Q_l \boldsymbol{h} + \theta_M N_Q e$ yra sutartinis lenkimo momentas, kurio tikimybės skirtinys yra logaritmiškai normalus (Eamon, Nowak 2004).

Sutartinių atsitiktinių dydžių vidurkis ir dispersija yra:

$$R_c = (\theta_R R)_m - (\theta_M M_G)_m, \qquad (15)$$

$$\sigma^2 R_c = \theta_{Rm}^2 \sigma^2 R + R_m^2 \sigma^2 \theta_R + \theta_{Mm}^2 \sigma^2 M_G + M_{Gm}^2 \sigma^2 \theta_M , \qquad (16)$$

$$M_{cm} = (\theta_M M_Q)_m = Q_{lm} \boldsymbol{h} + N_{Qm} e_m, \qquad (17)$$

$$\sigma^2 M_c = h^2 \sigma^2 Q_l + N_{Qm}^2 \sigma^2 e + e_m^2 \sigma^2 N_Q + 2 h e_m \sigma N_Q \sigma Q_l + M_{cm}^2 \sigma^2 \theta . \qquad (18)$$

Atsitiktiniai parametrai R_c ir M_c yra stochastiškai nepriklausomi, todėl tauro stulpo išlikties tikimybė yra:

$$\boldsymbol{P}_s = \boldsymbol{P}\{R_c \rangle M_c\} = \int_o^{oo} f_R(x) F_M(x) dx , \qquad (19)$$

čia $f_r(x)$ yra stulpo atspario tankio funkcija ir $F_m(x)$ yra jo lenkimo momento skirstinio funkcija. Kaip žinoma, stulpas gali būti laikomas patikimu, jeigu jo patikimumo indeksas

$$\beta = \boldsymbol{\Phi}^{-1}(\boldsymbol{P}_s) > \beta_T, \qquad (20)$$

čia $\beta_T \approx 4{,}0$. Šiuo patikimumo indeksu galima objektyviai vertinti ne tik projektuojamų, bet ir esamų senų tiltų taurų saugą.

Išvados

Gelžbetoniniai žiedinio skerspjūvio stulpai gali būti veiksmingai taikomi tiltų taurams. Taikydami nesudėtingas, bet pakankamai tikslias, tikimybinio projektavimo sampratas, inžinieriai gali apskaičiuoti ne tik naujų, bet ir esamų senų tiltų konstrukcijų patikimumo indeksus.

Kai galimų sijinio tilto avarijų pasekmės vertinamos kaip vidutinės ir didelės, tai transporto apkrovos variacijos koeficientas, atitinkamai, galėtų būti lygus 0,25 ir 0,30. Stabilizuojančių tauro stulpų ardomasis lenkimo momentas ir lenkiamasis atsparis apskaičiuojami (8) ir (11) formulėmis.

Literatūra

Czarnecki, A. A.; Nowak, A. S. 2008. Time variant reliability profiles for girder brizges, *Structural Safety* 30: 49–64.

Eamon, Ch. D.; Nowak, A. S. 2004. Effect of secondary element on bridge structural system reliability considering moment capacity, *Structural Safety* 26: 29–47.

EN 1992-1. Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. CEN, B-1050 Brussels, 2004.

ENV 1991-3. Eurocode1 – Part 3. Basis of design and actions on structures. Traffic loads on bridges. CEN, B-1050 Brussels, 1995.

ISO 2394. 1998. General principles on reliability for structures. Genève, Switzerland.

JCSS. 2000. Probabilistic model code: Part 1 – Basis of design.

Kudzys, A.; Kliukas, R. 2008. Precust spun concrete piers in road bridges and footbridges, *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering* 3 (4): 187-197.

Вадлуга, Р. 1979. О практическом расчете по прочности бетонов и железобетонных элементов кольцевого сечения, *Железобетонные конструкции* 9: 49–58.

DESIGN OF CONCRETE SHAFTS OF BRIDGE PIERS BY LIMIT STATE AND PROBABILISTIC METHODS

R. Kliukas, A. Kudzys

Summary

The expediency of concrete shafts of annular cross-sections for road bridge piers is considered. Modelling of permanent and traffic load effects and bearing capacity of bracing piers are presented. The limit state and probability-based design formats are analysed. A simplified but fairly exact analysis of eccentrically loaded shafts by probabilistic approaches is provided.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

SILPNĖJANČIOS KONSTRUKCIJOS TECHNINIO IŠTEKLIAUS TIKIMYBINĖS PROGNOZĖS ALGORITMAS

Ona Lukoševičienė
KTU Statybos ir Architektūros fakultetas
olukoseviciene@gmail.com

Anotacija. Nagrinėjama silpnėjančios konstrukcijos elementų tikimybinė techninio ištekliaus prognozė. Pateiktas šios prognozės skaičiavimas nesudėtingu transformuotų sąlyginių tikimybių metodu. Duoti elementų ilgalaikės išlikties tikimybės skaičiavimo algoritmai.

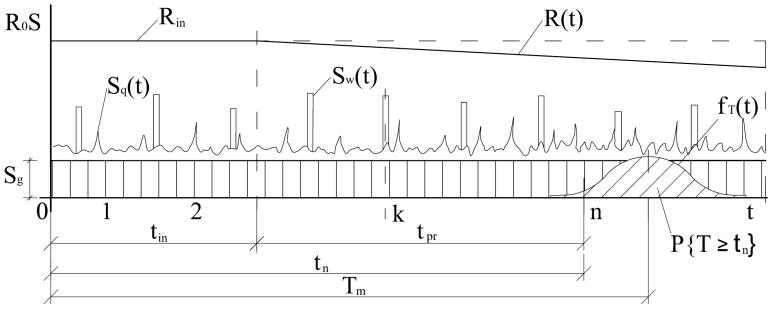
Įvadas

Gelžbetoninių konstrukcijų silpnėjimą pastatų ir statinių eksploatacijos metu gali paskatinti perkrovos, agresyvi aplinka, didelė drėgmė ir kitos priežastys. Silpnėjančių konstrukcijų kiekybinius patikimumo rodiklius tikslinga prognozuoti tikimybiniais metodais, kai elementų atsparo ir įražos parametrai yra atsitiktiniai procesai. JCSS (2000) rekomenduoja skaičiuojant konstrukcijos avarijos tikimybę taikyti nestacionarius silpnėjančios medžiagos stiprių ir įražų procesus. *Cost Action* C12 (2003) siūlo kuo tiksliau įvertinti šių procesų neapibrėžtis. Įvertindami konstrukcijos išlikties tikimybę ir techninį išteklių turėtume atkreipti dėmesį į CEB 238 (1997) ir ISO 2394 (1998) bei Melchers (1999) rekomendacijas. Pagal (Rackwitz 2001) ir Fib Bulletin 34 (1998), visais atvejais tikslinga taikyti tikimybinius metodus, projektuojant silpnėjančias konstrukcijas.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Dinaminis silpnėjančio elemento išlikties tikimybės prognozavimo modelis

Norėdami apskaičiuoti silpnėjančios konstrukcijos elemento patikimumo rodiklius naudojame dinaminį išlikties tikimybės prognozavimo modelį (1 pav.), kuriame atsparis $R(t)$ ir įraža $S_i(t)$ yra atsitiktiniai procesai. Šis modelis remiasi transformuotų sąlyginių tikimybių samprata.



1 pav. Dinaminis modelis elemento išlikties tikimybei apskaičiuoti

Gelžbetoninių konstrukcijų silpnėjimo spartai didelės įtakos turi plieninės armatūros rūdijimo intensyvumas. Jis priklauso nuo apsauginio betono sluoksnio tankio ir storio. Silpnėjančio elemento atspario procesas gali būti išreikštas formule:

$$R(t)=R_{in}\varphi(t), \qquad (1)$$

čia: R_{in} – prieškorozinės fazės atsparis; $\varphi(t)$ – konstrukcijos silpnėjimo funkcija.

Konstrukcijos įrąžas sukelia nuolatinė g, perdangos ilgalaikė $q_1(t)$ ir trumpalaikė $q_2(t)$ kintamoji, vėjo $w(t)$ ir sniego $s(t)$ apkrova. Suminė laikinoji perdangos apkrova $q(t) = q_1(t) + q_2(t)$, taip pat metiniai ekstremalieji vėjo ir sniego slėgiai yra traktuojami kaip kartotinių stačiakampių pulsų procesai.

Silpnėjančios konstrukcijos išlikties tikimybės prognozė

Sudaromojo konstrukcijos elemento skaičiuojamojo skerspjūvio tikimybės efektyvumo procesas aprašomas formule:

$$Z(t) = g[\theta, \mathbf{X}(t)] = \theta_R R(t) - \theta_{S_g} S_g - \theta_{Sq} S_q(t) - \theta_{Sw} S_w(t) - \theta_{Ss} S_s(t), \qquad (2)$$

čia: θ_i – papildomi atsitiktiniai kintamieji, kuriais vertinamos atsparios ir įražų skaičiavimo modelių neapibrėžtys. Elemento atspariui apskaičiuoti taikoma normaliojo arba lognormaliojo skirstinio dėsnis, nuolatiniai apkrovai – normalusis, o ekstremaliosioms laikinoms apkrovoms – Gumbelio skirstinys (ISO 2394 1998; Melchers 1999).

Tikimybė, kad elementas nebus pažeistas bet kuriame jo efektyvumo proceso pjūvyje *k*, jeigu nebuvo pažeistas pjūvyje *k*-1, yra elemento akimirkinė išlikties tikimybė:

$$\mathbf{P_k} = \mathbf{P}\{R_{ck} > S_k \exists k \ni [1, n]\} = \int_0^\infty f_{R_{ck}}(x) F_{S_k}(x) dx, \qquad (3)$$

čia: $f_{R_{ck}}(x)$ – sutartinio atsparo $R_k - S_g$ tankio, $F_{S_k}(x)$ – ekstremaliosios įražos S_k skirstinio funkcija.

Remiantis transformuotų sąlyginių tikimybių metodu, silpnėjančio elemento ilgalaikė išlikties tikimybė yra:

$$\mathbf{P_i} = \mathbf{P_i}\{T \geq t_n\} = \mathbf{P}\left\{\bigcap_{k=1}^{n}(Z_k > 0)\right\} = \prod_{k=1}^{n} \mathbf{P}_k \left[1 + \rho^x_{n,n-1\ldots1}\left(\frac{1}{\mathbf{P}_{n-1}} - 1\right)\right] \times \ldots$$

$$\times \left[1 + \rho^x_{k,k-1\ldots1}\left(\frac{1}{\mathbf{P}_{k-1}} - 1\right)\right] \times \ldots \times \left[1 + \rho^x_{21}\left(\frac{1}{\mathbf{P}_1} - 1\right)\right], \qquad (4)$$

čia: $\boldsymbol{P_k}$ – akimirkinė elemento išlikties tikimybė pagal (3) formulę, kurioje $\rho_{kl} = Cov(Z_k, Z_l)/(\sigma Z_k \cdot \sigma Z_l)$ – autokoreliacijos koeficientai sudarantys ranginės koreliacijos faktorius $\rho_{k,k-1\ldots1} = (\rho_{k,k-1} + \ldots + \rho_{k1})/(k-1)$; $Cov(Z_k, Z_l)$ ir σZ_k, σZ_l yra elemento efektyvumo funkcijos pjūvių *k* ir *l* autokovariacija ir standartiniai nuokrypiai.

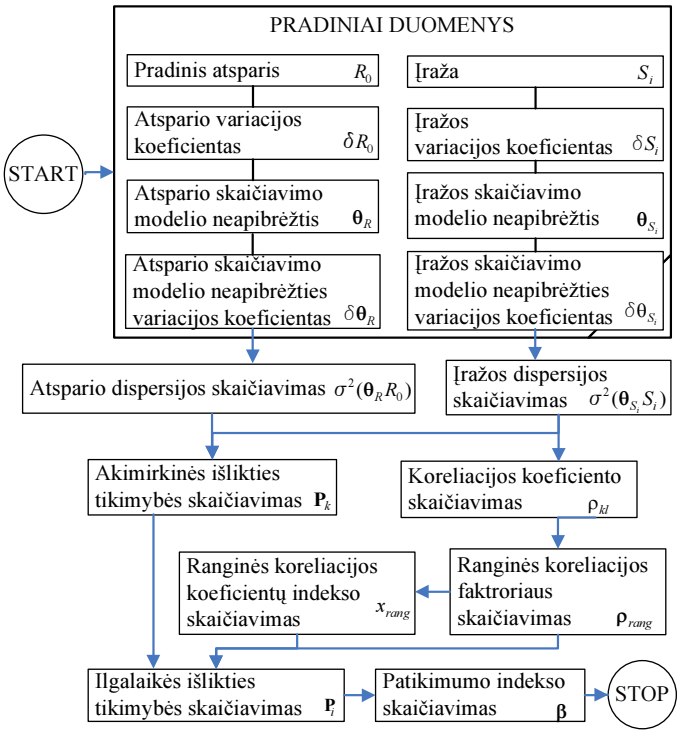
Koreliacijos faktoriaus indeksas „x“ skirtinguose pjūviuose yra

$$x = [(4,5 - 4\rho) / (1 - 0,98\rho)]^{1/2}. \qquad (5)$$

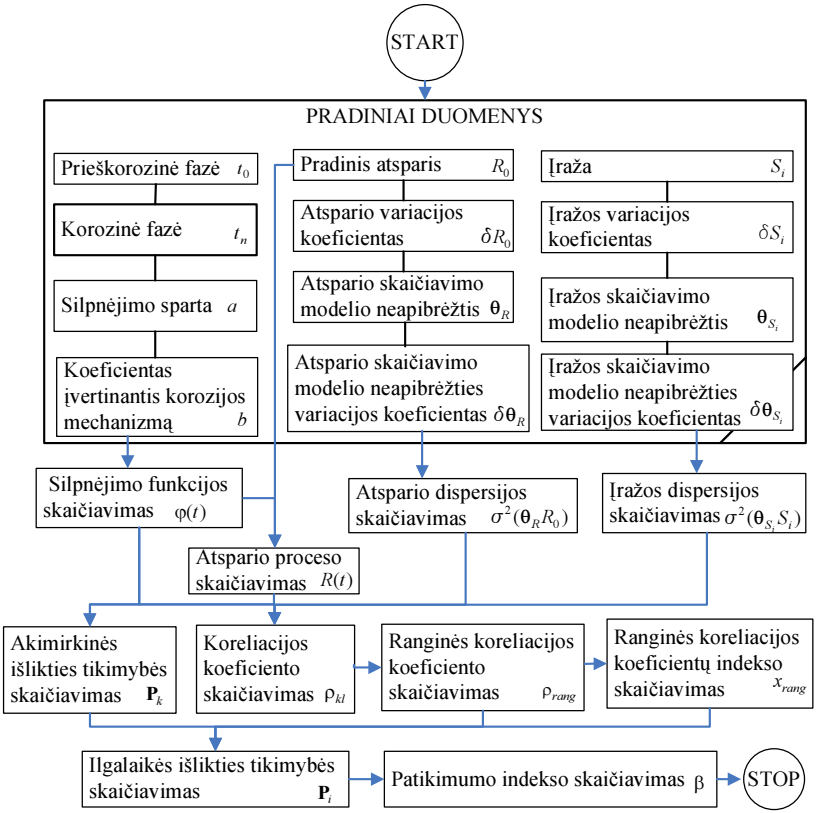
Elemento patikimumo indeksas yra: $\beta = \Phi^{-1}(\mathbf{P}_s)$. Čia $\Phi^{-1}(\bullet)$ - atvirkštinė standartinio normaliojo skirstinio funkcija. Planinis patikimumo indeksas β_{min} 3,3, 3,8 ar 4,3 priklauso nuo avarijos pasekmės klasės (EN 1990 2002).

Elementų išlikties tikimybės prognozės algoritmai

Nesilpnėjančio ir silpnėjančio elemento išliktiems tikimybinei prognozei naudotini 2 ir 3 paveiksluose pateiktieji algoritmai.



2 pav. Nesilpnėjančio elemento skaičiavimo algoritmas



3 pav. Silpnėjančio elemento skaičiavimo algoritmas

Išvados

Tikslinga silpnėjančių konstrukcijų išlikties tikimybę ir techninį išteklių apskaičiuoti tikimybiniais metodais. Tikimybinė prognozė leidžia nustatyti silpnėjančių konstrukcijos elementų techninį išteklių ir tuo atveju, kai jų atsparių ir įrąžos procesai yra nestacionarūs. Sudaromųjų ir konstrukcinių elementų išlikties tikimybės apskaičiavimo supaprastinimui tikslinga taikyti elementų sutartinių atsparių ir transformuotų sąlyginių tikimybių sampratas.

Literatūra

CEB Bulletin 238. 1997. *New approach to durability design.* Sprint Druck, Stuttgart. 138 p.

COST Action C12. Improvement of buildings structural quality by new technologies, in *Proceedings of the International Seminar.* Lisbon, EUR 20728, Luxembourg, 2003. 225 p.

EN 1990. 2002. *Eurocode-Basic of structural design.* CEN, Brussels. 87 p.

Fib Bulletin No. 34. 2006. Model code for service life design.

JCSS. *Probabilistic model code: Part 1 – Basis of design.* Joint Committee on Structural Safety, 2000. 62 p.

ISO 2394. 1998. General principles on reliability for structures. Switzerland. 73p.

Melchers, R. E. 1999. *Structural reliability analysis and prediction,* 2nd ed. John Wiley & Sons, Chister. 437 p.

Rackwitz, R. 2001. Reliability analysis – a review and some perspectives, *Structural Safety* 23: 365–395.

ALGORITHM FOR PREDICTION OF SERVICE LIFE OF DETERIORATING STRUCTURES

O. Lukoševičienė

Summary

The model for prediction of service life of deteriorating structures is analysed. The prediction based on the unsophisticated method of transformed conditional probabilities is considered. The algorithms for the calculation of time-dependent probabilities are presented.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

ŠIUOLAIKINĖS AUTOMATINIO PROJEKTAVIMO SISTEMOS (APS), SKIRTOS PROJEKTINIAMS DARBAMS KOORDINUOTI, ANALIZUOTI IR NUOTOLINIAM TARPUSAVIO RYŠIŲ VALDYMUI STATYBOS PROJEKTAVIMO SRITYJE

Serkhio Rossete-Pidal
UAB KOGRA-CAD
rasa@kogra-cad.lt

Anotacija. Aptariamos problemos, atsirandančios statybinės industrijos projektavimo procesuose, ir nauji šiuolaikiniai jų sprendimo metodai.

Įvadas

Pagrindinė problema, su kuria tenka susidurti statybinės industrijos specialistams, yra ta, kad rinkoje figūruoja skirtingų gamintojų automatinio projektavimo sistemos, iš kurių kiekvienoje naudojami nuosavi failų formatai, ignoruojami konkuruojančių APS formatai ir kartu apribojamas darbas su projektine dokumentacija.

Formatų painiava apsunkina projektinės ir statybinės dokumentacijos analizavimą, padidina klaidų tikimybę ir prailgina patį projektavimo procesą.

Pasaulinė globalizacija paveikė ir projektavimo procesus. Šiandien didelius sudėtingų statinių projektus kuria ne tik skirtingos specialistų grupės, bet ir neretai skirtingos kompanijos, esančios toli viena nuo kitos. Tokie projektai reikalauja specialaus darbų

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

organizavimo ir komunikacijų, taip pat atitinkamos programinės įrangos.

Šiuolaikinės naujos kartos APS sistemos, tokios kaip *Autodesk NavisWorks Manage* 2009, suteikia 3D projektavimo srities specialistams plačias galimybes darbams koordinuoti, analizuoti ir nuotoliniam tarpusavio ryšių valdymui realiu laiku. 3D projekto duomenys, sudaromi šalutinėse programose, naudojant pastato informacinio modeliavimo technologiją (BIM), gali būti panaudojami su kitais konstrukciniais modeliais ir visapusiškai analizuojami nepriklausomai nuo jų failo dydžio ar formato.

Šiuolaikiniai sprendimai leidžia viename projekte naudoti informaciją, esančią skirtingų formatų APS sistemų 3D failuose, ir realiu laiku atlikti navigaciją bet kokio dydžio skaitmeniniuose projektuose.

Bendrosios žinios

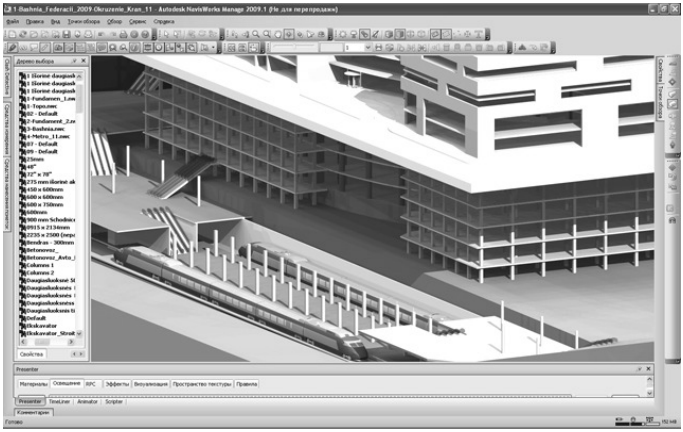
Failų valdymas

Šiuolaikinės APS sistemos, turinčios trimatį formatą, leidžia atidaryti platų failų spektrą, ir mums nebereikia turėti atitinkamų APS priedų savo kompiuteriuose.

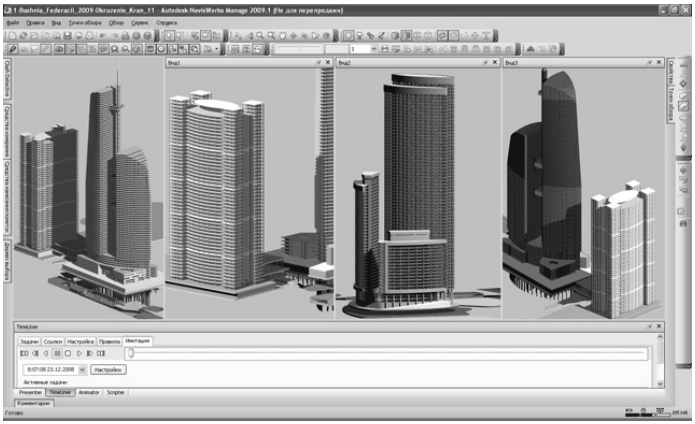
Kaip pavyzdį paimsime Maskvos Tarptautinio Verslo Centro „Maskva-Sity“ 4D modelį, kuriam sudaryti mes naudojome trimačius modelius, sukurtus skirtingose APS programose – *Revit Architecture, AutoCAD Architecture, Revit Structure, Autodesk 3ds MAX, AutoCAD Civil 3D, Revit MEP, Autodesk Robot Structural Analysis* ir kt.

Statomas verslo rajonas Maskvoje – tai aktyvaus verslo zona, kuri sujungs biznį, gyvenamuosius apartamentus ir laisvalaikį. Stambiausio verslo centro pasaulyje „Maskva-Sity“ statyba vyksta krantinėje Krasnopresnenskaja, teritorijoje, užimančioje 100 ha bendro ploto.

Verslo centrą „Maskva-Sity“ sudaro daugybė išorinių statinių, o taip pat objektai, išdėstyti po žeme – metropoliteno stotys, traukinių bėgiai, laisvalaikio ir prekybos centrai ir kt.

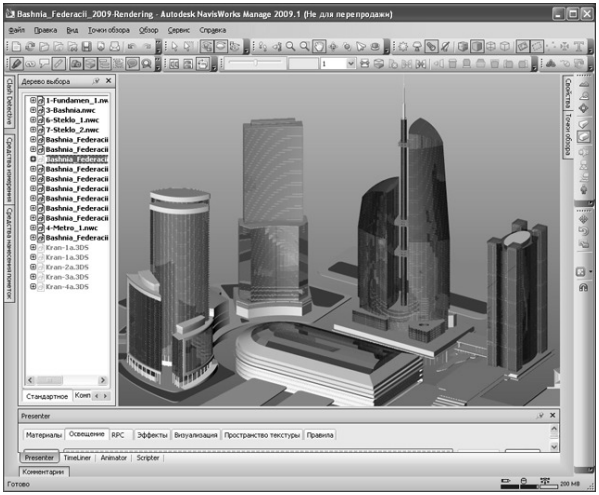


Visas 4D modelio sudarymo darbas buvo atliekamas programoje Autodesk NavisWorks Manage realiame laike, tiesiog pridedant į projektą reikalingą mums failą jo formate.



Programa Autodesk NavisWorks Manage be konvertavimo atidaro šių formatų failus: .dwg; .mdb; .dxf; .dwf; .3ds; .dgn; .man;

.iges; .step; .wrl; .wrz; .3dd; .fls, .flw, .iQscan; .iQmod; .iQwsp; .pts; .ptx ; .zfc; .zfs;.asc; .txt; .stl; .rvm; .ifc; .skp.



Tokiu būdu, mes manipuliavome dešimtimis įkeltų „projektų“, kurie, savo ruožtu, sudaryti iš šimtų tūkstančių elementų.

Kiekvienas įkeltas „projektas“ turi savyje visus projektinius duomenis ir dokumentus.

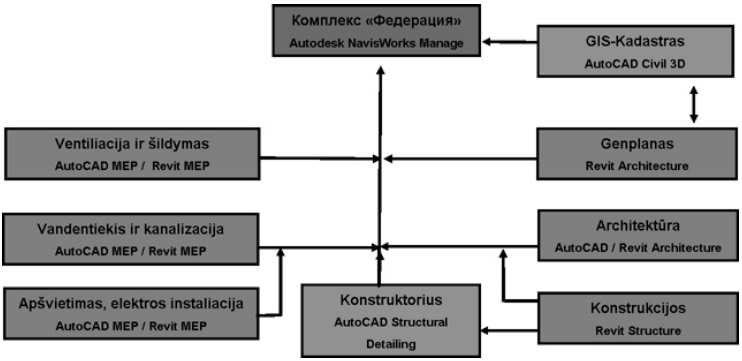
Verslo centro „Maskva-Sity“ vienas svarbiausių objektų yra kompleksas „Federacija“, suderinantis savyje eleganciją, komfortą ir ergonomiką. Ši konstrukcija sudaryta iš dviejų tribriaunių bokštų, kurių aukštis yra 360 ir 243 m virš žemės paviršiaus, ir kurie išdėstyti ant stilobato. Tarp bokštų įtvirtintas 506 m aukščio špilius.

Bokštuose planuojama įrengti ofiso patalpas ir apartamentus, atskirtus techniniais aukštais, o taip pat restoraną. Špiliuje bus įrengti panoraminiai liftai ir evakuacinės laiptinės. Požeminėje statinio dalyje numatyta automobilių stovėjimo aikštelė, techninės patalpos ir pėsčiųjų zona, jungianti kompleksą su centrine verslo centro dalimi.



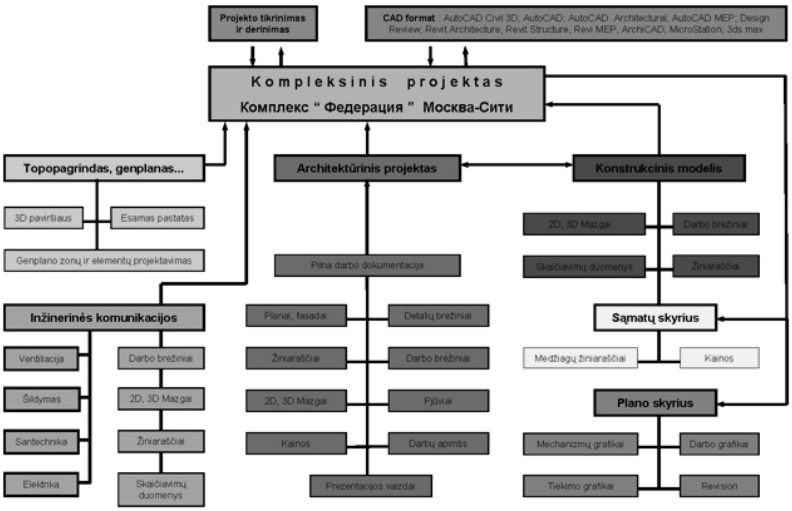
- Savininkas: UAB Mirax Group, Rusija.
- Rangovas: UAB Mirax Group, Rusija.
- Architektai: P.Šveger ir S. Čoban, Vokietija.
- Bendras plotas: 425 000 m².
- Aukštis: 243 m – vakarinis bokštas, 360 m – rytinis bokštas, 506 m – špilius.
- Statybos pradžia: 2004 m.
- Statybos pabaiga: 2009 metų II ketvirtis.
- Aikštelės plotas: 1,07 ha.

Komplekso „Federacija“ projektinių duomenų rinkinyje, kurį mes įtraukėme į projektą „Maskva-Sity“, kartu su kitų statinių failais yra visi projekto skyriai: architektūrinė dalis, konstrukcinė dalis, vidaus inžinerinių tinklų elementai – ventiliacija, šildymas, vandentiekis, kanalizacija, elektros instaliacija, genplano elementai ir kt.



Kiekvienas projekto skyrius buvo kuriamas, panaudojant skirtingą programinę įrangą.

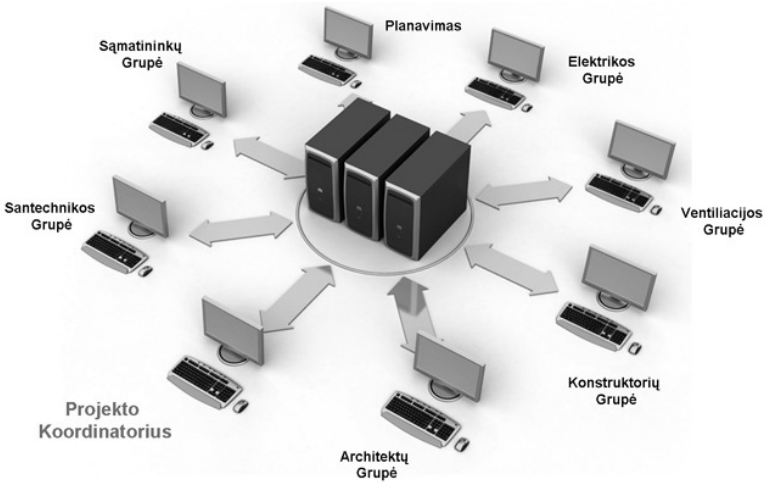
Visuose skyriuose yra pilna projektinė ir technologinė dokumentacija.



Dirbant su „Maskva-Sity“ projektu, mums teko spręsti tarpusavio ryšių distancinio valdymo, analizės, darbų koordinavimo tarp įvairių projektinių grupių klausimus.

Atliekant analizę realiu laiku, vienu metu dirbo įvairūs specialistai, kurie prie projekto prisijungdavo distanciniu būdu. Tam

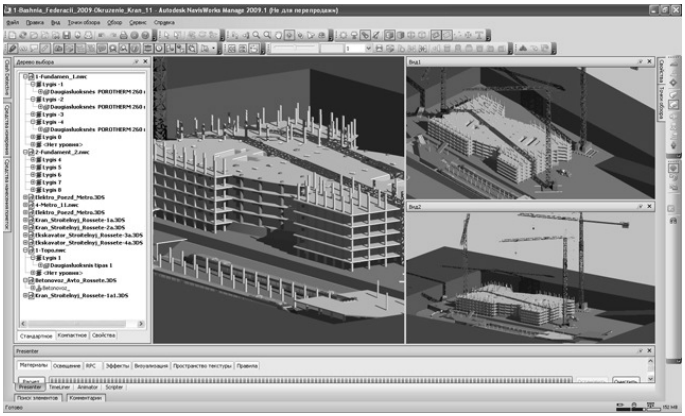
tikslui mes naudojome bendros prieigos funkcijas Windows NetMeeting, kurios prieinamos visiems Windows vartotojams.



Bendro darbo seanso metu kiekvienas prisijungęs vartotojas gali perimti seanso valdymą ir tapti seanso vadovu. Vadovas turi galimybę kontroliuoti bendrai naudojamo modelio navigaciją visuose prisijungusiuose kompiuteriuose. Vadovo atliekama navigacija atvaizduojama pagrindiniame NavisWorks lange kiekvieno dalyvio kompiuteryje.

Planai-grafikai

Projektinius duomenis, gaunamus iš įvairių šaltinių ir skirtinguose formatuose, būtina visapusiškai apžvelgti ir analizuoti, įvertinant statybos darbų etapus, darbų laiką ir subjektų judėjimą statybos aikštelėje.

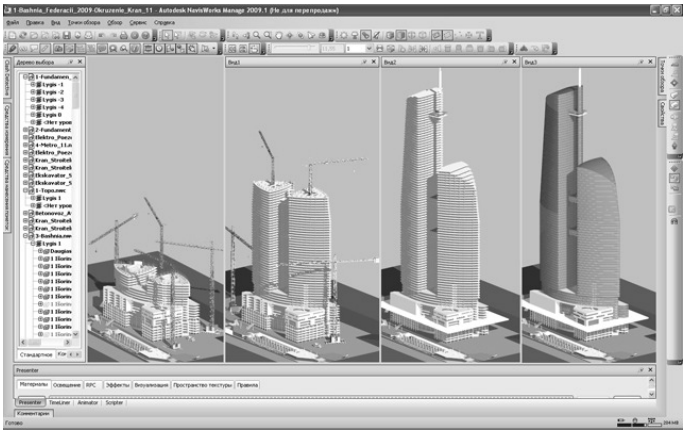


Tam tikslui mes panaudojome modulį TimeLiner, kuris įeina į programą Autodesk NavisWorks Manage, kad sudarytumėme statybos darbų plano-grafiką, ir automatiškai gavome visų etapų simuliaciją (imitaciją):

- statybinės technikos atvežimas – buldozeriai, ekskavatoriai, sunkvežimiai ir kt.;
- esamų statinių demontažas;
- statybinės aikštelės paruošimas – žemės darbai, grunto kasimas iškasoms ir kt.;
- statybinių medžiagų atvežimas, atsižvelgiant į darbų planą;
- statybinių kranų ir kėlimo įrengimų montažas/demontažas;
- pastato konstrukcijos nešančiųjų elementų statymas, atsižvelgiant į armatūrą bei atliejimo formų surinkimą/išrinkimą;
- vidaus inžinerinių komunikacijų montavimas, tame tarpe šildymas ir ventiliacija, vandentiekis ir kanalizacija, elektros instaliavimo ir apšvietimo elementai, priešgaisrinės saugos sistemos, apsauginė signalizacija ir silpnų srovių sistemos;
- pastato išorinė apdaila, stiklinimas bei vidinė patalpų apdaila;
- teritorijos gerbūvis;
- statybinių atliekų išvežimas ir t.t.

Darbo eigoje mums teko papildomai sujungti atskirus 3D modelio elementus su išoriniu statybos plano-grafiku tikslu vizualiai

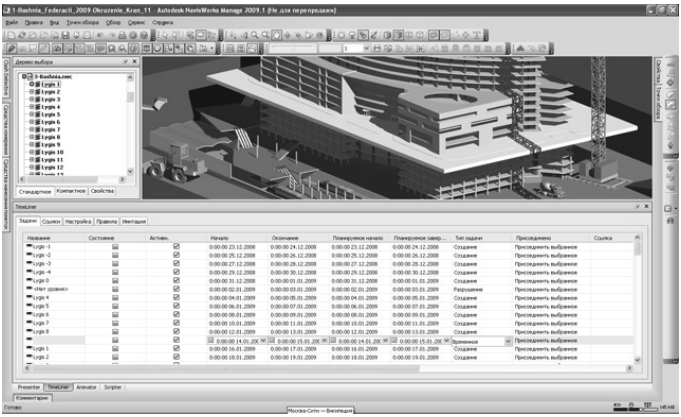
4D planuoti darbus. Tam tikslui mes paprasčiausiai prijungėme užduotis, sudarytas programose *Microsoft Project™, Primavera Project Planner™* ir *sta Power Project™,* prie užduočių, sudarytų programoje *Autodesk NavisWorks Manage*. Tokiu būdu, mes išvengėme užduočių dubliavimo.



Atliekant užduočių imitaciją, mes naudojome animacines scenas, tame tarpe krano judėjimo statybinėje aikštelėje, medžiagų atvežimo ir panaudojimo, transporto priemonių judėjimo scenas, ir tokiu būdu sekėme transporto priemonių įvažiavimą į statybos aikštelės teritoriją.

Kartu su moduliu TimeLiner objektų animacija leidžia realiu laiku planuoti objektų judėjimą, priklausomai nuo projekto užduočių pradžios laiko ir trukmės, kas labai patogu, planuojant darbo aplinką ir darbų vykdymą.

TimeLiner nuoseklumas parodė, kad statybiniam kranui judant aikštelėje iš pradinio taško į galutinį tašką, konkrečią dieną dirbanti šalia brigada kliudys jo judėjimui. Šią potencialią problemą mes išsprendėme, pakoregavę planą-grafiką.



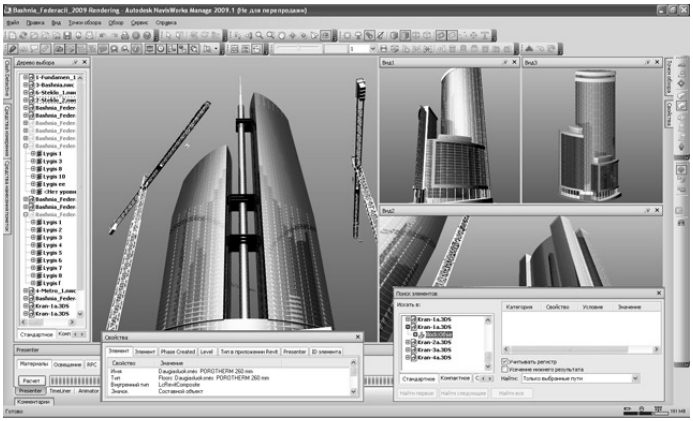
Su statybinių darbų plano-grafikais galima surišti objektų ir apžvalgos taškų animaciją, tuo pačiu pakeliant imituojamų objektų kokybę. Pavyzdžiui, galima pradėti imitaciją nuo kameros, rodančios viso projekto panoramą, o paskui, atsižvelgiant į imitacijos užduotis, padidinti atskirų sričių vaizdą, atvaizduojant modelį detaliau.

Su plano-grafikais galima susieti ne tik statybos darbus, bet ir visą statinio gyvavimo ciklą – remonto-eksploatacinius darbus, technologinių įrengimų pakeitimą ir kt.

Elementų pasirinkimas

Kaip jau buvo minėta, mūsų projektą sudaro šimtai tūkstančių elementų, kuriais darbo eigoje reikėjo manipuliuoti – sukti, perkelti, keisti mastelį, patalpinti scenos erdvėje ir t.t.

Dideliems modeliams elementų pasirinkimo procesas gali užimti daug laiko, tačiau programa Autodesk NavisWorks Manage palengvino šią užduotį, pateikdama eilę funkcijų, skirtų greitam elementų pasirinkimui interaktyviame režime ir elementų paieškai modelyje tiek rankiniu, tiek automatiniu būdu. Elementų paieška atliekama realiu laiku pagal įvairius kriterijus ir filtrus, kas žymiai pagreitino darbo su projektu procesą.



Be elementų paieškos mes naudojome komentarų paiešką. Komentarus galima pridėti pasirinktam elementui arba grupei elementų. Be to, projekte galima naudoti įvairius žymėjimus.

Be viso to, mes daugumai objektų nustatėme ryšius su išoriniais failais – tekstiniais, grafiniais ir kt. Tokiu būdu konstrukciniams elementams – kolonoms, sijoms ir kt., buvo sudaryti ryšiai su elementų armavimo brėžiniais, atsparumo skaičiavimo rezultatais ir kitais dokumentais.

Kolizijos

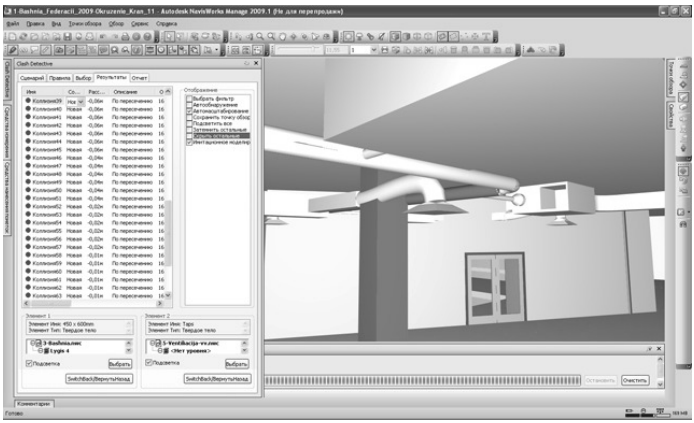
Dirbant su projektu, mums teko ieškoti kolizijų tarp įvairių projekto dalių.

Mūsų projekte vien tik viename iš daugybės objektų – komplekso „Federacija“ 96 aukštuose numatyta įrengti vidaus inžinerines sistemas, t.y. tūkstančiai vienetų įvairaus diametro oro vamzdžių, šimtai įrengimų ir kt. Vidaus inžinerinės sistemos buvo suprojektuotos, panaudojant kompanijos *Autodesk* programinę įrangą *Revit MEP*.

Darbo eigoje mes naudojome *Clash Detective* instrumentą, esantį programoje *Autodesk NavisWorks Manage*.

Clash Detective instrumentas leidžia efektyviai išaiškinti 3D modelio elementų kolizijas, atlikti patikrą ir formuoti ataskaitas.

Clash Detective instrumento pagalba galima sumažinti žmogiškojo faktoriaus klaidų tikimybę, tikrinant modelį.

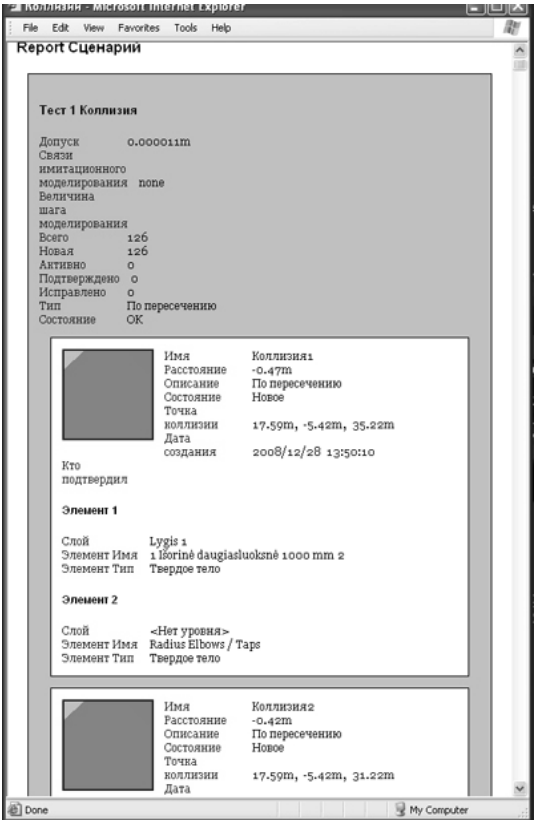


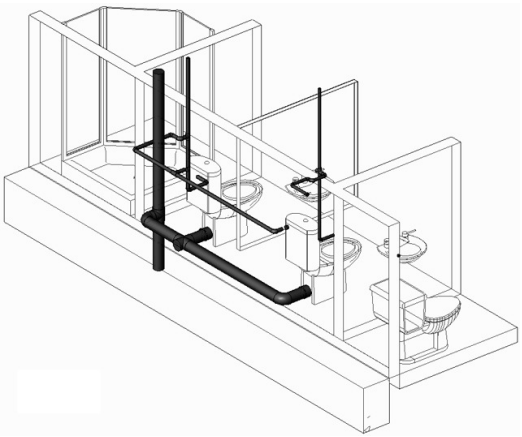
Clash Detective instrumentą galima panaudoti galutiniam užbaigto projekto patikrinimui arba atliekant kontrolę projektavimo metu.

Darbo procese *Autodesk NavisWorks Manage* tuoj pat atrasdavo tūkstančius klaidų, žymėdavo kiekvieną iš jų ir paruošdavo kolizijų žiniaraštį ištaisymui.

Atliekant projekto patikrinimą, galima pasirinkti šiuos nustatymus:

Klaidų paieška pagal susikirtimus. Šiuo atveju programa randa faktinius elementų geometrijos susikirtimus, kas labai efektyvu, ieškant klaidų projektiniame skyriuje „Vandentiekis ir kanalizacija“.


Коллизия - Microsoft Internet Explorer
File Edit View Favorites Tools Help
Report Сценарий
Тест 1 Коллизия
Допуск 0.000011m
Связи имитационного моделирования none
Величина шага моделирования
Всего 126
Новая 126
Активно 0
Подтверждено 0
Исправлено 0
Тип По пересечению
Состояние OK
Имя Коллизия1
Расстояние -0.47m
Описание По пересечению
Состояние Новое
Точка коллизии 17.59m, -5.42m, 35.22m
Дата создания 2008/12/28 13:50:10
Кто подтвердил
Элемент 1
Слой Lygis 1
Элемент Имя 1 Išorinė daugiasluoksnė 1000 mm 2
Элемент Тип Твердое тело
Элемент 2
Слой <Нет уровня>
Элемент Имя Radius Elbows / Taps
Элемент Тип Твердое тело
Имя Коллизия2
Расстояние -0.42m
Описание По пересечению
Состояние Новое
Точка коллизии 17.59m, -5.42m, 31.22m
Дата
Done
My Computer



Artumas. Šiuo atveju kolizijų testas randa elemento geometriją nustatyto atstumo nuo kito elemento ribose. Šis kolizijų paieškos metodas naudojamas, kai aplink vamzdžius reikia palikti erdvės šilumos izoliacijai. Be to, šis metodas naudojamas tais atvejais, kai reikia nustatyti reikalaujamą atstumą nuo technologinės įrangos iki šilumos šaltinio.

Dubliavimas. Šis parametras naudojamas atrasti geometrijos dubliavimą.

Taip pat mes naudojome *NavisWorks*, kad patikrinti koliziją tarp tradicinės 3D geometrijos ir taškų debesimis, gautais lazerinio landšafto skanavimo rezultate (topografiniais duomenimis).

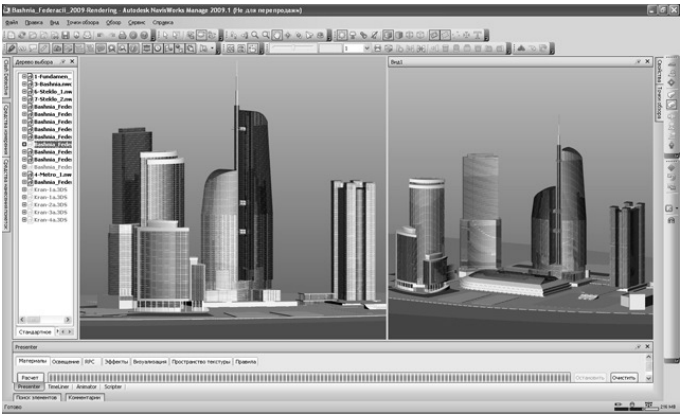
Clash Detective instrumento ir animacijos bendras panaudojimas suteikia galimybę automatiškai patikrinti judančių objektų tarpusavio sąveiką. Surišus kolizijų patikrinimą su animacine scena, automatiškai buvo aptiktos tiek statinių, tiek ir judančių objektų kolizijos. Pavyzdžiui, mes aptikome, kad strėlinis kranas, besisukdamas kliudo viršutinį pastato aukštą.

Prezentacijos

Projekto statinei ir animacinei prezentacijai buvo naudojamas modulis Presenter, esantis programoje *Autodesk NavisWorks Manage*.

Presenter leidžia naudoti tekstūras, apšvietimą, fotorealistinį turinį ir galinio plano efektus projekto modelyje, kad galima būtų pasiekti realų suvokimą ir efektyvų tonavimą.

Autodesk NavisWorks Manage pateikia platų spektrą instrumentų, skirtų judėti scenoje. Tai ir skrydis bet kuriame aukštyje, ir ėjimas tvirtu paviršiumi, atsižvelgiant į gravitaciją ir kolizijas. Gravitacijos panaudojimas leido mums kilti laiptais ir eskalatoriais, apeiti statinius pėsčiųjų zonose ir gauti viso projekto pilną vaizdą.



Panaudojant *Autodesk NavisWorks Manage* 2009, galima kurti modelių animaciją ir turėti tarpusavio ryšį su jais. Keliais pelės paspaudimais mes sukūrėme tarpusavio ryšio scenarijų, kuriame animacija susieta su konkrečiais įvykiais, tokiais kaip automatinis durų atidarymas, priartėjus prie jų modelyje.

Išvados

Tokiu būdu, šiuolaikinės naujos kartos APS sistemos, tokios kaip *Autodesk NavisWorks Manage* 2009, suteikia 3D projektavimo srities specialistams plačias galimybes darbų koordinavimui, analizei ir distanciniam tarpusavio ryšių valdymui realiu laiku.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

JUNGTIES TARP BETONO IR ANGLIES PLUOŠTO ŠLYTIES DEFORMACIJŲ TYRIMAS

Tomas Skuturna[1], Juozas Valivonis[2]

Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedra,

Vilniaus Gedimino technikos universitetas

[1]tomas.skuturna@st.vgtu.lt, [2]juozas.valivonis@st.vgtu.lt

Anotacija. Vienas pagrindinių veiksnių, turinčių įtakos gelžbetoninių konstrukcijų, sustiprintų išorine pluošto armatūra, darbui, yra jungties tarp pluošto ir betono savybės. Straipsnyje pateikti galimi jungties tyrimo metodai. Siekiant nustatyti anglies pluošto papildomo inkaravimo įtaką jungties tarp betono ir pluošto darbui, atliktas eksperimentinis tyrimas. Pateikti tyrimo rezultatai.

Įvadas

Jungties tarp anglies pluošto ir betono savybės yra vienas pagrindinių veiksnių, turinčių įtakos gelžbetoninių konstrukcijų, sustiprintų išorine pluošto armatūra, darbui ir laikomajai galiai.

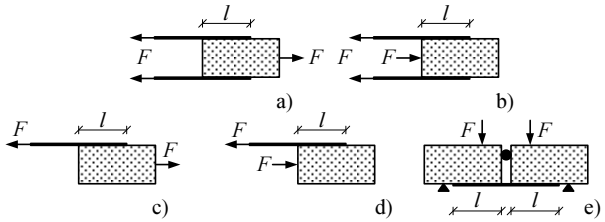
Gelžbetonines konstrukcijas stiprinant anglies pluoštu paprastai yra daroma prielaida, kad stiprinamasis elementas ir anglies pluoštas dirba kartu, tarp jų nėra šlyties deformacijų. Tačiau pastaruoju metu atliktų tyrimų autoriai (Pham, Al-Mahaid 2007; Mazzotti *et all.* 2008; Niu, Wu 2006; Casas, Pascual 2007; Schilde, Seim 2007; Saxena *et all.* 2008) teigia, kad nepriklausomai nuo jungties tarp anglies pluošto ir betono tipo joje pastebimos šlyties deformacijos.

Pluošto ir betono jungties stipriui nustatyti taikomus metodus galima suskirstyti į tris grupes (1 pav.): dvipusis šlyties bandymas; vienpusis šlyties bandymas; sijų bandymas. Šlyties bandymų

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

metodai, priklausomai nuo apkrovos suteikimo būdo išskiriami į stūmimo ir traukimo metodus.

Taikant vienpusį traukimo šlyties bandymo metodą (1 pav., c) reikalinga sudėtinga laboratorinė įranga, todėl tai yra daugiau teorinis metodas, parodantis, kad yra galimybė atlikti tokio tipo bandymus. Dažniausiai tyrimams taikomi bandymų metodai – dvipusis traukimo (1 pav., a) ir vienpusis stūmimo (1 pav., d). Pagrindinis dvipusio traukimo bandymo metodo privalumas, lyginant su vienpusiu stūmimo metodu, yra paprastesnis bandinio įtvirtinimas atliekant tyrimą. Be to, per vienpusį šlyties bandymą tarp *F* jėgų yra ekscentricitetas. Todėl, esant jėgų porai, sukeliamas lenkimo momentas, todėl statmenai anglies pluošto ir betono jungties atsiranda tempimo įtempių, kurie iškraipo tikrąjį jungties darbą. Tačiau bandant bandinius su dviguba jungtimi yra sudėtinga nustatyti jungties šlyties deformacijas, nes jungtys gali deformuotis skirtingai. Sijų bandymo metodas (1 pav., e) leidžia modeliuoti lenkiamųjų elementų betono ir pluošto jungties darbą (Chen 2001).

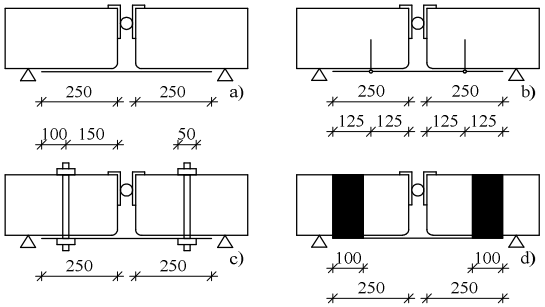


1 pav. Jungties tyrimo metodai: a, b – dvipusiai šlyties bandymai; c, d – vienpusiai šlyties bandymai; e – sijų bandymai

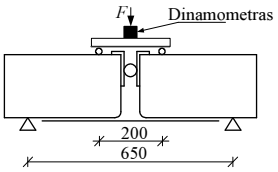
Tyrimais nustatyta, kad bandymo metodas turi įtakos gaunamiems bandymų rezultatams. Eksperimentai yra atliekami su kompozitine konstrukcija, kurioje, nors ir maži, pakeitimai gali turėti didelę įtaką įtempių ir deformacijų pasiskirstymui, suirimo pobūdžiui ir atlaikomai apkrovai.

Eksperimentinis tyrimas

Tyrimams paruoštos 8 gelžbetoninės sijos. Bandinių gamybai naudotos MAPEI firmos anglies pluošto ir klijų medžiagos. Betono gniuždomasis stipris $f_c = 22$ MPa, tamprumo modulis $E_{cm} = 29$ GPa. Anglies pluošto stipris $f_f = 3851$ MPa, tamprumo modulis $E_f = 232$ GPa.



2 pav. HBS sijos (a); HBA sijos (b); HBC sijos (c); HBW sijos (d)

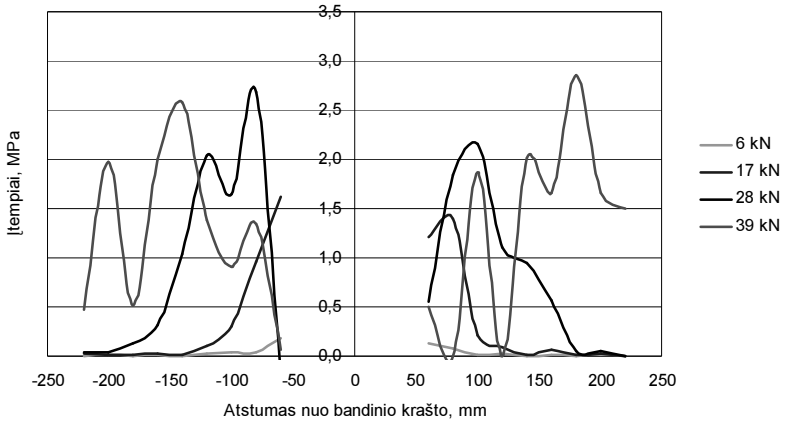


3 pav. Bandymo schema

Bandinių HBS-1, HBS-2 išorinė anglies pluošto armatūra priklijuota be papildomo inkaravimo (2 pav., a). HBA-1, HBA-2 sijose įrengti „T“ formos metalinės jungės išorinei armatūrai inkaruoti (2 pav., b). HBW-1 ir HBW-2 serijos sijų išorinė armatūra buvo inkaruota anglies pluošto apkabomis, įrengiant jas ties juostos galais (2 pav., d). Išorinė armatūra buvo inkaruota panaudojant metalines apkabas HBC-1 ir HBC-2 sijose (2 pav., c).

Bandinių HBS, kurių išorinė armatūra papildomai neinkaruota, šlyties įtempiai iki 15 kN apkrovimo lygio didėja bandinio centrinėje dalyje, netoli nuo krašto (4 pav.). Kai apkrova viršija 20 kN,

pasikeičia įtempių kreivės pobūdis, kontakto įtempiai pasiekia maksimalias reikšmes. Toliau didėjant apkrovai, maksimalūs įtempiai pasislenka išilgai išorinės armatūros link pluošto juostos galų. Įtempių kreivės staigūs pokyčiai, kai įtempių reikšmės kinta nuo maksimalių iki minimalių reikšmių, esant tam tikram apkrovimo lygiui, gali būt paaiškinami susiformavusiais sprausteliais dėl paviršiaus nelygumų, klijų įsigėrimo į betoną. Įtempių sumažėjimas iki nulinių reikšmių rodo, kad tose vietose yra pažeistas kontaktas tarp išorinės armatūros ir betono. Esant maksimaliai apkrovai, maksimalūs įtempiai artėja link išorinės armatūros juostos galų, ko pasėkoje įvyksta bandinio suirimas, atplėšiant anglies pluoštą su betono sluoksniu.

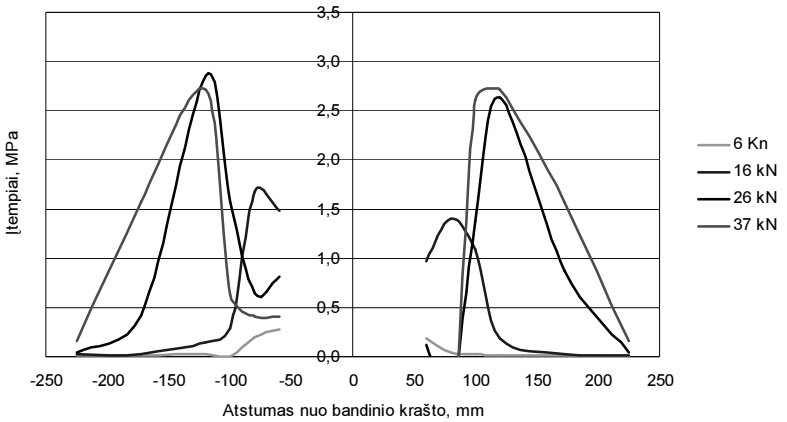


4 pav. Šlyties įtempių pasiskirstymas išilgai bandinio HBS

Bandinių HBC, kurių išorinė armatūra tvirtinta metalinėmis apkabomis, įtempiai pradinėse apkrovimo pakopose (iki 15 kN) didėja panašiai kaip ir bandinių HBS (4 ir 5 pav.). Kai apkrova pasiekia 15 kN, pasikeičia įtempių kreivės pobūdis. Maksimalūs kontakto įtempiai pasiekiami esant didžiausiai apkrovai ties metaline anglies pluoštą inkaruojančia apkaba. Išorinės armatūros juostos gale viso apkrovimo metu fiksuojamas nedidelis įtempių padidėjimas. Tai

rodo, kad metalinės apkabos patikimai papildomai inkaruoja išorinę armatūrą. Bandiniai suyra trūkstant išorinei armatūrai bandinio centre.

Tyrimais yra nustatyta, kad inkaruoti anglies pluoštą metalinėmis jungėmis nėra efektyvu. Didėjant apkrovai, įtempiai maksimalias reikšmes pasiekia ties metaliniais inkarais. Bandiniai HBA, kurių išorinė armatūra inkaruota metalinėmis jungėmis, suyra išplėšiant junges.

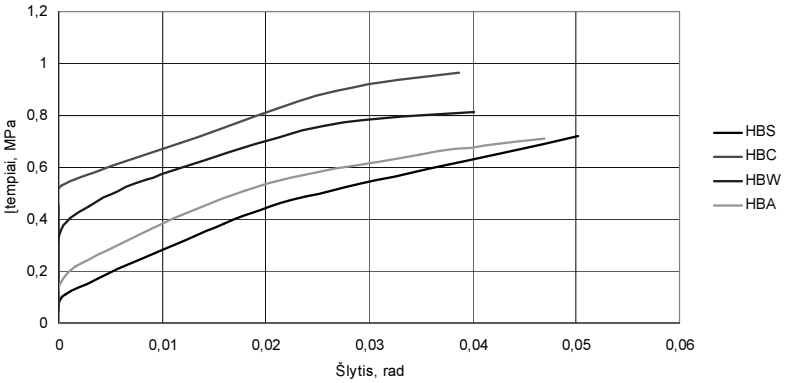


5 pav. Šlyties įtempių pasiskirstymas išilgai bandinio HBC

Bandinių HBW, kurių išorinė armatūra inkaruota anglies pluošto apkabomis, įtempiai jungtyje pasiskirsto panašiai kaip ir bandinių HBC, kurių išorinė armatūra papildomai inkaruota metalinėmis apkabomis. Esminis skirtumas yra tas, kad bandinių HBW pluošto juostos galuose pasiekiami didesni įtempiai, esant maksimaliai apkrovai. Išorinę armatūrą inkaravus pluošto apkabomis, pasiekiami anglies pluošto stiprio įtempiai. Bandiniai HBW, kurių išorinė armatūra inkaruota pluošto apkabomis, suyra trūkstant anglies pluoštui bandinio viduryje.

Atliktų tyrimų rezultatai rodo, kad šlyties deformacijos priklauso nuo išorinės armatūros inkaravimo būdo (6 pav.). Bandiniuose HBA

(anglies pluoštas inkaruotas metalinėmis jungėmis) ir HBS (anglies pluoštas papildomai neinkaruotas) pasireiškia panašaus dydžio ir pobūdžio šlyties deformacijos. Kai išorinė armatūra inkaruota metalinėmis (HBC bandiniai) arba pluošto (HBW bandiniai) apkabomis, šlyties deformacijos pasireiškia esant žymiai didesniems įtempiams nei bandiniuose HBA ir HBS.



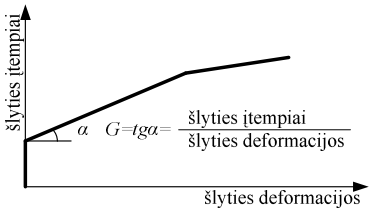
6 pav. Šlyties įtempių-deformacijų grafikai

Tyrimų rezultatai rodo, kad jungties tarp betono ir anglies pluošto šlyties modulis gali būti apskaičiuojamas taikant lygtį:

$$G = \frac{3\beta}{E_f A_f} E_{cm}, \tag{1}$$

$$\beta = \sqrt{\frac{2,5 - \frac{b_f}{b_c}}{1,5 + \frac{b_f}{b_c}}}, \tag{2}$$

čia: E_f – anglies pluošto tamprumo modulis; A_f – anglies pluošto skerspjūvio plotas; E_{cm} – betono tamprumo modulis; b_f – anglies pluošto plotis; b_c – sijos plotis.



7 pav. Šlyties modulio priklausomybė

Išvados

Papildomai inkaravus anglies pluošto armatūrą, jungtyje tarp betono ir pluošto pasikeičia įtempių pobūdis išilgai išorinės armatūros. To pasėkoje pasikeičia bandinių suirimo pobūdis.

Tyrimais nustatyta, kad visais atvejais, bandiniuose tiek su papildomu, tiek be papildomo išorinės armatūros inkaravimo, pasireiškia šlyties deformacijos jungtyje tarp betono ir anglies pluošto.

Anglies pluoštą papildomai inkaravus jungėmis šlyties deformacijos jungtyje sumažėja. Kai apkrova yra $0{,}6F_u$ (F_u – suardančioji apkrova), naudojant metalines junges šlyties deformacijos sumažėja 7 %, naudojant anglies pluošto apkabas 25 %, o plienines apkabas 30 %.

Anglies pluošto ir betono jungties standumą apibūdina jungties šlyties modulis G. Skaičiuojant sustiprintus lenkiamuosius elementus, jungties šlyties modulis gali būti aprašomas (1) išraiška.

Literatūra

Casas, J. R.; Pascual, J. 2007. Debonding of FRP in bending: Simplified model and experimental validation, *Construction and Building Materials* 21(10): 1940–1949.

Chen, J. F. 2001. FRP or steel plate-to-concrete bonded joints: effect of test methods on experimental bond strength, *Steel and Composite Structures* 1(2): 231–244.

Mazzotti, C.; Savoia, M.; Ferracuti, B. 2008. An experimental study on delamination of FRP plates bonded to concrete, *Construction and Building Materials* 22(7): 1409–1421.

Niu, H.; Wu, Z. 2006. Effects of FRP concrete interface bond properties on the performance of rc beams strengthened in flexure with externally bonded FRP sheets, *Journal of Materials in Civil Engineering* 18(5): 723–731.

Saxena, P.; Toutanji, H.; Noumowe, A. 2008. Failure analysis of FRP strengthened RC beams, *Journal of Composites for Construction* 12(1): 2–14.

Schilde, K.; Seim, W. 2007. Experimental and numerical investigations of bond between CFRP and concrete, *Construction and Building Materials* 21(4): 709–726.

Pham, H. B.; Al-Mahaidi, R. 2007. Modelling of CFRP-concrete shear-lap tests, *Construction and Building Materials* 21(4): 727–735.

INVESTIGATION OF BOND BETWEEN CFRP AND CONCRETE

T. Skuturna, J. Valivonis

Summary

One of the key factors affecting the behaviour and the strength of reinforced concrete structures strengthened with externally bonded carbon fibre reinforced polymer (CFRP) is the bond behaviour between carbon fibre and concrete. There are shown tests set-ups used to study the bond between carbon fibre and concrete. Experimental investigations with different fastening methods of the CFRP to the concrete were performed. The paper presents results of experimental tests.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

MEDINIŲ CENTRIŠKAI GNIUŽDOMŲ ELEMENTŲ ELGSENOS UGNYJE EKSPERIMENTINIŲ TYRIMŲ REZULTATAI

Gintas Šaučiuvėnas[1], Mečislovas Griškevičius[2]

[1]Metalinių ir medinių konstrukcijų katedra,
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
gintas.sauciuvenas@st.vgtu.lt
[2]Darbo ir gaisrinės saugos katedra,
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
m.griskevicius@vpgt.lt

Anotacija. Apžvelgiami medinių centriškai gniuždomų elementų elgsenos gaisro sąlygomis ypatumai ir pateikiamas tyrimų ir skaičiavimo rezultatų palyginimas.

Įvadas

Medinės laikančiosios konstrukcijos gaisro požiūriu paprastai yra vertinamos kaip daug pavojingesnės lyginant su plieninėmis arba gelžbetoninėmis konstrukcijos. Tačiau lyginant su minėtomis – medinės konstrukcijos dėl mažo medienos šiluminio laidumo lėčiau praranda laikomąją galią gaisro metu. Gaisro sąlygomis mediena dega pastoviu greičiu, kuris priklauso nuo elemento skerspjūvio pavidalo ir matmenų. Pagal Eurokodą 5-1-2 (2005) vientisosios spygliuočių medienos, kurios charakteristinis tankis yra 290 kg/m^3, skaičiuotinė anglėjimo sparta yra 0,8 mm/min. Kuo masyvesnis elemento skerspjūvis, tuo santykinai mažesnis skerspjūvio ploto sumažėjimas ir menkesnis medienos stiprumo savybių ir tamprumo modulio mažėjimo kylant temperatūrai poveikis.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

Tyrimų objektas ir bandymo metodika

Medienos elgsenos ugnyje tyrimų objektu buvo pasirinkti mediniai centriškai gniuždomi elementai, veikiami natūralios ugnies.

Viena didžiausių problemų eksperimentiškai tiriant medinių konstrukcijų elgseną gaisro metu yra gausus dūmų išsiskyrimas per tyrimus, todėl praktiškai neįmanoma panaudoti stacionarios standartinės bandymų įrangos, esančios įprastinėse uždarose laboratorijų patalpose.

Elgsenai ugnyje tirti buvo specialiai sukonstruota kaitinimo kamera, kurioje terminis bandomojo elemento poveikis sukuriamas panaudojant dujinį degiklį. Kaitinimo kameros konstrukcija buvo numatyta tokia, kad medinį bandomąjį elementą būtų galima apkrauti atitinkamo dydžio apkrova ir reikalui esant palaikyti pridėtos apkrovos dydį. Siekiant apsaugoti apkrovos suteikimo ir matavimo įrangą nuo temperatūros poveikio atliekant bandymus, elementas buvo kaitinamas ne per visą ilgį, o tik vidurinė jo 0,8 m ilgio dalis.

Bandiniai vienodo ilgio (1,2 m) ir vienodų skerspjūvio matmenų (50 mm×50 mm) mediniai elementai. Gniuždomojo elemento galų įtvirtinimas galuose visomis kryptimis lankstinis – atrama per rutulinius lanksti. Pirmuoju etapu buvo atlikti medinių elementų bandymai gaisro sąlygomis.

Prieš pradedant gaisrinius tyrimus buvo sudaryta bandymų programa, apimanti medienos stiprumo savybių, drėgnio ir tankio nustatymą taikant standartizuotas bandymo metodikas ir elgsenos ugnyje tyrimą.

Elgsenos ugnyje tyrimo metodika buvo paremta bendrosiomis konstrukcijų elgsenos gaisro metu nuostatomis, išdėstytomis Eurokode 1-1-2 (2004), Eurokode 5-1-2 (2005) ir LST EN 1365-4:2000 (2000).

Metodikoje numatytas poslinkio ir temperatūros matavimo priemonių išdėstymas, pradinės apkrovos dydis ir bandymo pabaigos kriterijai. Pagrindiniai iš jų – laikomosios galios netekimas dėl elemento irties arba elemento pastovumo netekties.

Temperatūros matavimo prietaisai (termoporos) išdėstyti taip, kad galima būtų stebėti temperatūros pasiskirstymą įvairiose kaitinimo kameros vietose ties bandinio paviršiumi.

Eksperimento atlikimo patogumui ir tolygesniam kaitros pasiskirstymui kaitinimo kamera numatyta gulsčia, tariant, kad lenkiamieji bandinio momentai dėl savojo svorio bus visiškai nereikšmingi atsižvelgiant į pakankamai didelį bandinių standumą.

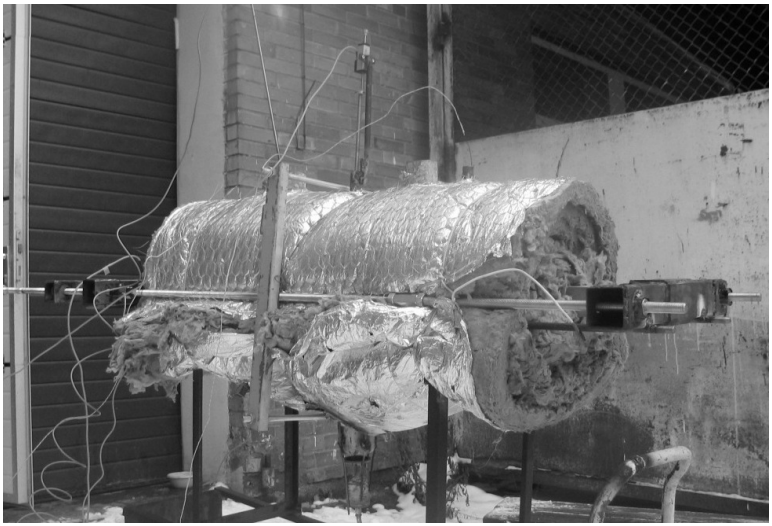
Kameros konstrukciją kaitinimas buvo numatytas iš vienos elemento pusės tikintis, kad dėl nedidelių kameros matmenų ir tinkamos šiluminės izoliacijos kaitra pasiskirstys gana tolygiai. Bandinys kameroje buvo orientuotas taip kad ugnis veiktų tiesiai į vieną iš plokštumų.

Prie pradedant elgsenos ugnyje eksperimentinius tyrimus buvo atlikti medinių centriškai gniuždomų elementų laikomosios galios natūraliomis sąlygomis skaičiavimai pagal STR 2.05.07:2005 (2005) ir Eurokodas 5 (2005).

Elgsenos ugnyje tyrimo įranga

Kaitinimo kamera – 159 mm išorės skersmens ir 0,8 m ilgio plieninis vamzdis, kurio apatinėje dalyje yra 3 angos tolygesniam vieno dujinio degiklio liepsnos ir kaitros paskirstymui kameroje. Išilgai kameros ašies pritvirtintas jėgos rėmas apkrovą bandiniui suteikti. Viršutinėje ir apatinėje kameros dalyse yra numatytos angos matavimo prietaisams ir oro cirkuliacijai, nes kaip parodė bandomieji kaitinimai nepakankamas deguonies patekimas į kamerą labai pristabdo ne tik medienos, bet ir paties dujinio degiklio paduodamų dujų degimą.

Bandinio ilgio mažėjimui apkrovos palaikymo metu ir galimai bandinio deformacijai (išlinkio statmena kryptimi) matuoti prie jėgos rėmo numatyti poslinkių jutikliais. Matavimo priemonės ir jėgos rėmas izoliuotas nuo kaitinimo kameros ugniai atsparia šilumos izoliacija atlaikančia temperatūrą iki 1100°C. Atsparumo ugniai tyrimo įrangos bendras vaizdas parodytas 1 pav.



1 pav. Medinių centriškai gniuždomų elementų elgsenos ugnyje tyrimo įrenginio bendras vaizdas

Skaičiuotinė bandomųjų pavyzdžių laikomoji galia natūraliomis sąlygomis

Prieš pradedant gaisrinius tyrimus taikant medinių konstrukcijų skaičiavimo pagal STR 2.05.07 ir eurokodą 5-1-1 dalies metodus buvo apskaičiuotos skaičiuotinės medinių centriškai gniuždomųjų elementų apkrovos atitinkančios stiprumo ir pastovumo kriterijus esant natūralioms sąlygoms ir gauta mažiausioji reikšmė buvo priima kaip atskaitinė nustatant bandymo apkrovą Skaičiavimo rezultatai pateikti lentelėje. Skaičiuojant laikomąsias galias buvo tarta, kad mediena yra C22 klasės.

Skaičiuotinės centriškai gniuždomųjų elementų laikomosios galios

Ašinė jėga N_{np}, kN		Ašinė jėga N_{ns}, kN	
Pagal pastovumo kriterijų		Pagal stiprumo kriterijų	
STR 2.05.07	Eurokodas 5-1-1	STR 2.05.07	Eurokodas 5-1-1
15,02	18,79	34,62	34,62

Kaip matyti iš lentelėje pateiktų reikšmių centriškai gniuždomų elementų pastovumo laikomoji galia apskaičiuota taikant eurokodo metodika yra didesnė nei pagal STR 2.05.07:2005 (2005), stiprumo galią atitinkančios jėgos reikšmės yra vienodos, nes stiprumo skaičiavimo metodikos yra visiškai vienodos.

Bandymo eiga ir matavimai

Sumontavus bandinį jėgos rėme jis buvo apkraunamas numatyta ašine apkrova ($0{,}4N_{np}$ ir $0{,}6N_{np}$), kur N_{np} – apkrova atitinkanti centriškai gniuždomo medinio elemento pastovumo kriterijų natūraliomis sąlygomis pagal STR 2.05.07:2005 (2005). Priimti aukščiau nurodyti mažinantieji apkrovos gaisro sąlygomis koeficientai (0,4 ir 0,6) neatsitiktinai, o remiantis atliktais η_{fi} – skaičiuotinės apkrovos gaisro sąlygomis pataisos koeficiento skaičiavimais kaip nurodyta Eurokode 5-1-2 (2005). Atlikus eilę skaičiavimų nustatyta, kad pataisos koeficiento reikšmė svyruoja apie 0,4.

Bandymas buvo pradedamas uždegus dujinį degiklį ir įjungus jį didžiausiu pajėgumu. Bandymo kameros temperatūra liepsnos pusėje (apatinė bandinio plokštuma) ir virš bandinio (viršutinė bandinio plokštuma) matuojama termoporomis prijungtomis prie „ALMEMO“ prietaiso kas 10 sekundžių, o apkrova fiksuojama indukciniu dinamometru nuolat ir, reikalui esant, gali būti palaikoma reikiamo lygio. Kaip ir temperatūra poslinkio jutiklių, rodančių bandomojo elemento deformacijas, rodmenys buvo fiksuojami tuo pačiu dažnumu.

Visi bandiniai buvo bandomi iki suirimo arba iki pasiekiamas vienas iš bandymo programoje numatytų bandymo pabaigos kriterijų.

Elgsenos ugnyje bandymo rezultatai

Atlikus bandymus nustatyta, kad elementų suirimo gaisro sąlygomis pobūdis – pastovumo netekimas. Didesnė dalis visų elementų išklupo liepsnos poveikio linkme, t. y į viršų, dalis

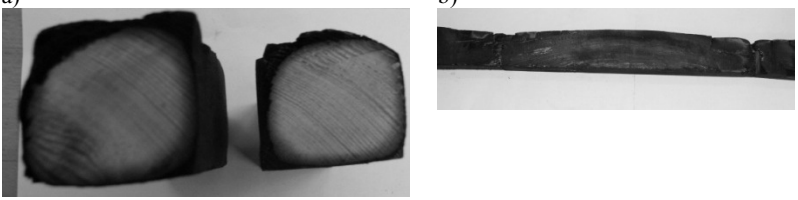
elementų išklupo ir iš dalies persimetė, tačiau nebuvo ne vieno elemento, kuris būtų išklupęs žemyn – link liepsnos.

Didžiausia temperatūra bandymo metu kaitinimo kameroje – 840°C buvo nustatyta ties bandinio apatine plokštuma. Tuo trapu viršutinės bandinio plokštumos lygyje didžiausia temperatūra vidutiniškai (bandymo pabaigoje) siekė tik 305°C. Vidutinis bandinių apkrautų pastovia 0,4 N_{np} ašine gniuždomąja jėga eksperimentinis atsparis ugniai – 15 min, t. y. po tiek laiko nuo bandymo pradžios būdavo pasiektas bandymo pabaigos kriterijus.

Atlikus išbandytų elementų analizę, nustatyta, kad tiesioginio liepsnos veikimo vietose (virš liepsnos išsiveržimo angų) medinio elemento skerspjūvis yra labiau apanglėjęs nei gretimose ruožuose (2 pav., b). Elementų labiausiai apanglėjusių skerspjūvių apmatavimai parodė, kad daugiausiai apanglėjęs yra apatinis elemento paviršius, kuris tiesiogiai buvo veikiamas ugnies poveikio. Vidutinis labiausiai apanglėjusio apatinio paviršiaus anglies sluoksnio storis siekė – 6,5 mm. Šoniniai elemento paviršiai apanglėję iki 3 kartų mažiau nei apatiniai, o viršutinis praktiškai visai neapanglėjęs (2 pav., a).

Tuo tarpu skaičiuotinis anglėjimo gylis atsižvelgiant į vidutinį eksperimentinį atsparumą ugniai turėtų būti 12,0 mm. Įvertinus bandymo metu gautą vienpusio apanglėjimo gylį 6,5 mm (tokiu dydžiu sumažinus skerspjūvio matmenis) ir apkrovos lygį nei pagal STR, nei pagal eurokodą centriškai gniuždomo elemento kluptis dar negalima – eksperimentinių ir teorinių rezultatų nesutapimas apie 30 %. Pagal STR skaičiuotinė elemento kluptis būtų galima kai skerspjūvio tolygiai apanglėjusio sluoksnio storis pasiektų 5 mm (suminis skerspjūvio pločio ir aukščio sumažėjimas po 10 mm), o pagal eurokodą – 6 mm (suminis skerspjūvio matmenų sumažėjimas 12 mm).

a) b)



2 pav. Būdingas medinių centriškai gniuždomųjų elementų skerspjūvio vaizdas po bandymo: a) elemento skerspjūvis po bandymo; b) elemento viduriniosios dalies vaizdas

Išnagrinėjus gautus bandymo rezultatus ir palyginus su centriškai gniuždomųjų strypų skaičiavimo rezultatais buvo nustatyti tokie veiksniai galėję turėti įtakos bandymo rezultatams:

1) netolygus temperatūros pasiskirstymas kaitinimo kameroje;

2) lokalinis liepsnos poveikis;

3) ekscentrinis ašinės jėgos poveikis sumažėjus labiau kaitinamos apatinės zonos medienos stipruminėms savybėms.

Išvados

1. Medinių kvadratinio skerspjūvio elementų eksperimentinis vidutinis atsparis ugniai yra 15 min., kai gniuždomoji ašinė jėga lygi 0,4 skaičiuotinės jėgos natūraliomis sąlygomis.

2. Gulsčioji medinio elemento padėtis elgsenos ugnyje tyrimo metu įtakos rezultatams neturėjo

3. Naudojant vienpusį kaitinimą nėra užtikrinamas tolygus temperatūros pasiskirstymas net ir nedidelėje gerai izoliuotoje kaitinimo kameroje.

4. Lyginant bandymo ir teorinius rezultatus gautas apie 30 % rezultatų nesutapimas atsargos labui.

Literatūra

Eurokodas 1-1-1. 2004. LST EN 1991-1-2:2004. Poveikiai konstrukcijoms. 1–2 dalis. Bendrieji poveikiai. Gaisro poveikiai konstrukcijoms. Lietuvos standartizacijos departamentas, Vilnius.

Eurokodas 5-1-1. 2005. LST EN 1995-1-1:2005 (LST EN 1995-1-1:2005+AC:2006). Medinių konstrukcijų projektavimas. 1–1 dalis. Bendrosios nuostatos. Bendrosios ir pastatų taisyklės.

Eurokodas 5-1-2. 2005. LST EN 1995-1-2:2005 (LST EN 1995-1-2:2005+AC:2006). Medinių konstrukcijų projektavimas. 1–2 dalis. Bendrosios nuostatos. Konstrukcijų elgsenos ugnyje skaičiavimas. Lietuvos standartizacijos departamentas, Vilnius.

LST EN 1365-4:2000. Laikančiųjų elementų atsparumo ugniai bandymai. 4 dalis. Kolonos.

STR 2.05.07:2005. Medinių konstrukcijų projektavimas. Vilnius, 2005. 42 p.

THE RESULTS OF THE EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS OF TIMBER ELEMENTS RESISTANCE TO AXIAL COMPRESSION IN THE FIRE SITUATION.

G. Šaučiuvėnas, M. Griškevičius

Summary

The resistance to axial compression of the timber members in case of fire is analyzed. The comparison between experimental and design results is presented.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

TAMPRIŲ-PLASTINIŲ PLIENINIŲ RĖMŲ PROJEKTAVIMAS *MATLAB* APLINKOJE

Valentin Jankovski[1], Juozas Atkočiūnas[2]

Statybinės mechanikos katedra,

Vilniaus Gedimino technikos universitetas

[1] *JWMsoftcorp@gmail.com;* [2] *juozas.atkociunas@st.vgtu.lt*

Anotacija. Sudarytas minimalaus tūrio strypinių plieninių konstrukcijų, patyrusių ir plastines deformacijas, projektavimo uždavinio matematinis modelis. Diskretizacijai naudojami pusiausvirieji baigtiniai elementai. Elementai projektuojami iš sortimentinių HE, IPE, TUB plieninių profiliuočių, atsižvelgiant į profiliuočių aibių geometrinių charakteristikų sklaidą sortimentuose. Projektavimas realizuojamas taikant autorių *MATLAB* aplinkoje sukurtą eksperimentinę įrankių sistemą *JWM SAOSYS Toolbox v0.42*. *SAOSYS* architektūra pseudopolimorfiškai operuoja objektiškai orientuotais baigtiniais elementais. Iliustracinis pramoninio pastato rėmo optimalaus projektavimo, esant stiprumo ir standumo apribojimam,s pavyzdys realizuotas atsižvelgus į mažų poslinkių prielaidą.

Įvadas

Tampriai plastinių plieninių konstrukcijų netiesinių optimizavimo uždavinių matematiniai modeliai pateikti darbe (Merkevičiūtė, Atkočiūnas 2006). Dabar pateikiamame straipsnyje tiksliau vertinami konstrukcijų elementų, veikiamų ir lokalinių apkrovų, stiprumo, standumo ir stabilumo reikalavimai (STR 2.05.08:2005). Optimizavimo uždavinys neiškilas, jo konvergavimo siekiama iteraciniu būdu, sprendžiant netiesinių optimizavimo uždavinių (NLP) seką (Bazaraa *et al.* 2004). Sprendimui taikyta

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081

autorių sukurta konstrukcijų analizės ir optimalaus projektavimo sistema *JWM SAOSYS Toolbox v0.42* (Jankovski, Atkočiūnas 2008). *SAOSYS* sistemos architektūrą nusako *User mode* pre-post-procesorinis valdymo principas bei *Kernel mode,* gaubiantis sistemos topologiją ir jos komponentus. Operuojama objektiškai orientuotais BE LINK11 (santvara) ir BEAM31 (rėmas). Dėl *MATLAB* aplinkos OOP galimybių apribojimų *SAOSYS* sistemoje realizuotas pseudopolimorfizmas, išlaikantis objektų pseudovirtualių metodų koncepciją.

Matematinis modelis

Ieškomas minimalaus tūrio V konstrukcijos projektas, kurio optimalumo kriterijus (1) užtikrinamas, atsižvelgiant ne tik į stiprumo (2, 3, 5), standumo (4, 6), bet ir stabilumo reikalavimus:

$$\min\ V = \boldsymbol{L}^T \boldsymbol{A}\left(\boldsymbol{G}_0\right) \tag{1}$$

$$\left[\boldsymbol{B}\right]\boldsymbol{G}_0 - \left[\boldsymbol{Z}\right]\boldsymbol{\lambda} \geq \boldsymbol{b}\,, \tag{2}$$

$$\boldsymbol{\lambda}^T\left(\left[\boldsymbol{B}\right]\boldsymbol{G}_0 - \left[\boldsymbol{Z}\right]\boldsymbol{\lambda} - \boldsymbol{b}\right) = 0\,, \tag{3}$$

$$\left[\boldsymbol{Y}\right]\boldsymbol{\lambda} \geq \boldsymbol{u}_{min} - \boldsymbol{u}_e\,,\ \left[\boldsymbol{Y}\right]\boldsymbol{\lambda} \leq \boldsymbol{u}_{max} - \boldsymbol{u}_e\,, \tag{4}$$

$$\boldsymbol{\Psi}_{S,ext}\left(\boldsymbol{\lambda}, \boldsymbol{S}_e\right) \leq \boldsymbol{0}\,, \tag{5}$$

$$\boldsymbol{v}_{min} \leq \boldsymbol{\Psi}_{v,ext}\left(\boldsymbol{\lambda}, \boldsymbol{u}_e\right) \leq \boldsymbol{v}_{max}\,, \tag{6}$$

$$\boldsymbol{\lambda} \geq \boldsymbol{0}\,,\ \boldsymbol{G}_0 \geq \boldsymbol{G}_{0,min}\,. \tag{7}$$

čia: $\boldsymbol{L}$ – elementų ilgių vektorius; $\boldsymbol{G}_0$ – elementų skerspjūvių optimizuojamos geometrijos pagrindinis vektorius; $\boldsymbol{A}(\cdot)$ – optimizuojamos skerspjūvio geometrijos konversijos į skerspjūvių plotą vektorinė funkcija; $\boldsymbol{\Psi}_{S,ext}(\cdot)$, $\boldsymbol{\Psi}_{v,ext}(\cdot)$ – ekstremines įrąžas ir įlinkius įvertinančios vektorinės funkcijos. Minimizacija vykdoma, esant pasirinktai visos konstrukcijos konfigūracijai, elementų medžiagos fizikinėms-mechaninėms charakteristikoms, apkrovai $\boldsymbol{F}$

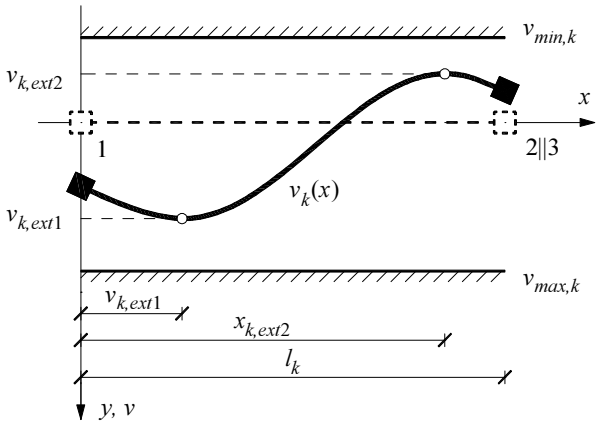
bei konstrukcijos mazgų poslinkių $\boldsymbol{u}_{min}$, $\boldsymbol{u}_{max}$ ir elementų ekstreminių įlinkių $\boldsymbol{v}_{min}$, $\boldsymbol{v}_{max}$ leistinųjų kitimo ribų vektoriams. Nežinomieji yra $\boldsymbol{G}_0$ ir plastinių daugiklių vektorius λ.

Baigtinio elemento BEAM31 standumo sąlyga

Šalia standumo sąlygų konstrukcijos mazgams (4), sudaromos papildomos sąlygos (6) elementų ekstreminiams įlinkiams $\boldsymbol{v}_{k,ext}$ patikrinti (1 pav.). Ieškomos ekstreminių įlinkių pozicijos $\boldsymbol{x}_{k,ext}$, skaičiuojami ekstreminiai įlinkiai, kurie turi patenkinti tokius standumo apribojimus:

$$\mathbf{v}_{k,ext} : v_{k,ext,i} = \begin{vmatrix} v_k\left(x_{k,ext,i}\right), & x_{k,ext,i} \in \left(0; l_k\right); \\ \varnothing, & \text{otherwise.} \end{vmatrix} \quad i = 1, 2\,; \tag{8}$$

$$v_{min,k} \le \left[\Psi_{v,ext,k} = \min_{\max} \mathbf{v}_{k,ext}\right] \le v_{max,k}, \quad k \in K_{31}\,. \tag{9}$$

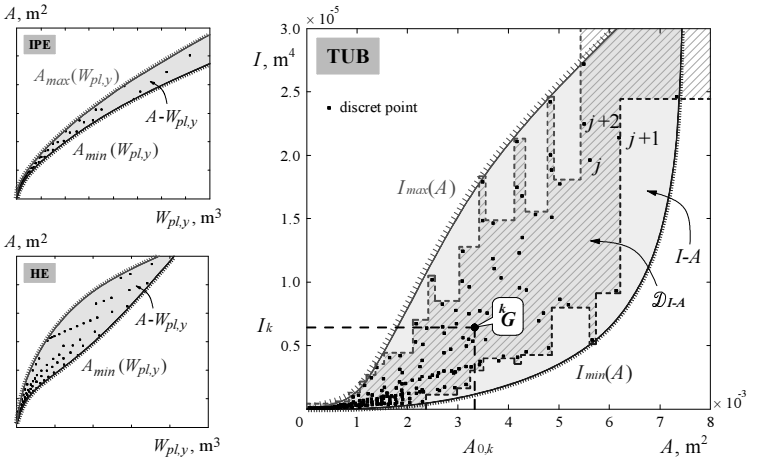


1 pav. Elemento BEAM31 ekstreminiai įlinkiai

Sortimentai: profiliuočių diskretinių geometrinių charakteristikų sritys konstrukcijų optimizacijoje

Išnagrinėjus profiliuočių IPE, HE, TUB diskretinių geometrinių charakteristikų išsibarstymą (2 pav.), matyti, kad vienareikšmė priklausomybė tarp skerspjūvių geometrinių charakteristikų A-$W_{pl,y}$ ir I-A neegzistuoja. Todėl optimizuojant konstrukcijos elementų skerspjūvius, sortimentų diskretinėse srityse $\mathscr{D}_{A-W_{pl,y}}$ ir $\mathscr{D}_{I-A}$ ieškomi leistinieji taškai ${}^{k}\boldsymbol{G}$:

$$ {}^{k}\boldsymbol{G} \equiv \left\{G_{0,k}, G_{1,k}\right\} \equiv \begin{vmatrix} \left\{A_{0,k}, I_k\right\}, & k \in K_{11}; \\ \left\{W_{pl,y,0,k}, A_k\right\}, & k \in K_{31}. \end{vmatrix} \quad k \in K\ . \tag{10} $$



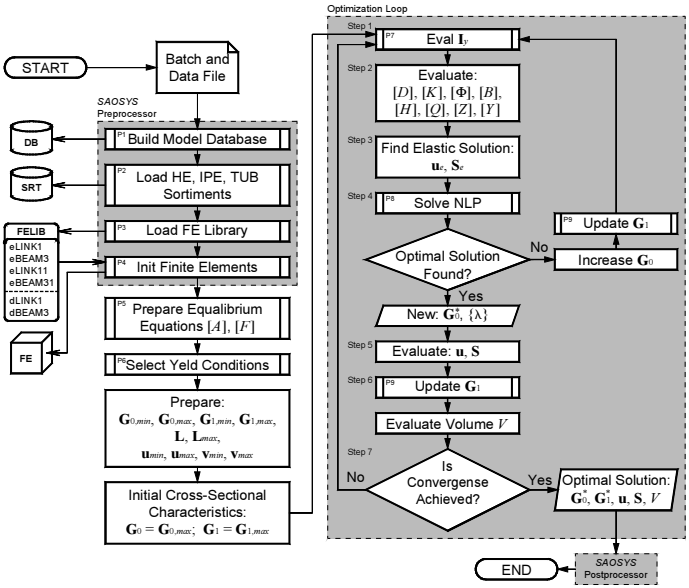
2 pav. IPE, HE ir TUB profiliuočių sortimentų leistinosios A-$W_{pl,y}$ ir I-A bei diskretinių reikšmių $\mathscr{D}_{I\text{-}A}$ charakteristikų sritys

Visai projektuojamai konstrukcijai tuomet taikomas pažymėjimas $[\boldsymbol{G}] \equiv [\boldsymbol{G}_0, \boldsymbol{G}_1]$, kur: $\boldsymbol{G}_0$ – vedančiosios optimizuojamos geometrijos vektorius; $\boldsymbol{G}_1$ – kontroliuojamosios vedamosios geometrijos vektorius. Sprendžiant (1)–(7) uždavinį iteracijomis, optimizuojamas $\boldsymbol{G}_0$, o atsiliekantis vektorius $\boldsymbol{G}_1$ tikslinamas

pasinaudojant takumo sąlygomis (2, 5) ir sortimentų leistinųjų sričių ribomis $A_{min}(W_{pl,y})$–$A_{max}(W_{pl,y})$ ir $I_{min}(A)$–$I_{max}(A)$.

Projektavimo algoritmas

Algoritmas realizuotas kompleksinėje *MATLAB* ir autorių sukurtoje *SAOSYS* konstrukcijų modeliavimo, analizės ir optimalaus projektavimo sistemoje. Išskiriamos tokios pagrindinės algoritmo dalys (3 pav.): *konstrukcijos modeliavimas* (parametrizacija, diskretizacija baigtiniais elementais, pradinių duomenų ir *SAOSYS* preprocesoriaus komandų failo sudarymas); *projektavimo aplinkos paruošimas* (paruošiama modelio DB, profiliuočių duomenų bazė SRT, elementų biblioteka FELIB, baigtinių elementų ansamblis FE);



3 pav. Tamprių-plastinių optimalių plieninių remų projektavimo algoritmas *SAOSYS-EPSOptim*

paruošiamieji skaičiavimai (uždavinio matricų ir vektorių paruošimas); *optimizacijos uždavinio sprendimas* (sprendžiamas

iteracijomis priartėjimo keliu, vykdant skerspjūvių inercijos momentų interpoliavimo procedūrą, tampraus sprendinio $\boldsymbol{u}_e$ ir $\boldsymbol{S}_e$ radimas, NLP uždavinio (1)–(7) sprendimas, vedamosios geometrijos vektoriaus $\boldsymbol{G}_1$ tikslinimo procedūra, konvergavimo kontrolė); *skaičiavimo rezultatų postprocesorinė interpretacija* (diagramos, grafikai).

Skaitinis pavyzdys

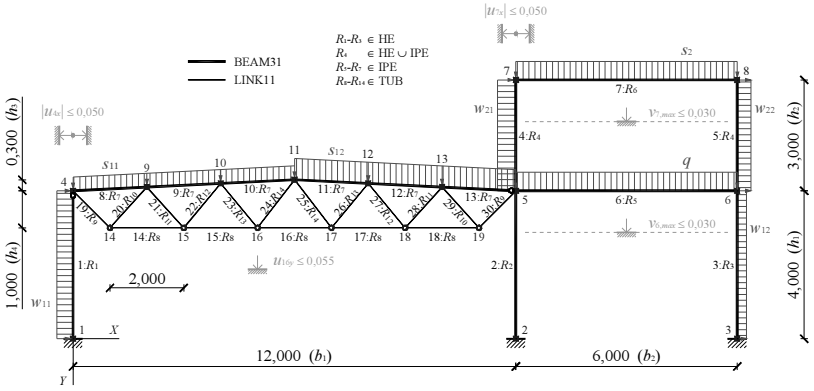
Projektuojama konstrukcija. Projektuojamas pramoninio pastato rėmas (4 pav.): tampriai-plastinė stadija; vienkartės apkrovos atvejis. Išilgai pastato rėmai išdestyti $L = 6{,}0$ m žingsniu. Elementų medžiaga – plienas S275, kurio $E = 210$ GPa, $R_y = 275$ MPa. Pusiausvirais baigtiniais elementais diskretizuotą rėmą sudaro 14 optimizuojamų parametrų $R_{1–14}$ (elementų skerspjūvių). Konstrukcijos apkrovos: $s = 12{,}480$ kN/m; $w_{11} = 1{,}123$ kN/m; $w_{12} = 0{,}562$ kN/m; $w_{21} = 1{,}393$ kN/m; $w_{22} = 0{,}696$ kN/m; $q = 23{,}400$ kN/m. Užduoti konstrukcijos standumo apribojimai: mazgams $[|u_{4x}|, |u_{7x}|] \le 0{,}050$ m, $u_{16y} \le 0{,}055$ m; elementų įlinkiams $[v_{max,6}, v_{max,7}] \le 0{,}030$ m.

Apskaičiuoti optimalūs skerspjūviai ir jiems artimiausi profiliuočiai

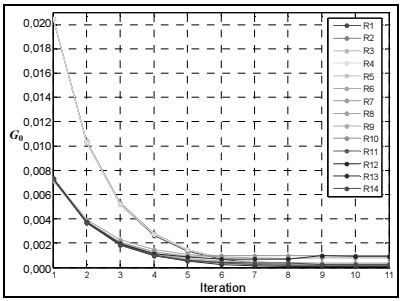
k	$W^*_{pl,y,0,k}$, m^3	A^*_k, m^2		1	2	3
R_1	$5{,}836\cdot10^{-5}$	$1{,}560\cdot10^{-3}$	HE:	100AA	–	–
R_2	$11{,}983\cdot10^{-5}$	$1{,}560\cdot10^{-3}$	HE:	100AA	120AA	100A
R_3	$12{,}282\cdot10^{-5}$	$1{,}560\cdot10^{-3}$	HE:	100AA	120AA	100A
R_4	$14{,}109\cdot10^{-5}$	$0{,}724\cdot10^{-3}$	IPE:	80	A100	A80
R_5	$21{,}671\cdot10^{-5}$	$2{,}347\cdot10^{-3}$	IPE:	A200	180	O180
R_6	$11{,}972\cdot10^{-5}$	$1{,}103\cdot10^{-3}$	IPE:	A120	100	A140
R_7	$8{,}136\cdot10^{-5}$	$0{,}936\cdot10^{-3}$	IPE:	100	A100	A120
	$A^*_{0,k}$, m^2	I^*_k, m^4		1	2	3
R_8	$7{,}171\cdot10^{-4}$	$6{,}406\cdot10^{-8}$	TUB:	30×70×4.0	40×70×3.5	25×60×5.0
R_9	$3{,}622\cdot10^{-4}$	$0{,}808\cdot10^{-8}$	TUB:	20×45×3.0	20×40×3.5	25×35×3.5
R_{10}	$9{,}403\cdot10^{-4}$	$14{,}085\cdot10^{-8}$	TUB:	30×70×5.0	40×60×5.0	40×90×4.0
R_{11}	$1{,}491\cdot10^{-4}$	$0{,}090\cdot10^{-8}$	TUB:	10×25×2.5	15×20×2.5	10×30×2.0
R_{12}	$4{,}812\cdot10^{-4}$	$6{,}368\cdot10^{-8}$	TUB:	30×45×3.5	25×50×3.5	25×60×3.0
R_{13}	$0{,}460\cdot10^{-4}$	$0{,}070\cdot10^{-8}$	TUB:	10×15×1.0	–	–
R_{14}	$2{,}711\cdot10^{-4}$	$1{,}604\cdot10^{-8}$	TUB:	20×40×2.5	25×35×2.5	30×42×2.0

Skaičiavimo rezultatai. Konstrukcijos optimalus projektavimas vykdytas iteracijomis – atlikta 11 priartėjimo iteracijų (5 pav.). Apskaičiuoti optimalūs teoriniai skerspjūviai (X^*) ir jiems rasti artimiausi profiliuočiai pateikti lentelėje. Suprojektuotos konstrukcijos tūris $V = 6{,}897 \cdot 10^{-2}$ m^3. Pažymėtina, kad diskretiniam sprendiniui rasti būtina vykdyti konstrukcijos diskretinę optimizaciją, kuri šiame straipsnyje nenagrinėta.

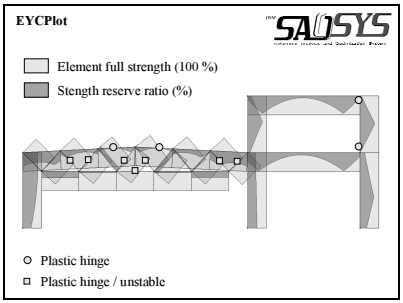
Konstrukcijos elementų stiprumo atsargos išnaudojimo diagramoje (6 pav.) parodytos plastinių lankstų atsiradimo vietos. Elementai $E\{5, 10, 11, 16, 21, 22, 24, 25, 29, 30\}$ suprojektuoti ribinės stiprumo atsargos būvyje, kai pasireiškia plastinis tekėjimas arba stabilumo netekimas (LINK11 elementų atveju). Konstrukcijos mazgų poslinkiai ($u_{4x} = 0{,}036$ m; $u_{7x} = 0{,}043$ m; $u_{16y} = 0{,}034$ m) ir elementų įlinkiai ($v_6 = 0{,}029$ m; $v_7 = 0{,}023$ m) tenkina užduotus standumo apribojimus.



4 pav. Konstrukcijos modelis diskretizuotas LINK11 ir BEAM31 baigtiniais elementais



5 pav. Optimizuojamo G_0 iteracinio skaičiavimo kitimo dinamika



6 pav. Konstrukcijos elementų stiprumo atsargos diagrama

Išvados

1. Optimizuojamų skerspjūvių vedančiosios ir vedamosios geometrijos principas leidžia tiesiogiai atsižvelgti į sortimentinių profiliuočių geometrinių charakteristikų sklaidą.

2. Autorių sukurta *SAOSYS* sistema ir jos tamprių-plastinių rėmų projektavimo *EPSOptim* modulis įgalina modeliuoti ir projektuoti statybines plokščias strypų konstrukcijas iš sortimentinių profiliuočių.

Literatūra

Bazaraa, M. S.; Sherali, H. D.; Shetty, C. M. 2004. *Nonlinear Programming: Theory and Algorithms*. New York: John Wiley & Sons Ltd. 853 p.

Jankovski, V.; Atkočiūnas, J. 2008. MATLAB implementation in direct probability design of optimal steel trusses, *Mechanika* 6(74): 30–37. ISSN 1392-1207.

Merkevičiūtė, D.; Atkočiūnas, J. 2006. Optimal shakedown design of metal structures under stiffness and stability constraints, *Journal of Constructional Steel Research* 62: 1270-1275.

STR 2.05.08. *Design of steel structures*. General rules. Vilnius, Lithuanian Department of Environment, 2005 (in Lithuanian).

DESIGN OF ELASTIC-PLASTIC STEEL FRAMES IN *MATLAB* ENVIRONMENT

V. Jankovski, J. Atkočiūnas

Summary

This paper deals with the design of optimal elastic-plastic steel frames by using mathematical programming. The equilibrium finite elements are applied for discretization. The elements are designed from steel profiles HE, IPE and TUB. Designing is implemented by the authors created *MATLAB* environment toolbox *JWM SAOSYS Toolbox v0.42*.

Konferencijos „Statybinės konstrukcijos“,
įvykusios Vilniuje 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

DĖL APVALAUS SKERSPJŪVIO BETONINIŲ IR GELŽBETONINIŲ KOLONŲ LAIKOMOSIOS GALIOS ĮVERTINIMO

Romualdas Vadlūga

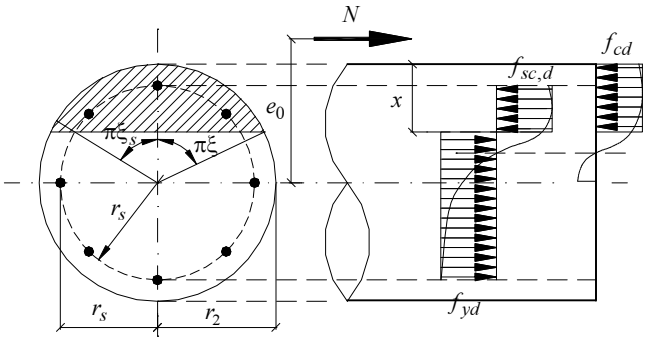
Gelžbetoninių ir mūrinių konstrukcijų katedra,
Vilniaus Gedimino technikos universitetas
gelz@st.vgtu.lt

Anotacija. Straipsnyje nagrinėjama apvalaus skerspjūvio gelžbetoninių kolonų laikymo galios įvertinimo problema. Tokių kolonų stiprumo skaičiavimas yra specifinis. Parengtas apvalaus skerspjūvio gelžbetoninių elementų skaičiavimo metodas. Taikant šį metodą apskaičiuota apvalaus skerspjūvio betoninių ir gelžbetoninių kolonų laikymo galia gerai sutampa su eksperimentiniu būdu nustatytąja.

Dažnai karkasinių pastatų kolonos esti apvalaus skerspjūvio. Tokių kolonų skritulio formos skerspjūvis ir išilginės armatūros tolygus išdėstymas skerspjūvio perimetru lemia kai kuriuos ypatumus įvertinant įtempių ir deformacijų būvį. Keičiantis skerspjūvio gniuždomosios zonos aukščiui, keičiasi armatūros, patenkančios į gniuždomąją ir tempiamąją zonos plotų santykis. Skerspjūvio gniuždomoji zona apibrėžiama sektorine jo dalimi, todėl palyginti sudėtingai surandama neutraliosios ašies padėtis, t. y. santykinė vertė ξ (žr. pav.).

Uždavinys sprendžiamas nuoseklaus priartėjimo metodu. Sprendimą apsunkina tai, kad elemento skerspjūvio armatūros gniuždomąją dalį apibrėžiantis dydis ξ_s nesutampa su ξ dydžiu.

© Vilniaus Gedimino technikos universitetas
http://www.vgtu.lt/konfer/index.php?link=LT.2.424.2081



Pav. Ekscentriškai gniuždomų apvalaus skerspjūvio elementų skaičiuojamoji schema

Tokių elementų stiprio skaičiavimo problema buvo anksčiau aptarta (Vadlūga 2007, Vadlūga 2008). Analizė parodė, kad intervale ξ =0,3–0,7 pakankamai tiksliai apvalaus skerspjūvio betoninių ir gelžbetoninių kolonų laikomoji galia gali būti įvertinta iš išorinių ir vidinių jėgų sukeltų momentų apie ašį einančią per elemento skerspjūvio centrą, pusiausvyros sąlygos

$$\left(Ne_0\right)_u = \frac{2}{3}\left(f_{cd} r_2^3 \sin^3 \pi\xi\right) + \left(f_{yd} + f_{sc,d}\right) A_s r_s \frac{\sin \pi\xi_s}{\pi}, \qquad (1)$$

čia skerspjūvio gniuždomosios zonos santykinis dydis

$$\xi = \frac{0,4 f_{cd} A + f_{yd} A_s + N}{1,8 f_{cd} A + \left(f_{yd} + f_{cd}\right) A}. \qquad (2)$$

Šiose formulėse $A = \pi r_2^2$ – elemento skerspjūvio plotas; A_s – elemento išilginės armatūros bendras skerspjūvio plotas.

Atlikti tyrimai parodė, kad (1) formulė tokių kolonų laikomosios galios įvertinimui nėra universali. Ypač tai pasakytina apie ekscentriškai su mažu ekscentricitetu gniuždomų elementų laikomosios galios skaičiavimą.

Bendroji (universali) formulė gaunama nagrinėjant momentų pusiausvyrą apie ašį, einančią per tempiamosios zonos arba mažiau gniuždomos armatūros centrą. Apskaičiuojant betoninių (be išilginės armatūros) elementų stiprį, ši pusiausvyros sąlyga nagrinėjama apie ašį, einančią per betoninio elemento tempiamosios zonos sąlyginį centrą, t. y. laikant, kad $r_s = r$. Iš pusiausvyros sąlygos, kad išorinių ir vidinių jėgų sukeltų momentų apie ašį, einančią per elemento skerspjūvio tempiamosios arba mažiau gniuždomos armatūros centrą, suma lygi nuliui, gaunama:

$$N\left(e_0 + r_s \frac{\sin \pi\xi_s}{\pi\left(1-\xi_s\right)}\right)_u = \frac{2}{3}\left(f_{cd} r_2^3 \sin^3 \pi\xi\right) + \\ + \left[f_{cd} r_2^2 \left(1{,}8\xi - 0{,}4\right) + \frac{f_{sc,d} A_s}{\pi}\right] r_s \frac{\sin \pi\xi_s}{1-\xi_s}. \quad (3)$$

Pasiūlytasis skaičiavimo metodas buvo patikrintas sugretinant ekscentriškai gniuždomų betoninių ir gelžbetoninių elementų skaičiuojamąją galią su eksperimentiniais duomenimis (Šapalas 1978, Доценко 1954). Išaiškėjo, kad pasiūlytasis skaičiavimo metodas, laikomąją galią įvertinant pagal (3) formulę, yra daug tikslesnis ir patikimesnis. Juo remiantis galima apskaičiuoti lenkiamų, gniuždomų ir tempiamų gelžbetoninių bei betoninių apvalaus skerspjūvio stiprį, nepriklausomai nuo ekscentriciteto dydžio.

Išvados

Parengtas palyginti paprastas ir pakankamai tikslus apvalaus skerspjūvio betoninių ir gelžbetoninių kolonų laikomosios galios skaičiavimo metodas. Jis gali būti taikomas atliekant tikrinamuosius ir tiesioginius (projektavimo) apvalaus skerspjūvio kolonų skaičiavimus.

Literatūra

Доценко, И. С. 1954. Исследование работы железобетонных колонн крупного поперечного сечения, подвергающийся внецентренноме сжатию. Сборник трудов Полтавского института инженеров сельскохозяйственного строительства. Вып. 2, Киев, 121–145.

Šapalas, K. 1978. Necentriškai gniuždomų apvalaus skerspjūvio betoninių kolonų stiprumo skaičiavimas. *Statyba ir architektūra XVI. Lietuvos aukštųjų mokyklų mokslo darbai. Statybinės medžiagos ir konstrukcijos 6:61–65.* Vilnius: Mokslas.

Vadlūga, R. 2007. Strength analysis of reinforced concrete columns of circular cross-section. Modern building materials, structures and techniques. In Select papers of the 9th international conference II: 818–820.

Vadlūga, R. 2008. Kai kurios gelžbetoninių kolonų projektavimo problemos, *Naujoji statyba* 1(27): 88–90.

ON EVALUATION OF RESISTANCE FOR CIRCULAR CROSS-SECTION CONCRETE COLUMNS

R. Vadlūga

Summary

The paper deals with a problem of evaluation of resistance for concrete columns of circular cross-section. The strength analysis for such columns is specific. The analytical method for reinforced concrete members of circular cross-section is developed. A good coincidence between the value of resistance for concrete and reinforced concrete columns of circular cross-section defined from tests and calculated according the proposed method is received.

Konferencijos
„STATYBINĖS KONSTRUKCIJOS“
Įvykusios 2009 m. vasario 6 d., straipsnių rinkinys

Leidinio sudarytojas Daiva Jurėnienė
Redaktorė

2009-01-26 9,75 sp. l. Tiražas 100 egz.
Vilniaus Gedimino technikos universiteto leidykla „Technika“,
Saulėtekio al. 11, 10223 Vilnius
Spausdino UAB „Biznio mašinų kompanija“,
Gedimino per. 60, 01110 Vilnius