

MIESIĘCZNIK
POŁOCKI.

Т о м I.
Р о к 1818.

*«Вестник Полоцкого государственного университета»
продолжает традиции первого в Беларуси литературно-
научного журнала «Месячник Полоцкий».*



ВЕСНИК ПОЛАЦКАГА ДЗЯРЖАУНАГА УНІВЕРСІТЭТА
Серыя F. Будаўніцтва. Прыкладныя навукі

У серыі F навукова-тэарэтычнага часопіса друкуюцца артыкулы, якія прайшлі рэцэнзаваанне, змяшчаюць новыя навуковыя вынікі ў галіне будаўніцтва і архітэктуры, геадэзіі і картаграфіі, геаэкалогіі і транспарту.

ВЕСТНИК ПОЛОЦКОГО ГОСУДАРСТВЕННОГО УНИВЕРСИТЕТА
Серия F. Строительство. Прикладные науки

В серии F научно-теоретического журнала публикуются статьи, прошедшие рецензирование, содержащие новые научные результаты в области строительства и архитектуры, геодезии и картографии, геоэкологии и транспорта.

HERALD OF POLOTSK STATE UNIVERSITY
Series F. Civil engineering. Applied sciences

Series F includes reviewed articles which contain novelty in research and its results in civil engineering and architecture, geodesy and cartography, geocology and transport.

Адрес редакции:
Полоцкий государственный университет, ул. Блохина, 29, г. Новополоцк, 211440, Беларусь
тел. + 375 (214) 53 34 58, e-mail: vestnik@psu.by

Отв. за выпуск: А.А. Бакатович, Г.И. Захаркина, В.В. Булах, В.К. Липский, В.В. Ялтыхов.
Редактор Р.Н. Авласенок.

Подписано к печати 28.12.2017. Бумага офсетная 65 г/м². Формат 60×84¹/₈. Ризография.
Усл. печ. л. 20,93. Уч.-изд. л. 25,22. Тираж 100 экз. Заказ 205.

ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

УДК 726.5

ДЫЯЛОГ З НЕБАМ: ГЕНЕЗИС І СЕМАНТЫКА КАМПАЗІЦЫЙНЫХ ДАМІНАНТ У САКРАЛЬНЫМ ДОЙЛІДСТВЕ БЕЛАРУСІ

д-р мастацтвазнаўства Т.В. ГАБРУСЬ

(Цэнтр даследаванняў беларускай культуры, мовы і літаратуры НАН Беларусі, Мінск)

Разглядаецца сімвалічная трактоўка вертыкалі, якая ідзе з глыбокай старажытнасці, што знайшло адлюстраванне ў паганскіх вераваннях. У хрысціянскім дойлідстве ўзнікае паняцце сакральнай архітэктурнай дамінанты і паступова фарміруюцца кананічныя формы вышынных элементаў храмаў розных канфесій. Адзначана, што ў храмабудаўніцтве Беларусі архітэктурныя формы вышынных элементаў трансфармаваліся ў залежнасці ад канонаў сусіснуючых тут хрысціянскіх канфесій, мастацкіх уплываў і сацыяльна-эстэтычнай атмасферы эпохі.

Ключавыя словы: *сакральная архітэктурная дамінанта, розныя канфесійныя стэрэатыпы і традыцыі, мастацкія ўплывы.*

Мовай архітэктурны з’яўляецца ўзаемадзеянне формы, функцыі і канструкцыі збудаванняў і іх асобных частак, што эвалюцыянуюць на працягу шматвяковай гісторыі соцыуму. У гэтым творчым цывілізацыйным працэсе архітэктурныя формы паступова набывалі і набываюць пэўную знакаваць, сімваліку і семантыку, што асабліва характэрна для сакральнага дойлідства, поўнага вышэйшай таямніцы. Базавымі іманентнымі складнікамі архітэктурна-мастацкай формы з’яўляюцца элементы геаметрыі. Стварэнне пачаткаў элементарнай геаметрыі было адным з вышэйшых дасягненняў абстрактнага мыслення *homo sapiens*, набыццём чалавекам універсальнага спосаба пераўтварэння свету. Дзіўна, як першабытнаму чалавеку ўдалося ўбачыць у зярнятцы проса – кропку, а ў пункцірах звярыных слядоў – плоскую крывую? Больш таго, надаць ім уласцівую толькі асэнсаванай інтэлектуальнай чалавечай дзейнасці сімваліку, зашыфраваную ў геаметрычных знаках старажытных археалагічных культур. Не менш складана, на наш погляд, было абстрагаваць з акаляючага асяроддзя прамую лінію – гарызанталь і вертыкаль. Верагодна, іх правобразамі сталі: для гарызанталі – рэальна не існуючая, але бачная лінія гарызонту, што, на думку старажытных людзей, падзяляла зямны і дольны свет, а для вертыкалі – ствол сакральнага “сусветнага дрэва”, якое тыя сусветы аб’ядноўвала.

Уся гісторыя архітэктурны сведчыць, што вертыкаль з’яўляецца не толькі сімвалам развіцця і творчага пачатку, але і нейкага трансцэндэнтнага дыялогу з вышэйшымі сферамі. Найбольш старажытнай прасторавай архітэктурнай формай гэтага дыялогу, бяспрэчна, з’яўляецца чатырохгранная піраміда, арыентаваная грамямі па баках свету, што адлюстроўвае скрынепадобнае ўяўленне старажытных егіпцянаў пра будову свету, а вяршыняй – да космаса. Аднак у чалавечай дзейнасці *форма піраміды* мела не толькі касмаганічнае значэнне, але, відавочна, стала і першым тэхнічным вынаходніцтвам для перакрыцця арганізаванай цэнтральнай прасторы з мэтай вылучэння яе з хаатычнага навакольнага асяроддзя. Будаўнічыя канструкцыі пірамідальнай і падобнай да яе конусападобнай формы ў этнаграфічным дойлідстве розных народаў вызначаюцца як “шатры”, “намёты”, “вежы”, “каўпакі” і інш. Вышыня гэтых канструкцый істотна вар’іравалася ў розныя гістарычныя перыяды і ў розных краінах.

Антычныя еўрапейскія цывілізацыі міжземнамор’я мелі пантэон багоў, якія жылі хаця і высока на гары, але на зямлі. Храмы, якія былі прысвечаны ім, таксама будаваліся на ўзвышаных месцах, але строгія прамавугольныя перыптэры мелі плоскія дахі і не мелі вышынных частак, скіраваных уверх для кантактаў з вышэйшай свядомасцю, таму што для старажытных грэкаў неба не было месцазнаходжаннем адзінага Бога. Вертыкалі калон і ўвесь антычны архітэктурны ордэр структурна інтэрпрэтавалі сабой язычніцкую ідэю “сусветнага дрэва” і ўсю светапоглядную сістэму старажытных грэкаў.

Вынаходніцтва старажытнымі рымлянамі бетона дазволіла ім стварыць унікальны для антычнай цывілізацыі храм усіх багоў – Пантэон, перакрыты вялізным паўсферычным кесаніраваным купалам, дыяметрам 43 м, пабудаваны ў 126 годзе н. э. пры імператрыцы Адрыяне [1]. Велічны купал сімвалізаваў неба, куды ўпершыню былі пераселены антычныя богі. Асвятленне інтэр’ера храма трапяткім струменем святла дагэтуль ажыццяўляецца з дапамогай вялікага апеона (ад грэч. адтуліна, дзірка) у верхняй кропцы паўсферы. Архітэктарам Пантэона лічыцца Апаладор Дамаскі, прозвішча якога скіроўвае генезіс унікаль-

най формы і канструкцыі купала на Бліжні Усход. У 609 годзе язычніцкі пантэон быў асвечаны як хрысціянскі храм у гонар Дзевы Марыі і святых пакутнікаў.

У постантычны перыяд большасць еўрапейскіх культур складалася ўжо ў рамках хрысціянскага монатэістычнага светапогляду. Архітэктурна-мастацкія формы і параметры вышынных дамінант былі абумоўлены магчымасцямі будаўнічага рамяства і склаўшыміся традыцыямі пэўнага рэгіёна, а таксама сацыяльным заказам, які вызначаў іх канфесійную семантыку. Калі разгледзіць сілуэт сярэдневечнага еўрапейскага горада як нейкую сэнсавую дыяграму, стане відавочным, што дамінантная роля ў ёй належыць разнастайным вярхам хрысціянскіх храмаў розных канфесій. Гэта было светапоглядным канцэптам, сімвалічным спосабам зносінаў з Богам на мове сваёй канфесіі і свайго часу [2]. Характэрна, што слова “дамінанта” паходзіць ад лацінскага «*Domini*», што азначае “Пан Бог”.

Дойліды Усходняй Рымскай імперыі ўвасаблялі ў сваіх саборах хрысціянскае бачанне будовы айкумены, надаючы архітэктурным формам і канструкцыям іерархічную сімволіку Царквы зямной і нябеснай з дапамогай грандыёзных купалоў. Візантыйскія тэолагі, а ўслед за імі візантыйскія дойліды былі проста апантаны ідэяй купала і яго нябеснай сімволікі, таму што не было больш дакладнага зрокавага ўвасаблення Неба, як форма паўсферычнага купала [3]. Вышэйшым дасягненнем архітэктурны Візантыйскай імперыі стаў Сафійскі сабор у Канстанцінопалі, узведзены ў 532–537 гадах дойлідам Анфіміем з Трал і Ізідорам з Мілета, перакрыты светлавым рабрыстым купалам на ветразях, дыяметрам 33 м. Вядома, што імператар Юстыніян, які загадаў пабудаваць гэтую грандыёзную святыню, у захапленні ад яе велічы закрычаў: “Я пераўзышоў цябе, Саламон!”, маючы на ўвазе біблейскі храм цара Саламона. Дасканаласць архітэктонікі сабора сведчыць пра наяўнасць развітых будаўнічых традыцый, якія неслі стваральнікі гэтага шэдэўра, што таксама паходзілі з Малой Азіі.

Складаны гістарычны кангламерат шматлікіх этнасаў, якім была Візантыйская імперыя, на працягу тысячагоддзя выпрацоўваў адметную тыпалогію хрысціянскага храма. Паколькі асноўным будаўнічым матэрыялам візантыйскага арэала быў не трывалы прыродны камень, як у Заходняй Еўропе, а плінфа (цэгла з абпаленай гліны), узводзіць купалы вялікіх пралётаў было складана. Першыя купальныя храмы Візантыі не мелі светлавых барабанаў – купал размяшчаўся непасрэдна на апорным кольцы, якое падтрымлівалі падпружныя аркі і ветразі (пандатывы). Пазней для лепшага асвятлення падкупальнай прасторы паміж купалам і апорным кольцам пачалі ўзводзіць круглыя вертыкальныя аб’ёмы (барабаны) з светлавымі вокнамі. У сярэдневізантыйскі перыяд быў выпрацаваны кананічны тып кампактнага крыжова-купальнага храма з пяццю светлавымі купаламі. Храм гэтага тыпу меў узвышанае прасторавае ядро ў форме крыжа, над якім размяшчўся большы з купалоў, што сімвалізавалі Распяцце і ўвазнясенне Хрыста Збаўцы. Ва ўнутраных вуглах цэнтрывага роўнаканцовага крыжа месціліся больш нізкія аб’ёмы-кампартыменты, над якімі ставіліся чатыры астатнія светлавыя купалы, што сімвалізавалі чатырох евангелістаў. Арыентацыя меншых купалоў не па баках свету, а па дыяганалях квадратнага плана адзначала прынцыповы адыход ад пантэістычных касмаганічных уяўленняў пра скрынепадобную будову айкумены [4].

Пункт адліку і вытокі станаўлення прафесійнага манументальнага мураванага дойлідства ўсходнеславянскіх народаў былі агульнымі і сацыяльна-дэтэрмінаванымі, што было звязана з прыняццем імі хрысціянства па візантыйскаму ўзору ў канцы X стагоддзя. Першым мураваным храмам, пабудаваным візантыйскімі майстрамі ў хуткім часе пасля Хрышчэння Русі, была царква Нараджэння Багародзіцы ў Кіеве (Дзесяцінная, 989–996 гг.), што адпавядала тагачаснаму асабліваму шанаванню Маці Божай у Візантыі. Росквіт “імперыі Рурыкавічаў” у першай палове – сярэдзіне XI стагоддзя стымуляваў узвядзенне ў цэнтрах буйнейшых княстваў трох грандыёзных сабораў у гонар Сафіі – Іпастаснай Прамудрасці Божай: у Кіеве (1017–1037 гг.), Ноўгарадзе (1045–1052 гг.) і Полацку (1044–1066 гг.), якія сваёй веліччу ўвасаблялі ідэю дзяржаўнасці. Першапачаткова гэтыя крыжова-купальныя храмы атрымалі: Сафійскі сабор у Кіеве – 13 вярхоў, што сімвалізавала Хрыста і 12 святых першаапосталаў; у Вялікім Ноўгарадзе – 6 вярхоў; у Полацку – 7 вярхоў. (Пад вярхамі ў гэтым выпадку маюцца на ўвазе паўсферычныя купалы візантыйскага ўзору з крыжамі). Асаблівую ўвагу даследчыкаў прыцягвала і прыцягвае сімволіка лічбы 7 у кампазіцыі полацкага Сафійскага сабора. Ёсць версія, што ён змяніў свяцілішча сямігаловага варажскага бога Ругавіта і таму меў 7 вярхоў. Аднак у праваслаўнай традыцыі сакральная семантыка гэтай колькасці вярхоў суадносіцца са старазапаветнай ідэяй стварэння Царквы на сямі слупах Прамудрасці Божай, сяміцай Уваскрэсення Хрыстова, сям’ю Усяленскімі саборамі, рашэнні якіх аднолькава прымалі ўсходняя і заходняя галіны хрысціянства пасля іх падзелу ў 1054 годзе, і інш. [5].

У XII стагоддзі, у так званы княжацка-епіскапскі перыяд, узнікненне вялікай колькасці ўдзельных княстваў спрыяла трансфармацыі папярэдніх вялікіх шматгаловых крыжова-купальных храмаў у больш сціплы візантыйска-рускі варыянт з адным светлавым купалам у цэнтры. Паколькі ў старажытнарускі перыяд праваслаўныя храмы сімвалічна выконвалі апатрапейную функцыю сакральнага аб’ярога гарадоў, пакрыццё візантыйскіх паўсферычных купалоў набыло шаломпадобную форму, што нагадвала шышак усходнеславянскага ваяра.

У Заходняй Рымскай імперыі купалы доўгі час ужываліся толькі ў гарадах Паўночнай Італіі, якія знаходзіліся пад культурным і палітычным уплывам Візантыі: крыжова-купальныя саборы і купальныя базілікі Равэны, Венецыі, Падуі, Пізы. Узмацненне каталіцкіх тэакратычных тэндэнцый і рост сярэднявечных гарадоў выявілася ў архітэктуры шматлікіх раманскіх і гатычных сабораў. У цэлым раннехрысціянскае і сярэднявечнае храмабудаўніцтва лацінскага арэала шырока выкарыстоўвала іншае архітэктурнае вынаходніцтва старажытных рымлян – крыжовыя скляпенні, якія сталі модульнай тэктанічнай адзінкай раманскіх базілік. Структура базілік з прамавугольным планам і верхнім асвятленнем цэнтральнага нефа дазваляла рабіць іх даволі вялікімі і ўмяшчальнымі. Перасячэнне галоўнага падоўжнага нефа і роўнавышыннага з ім папярочнага нефа (трансепта) у верхнім сячэнні збудавання ўтваралі план у выглядзе выцягнутага ў заходнім кірунку крыжа, названага ў гісторыі архітэктуры “лацінскім” [6]. Сяродкрыжжа перакрывалася крыжовым скляпеннем, а звонку вылучалася масіўнай чацверыковай вежай, завершанай спічастым шатром. Іншы раз востраверхія шатровыя вежы ставіліся і на рамянах крыжа, па баках свету. З заходняга боку дынаміку базілікі спыняў высокі, па шырыні роўны кроку калон аб’ём фасада-нартэкса, завершаны дзвюма магутнымі чацверыковымі вежамі па баках, альбо адной вежай у цэнтры (з шатрамі ці без іх). Вярхі іх увенчваліся крыжамі ці сакральнай скульптурай. Архітэктурную кампазіцыю раманскіх сабораў часта ўзбагачалі круглыя абарончыя вежы з вітымі ўсходамі, якія не мелі сакральнай семантыкі.

Грандыёзныя гатычныя базілікі скіроўваліся да Неба густым лесам контрфорсаў, вімпергаў, пінаклей, фіялаў, спічастых шатроў [7]. У мастацка-семантычным вобразе храмаў адну з галоўных ролей адыгрывае асвятленне сакральнай прасторы. Менавіта мэтанакіраванае імкненне напоўніць саборы “Божым святлом” спрыяла вынаходніцтву ўзаемазвязанай канструкцыйнай гатычнай сістэмы на аснове стрэльчатых арак, нервюрных скляпенняў, контрфорсаў і аркбутанаў і ў выніку – стварэнню адрознай ад раманскай узвышанай “балдахіннай” прасторы інтэр’ера з вялікімі вокнамі, зашклёнымі вітражамі з евангельскімі сюжэтамі.

Толькі з узмацненнем свецкага апачатку ў жыцці соцыума ў эпоху Адраджэння ў заходнееўрапейскім арэале адбылося вяртанне да ідэі антычнага купала, але ў іншых формах і канструкцыях: двух-ці трохабалонкавых, з абрысам у выглядзе правіслага ланцуга (сабор Санта-Марыя дэль Фіёры ў Фларэнцыі). Пазней яны знайшлі сваё месца ў еўрапейскай архітэктуры барока (сабор св. Пятра ў Рыме, сабор св. Паўла ў Лондане) і класіцызму (шэраг сабораў Парыжа і Санкт-Пецярбурга). Вялічны купал Сан П’этра, галоўнай святыні каталіцкага свету, – вяршыня архітэктурнай задумы геніяльнага Мікеланджэла. Як для кожнай сваёй працы, ён зрабіў буйнамаштабны макет купала, канструкцыя якога складалася з трох абалонак рознай вышыні. Узвядзенне купала і магутнага карніза пад ім вялося з квадраў вапняковага туфа. Але калі праца гэтая ўжо моцна прасунулася, выявілася, што старшыя рабочы памыліўся пры выкарыстанні чэнціны (драўлянай дугі, якой карыстаюцца пры пабудове мураваных скляпенняў) і шмат камяню трэба было разабраць. У пісьме да Джорджа Вазары ад 17 жніўня 1557 года Мікеланджэла піша: “Я думаю, што скляпенне будзе хутка скончана; зараз жа да наступнай вясны яно завершана не будзе. Добра, калі б можна было памерці з гора” [8, с. 210]. Гэта сведчыць, наколькі адказным і працаёмкім было ўзвядзенне купала, нават з прыроднага каменя ў архітэктурна-спражыткаванай Італіі і па праекту вялікага майстра.

У **сакральным дойдлістве Беларусі** “дыялог з Небам” меў свае адметныя асаблівасці і шматбаковы генезіс. Ён ажыццяўляўся пераважна з дапамогай кампазіцыйных дамінантаў, архітэктурна-мастацкія формы якіх мяняліся адпаведна з сацыяльна-гістарычнай сітуацыяй і стылявой эвалюцыяй. У старажытна-рускі перыяд (XI–XIII стст.) праваслаўныя цэрквы на беларускіх землях не мелі баявых вежаў, паколькі абарончыя функцыі выконвалі прыродныя і штучныя ўмацаванні гарадоў. Дамінантная роля ў кампазіцыі храмаў адводзілася купалам шаломпадобнай формы, якія мелі семантыку духоўнага аб’ярога праваслаўнага насельніцтва. Пазней, у перыяд так званага абарончага перыяду, у дзяржаўных рамках Вялікага Княства Літоўскага, адбылося пранікненне фартыфікацыйных элементаў у структуру храмаў (вежы, байніцы, машыкулі і інш.).

На мяжы XV–XVI стагоддзяў у шэрагу ўнікальных помнікаў беларускай праваслаўнай готыкі знайшла ўвасабленне новая архітэктанічная структура з чатырма круглымі баявымі вежамі па вуглах прамавугольных храмавых аб’ёмаў, накрытых высокімі клінаватымі дахамі. За выключэннем сабора Дабравешчанскага манастыра ў Супраслі на Беласточчыне (1505–1510 гг.), светлавая купалы ў помніках беларускай готыкі цалкам адсутнічалі. Круглыя баявыя вежы, якія фланкіруюць будынак царквы, звычайна накрыты невысокімі конусападобнымі шатрамі, больш нізкімі за асноўны дах. Відавочна, што яны не з’яўляліся кампазіцыйнымі сакральнымі дамінантамі, а толькі выконвалі фартыфікацыйную функцыю. У беларускіх гатычных храмах, як каталіцкіх, так і праваслаўных, інтэр’еры залавага тыпу перакрываліся крыжовымі, пазней нервюрнымі і сагавымі скляпеннямі. Дзевяціпольная (а не базілікальная) сістэма перакрыцця ўнутранага прасторы з’яўляецца ў пэўнай ступені рэмінісцэнцыяй візантыйскай структуры крыжова-купальнага храма.

У сярэдзіне XVI стагоддзя па землях Вялікага Княства Літоўскага, як і па ўсёй Еўропе, прайшла магутная хваля рэфармацыйнага руху. У культавай архітэктуры ідэялогія рэфармацыі знайшла ўвасабленне ў будаўніцтве кампактных пратэстанцкіх храмаў (кальвінскіх збораў) залавага тыпу з адной магутнай вежай-вестверкам на галоўным заходнім фасадзе. Іх унутраная прастора перакрывалася ўжо не рамана-гатычнымі крыжовымі скляпеннямі, а аднапралётнымі паўцыркульнымі скляпеннямі, даволі важкімі, што вымагала рабіць сцены храмаў больш масіўнымі, без контрфорсаў, якія ўспрымаліся як спадчына “іржавага” каталіцкага сярэднявечча. Надзвычай масіўнымі былі і шмат’ярусныя вежы-вестверкі, накрытыя пакатымі чатырох-ці васьміграннымі пірамідальнымі шатрамі, падобныя да вежаў мясцовых мураваных замкаў таго часу ў Міры, Навагрудку, Лідзе і інш. Рысы мясцовай готыкі арганічна знітоўваліся з рысамі паўночнага рэнесансу.

У хуткім часе Ватыкан супраціпаставіў агульнаеўрапейскаму рэфармацыйнаму руху ідэалагічную праграму контррэфармацыі і новы архітэктурна-мастацкі стыль барока, мэтаю якога было пераконваць вернікаў у духоўным дамінаванні каталіцызму. У семантыцы храмаў эстэтыка барока дакладна вытрымлівала ідэалагічную праграму контррэфармацыі, а ў арганізацыі архітэктурных мас збудавання і яго дэкары несла дуалістычную ідэю супрацьборства матэрыі і духа. На беларускіх землях ужо ў апошняй чвэрці XVI стагоддзя, непасрэдна за Рымам, з’явіўся першы ў Цэнтральна-Усходняй Еўропе каталіцкі храм тыпу крыжова-купальнай базілікі з бязвежавым фасадам, узведзены ў стылі барока архітэктарам-італьянцам Д.-М. Бернардоні па замове князя М.-К. Радзівіла. Дамінатную ролю ў кампазіцыі збудавання і нават усяго мястэчка з нізкай драўлянай забудовай мае велічны 10-мятровы ў дыяметры купал, які ўзводзіў не сам (альбо не адзін) Бернардоні. Вядома, што ён карыстаўся дапамогай архітэктара Джузепе Брызіа, спецыяліста па ўзвядзенні купалоў, які быў запрошаны ў Нясвіж з Падуі ў студзені 1592 года, ужо на заканчэнні будаўніцтва касцёла [9]. Характэрна, што на праектным плане нясвіжскага касцёла, створаным Бернардоні ў 1587 годзе, як і на іншых яго праектах храмаў у Беларусі, прысутнічаюць невялікія круглыя вежачкі з вітымі ўсходамі і байніцамі, накрытыя конусападобнымі шатрамі, чым аддадзена даніна мясцовай гатычнай традыцыі (пазней гэтыя вежачкі зніклі пры перабудовах).

Стварэнне ў 1596 годзе на царкоўным саборы ў Брэсце ўніяцкай (грэка-каталіцкай) царквы прывяло да суіснавання ў Вялікім Княстве Літоўскім ажно чатырох хрысціянскіх канфесій, чаго не было больш у ніводнай іншай краіне Еўропы. З гэтай прычыны архітэктурная тыпалогія беларускіх храмаў першай паловы XVII стагоддзя характарызуецца стылявой нявызначанасцю. Часткова працягваецца будаўніцтва храмаў з адной магутнай вежай на галоўным фасадзе (пераважна кальвінскіх збораў). Адначасова пачала фарміравацца кампазіцыя мясцовага барочнага каталіцкага храма з двухвежавым фасадам. У стылявой эвалюцыі праваслаўнага і ўніяцкага храмабудаўніцтва XVII стагоддзя назіраецца імкненне выяўляць канфесійную семантыку царквы новымі сродкамі барочнай архітэктуры: выкарыстаннем тэктанічнай будовы заходняй крыжова-купальнай базілікі, тэндэнцыяй да аднаасіднасці, заменай элементаў гатычнай канструкцыі ордэрнай сістэмай. Найбольш рэпрэзентатыўныя праваслаўныя і ўніяцкія саборы таго часу (праваслаўны Багаяўленскі сабор у Магілёве і ўніяцкі Успенскі сабор у Жыровічах) адносяцца да тыпу крыжова-купальнай базілікі з двухвежавым фасадам, у кампазіцыі якой дамінуе велічны купал на сярэднякрыжжы.

Аднак складанасць узвядзення з цэглы купалоў вялікага пралёту абумовіла абмежаванасць іх ужывання ў помніках беларускага барока. Пасля абрушэння купала пры будаўніцтве касцёла св. Казіміра (1596–1609 гг.) у Вільні генерал ордэна езуітаў Матэус Віцэлескі забараніў узвядзенне купалоў у храмах Літоўскай правінцыі. Роля дамінанты ў кампазіцыі касцёлаў перайшла да сіметрычных вежаў на галоўным фасадзе, якія ўжо не фланкіравалі вуглы збудаванняў, як ў помніках беларускай готыкі і абарончага дойлідства, а мелі цалкам кампазіцыйна-сімвалічнае прызначэнне, былі арганічна ўкампаанаваны ў структуру фасадаў. У перыяд ранняга барока вежы касцёлаў традыцыйна былі накрыты невысокімі чатырохграннымі шатрамі, увенчанымі крыжамі.

Характэрна, што беларускі архітэктурны тэрмін “вежа”, прыняты для вызначэння цэнтральнай вышыняй пабудовы, паходзіць ад цюркскага слова, дзе яно азначае жылы шацёр, юрту [10]. У беларускім драўляным дойлідстве больш раняга перыяду цэнтральныя абарончыя збудаванні мелі славянскія назвы “столбцы” ці “круглікі”, і толькі іх шатровае пакрыццё звалася “каўпакамі” ці “вежамі”, паколькі, відавочна, нагадвалі татарскія шатры. Пазней гэты тэрмін перайшоў на ўсё вышыннае збудаванне цалкам. Польскае слова “бакшта” і рускае “башня” этымалагічна звязаны з французскім словам “бастыён”, што сведчыць пра іх больш позняе паходжанне ад часоў стварэння фартыфікацыйных сістэм эпохі Рэнесанса.

У другой палове XVII стагоддзя ў асяроддзі мясцовай шляхты, апантанай духам рыцарства і хрысціянскага служэння Айчыне, склаўся своеасблівы архітэктурна-мастацкі стыль, вызначаны намі як “сармацкае барока” [11]. Прынамсі, на гэты час прыпадае росквіт ідэалогіі сарматызму, якая грунтавалася на тэорыі пра сарматаў як продкаў прывілеяваных пластоў насельніцтва шэрагу краін Цэнтральна-Усходняй. Еўропы, падуладных дынастыі Ягелонаў. Легенды пра Сарматыю, агульную прарадзіму шля-

хецакага саслоўя, сталі ідэалагічным абгрунтаваннем дзяржаўнай уніі Вялікага Княства Літоўскага і Кароны Польскай 1569 года і існавання шматнацыянальнай і шматканфесійнай Рэчы Паспалітай. Група мураваных храмаў канца XVII – першай паловы XVIII стагоддзя вызначаюцца выразнай адметнасцю мастацкага вобраза на фоне агульнаеўрапейскай эстэтыкі таго часу. Да гэтай групы помнікаў, у першую чаргу, аднесены аскетычныя па выглядзе аднанефавыя храмы з дзвюма масіўнымі чацверыковымі вежамі на галоўным фасадзе, такія як: касцёл Міхаіла Архангела ордэна аўгусцінцаў у Міхалішках (Астравецкі р-н); Троіцкі касцёл у Засвіры (Мядзельскі р-н); касцёл Звеставання Дзеве Марыі ордэна дамініканцаў у Клецку; фарны касцёл Перамянення Божага ў Навагрудку, узведзеныя на мяжы XVII–XVIII стагоддзяў. Па часе будаўніцтва яны адпавядалі перыяду сталага барока ў айчынай архітэктуры, але па сваіх мастацкіх характарыстыках мала стасаваліся з іншымі помнікамі гэтага стылю у яго класічным італьянізаваным варыянце. Азначаныя святыні вызначаюцца мастацкай абагульненасцю, нешматслоўнасцю, лапідарнасцю вонкавага аблічча, што нагадвае крапасныя збудаванні. Аднак пры гэтым аздабленне інтэр’ераў азначаных храмаў вызначалася сапраўднай барочнай пышнасцю, сакавітасцю, багатай стукавай пластыкай і маляніўчасцю форм.

Суровыя чацверыковыя вежы на галоўных фасадах храмаў сармацкага барока нагадвалі абарончыя ўмацаванні і адначасова ўзнятыя ў малітве да неба рукі. Яны мелі вярхі ў выглядзе адносна невысокіх чатырохгранных пірамід з вышыняй, роўнай палове дыяганалі асновы. Прынамсі, па эвалюцыі іх вярхоў можна назіраць паступовы пераход ад традыцыйнай формы класічнай чатырохграннай піраміды да фігурных купалоў позняга беларускага, так званага віленскага, барока. Напрыклад, завяршэнні вежаў завірскага Троіцкага касцёла ўжо спалучаюць пакатыя чатырохгранныя шатры і вытанчаныя фігурныя васьмігранныя купалкі-“банькі”.

Тэрмін “баня” ці “банька” для вызначэння шмат’ярусных фігурных грушападобных купалоў у вячаючых масах помнікаў барока на тэрыторыі ўсёй Рэчы Паспалітай паходзіць ад лацінскага слова “baneum”, якім вызначаўся пукаты посуд для амавання ў каталіцкіх храмах. Гэты тэрмін часта сустракаецца ў старажытных інвентарах святынь, у наш час захаваўся ў польскім і ўкраінскім мастацтвазнаўстве [12]. У беларускім мастацтвазнаўчым ужытку ён амаль знік з прычыны існавання адпаведнага рускага слова, якое азначае лазню. Аднак, відавочна, што выкарыстанне тэрміна “баня” для барочнага купала павінна быць адноўлена, паколькі ён увасабляе мастацка-стылявыя традыцыі мясцовага сакральнага дойлідства. Характэрная гранёная форма купалоў-“бань” абумоўлена ўплывам на мастацкі вобраз мураваных храмаў прыёмаў драўлянага будаўніцтва.

У другой трэці XVIII стагоддзя адбыліся якасныя змены ў стылістыцы сакральнай архітэктуры. Падкрэсленая суровасць і аскетызм архітэктурных форм сармацкага барока змяняе пластычнае багацце, імклівы вертыкалізм віленскага барока, у якім схаваны, аднак, дакладны тэарэтычны і тэхнічны разлік. Пластыка аб’ёмаў становіцца самадастатковым сродкам мастацкай выразнасці, з дапамогай чаго вырашаюцца пэўныя тэалагічна-эстэтычныя мэты. Адбываецца актывізацыя ўзаемадзеяння прасторы і масы матэрыялу ва ўсіх трох вымярэннях. Асабліва роля ў мастацкім абліччы храмаў надаецца вежам, верхнія ярусы якіх тэлекапічна змяняюцца ў памерах, што візуальна робіць іх больш лёгкімі, стварае ўражанне духоўнага ўзлёту. Разнастайныя вярхі вежаў у выглядзе шмат’ярусных купалоў-“бань” з пуката-ўвагнутымі абрысамі вызначаюцца неўтаймаванай фантазіяй іх творцаў.

Адпаведна рысы сармацкага і віленскага барока паступова своеасабліва трансфармаваліся і ў больш традыцыйным драўляным дойлідстве. Тут найбольш яркавымі прыкладамі мастацка-стылявых характарыстык сармацкага барока з’яўляюцца касцёлы ў вёсках Хоўхлава Маладечанскага р-на (1738 г.) і Дудах Іўеўскага р-на (1772 г.), а віленскага барока – уніяцкія цэрквы ў вёсках Дзівін Кобрынскага р-на (1740 г.) і Валавель Драгічынскага р-на (1766 г.). Аднак апошнім часам прыгожыя барочныя купалкі на беларускіх храмах, якія адлюстроўваюць эстэтыку свайго часу і народа, татальна сталі замяняцца Расійскай праваслаўнай царквой цыбулепадобнымі галоўкамі на тонкіх шыях, якія маюць зусім іншае паходжанне і імпульсы пашырэння [13].

Пасля падзення Візантыйскай імперыі ў 1453 годзе, узнікнення і ўзвышэння Маскоўскага Царства, заснавання самастойнай Маскоўскай Патрыярхіі сфарміраваўся рэлігійна-ідэалагічны канцэпт: “Масква – трэці Рым”, што спрыяла актывізацыі праваслаўнага храмабудаўніцтва, у якім яркава адлюстроўваліся палітычныя падзеі. Пасля заваявання Іванам Грозным Казані ў святая Пакрова Багародзіцы на Краснай плошчы ў Маскве на месцы драўлянай Троіцкай царквы ў 1555–1561 гадах быў змураваны крыжова-купальны Пакроўскі храм, які мае 9 вярхоў. У цэнтры яго размешчаны востравярхі шацёр на высокім васьмігранным барабане, чатыры купалы – па баках свету, яшчэ 4, больш нізкія, – па вуглах квадратнага плана, што стварае пірамідальную кампазіцыю вярхоў. Трэба адзначыць, што тут упершыню ў рускай архітэктуры з’явіліся купалы, па форме падобныя да цыбуліны, да таго ж разнастайна і страката аздабленыя, чым яшчэ больш нагадваюць усходнія галаўныя ўборы – цюрбаны. Невыпадкова, што французскі

гісторык архітэктуры Э. Віяле-ле-Дзюк, з пункту гледжання еўрапейскай эстэтыкі, назваў гэты храм “кошыкам пачварнай гародніны” [14]. Аднак у далейшым менавіта гэтая цыбулепадобная форма купалоў вызначыла ўстойлівы вобраз храма артадаксальнага “істинна русскага” веравызнання.

У Маскоўскай Русі ў XVI–XVII стагоддзях старажытнае візантыйска-рускае пяцігалоўе паступова страціла сваю канструкцыйную аснову, але захавалася як кананічная знакавая кампазіцыя вярхоў. Зніклі светлавыя барабаны, якія пераўтварыліся ў танклявыя глухія шыйкі, увенчаныя цыбулістымі купалкамі (ці макаўкамі), з’явіліся ярусы кілепадобных дэкаратыўных какошнікаў і званіцы з востравярхімі шатрамі. Прынамсі, гэтыя архітэктурныя формы маскоўска-яраслаўскай школа дойлідства ляглі ў аснову канона псеўдарускага царкоўнага стылю, які быў запраграмаваны канцэпцыяй славянафільства ў другой палове XIX стагоддзя і актыўна пачаў насаджацца ў беларускіх землях, у межах Расійскай імперыі “Северо-Западного края”, пасля паўстання 1863–1864 гадоў.

Адразу пасля трох падзелаў Рэчы Паспалітай і далучэння беларускіх земляў да Расійскай імперыі ў канцы XVIII стагоддзя ў айчыным мастацтве стала панавальна эстэтыка класіцызма, якая з прычыны сваёй ідэйнай арыентацыі на антычнасць прывяла да знікнення ў сакральнай архітэктуры вежавых дамінант і вяртання вядучай ролі ў кампазіцыі мясцовых храмаў вялікапралётнага паўсферычнага купала на светлавым барабане, напрыклад: Петрапаўлаўскі сабор у Гомелі (1808–1816 гг.), касцёл св. Тэрэзы ў Шчучыне (1826–1829 гг.) і інш. Апазіцыйная класіцызму плыня рамантызму і народжаныя ёю гістарычныя стылі ў канцы XIX стагоддзя зноў вярнулі вежам кампазіцыйную значнасць і семантыку. Характэрна, што праявы так званых гістарычных стыляў у беларускім сакральным дойлідстве XIX – пачатку XX стагоддзя, як у праваслаўным, так і каталіцкім, неслі рысы не нацыянальнай архітэктурнай традыцыі, а адпаведна «істинно»-рускай ці заходнееўрапейскай, што яшчэ больш падкрэслівала размежаванне канфесій. Адбывалася гвалтоўнае “пересоздание” [15]* нацыянальнай мастацкай спадчыны.

Для помнікаў псеўдарускага стылю характэрны чатырохчасткавая структура храма (з дадатковай “трапезнай”), прыбудаваныя званіцы з высокімі шатрамі, цыбулепадобныя галоўкі, разнастайны дробны дэкор у выглядзе “бровак”, “какошнікаў”, “гарадкоў” і інш. Асноўны аб’ём кубічных прапорцый завяршаўся звычайна кананічным праваслаўным пяцігалоўем, якое было несапраўдным і мела толькі ідэалагічны змест. Адначасова пад уплывам творчасці вядомага расійскага архітэктара К. Тона ў праваслаўным дойлідстве Беларусі знайшлі ўвасабленне больш манументальныя мастацкія формы рэтраспектыўнага візантыйска-рускага стылю, прадстаўленыя саборамі з пяццю светлавымі купаламі.

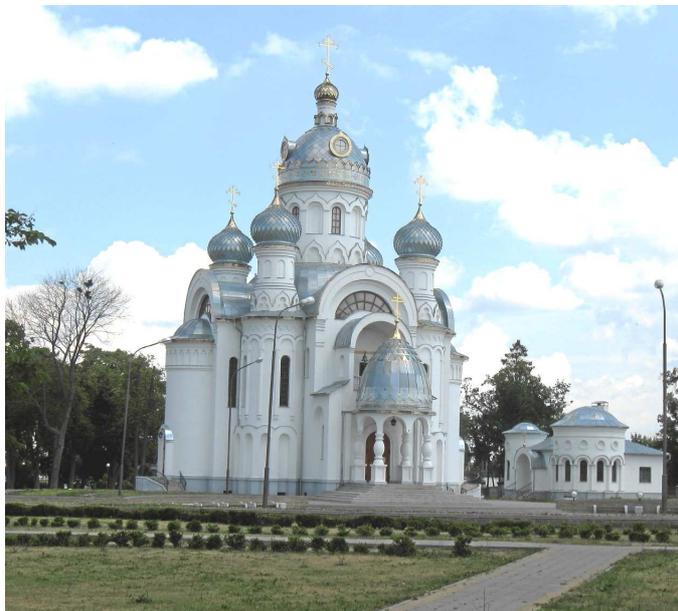
З новай формай дзяржаўнасці ў межах БССР і СССР звязаны пачатак 70-гадовага панавання атэістычнай ідэалогіі, што прывяло да значнага перапынку ў храмабудаўніцтве. Гэта быў не проста працяглы храналагічны перапынак, але гвалтоўны разрыв пераемнасці традыцый, прыпыненне творчага развіцця новых архітэктурных форм. У сацыяльным жыцці буяла тэндэнцыя да знішчэння гісторыка-культурных каштоўнасцей усіх рэлігійных канфесій пад рознымі ідэалагічнымі перадумовамі, што вызначалі дзяржаўную палітыку. Да канца 1980-х гадоў у Мінску дзейнічала вельмі нязначная колькасць праваслаўных храмаў і ніводнага каталіцкага.

У другой палове 1990-х гадоў пачалося актыўнае будаўніцтва пераважна праваслаўных храмаў, што абумоўлена падтрымкай дзейнасці Беларускага экзархата на дзяржаўным узроўні. У выніку значнай інтэнсіўнасці і новых сацыяльна-ідэалагічных задач культура будаўніцтва навейшага часу, а ў сталіцы Рэспублікі Беларусь у асаблівай ступені, пастаўлена перад вырашэннем складаных задач стварэння адметнай мастацкай вобразнасці сучаснай сакральнай архітэктуры. Відавочна, што яна павінна спалучаць рэлігійную сімволіку і каноны канфесіі, традыцыйны мастацкі густ народа і эстэтычныя прыкметы сучаснасці, што надзвычай няпроста. За савецкі перыяд гісторыі карэнным чынам змянілася горадабудаўнічая структура многіх гарадоў Беларусі, значна ўзрос агульны машаб забудовы, што ўскладніла магчымасці традыцыйнага семантычна-кампазіцыйнага дамінавання сакральных збудаванняў у гарадскім асяроддзі. На сучасным этапе актыўнае будаўніцтва праваслаўных храмаў у Мінску вядзецца паводле пэўнай праграмы, узгодненай з агульным генеральным планам горада. Новыя цэрквы ўзведзены пераважна ў новых буйных жылых раёнах, паміж асноўнымі транспартнымі кольцамі горада і непадалёку ад значных радыяльных аўтамагістралей. Ім адведзена даволі вялікая адкрытая акаляючая прастора, што дазваляе знакаваму сілуэту праваслаўнага храма дамінаваць на фоне аддаленай шматпавярховай забудовы, добра ўспрымацца і быць даступнымі з боку транспартных магістаралей. У гэтых умовах асабліва істотным з’яўляецца менавіта мастацкая выразнасць і ідэйна-семантычная напоўненасць кампазіцыі храма, што па сваёй сутнасці паўтарае ў мегапараметрах ідэю сакральных ахоўнікаў жыцця соцыума, якая, безумоўна, адпавядае ўсталяванай традыцыі.

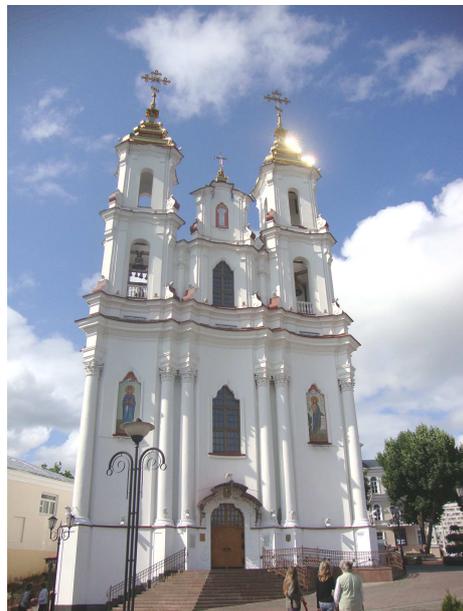
Але пашырэння на сённяшні дзень прыёмы стварэння мастацка-семантычнай выразнасці кампазіцый сучасных праваслаўных храмаў, уласцівыя ім стылістычныя рэтраспекцыі і алюзіі ў адносінах

* Гэты навукова некарэктны тэрмін ужыты ў назве кнігі.

да нацыянальнай традыцыі з'яўляюцца даволі спрэчнымі. Базавым тэзісам фарміравання архітэктурна-мастацкай вобразнасці сучасных цэркваў дэкларуецца адпаведнасць праваслаўнаму канону і традыцыі. Але ж у сваім дыялектычным 1000-гадовым гісторыка-культурным развіцці традыцыі нацыянальнага храмабудаўніцтва знайшлі рознабаковае шматграннае ўвасабленне (малюнкi 1–3).



**Малюнак 1. – Царква Міхаіла Архангела,
Бяроза, Брэсцкая вобласць**



**Малюнак 2. – Царква Ўваскрасэння
Хрыстова, Віцебск**



Малюнак 3. – Касцёл Сэрца Ісуса, в. Слабодка, Браслаўскі р-н

Задачай сучаснага сакральнага мастацтва Беларусі, як і ўсяго грамадскага жыцця нашага народа, з'яўляецца не ўзаемнае выключэнне, а ўзаемнае дапаўненне духоўных каштоўнасцей розных канфесій. Адраджэнне ў нашай рэспубліцы будаўніцтва храмаў розных канфесій актуалізуе праблему семантыч-

нага напаўнення іх мастацкага вобраза ў новай інтэрпрэтацыі. Толькі глыбінна-змястоўнае разуменне ролі вышынных дамінант, а не прыніжанае следаванне чужой кананічнай традыцыі, можа дапамагчы сучасным дойлідам знайсці сваю непаўторную інтанацыю ў “дыялогу з Небам”.

ЛІТАРАТУРА

1. Всеобщая история архитектуры / под ред. Б.П. Михайлова. Т. 1. – М., 1958 ; Бартенев, И.А. Форма и конструкция в архитектуре / И.А. Бартенев. – Л. : Искусство, 1963.
2. Габрусь, Т.В. Сакральность доминанты в храмоводательстве Беларуси / Т.В. Габрусь // Духовно-нравственное воспитание на основе отечественных культурно-исторических и религиозных традиций и ценностей : материалы междунар. науч.-практ. конф. Отделение гуманитарных наук и искусств НАН Беларуси, Ин-т философии НАН Беларуси совместно с Белорусским экзархатом Московского патриархата. Жировичи, 27 мая 2010. – С. 372–374.
3. Бычков, В.В. Малая история византийской эстетики / В.В. Бычков. – Киев : Путь к истине, 1991.
4. Вагнер, Г.К. Византийский храм как образ мира / Г.К. Вагнер // Византийский временник. – М., 1986. – № 47. – С. 16–41 ; Вагнер, Г.К. Канон и стиль в древнерусском искусстве / Г.К. Вагнер. – М. : Искусство, 1987.
5. Габрусь, Т.В. Семантыка і архітэктурны вобраз усходнеславянскіх Сафійскіх сабораў старажытна-рускага перыяду / Т.В. Габрусь // Пытанні мастацтвазнаўства, этналогіі і фалькларыстыкі. Вып. 14 ; НАН Беларусі, Цэнтр даследаванняў беларускай культуры, мовы і літаратуры ; навук. рэд. А.І. Лакотка. – Мінск : Беларус. навука, 2013. – С. 20–29.
6. Шуази, Огюст. История архитектуры / О. Шуази. Т. 2. – М. : Изд-во Всесоюзной Акад. архитектуры, 1937.
7. Муратова, К.И. Мастера французской готики XII–XIII веков: Проблемы теории и практики художественного творчества / К.И. Муратова. – М. : Искусство, 1988.
8. Микеланджело Буонарроти. Стихотворения. Письма / Микеланджело ; пер. с итал. – СПб. : Азбука, 1999.
9. Paszenda J. Kościół Bożego Ciała (pojezucki) w Nieświeżu / J. Paszenda // Kwartalnik architektury i urbanistyki. – Warszawa, 1976. Nr. 21. Zasz. 3. – S. 195–216 ; Габрусь, Т.В. Мураваныя харалы: Сакральная архітэктурна беларускага барока / Т.В. Габрусь. – Мінск : Ураджай, 2001.
10. Булгаков, Ф.И. Художественная энциклопедия / Ф.И. Булгаков. – СПб., 1886 ; Плужников, В.И. Термины российского архитектурного наследия. Архитектурный словарь / В.И. Плужников. – М. : Искусство – XXI век, 2011.
11. Габрусь Т. “Сармацкае” барока ў архітэктурцы Беларусі / Т. Габрусь // Мастацтва, 2000. – № 1. – С. 45–54.
12. Тарас, Я. Украінська сакральна дерев’яна архітектура / Я.М. Тарас. – Львів : Інститут народознавства НАН України, 2006 ; Сокоян, Н.Ш. Иллюстрированный словарь архитектурных терминов и понятий. – М. : Архитектура-С, 2006.
13. Габрусь, Т.В. Вопросы сохранения художественной подлинности памятников деревянного сакрального зодчества Беларуси / Т.В. Габрусь // Архитектура : сб. науч. тр. – Вып. 7. – Минск : БНТУ, 2014. – С. 11–16.
14. История архитектуры в избранных отрывках ; сост. М. Алпатов, Д. Аркин, Н. Брунов. – М. : Гос. акад. худож. наук, 1935.
15. Слюнькова, И.Н. Храмы и монастыри Беларуси XIX века в составе Российской империи : Пересоздание наследия / И.Н. Слюнькова. – М. : Прогресс-Традиция, 2010.

Паступіў 04.12.2017

IALOGUE WITH THE SKY: THE GENESIS AND SEMANTICS OF THE COMPOSITIONAL DOMINANT IN THE SACRED ARCHITECTURE OF BELARUS

T. GABRUS

The symbolism of vertical line comes from the very ancient times and it is reflected in many pagan beliefs. Christian architecture gradually forms the concept of sacral architectural dominant and the canonical structures of the altitudinal elements of the churches for various denominations are formed. It is noted that in Belarusian tradition, these structures have transformed depending on the requirements of the existent Christian denominations, the artistic influences and the social or aesthetic atmosphere of the epoque.

Keywords: *sacred architectural dominant, different religious stereotypes and traditions, the art of influence.*

УДК 72.03(476.5)

ФОРМИРОВАНИЕ АРХИТЕКТУРНОГО ОБЛИКА ПЛОЩАДИ ЛЕНИНА ГОРОДА ПОСТАВЫ

канд. техн. наук, доц. Р.М. ПЛАТОНОВА
(Полоцкий государственный университет»);
А.Т. ЗЕЛЕНКОВ
(САЛЮС, Новополоцк)

Представлен анализ формирования архитектурного облика площади Ленина (ранее Рыночной) города Поставы, благодаря которому выявлены характерные особенности зодчества центра типичного белорусского местечка. Подобные площади выполняли функции рынка и имелись во всех небольших городках, однако здесь историческая городская застройка центра в большей степени целостно сохранилась с конца XIX века и зачастую представлена лишь обособленными зданиями, а в Поставах – почти полноценным архитектурным ансамблем. Исследованы историко-культурные и архитектурно-планировочные особенности, аспекты возникновения и развития уникальных памятников архитектуры, которые составили единый ансамбль площади – дворца Тызенгаузов, водяной мельницы, костела Святого Антония Падуанского и православной церкви Святого Николая. Установлено, что часть указанных архитектурных памятников находится в хорошем состоянии, но необходимо провести работы по реставрации Дворца Тызенгаузов с максимальным сохранением первоначального облика исторического объекта.

Ключевые слова: *архитектурный ансамбль города Поставы, площадь, дворец, аптека, дома ремесленников, костел, церковь, реставрация.*

Введение. В последнее время в Республике Беларусь возрос интерес к малоизвестным архитектурным памятникам XVII–XIX веков, а также начала XX века. Важную роль в архитектуре того времени сыграли культовые сооружения, усадебные и дворцовые комплексы.

Одним из таких мест на территории Беларуси является город Поставы. Поставы – город в Витебской области, административный центр Поставского района. Впервые упоминается в 1409 году, когда король Ягайло своей дарственной грамотой утвердил статус местечка деревни Посадник и новое название – Поставы. До середины XVIII века это небольшое поселение, расположенное на берегах двух озер, образованных рекой Мяделькой. Центром города традиционно была Рыночная площадь (ныне площадь Ленина), от которой начинались торговые дороги на Мядель и Друю. На ее восточной стороне находился деревянный римско-католический храм и греко-католическая церковь. На другом берегу озера находился деревянный францисканский монастырь. Эти постройки не сохранились, они были заменены каменными образцами в XIX – начале XX века.

В 1720 году Поставы [1–2] перешли во владение рода Тызенгаузов. Значительные преобразования города проводил Антоний Тызенгауз, реформатор, стремившийся превратить свое родовое имение в один из центров культуры и промышленности края. Было организовано мануфактурное производство (всего 35 предприятий).

После второго раздела Речи Посполитой (1793) Поставы вошли в состав Российской империи и стали центром уезда. 22 января 1796 года городу был дарован герб: на голубом фоне рыбачья сеть, вверху две золотые рыбы, обращенные головами к земле. Схематический план и герб города Поставы представлены на рисунке 1 [3].

Город Поставы и его район богаты на архитектурные памятники и достопримечательности. В Поставском районе сохранилось множество костелов и усадеб, многие из них находятся в весьма хорошем состоянии. На его территории находятся 45 памятников истории и культуры, имеющих статус историко-культурной ценности и включенных в Государственный список историко-культурных ценностей Республики Беларусь, 33 из которых отмечены отдельным шифром в указанном списке (10 памятников археологии, 9 памятников истории, 14 – архитектуры). Объекты, имеющие статус историко-культурной ценности, подлежат охране со стороны государства. Фундаментальной базой в сфере охраны историко-культурного наследия служит Закон Республики Беларусь от 09 января 2006 г. № 98-З «Об охране историко-культурной спадчыны Рэспублікі Беларусь» [4]. К историко-культурным ценностям Постав и Поставского района, представляющим национальное значение второй категории, относятся:

- архитектурный ансамбль бывшей Рыночной площади (1760–1780 гг.);
- дворец Тызенгаузов (XVIII в.);
- здание бывшей водяной мельницы (вторая половина XIX в.);
- Троицкий костел в деревне Дуниловичи (1769–1773 гг.);
- Костел Св. Тадеуша в деревне Лучай (1766 г.).

Исключение составляет костел Св. Иоанна Крестителя, который имеет категорию «ноль» и претендует на включение в Список Всемирного наследия ЮНЕСКО.



1 – лечебница XVIII в.; 2, 3, 5 – дома ремесленников XVIII века; 4 – заезжий дом XVIII века; 6 – школа XVIII века; 7 – мельница XIX века; 8 – церковь конца XIX века; 9 – костел конца XIX – начала XX века

Рисунок 1. – Герб (а) и схематический план (б) г. Поставы

В Поставах и Поставском районе имеются и другие объекты, интересные с точки зрения туризма и как важные архитектурные памятники, историко-культурные ценности и достопримечательности Беларуси. В связи с этим исследование проблем и тенденций архитектуры этих памятников является весьма актуальным, согласуется с госбюджетной научно-исследовательской работой кафедры «Архитектура» учреждения образования «Полоцкий государственный университет»: «Проблемы и тенденции архитектуры Белорусского Подвинья» (зарегистрирована в БелИСА, № госрегистрации 20164057 от 28.10.2016 г.).

Основная часть. После того как г. Поставы во второй половине XV века перешел к магнату Великого Княжества Литовского Антонию Тызенгаузу, по инициативе которого здесь были построены фабрики, ткацкие мастерские, мельница, кожевельня, архитектурный комплекс жилых домов, центром местечка стала вытянутая с юга на север торговая площадь. По сторонам площади, которая в плане представляет параллелограмм, хотя и кажется прямоугольной, архитектор расположил здания, обслуживающие приезжих, жилые дома ремесленников, административные учреждения. До наших дней уцелела третья часть прежнего ансамбля площади – 8 построек, из них 5 ремесленных домов, дом для заезда, лечебница и школа [5]. В планировке площади участвовал итальянский архитектор Джузеппе де Сакко. Существует также мнение, что проект Поставского ансамбля принадлежит немецкому архитектору Иоганну Мезеру [1–3; 5–9]. На востоке от дворца был разбит парк пейзажного типа. У рынка – ансамбль каменных домов ремесленников, врача, аустерия, торговые ряды. От площади отходили в радиальных направлениях четыре улицы: Виленская, Браславская, Заречная и Задевская. С 1775 года в Поставах проходили сессии городского уездного суда. В 1780-е годы создана светская школа со средней степенью образования. В 1782–1785 годах в Поставах действовала театральная школа Тызенгауза, переведенная из Гродно. С 1791 года Поставы – город, центр Завилейского уезда Виленского воеводства; с 1793 года – в составе Российской империи, сначала как город, до 1796 года – центр уезда, затем местечко, центр волости Дисненского уезда Минской губернии, с 1842 года – Виленской.

Рассмотрим *реконструкцию поселения Поставы*, которую *провел А. Тызенгауз*, начав с центральной площади. Главное место на ней занимал рынок. Торговые ряды, низкие, под плоской крышей, были квадратными, с большим внутренним двором и сквозным проемом. Торговля велась внутри двора, на который выходили двери лавок. Инвентарь Поставского графства (середина XVIII в.) о рынке сообщал следующее: «Лавки, кругом каменные, к середине по скатам крыты черепицей, с четырьмя резной работы фигурами, вокруг с 18-ю вазами и для въезда с двумя воротами. Внутри – лавок 26, дверей 29, окон подвальных с железными решетками 9, а двор только под лавками и в воротах замощенный». Лавки, за исключением угловых, были площадью до 9 м². По-видимому, большое количество лавок продиктовано тем, что они предназначались для разнообразного ассортимента товаров. В лавках имелись различные виды металлических и бумажных изделий, картины, карты, зеркала, кружева, перчатки, замшевые кожи.

В целом здание рынка имело специфическое назначение. По всему контуру лавок под ним тянулись глубокие глубиной 2,25 м подвалы для хранения товаров. В помещениях отсутствовали постоянные печи, ни одно из них не было жилым. Глухие наружные стены, возможно, были необходимы для защиты товаров.

Двор рынка был замощён. Вся остальная площадь Постав и их улицы были немощёными. Следует отметить, что только во второй половине XIX века началось повсеместное мощение улиц в городе (в качестве пошрины с приезжающих брали камень, который привозили на подводах, и этим камнем впоследствии мостили улицы). В начале XX века рынок был значительно перестроен, выстоял во время Великой Отечественной войны, а в 50-е годы XX века разобран.

На южной стороне площади, где в настоящее время находится здание Районного исполнительного комитета, прежде располагались три строения: две гостиницы и кафе. До конца 50-х годов XX века здесь еще можно было видеть здание гостиницы, в которой размещалась «чайная». Позже строение было снесено, а на его месте появился объект архитектуры середины XX века.

Наибольший интерес представляет западная сторона площади: некогда здесь стояло 9 строений, сегодня именно в этой части находятся основные постройки второй половины XVIII века. Эта сторона площади так же, как и южная, была застроена симметрично относительно центра. Однако ключевой по этой стороне, как, впрочем, и по трем остальным сторонам площади, дом утрачен.

Ввиду типологического сходства отдельных домов западной стороны их можно разбить на группы. К первой относятся крайние дома: здание аптеки – «каменица двухэтажная, в которой внизу для доктора, а наверху земская канцелярия»; здание краеведческого музея – «каменица двухэтажная казенная для заезда». Оба, подобные по внешнему виду здания совпадают по габаритам.

Первый дом сохранил свое первоначальное назначение – он всегда принадлежал доктору, сейчас здесь аптека (рисунок 2). Дом находился на углу Виленской улицы, был покрыт черепицей. На первом этаже сени (коридор), вход в подвал; направо располагались три комнаты, налево – одна комната и кухня с печкой. По лестнице можно было попасть на второй этаж, где в коридоре находились две кухни с печками, а также четыре комнаты. На чердаке располагался склад для утвари. Трудно определить, был ли первый этаж дома лечебницей или только жильем доктора. Исходя из того, что наверху помещалось общественное учреждение, а сам дом выходил на многолюдную площадь, можно заключить, что даже если здесь и жил врач, то, скорее всего, здесь проводился и прием больных.



Рисунок 2. – Аптека

Необходимо отметить, что ООО «Фирма САЛЮС» проводила обследование стропильной системы и кровельного покрытия здания аптеки в 2014 году. Результаты этого обследования позволили установить основные конструктивные характеристики и размеры [10]. По данным технического паспорта, здание построено в 1805 году. Его размеры в плане 13,03×9,38 м. Конструктивная схема крыши здания – четырехскатная с холодным чердаком и деревянной стропильной системой. Стропильная система крыши выполнена из стропильных ног, сечением 160×160 мм, опирающихся на балки чердачного перекрытия. Шаг стропильных ног и балок чердачного перекрытия 920...1240 мм. Дополнительно для опирания стропильных ног (в серединах их пролетов) установлены стойки сечением 160×200 мм с прогонами 160×160 мм. По стропильным ногам выполнена сплошная зашивка из досок толщиной 25 мм, обрешетка – из бруса сечением 40×40 мм с шагом 270 мм, кровля из глиняной черепицы толщиной 10 мм. Водосток неорганизованный. Несущими конструкциями чердачного перекрытия являются деревянные балки сечением 250×230 мм, которые опираются на продольные наружные стены здания. По торцам здания для опирания стропильных ног устроены короткие балки, опирающиеся на торцевые наружные стены и крайние балки чердачного перекрытия. Деревянный настил выполнен из досок толщиной 30 мм. Утеплитель – мох с костью толщиной 150 мм. Потолки – сплошная подшивка из досок, толщиной 30 мм со штукатуркой по дроби (20 мм).

По результатам обследования установлено, что стропильная система, чердачное перекрытие, деревянная обрешетка и кровля из глиняной черепицы требуют полной замены, так как находятся в предаварийном состоянии. Кроме того, ни в одном из вскрытых опорных узлов не обнаружена гидроизоляция

деревянных конструкций стропильной системы и балок чердачного перекрытия от кирпичных стен. Отсутствует вентиляция чердачного пространства, слуховые окна застеклены. Утеплитель (смесь костры и мха) полностью потерял свои эксплуатационные качества и подлежит замене. Деревянная обрешетка в результате многочисленных протечек кровли сгнила и подлежит замене. Кровля из глиняной черепицы в результате длительной эксплуатации имеет многочисленные повреждения в виде трещин, сколов, разрушений и провисаний. План раскладки стропильной системы и ее разрез представлены на рисунке 3.

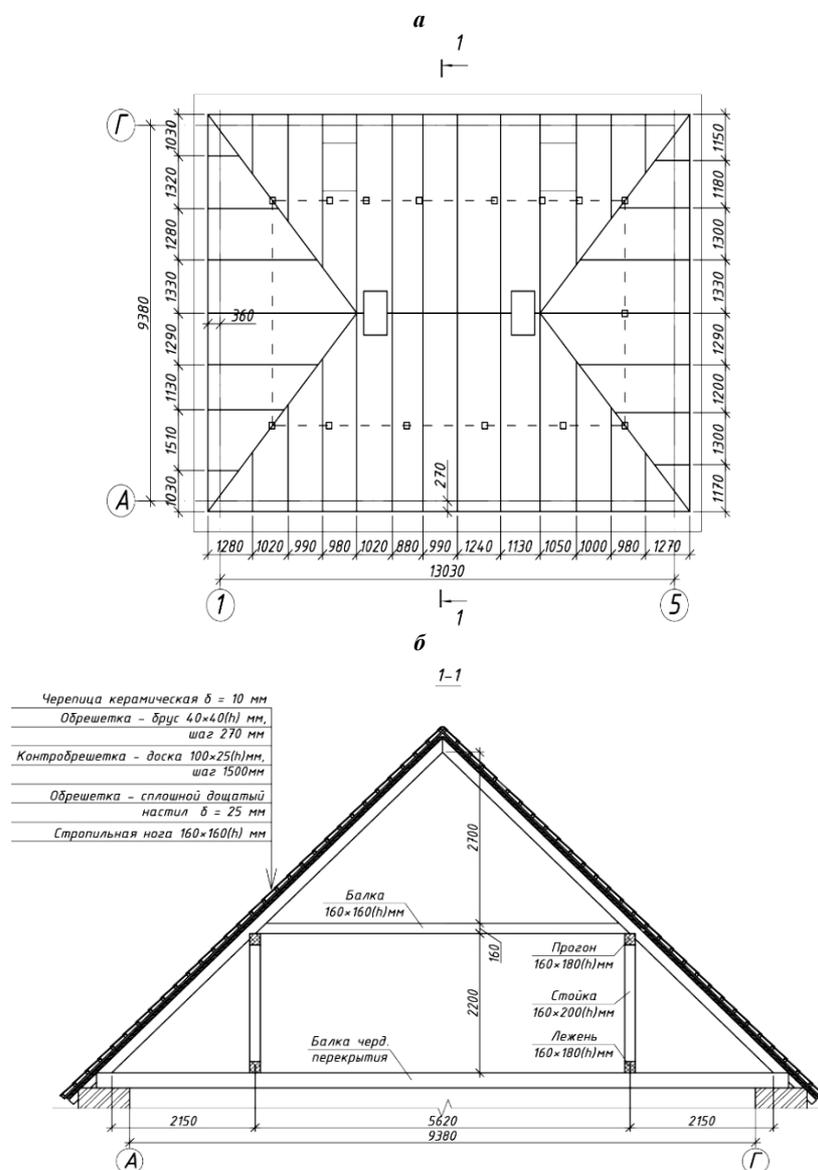


Рисунок 3. – План раскладки стропильной системы (а) и ее разрез (б)

Второй дом (здание краеведческого музея) имел аналогичную планировку со зданием лечебницы, и хотя он неоднократно перестраивался, фасад его остался прежним. В настоящее время в нем расположен краеведческий музей.

Ко второй группе зданий на этой части площади относятся дома местных ремесленников (рисунок 4), которые воздвигнуты по чертежам архитектора Д. Сакко; покрытые голландской черепицей, они были одноэтажными, с мансардами. Их конструкция интересна тем, что только фасадная стена была кирпичной, остальные – деревянные. Сочетание кирпича и дерева позволяло строить экономно и быстро. Трудно говорить о внутренней планировке этих домов, так как документальных данных не сохранилось. Тем не менее сохранились описания этих сооружений местными жителями: «спереди были лавки, а сзади жил хозяин». По сохранившимся до нашего времени зданиям можно предположить следующую внутреннюю их планировку. Главный вход, расположенный на одной из продольных сторон дома, приводил в пе-

реднюю. Одна из стен передней (поперечная) отделяла жилую часть от двух больших производственных помещений, выходящих на площадь. Семья ремесленника занимала также мансарду, лестница на которую находилась в той же передней. Дополнительный «черный» вход располагался на дворовом торце и вел, по-видимому, сразу на кухню, так как по близости находился спуск в подвал, где хранились продукты.

Следует отметить, что ремесленники жили не только на площади, они занимали все дома по улицам Постав.



Рисунок 4. – Дома ремесленников

Дома на рынке, аналогично гродненскому поселку для иноземных рабочих, были также построены для иноземцев, в силу этого им был придан иной облик в сравнении с остальными деревянными домами Постав. Здесь, скорее всего, проживали иностранцы-мастера, работающие на фабриках. В целом, на содержание иностранцев тратились большие средства, но только так А. Тызенгауз мог заинтересовать мастеров из Германии, Франции и других стран Западной Европы и привлечь их на работу в Речь Посполитую. Возможно, что к 1783 году в связи с крахом Тызенгауза иноземцы покинули Поставы так же, как они покинули Гродно. Их дома заняли местные ремесленники.

По северной стороне площади из построек времен А. Тызенгауза уцелел только один дом ремесленника. Прежде здесь находились три дома ремесленников и аустерия. Это была группа домов, аналогичная группе домов по западной стороне площади. Почти идентичные друг с другом, они подчеркивали значение аустерии. По своим размерам она уступала только рынку и была одним из главных сооружений на площади.

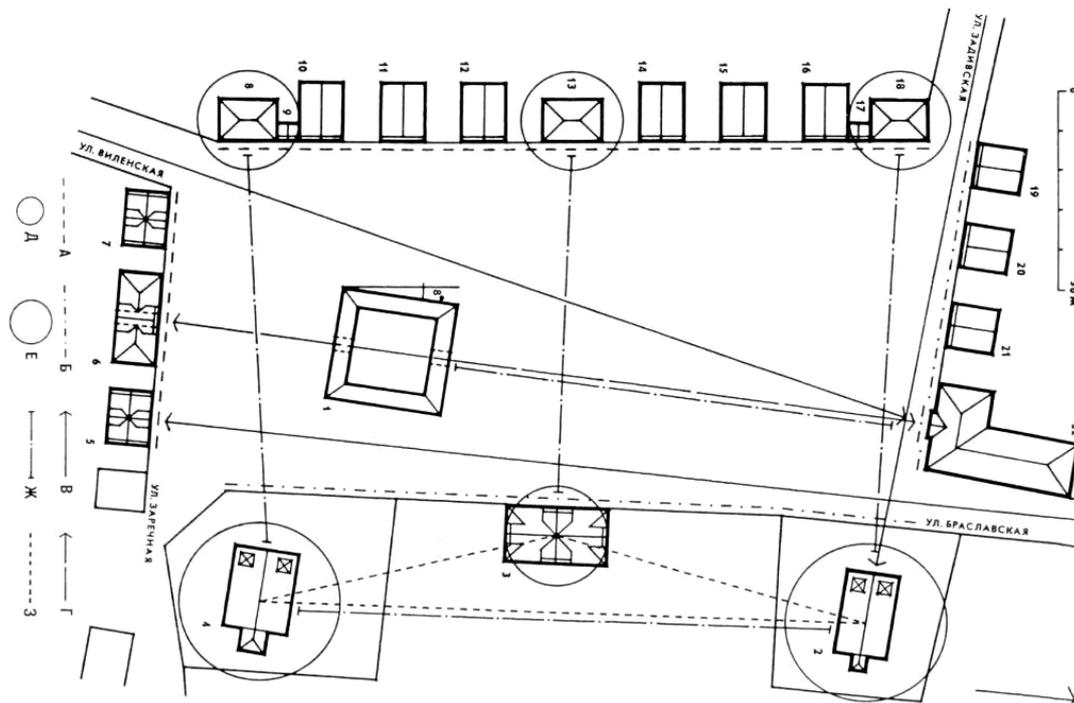
Согласно данным исследователя Е.Д. Квитницкой [2], эта сторона площади имела только одно здание, построенное А. Тызенгаузом и совершенно перестроенное к настоящему времени. До начала XX века оно использовалось в качестве гимназии. В конце XVIII века в школе «обучается российскому, латинскому и польскому языкам и прочим разным наукам благородного дворянства юношество». Само здание было сложено из кирпича, крыто черепицей, с четырьмя мансардами в крыше: на фасад рынка, к костелу, к реке и к церкви; внизу – подвоенные ворота. Внутри, на первом этаже, размещались классные комнаты (четыре класса), на второй этаж вела тесовая лестница, поднявшись по которой можно было попасть в школьную канцелярию, а также в коридор с квартирами преподавателей. Здесь же, в коридоре второго этажа, находилась лестница на чердак, где располагались две комнаты и две кладовые. Из Инвентаря следует, что школа не была достроена, хотя в 1780 году ее открыли.

В 1814–1853 годах Поставы – владение графа К. Тызенгауза. В первой половине XIX века работали бумажная фабрика, сукновальня, две мельницы, ежегодно проводилось семь ярмарок. Во второй половине XIX века построена каменная мельница, в 1880–1887 годах – кирпичный костел, в 1894 – кирпичная церковь на торговой площади. В 1897 году в Поставах проживало 2 397 жителей. После строительства железнодорожной линии «Крулевщизна – Побрадзе (Литва)» Поставы – станция. С 1921 года – в составе Польши, с 1939 года – в составе БССР.

Вопросам изучения ансамбля исторической застройки XVIII века на центральной площади Постав принадлежат работы С.Г. Багласова [8] и Ю.В. Чантурия [1], которому удалось реконструировать план торговой площади (рисунок 5) [11].

Современный исторический центр города включает застройку улиц Красноармейской, Советской, площадь Свободы, а также участок природного ландшафта: пруд и территорию вокруг костела. Планировка площади и примыкающих улиц относится к XVIII веку. Как видно из рисунка 5, ранее в домах

на площади размещались торговые лавки, трактиры, небольшие гостиницы, служили они и как жилье. Собственно, и сейчас эти здания выполняют те же функции.



- 1 – торговые ряды; 2 – приходский костел; 3 – школа; 4 – униатская церковь; 5, 7 – гостиницы; 6 – кафе;
 8 – лечебница и земская канцелярия; 9, 17 – служебные строения; 10–12, 14, 16, 19–21 – жилые дома ремесленников;
 13 – суд и городская канцелярия; 15, 18 – заезжие дома; 22 – аустерия;
 А – симметричные стороны площади; Б – симметричные стороны;
 В – видовые оси улиц, ориентированные на акценты застройки;
 Г – видовая ось, проходящая через проемы торговых рядов;
 Д, Е – сооружения соответственно второго и третьего высотных уровней;
 Ж – парное композиционное равновесие доминант; З – композиционное равновесие трех доминант

Рисунок 5. – Поставы. План торговой площади в 1770 годах
 (реконструкция Ю.В. Чантурия)

Возле площади, реконструированной К. Тызенгаузом в первой трети XIX века, было закончено строительство большого каменного дворца (рисунок 6) [2; 12].



Рисунок 6. – Дворец Тызенгаузов
 и мраморная скульптура на его фоне в наши дни

Дворец Тызенгауза – памятник архитектуры классицизма, находится в хорошем состоянии, его внешний облик практически не изменился с момента постройки. Однако внутренняя отделка полностью утрачена и изменена внутренняя планировка.

Во владение Поставами вступил в 1814 году внучатый племянник Антония, Константин Тызенгауз. Он продолжил начинание знаменитого деда. Ему удалось вдохнуть жизнь в опустевший дворец, отстроив его в стиле классицизма. Красивое и строгое сооружение превратилось в один из культурных и научных центров белорусской земли.

Константин был страстным поклонником орнитологии (науки о птицах), и здесь, в своем имении, он создал орнитологический музей с несколькими тысячами экспонатов. Музей являлся базой биологического факультета Виленского университета.

В дворцовой библиотеке, кроме книг по орнитологии находились редкие памятники польской письменности, ценные гравюры и семейный архив, начинающийся с XIII века. Ценности эти, как предполагают, ныне находятся в Польше, Литве или России.

Константин проявлял большой интерес к живописи. К 1840 году дворец имел роскошную художественную галерею, в которой, по свидетельству современников, насчитывалось около 600 экспонатов. Имеются предположения, что в Поставах находились оригиналы картин таких художников, как Леонардо да Винчи, Рембрандт, Дюрер, Рубенс, Брейгель. Кроме полотен западноевропейских мастеров, в коллекцию были включены одни из лучших картин польских и белорусских живописцев: Я. Рустема, С. Чеховича и других. Здесь же можно было увидеть и портреты представителей рода Тызенгаузов.

Северную часть дворца Константин полностью оборудовал для занятий науками и искусством. Здесь же находились кабинеты зоологии, минералогии и этнографии края. Сам Константин с семьей – женой, двумя дочерьми и сыном – жил в западной, более скромной части дворца.

Произошло изменение внешнего облика дворца в его западной части. Самое значительное из этих изменений – исчезновение ограды с брамой во второй половине XIX века. В результате внутренний двор резиденции распространился на запад, до сохранившегося здания хозяйственного назначения. В 1920-е годы на дворе находились различные постройки, в том числе медвежья клетка.

В описании памятника 1947 года сказано: «Внутри дворец сейчас частично перепланирован, во время чего он был, как видно, лишен украшавших его ранее лепных, скульптурных и прочих декоративных элементов. Лишь в двух залах сейчас сохранились некоторые лепные украшения». Далее в том же описании отмечено: «Дворец недавно отремонтирован и сейчас находится в удовлетворительном состоянии». Последующее приспособление здания под больницу неизбежно повлекло за собой новые переделки.

К северу и востоку от дворца размещался пейзажный парк площадью 10 гектар. Он был разделен на две части – старый парк и новый. Старая часть парка имела регулярную планировку, была оформлена в виде прямоугольника и занимала территорию к северу от дворца, продолжаясь липовыми аллеями вдоль каналов, которые соединяли озеро Круглое с рекой Мяделкой. Вторая часть парка занимала территорию вокруг дворца и была представлена преимущественно молодыми группами лип. Новый парк формировался в английском стиле. На территории усадьбы был также большой фруктовый сад.

Вид дворца практически не изменился – и сегодня это одноэтажное П-образное здание с мезонином. По-прежнему территорию дворца украшают скульптуры из белого мрамора работы итальянских мастеров. Дворец отреставрирован снаружи, но все еще является корпусом районной больницы. Этот строгий памятник архитектуры конца XVIII века находится под охраной государства. Разработана десятилетняя программа по восстановлению родового имения Тызенгаузов. На реставрацию дворца получен грант ЮНЕСКО.

На улице Красноармейской, у моста через реку Мяделку, находится здание. Это водяная мельница, построенная в конце XVIII века (рисунок 7), которая в XIX веке была впоследствии приспособлена под постройку хозяйственно-производственного назначения [8].



Рисунок 7. – Водяная мельница

Одной из основных достопримечательностей города Поставы является известный во всей Беларуси костел Святого Антония Падуанского (рисунок 8), расположенный у озера [9].



Рисунок 8. – Костел Святого Антония Падуанского и его интерьер

Костел Святого Антония Падуанского был построен в 1898–1904 годах под руководством архитектора Артура Гойбеля [7; 13–14]. Это современный храм из красного неоштукатуренного кирпича в соответствии с канонами неоготики. Костел является геометрической и цветовой доминантой ландшафтно-храмовой композиции: зелень растительности, голубизна бездонного неба, зеркальная гладь воды и центр композиции – красный готический собор. Принято считать, что готическим сооружениям свойственна музыкальность. Костел в Поставах прямое тому доказательство. Он звучит, как аккорд каждой линией силуэта и декоративных элементов фасада, остротой граненой башни и купола, стрельчатыми арками и высокими побеленными нишами, тремя стрельчатыми входными порталами. Церковь относится к типу трехнефной базилики с пятигранной апсидой, поперечным трансептом и двумя боковыми ризницами. Корабль храма и рукава трансепта покрыты высокой двускатной черепичной крышей. Над перекрестьем центрального нефа и трансепта расположен небольшой шпиль. Главная архитектурная доминанта церкви – четырехгранная колокольня с граненым шпилем над центральной частью главного фасада. Строительство велось на фундаменте старой церкви монастыря, однако новая церковь ориентирована по линии север – юг, в то время как старая имела традиционную ориентацию восток – запад. Новый храм получил имя святого Антония Падуанского – одного из наиболее почитаемых в католицизме святых.

В 1988 году церковь Антония Падуанского была возвращена католическому приходу. После длительной реставрации храм был открыт для богослужений.

Другим наиболее значимым культовым сооружением Постав сегодня является православная церковь Святого Николая (рисунок 9) [9], которая расположена на месте деревянного униатского храма.



Рисунок 9. – Церковь Святого Николая (а) и ее интерьер (б)

Церковь Святого Николая [15–17] так же, как и костел Святого Антония Падуанского, живописно расположен на берегу озера. Православный храм освящен во имя Святого Николая Чудотворца. Это памятник архитектуры в неорусском стиле.

Свято-Николаевская церковь в Поставах имеет древнюю и сложную историю. Точно определить с годом постройки первого православного храма практически невозможно из-за отсутствия письменных источников, хотя вероятно, что появился он уже в XV–XVI веках, когда Поставами владели Зеновичи, которые, по некоторым данным, были православными.

В исторических документах Свято-Николаевская церковь впервые упоминается в инвентаре усадьбы Постава за 1628 год. Документ дает следующее описание: «...на улице, что идет к Заречью, церковь под титулом святого Николая со всем содержимым...». В 1815 году эта деревянная церковь была уничтожена пожаром. Место, где прежде располагался сгоревший храм, осталось пустым. Закладка храма начата 1 августа 1891 года, и уже в мае 1894 года церковь освятили в честь Святого пророка Осии. Праздник храма приурочили к 17 октября (день Святого пророка Осии), чтобы прихожане вспоминали «чудо Божье»: спасение в этот день императора Александра III и его семьи от угрожавшей им смерти во время крушения царского поезда в 1888 году. Новая пятиглавая Поставская церковь по наружному и внутреннему виду, прочности и изящности отделки представляла собой самый величественный храм в округе.

Объемно-планировочная структура церкви соответствует канонической четырехчастной схеме: колокольня над притвором, трапезная, молитвенный зал с боковыми приделами, апсида с боковыми ризницами. Пространственная композиция храма строится вокруг центрального двухъярусного, завершенного пятикупальем кубоподобного объема. Присоединенные к нему боковые приделы и полукруглая апсида с боковыми ризницами придают храму крестовую планировочную форму. К объему молитвенного зала через прямоугольную трапезную присоединяется шатровая колокольня с головкой. Вход в храм решен крыльцом [22].

В декоре белокаменного строения использованы формы древнерусского церковного зодчества – пояс закомар, зубчатые фризы под профилированными карнизами, килеподобные наличники арочных окон, килеподобные щипцы и кокошники, окна в виде тройной аркады, разграниченной короткими колоннами-бочками. Зал храма перекрыт цилиндрическим сводом, в его пространство через арочный просвет открываются хоры с балюстрадным ограждением. Интерьер церкви украшает одноярусный позолоченный иконостас с луковичеподобными куполами по центру и по сторонам, трактуемый в неорусском стиле. В настоящее время церковь – одна из архитектурных доминант исторического центра Постава.

Выводы. Лучшим архитектурным произведениям Витебской области XVII–XIX веков и начала XX века были свойственны новая образная выразительность, своеобразное соединение архитектурных масс, динамика и экспрессия, уничтожение разрыва между функциональным назначением и декоративно-художественной формой здания. Сложно представить, как на основе достаточно жестких требований архитекторы творчески и разнообразно решали строительные задачи.

Проведенный анализ формирования архитектурного облика центральной площади города Постава позволяет установить, что находящийся на ней ансамбль достаточно уникальный для Беларуси и при этом интересный и ценный по следующим причинам:

- большая часть исторической городской застройки в других городах сохранилась лишь с конца XIX века, в Поставах сохранились памятники архитектуры XVIII века;

- в других городах зачастую сохранились разрозненные здания, а здесь полноценный архитектурный ансамбль, на примере которого можно представить, как в XVIII–XIX веках выглядел центр типичного белорусского местечка, выявить характерные особенности его зодчества того времени.

Многие из исследуемых объектов, особенно храмы, реставрированы и находятся в хорошем состоянии. Исключение составляет дворец Тызенгауза, практически потерявший свой аутентичный интерьер и планировку, которые нуждаются в восстановлении.

За последние десятилетия в Беларуси восстановлено немало архитектурных памятников разных эпох, но в маленьких городках и местечках республики еще много неизвестных, неизученных и, как следствие, невосстановленных архитектурных памятников, заслуживающих внимания ученых и туристов. Особенно нуждаются во внимании и реставрации сохранившиеся объекты, которые необходимо привести в надлежащее состояние.

ЛИТЕРАТУРА

1. Чантурия, Е.В. Градостроительное искусство Беларуси второй половины XVI – первой половины XIX в.: Средневековое наследие. Ренессанс, барокко, классицизм / Ю.В. Чантурия. – Минск : Беларус. наука, 2005. – 375 с.
2. Квитницкая, Е.Д. Строительство Тызенгауза в Поставах / Е.Д. Квитницкая // Архитектурное наследие : сб. ст. – М. : Гос. изд. лит. по стр-ву и строит. материалам, 1961. – Вып. 13. – С. 3–479.

3. Поставы : карты, фото, объявления, геральдика, флаги [Электронный ресурс]. – Режим доступа: belaruscity.net/postavy. – Дата доступа: 12.10.2017.
4. Закон Рэспублікі Беларусь от 9 студз. 2006 г. № 98-З «Аб ахове гісторыка-культурнай спадчыны Рэспублікі Беларусь». – Прыняты Палатай прадстаўнікоў 12 снежня 2005 года // Национальный реестр правовых актов Республики Беларусь, 2006 г., № 98-3. – 36 с.
5. Поставы – Рыночная плошча [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://postavy.of.by/postavy-gupochnaaya-ploshhad>. – Дата доступа: 27.10.2017.
6. Збор помнікаў гісторыі і культуры Беларусі. Віцебская вобласць. – Минск : БелСЭ, 1985. – 496 с.
7. Архітэктура Беларусі : Энцыклапедычны даведнік. – Минск : БелЭн, 1993. – 620 с.
8. Багласов, С.Г. Ансамбль XVIII века на центральной площади Постав / С.Г. Багласов // Строительство и архитектура Белоруссии. – 1974. – № 2. – С. 41–43.
9. Памятники города Поставы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://pomniki.by/Istoricheskie-pamjatniki-belarusi/pamjatniki-vitebskoj-oblasti/item/43-pamjatniki-postavy.html>. – Дата доступа: 11.10.2017.
10. Обследование технического состояния стропильной системы и чердачного перекрытия по объекту: «Капитальный ремонт крыши здания центральной аптеки № 87 по адресу: г. Поставы, пл. Ленина, 1» : Отчет по договору № 14-44. – ООО «Фирма САЛЮС». – 29 с.
11. Поставы – фотографии достопримечательностей и памятников архитектуры [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.radzima.org/ru/photos/postavy.html>. – Дата доступа: 13.10.2017.
12. Дворец Тызенгаузов в Поставах [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://posmotrim.by/article/dvorec-tyzengauzov-v-postavah.html>. – Дата доступа: 12.10.2017.
13. Костел Святого Антония Падуанского в Поставах [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://vetliva.ru/tourism/what-to-see/kostel-svyatogo-antoniya-paduanskogo-v-postavakh>. – Дата доступа: 16.10.2017.
14. Кулагін, А.М. Каталіцкія храмы Беларусі. – Мінск, 2008. – 488 с.
15. Приход храма святителя Николая Чудотворца г. Поставы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: serkov-postavy.by. – Дата доступа: 17.10.2017.
16. Кулагін, А.М. Свята-Мікалаеўская царква / А.М. Кулагін // Праваслаўныя храмы на Беларусі : энцыкл. даведнік / А.М. Кулагін ; маст. І.І. Бокі. – Минск, 2001. – С. 156–157.
17. Свята-Мікалаеўская царква ў Паставах // Памяць : гісторыка-дакументальная хроніка Пастаўскага раёна / рэдкал. : Г.К. Кісялеў [і інш.]. – Минск, 2001. – С. 538.

Поступила 09.11.2017

FORMATION OF ARCHITECTURAL APPEARANCE OF LENIN SQUARE IN POSTAVY

R. PLATONOVA, A. ZELENKOV

The analysis of the architectural appearance of the Lenin square (formerly Market) of the town of Postavy is presented, thanks to which the characteristic features of the architecture of the center of a typical Belarusian town were revealed. Such areas served as market functions and existed in all small towns, but here the historical urban development of the center was preserved to a greater extent from the end of the XIX century and is often represented only by separate buildings, and in Postavy it is almost a full architectural ensemble. Historical, cultural and architectural-planning features, aspects of the origin and development of unique architectural monuments, which formed a single ensemble of the square – the palace of Tyzengauz, the water mill, the church of St. Anthony of Padua and the Orthodox church of St. Nicholas – were explored. It is established that some of these architectural monuments are in good condition, but it is necessary to carry out works on the restoration of the Palace of Tysengauz with the maximum preservation of the pristine appearance of the historical object.

Keywords: architectural ensemble of the town of Postavy, square, Palace, pharmacy, artisan houses, Church, Church, restoration.

УДК 72.017.4

СУЧАСНЫЯ АСПЕКТЫ ВЫЯЎЛЕННЯ АСНОЎНЫХ ХАРАКТАРЫСТЫК НАЦЫЯНАЛЬНАГА КАЛАРЫТУ Ў КОЛЕРАВАЙ КУЛЬТУРЫ І АРХІТЭКТУРЫ БЕЛАРУСІ

В.А. БАДЗЯКА, М.В. КАБАЕВА

(*Беларускі дзяржаўны ўніверсітэт транспарту, Гомель*);

Г.І. ЗАХАРКІНА

(*Полацкі дзяржаўны ўніверсітэт, Полацк*)

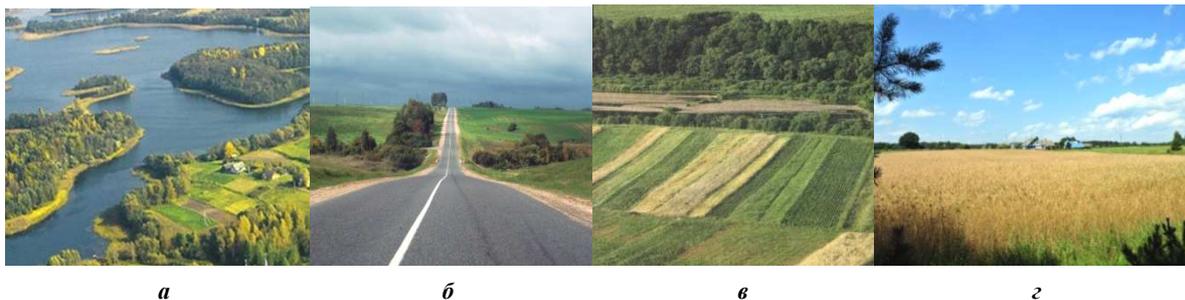
Разгледжаны асноўныя складнікі колеравай культуры. Падкрэслена ўзаемасувязь набыткаў старадаўняй беларускай архітэктуры і колеравай культуры з развіццём сучасных тэндэнцый у пошуку нацыянальнага каларыту ў архітэктуры. На прыкладах твораў народнага мастацтва і архітэктуры Беларусі прыведзена параўнанне эмацыйнага стану чалавека з каларыстыкай атачаючай прасторы.

Ключавыя словы: колеравае асяроддзе, культура, колер, фарба, эмацыйна-псіхалагічнае ўздзеянне, асацыяцыі, сімволіка, фармалізацыя, архітэктура, праект, графіка, жываніс, нацыянальны каларыт.

Уводзіны. На працягу эвалюцыі чалавечага грамадства на розных узроўнях яго развіцця фарміравалася і ў розных відах існавала эканамічнае, сацыяльнае і культурнае (у тым ліку нацыянальнае) асяроддзе. Важкай часткай усеагульнай культуры чалавецтва з'яўляецца *колеравая культура*. Яна характарызуецца сістэмай усталяваўшыхся асацыятыўных і сэнсавых значэнняў і адначасова адлюстроўвае шматзначную ролю колера ў жыцці грамадства. Культурная прастора ахоплівае розныя напрамкі чалавечай дзейнасці, а колер з'яўляецца неад'емнай часткай жыцця чалавека і яго атачэння. Здольнасць колера эмацыйна ўздзейнічаць на псіхіку чалавека на працягу тысячагоддзяў фарміравала ў свядомасці людзей розныя колеравыя асацыяцыі. З колерам суадносіліся як простыя прыродныя з'явы, так і *складаныя сімвалічныя і алегарычныя вобразы, якія замацоўваліся ў выглядзе колеравых знакаў*. На зараджэнне, фарміраванне і распаўсюджванне колеравай культуры, у першую чаргу, ўплываюць прыродна-кліматычныя, гісторыка-культурныя і псіхалагічныя фактары. Межы колеравай культуры вызначаюцца эпохай і геаграфічным арэалам, надзеленым выражанымі адметнасцямі рэгіёнаў.

Асноўная частка. Сучасная колеравая культура Беларусі і яе асобных рэгіёнаў фарміравалася пад уплывам асноўных прыродных складнікаў – кліматычных умоў, расліннасці і марфалагічных асаблівасцей тэрыторыі (рэльефу, фактуры паверхні, структуры глебы).

Прырода не надта вялікай Беларусі, размешчанай у сярэдніх шыротых усходняй Еўропы, не вельмі разнастайная, але дастаткова маляўнічая. Прыродны ландшафт на паўночным захадзе і поўначы рэспублікі адрозніваецца ад ландшафту паўднёвага і паўднёва-ўсходняга (малюнак 1).



a – Полаччына; *б* – Віцебшчына; *в* – Магілёўшчына; *г* – Гомельшчына

Малюнак 1. – Маляўнічасць, каларыстыка і графіка беларускіх краявідаў

Эстэтычнае ўздзеянне прыроднага атачэння на чалавека адлюстроўваецца і знаходзіць непасрэднае ўвасабленне ў народным побыце ў выглядзе ўпрыгожвання будынкаў і функцыянальных рэчаў – прыладаў для апрацоўкі зямлі, прадметаў ужытку, многім з якіх у даўнія часы людзі надвалі сімвалічнае значэнне. Гэтыя рэчы з'яўляліся асноўнымі носьбітамі колера ў атачэнні чалавека (малюнак 2).

Найбольш выразна і ярка колеравая культура выяўляецца ў аздабленні штучна створаных аб'ектаў і мастацкай творчасці, а яе кіруючай унутранай сілай з'яўляюцца *каларыстычныя ўпадабанні* (каляровыя перавагі) чалавека. З часоў старажытнасці каларыстычныя ўпадабанні фіксаваліся як у творах дэкаратыўна-прыкладнага мастацтва, так і аб'ектах народнага дойлідства, а галоўнымі крытэрыямі ў іх былі прыгажосць і гарманічнасць колеравых спалучэнняў, якія ў далейшым становіліся вызначальнымі фарбамі нацыянальнага каларыту і арнаменту.

Каларыстыка *старадаўняй архітэктуры Беларусі* заснавана на колерах асноўных старажытных будаўнічых матэрыялаў – каменя, дрэва, плінфы, цэгля, дахоўкі, якія фарміравалі ў паселішчах і гарадах аблічча пабудовы і агульную каларыстычную прастору.



Малюнак 2. – Каляровая палітра ў народнай творчасці

Гістарычна культурныя стасункі ўсіх рэгіёнаў Беларусі былі вельмі шырокія, і таму ў некаторых пабудовах старажытнай архітэктуры знаходзілі месца элементы ўсходніх культур (візантыйскай, персідскай, сірыйскай і інш.), аднак развіццё каларыстыкі беларускай архітэктуры мэтазгодна разглядаць ў кантэксце эвалюцыі архітэктурных стыляў еўрапейскай культуры. Матывы розных стыляў і ўзнікаючых новых тэндэнцый у іншаземным мастацтве праходзілі праз індывідуальнае творчае пераасэнсаванне мясцовымі дойлідзямі-будаўнікамі, чые арыгінальныя новыя пабудовы арганічна ўпісваліся ў беларускую прыроду і архітэктуру.

Прафесар А.С. Сардараў на прыкладзе замка ў Міры дае характарыстыку ўздзеяння еўрапейскай архітэктуры на архітэктуру Вялікага Княства Літоўскага XVI–XVII стагоддзяў, у якой вельмі слушна адзначае адметную асаблівасць архітэктурнага і колеравага вырашэння Мірскага замка: “...Манументальныя лаканічныя формы вежаў і сцен упрыгожваў вытанчаны дэкаратыўны прыём цудоўнага спалучэння чырвона-карычневай цаглянай муроўкі са светла-шэрымі атынкаванымі нішамі. Гэты прыём узяты з прускай, польскай, прыбалтыйскай архітэктуры перыяду Рэнэсансу, аднак тут ён “аславянены” – не такі строгі і правільны” (малюнак 3).



а



б

а – замак у г. п. Мір як прадстаўнік старадаўняй беларускай архітэктуры. XIV–XVI стагоддзі;
б – каларыстычная прастора забудовы жылога раёна ў Мінску. Пачатак XXI стагоддзя

Малюнак 3. – Супольнасць каляровых палітраў архітэктуры позняй готыкі і сучаснасці

У далейшым развіцці беларускай архітэктуры выкарыстанне новых малярных прыладаў і фарбаў стымулявала развіццё новых каларыстычных упадабанняў у рэгіянальнай і мясцовай архітэктуры. Згарманізаваныя колеравыя спалучэнні адпавядалі прынятым у тагачаснай еўрапейскай архітэктуры стылёвым і каларыстычным плыням, якія выяўляліся ў вонкавым аздабленні грамадскіх, прыватных і храмавых пабудов і, адпаведна, у інтэр’ерах. Помнікі баларускага дойлідства, якія захаваліся да нашых часоў, перажылі не адно перабудаванне, дайшлі да нас адрэстаўраванымі ў апошніх стылёвых выявах, па якіх мы ўзнаўляем аблічча даўніны і ганарымся імі як матэрыяльнай і духоўнай спадчынай.

Здаўна і да сённяшніх дзён у архітэктуры і мастацтве выкарыстоўваюцца псіхалагічныя якасці колеру. Пры грунтоўным вывучэнні ўздзеяння колеру на фарміраванне эмацыянальна-вобразных з’яў у чалавечай свядомасці даследчыкамі-псіхолагамі выяўлены непарыўныя ўзаемныя сувязі многіх складнікаў разумовай дзейнасці. Паставіўшы на мэту пошук колеравых сродкаў для выражэння нацыянальнага каларыту Беларусі, мы з намерам (наўмысна) засяродзілі ўвагу менавіта на *выкарыстанні фарбаў* для вонкавай перадачы асацыятыўна-вобразных уяўленняў чалавека, назіраючага праявы колеру ў архітэктурнай прасторы. Як вядома, пастаянная зменлівасць сузіраемых чалавекам з’яваў, вобразаў і рэчаў

залежыць ад пары года, стану надвор'я, асвятлення, а таксама ад ўмоў назірання, у выніку якіх мяняюцца колеравыя адценні ўсяго прыроднага і ўрбаністычнага атачэння.

Архітэктары ў сваіх творах (праектах) ствараюць для чалавека функцыянальнае асяроддзе, надзяляючы яго псіхалагічным камфортам, а на аснове другога апасрэдвання імкнучца ўводзіць у аблічча пабудовы альбо прасторы рысы нацыянальнага каларыту, ужываючы найбольш тыповыя колеравыя ўпадабанні свайго рэгіёна. Напрыклад, адметнай рысай архітэктурны Гомельшчыны (у праектах і пабудовах перыяду 1990–2015 гадоў) з'яўляецца пашыранае выкарыстанне ў каларыстыцы гарадоў і паселішч вобласці дамінуючай палітры прыродных колераў, якую найбольш ярка адлюстроўвае колеравае вырашэнне сяміпавярховага жылога дома, размешчанага ў цэнтральнай частцы горада Гомеля (малюнак, 4 а).

У структуры Гомеля ёсць асобныя жылыя ўтварэнні (мікрараёны), у складзе якіх існуе вялікая колькасць дамоў, пафарбаваных разнастайнымі колерамі і з незвычайнай кампазіцыяй. Аднак пры разглядзе здалёк гэты шматколёрнасць выглядае абагульнёна (у выніку эфекта паветравай перспектывы) і імкнучца да манахроміі, як, напрыклад, у мікрараёне № 50 па Рэчыцкім праспекце (малюнак 4, б).



а



б

а – каларыт жылога дома на вуліцы Веткаўскай у Гомелі. *Архітэктар І.І. Бельцюкава. 2001;*
б – фрагмент гарадской прасторы жылога раёна. Від на мікрараён № 50. Вуліца Косарава. Гомель. 2017

Малюнак 4. – Каларыт паўднёвага рэгіёна Беларусі і яго ўвасабленне ў архітэктурны

У дадзенай глыбінна-прасторавай кампазіцыі архітэктары ўжылі прынцып колеравага кантрасту: на амаль нейтральным фоне забудовы размясцілі насычаныя колеравыя акцэнты (зялёны і чырвоны), якія надаюць прасторы энергічную напоўненасць, глядачу – вясёлы настрой, а пры разглядзе з пэўных відых кропак нават вызываюць асацыяцыі з фарбамі дзяржаўнай сімволікі Беларусі (гл. малюнак 4, б).

Як вядома, сучасная архітэктурна Беларусі вызначаецца інтэрнацыянальнасцю, універсализаванасцю, пошукамі новых інжынерных тэхналогій і адначасова *пошукамі найноўшых сродкаў алюстравання нацыянальных і рэгіянальных рысаў краіны*. Сучасныя метады архітэктурнай каларыстыкі, уключаючы багатыя кампазіцыйныя сродкі, выкарыстоўваюцца пры ўвасабленні ў жыццё новых праектаў гарадоў, мікрараёнаў і іншых аб'ектаў, складаючых архітэктурнае асяроддзе. Каб раскрыць фарбамі бачанне ёмістага і тонкага паняцця нацыянальнага каларыту ўжываюцца тэхнічныя прыёмы колеравай графікі, так званыя фармалізаваныя выявы ў выглядзе фарбавых накрасаў, якія ў семантыцы вызначаны як іканічныя знакі, знакі-індэкс і знакі-сімвалы. На малюнку 5 прадстаўлены работы*, прысвечаныя пошуку асацыяцый і вобразаў Беларусі ў колеры.



Малюнак 5. – Знак-індэкс “Беларусь”

Прыкладам пошуку вонкавых сродкаў для перадачы ў архітэктурны абагульнёнага вобраза нашай краіны могуць быць конкурсныя дызайн-праекты павільёна Беларусі для ЭКСПО-2020. Удзельнікі архітэктурнага конкурсу, імкнуліся стварыць асацыяцыйны сімвал краіны. Па ўмовах конкурсу ў дызайн-

* Работы будучых архітэктараў БелДУТ.

праектах неабходна было праз сінтэз мастацтваў матэрыялізаваць галоўныя мэты развіцця чалавечай супольнасці: “Спрыяльная магчымасць”, “Устойлівае развіццё”, “Мабільнасць”. Адным з галоўных пытанняў было, як кампазіцыйна і ў лаканічнай форме сумясціць прасторавыя канструкцыі сучаснай архітэктуры з элементамі мастацкага выражэння нацыянальнага каларыту (малюнкi 6, 7).



6

a



6



a – “Беларусь і Шаўковы пучок”. А. Дзячэнка, Ю. Мішчанка, А. Петрачэнка;
б – “Васілёк”. Г. Дудаішэнка, А. Скварцоў; в – “Аазіс”. М. Зубараў, В. Казлоў

Малюнак 6. – Знакі, сімвалы і алегорыі як сродкі для выражэння нацыянальнага характару і каларыту ў архітэктуры павільёна Беларусі на ЭКСПО-2020

* Работы будучых архітэктараў БелДУТ.

Кожны з прадстаўленых праектаў утрымлівае цікавыя і эмацыянальна-вобразныя складнікі. Так, канцэпцыя праекта “Беларусь і Шаўковы пуць” пабудавана на ідэі аднаўлення і актыўнага развіцця міжнародных сувязяў і стасункаў паміж краінамі Ўсходу і Захаду. Сімваліку агульначалавечага яднання аўтары выразлі ў вонкавай кампазіцыі павільёна, праз алегорыю “Слуцкі пояс”. У адаптаванай да будаўніцтва форме гэты каштоўны залататканы мастацкі выраб не толькі падкрэслівае даўнасць эканамічных і культурных сувязей краіны, але і накіроўвае ў прастору і далячынь. Каларыстыка фасада і інтэр’ераў вытрымана ў адценнях “беларускага шоўку” – ільну (малюнак 6, а).

Пластыка і каларыстыка фасадаў павільёна “Васілёк” аддалена суадносяцца з вобразам кветкі, якую беларусы называюць валошкай-васільком, дынамізмам і лёгкасцю выяўляюць напрамак руху і, адначасова, падкрэсліваюць гасціннасць аб’екта. У рашэнні інтэр’ера невяліччай залы для інфармацыйных зносін і стасункаў ужыты матэрыялы з натуральным колерам, а форма асвятляючага абсталявання сваёй кампазіцыяй нагадвае белыя наміткі – даўнія святочныя галаўныя ўборы беларусак (малюнак 6, б).

Лаканічны па форме павільён з назвай “Аазіс” аснашчаны сучасным тэхналагічным абсталяваннем, а галоўныя нацыянальныя адметнасці адлюстраваны ў функцыянальным і мастацкім вырашэнні інтэр’ераў. Так, упрыгожваннем прасторы галоўнай залы павільёна з’яўляецца падвешаная пад столлю дэкаратыўная канструкцыя для штучнага асвятлення, выкананая па матывах даўнейшых народных аб’яргаў – саламяных “сонцаў”, “зорак” і “павукоў” – і размешчаная ў атачэнні белых прасторавых формаў, падобных да стужак і стылізаваных карункаў, якія ствараюць зменлівыя светлавыя і глыбінна-прасторавыя эфекты (малюнак 6, в).

Аўтары праекта “Зямля пад белымі крыламі” імкнуліся аб’яднаць у знешнім выглядзе пабудовы розныя кампазіцыйныя, прасторавыя і каларыстычныя вырашэнні. Дынамічныя формы будынка, блакіт крыштала і чорна-белыя элементы светлапранікаючых канструкцый павільёна пры разгляданні з розных кропак асацыіруюцца з палётам белага бусла над мнагаводнымі беларускімі рэкамі і азёрамі і ў той жа час падкрэсліваюць загадкаваць незнаёмага многім іншаземцам беларускага краю, які мае яшчэ адну патэтычную назву: “Зялёны лісток на планеце Зямля” (малюнак 7, а).

Для лаканічнага аб’ёма павільёна “Сонца. Жыццё. Росквіт” і яго атачэння аўтарамі знойдзена выразнае колеравае і графічнае вырашэнне, заснаванае на сімвалах і колерах беларускіх арнаментаў, якімі ў народным быцце аздабляліся вышываныя ручнікі. Малыя архітэктурныя формы і зялёныя насаджэнні пры галоўным уваходзе арганічна ўпісаны ў невялікую прастору і ствараюць пазітыўныя эмоцыі ў наведвальнікаў (малюнак 7, б).



а



б

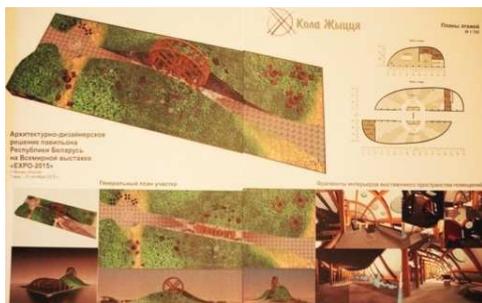
а – “Зямля пад белымі крыламі”. Н. Аржанцава, К. Грамыка, Б. Саковіч;
б – “Сонца. Жыццё. Росквіт”. Г. Чыкунова, Ю. Булдаў

Малюнак 7. – Сімваліка формы і арнаменту ў кампазіцыі і вонкавым аздабленні павільёна Беларусі

Ва ўсіх прыведзеных вышэй ілюстрацыях з фрагментамі дызайн-праектаў бачна, што архітэктура павільёнаў пабудавана на дакладна выражанай кампазіцыйнай структуры, пашыраным ўжыванні эмацыянальнага і сімвалічнага гучання колера.

Адным з прыкладаў прафесійнага выяўлення ў архітэктуры абагульненага каларыту Беларусі можа служыць павільён Беларусі на ЭКСПО-2015 у Мілане, у кампазіцыі якога выкарыстаны натуральныя колеры прыродных складнікаў, асобныя сімвалічныя знакі і выявы старадаўняй і сучаснай тэхнікі.

Пластычнае вырашэнне гэтага аб'екта адлюстроўвае не толькі стан тыповай архітэктурна-ландшафтнай прасторы Беларусі, але і структуру асобных пабудов (малюнак 8).



а



б

а – дызайн-канцэпцыя “Кола жыцця”. *Архітэктары І. Казюлькоў, Д. Бемяковіч, І. Шыпілаў. 2011;*
 б – каларыстыка прыродных матэрыялаў і тэхнічных экспанатаў у кампазіцыі ўваходнай зоны. 2015.

Малюнак 8. – Праект і ўвасабленне павільёна Беларусі для ЭКСПО-2015 у Мілане

Заклучэнне. У беларускай архітэктурцы здаўна існуюць такія адметнасці, як выразная сумаштабнасць пабудовы з прыродным атачэннем і ансамблевасць забудовы ва ўрбанізаваных прасторах, а мастацкія асаблівасці гістарычных і сучасных архітэктурных аб'ектаў, надзеленых выразным абліччам і менавіта беларускім каларытам, выклікаюць цікавасць у гасцей з разнастайных замежных краін і рэгіёнаў. Трэба адзначыць, што чым больш новыя архітэктурныя аб'екты адпавядаюць прыродна-кліматычным і прасторавым умовам, тым ярчэй змогуць праявіцца ў іх нацыянальныя рысы.

Натурныя і тэарэтычныя даследванні сучаснай архітэктурнай каларыстыкі сведчаць аб арганічным суіснаванні найноўшых будаўнічых тэхналогій і эмацыянальна-вобразных мастацкіх асноў, узятых да ўзроўня сімвалаў. Выкарыстанне ў архітэктурцы колеравых знакаў, ўтрымліваючых у сабе набыткі багатай колеравай культуры, прыбліжаюць нас да ўсведамлення складанага пачуцця – колеравага нацыянальнага каларыту Беларусі. Сучасны архітэктар, як і мастак, павінен валодаць адчуваннем і разуменнем новых з'яў жыцця, іх якасцей і асабовых прыкмет, якія могуць быць увасаблены ў нацыянальнай архітэктурцы.

ЛІТАРАТУРА

1. Бреслав, Г.Э. Цветопсихология и цветолечение для всех / Г.Э. Бреслав. – СПб. : Б.&К., 2000. – 212 с.
2. Ефимов, А.В. Колористика города / А.В. Ефимов. – М. : Стройиздат, 1990. – 272 с.
3. Лакотка, А.І. Народнае дойлідства / А.І. Лакотка. – Мінск : Беларус. навука, 2014. – 200 с.
4. Некрасов, А.И. Теория архитектуры / А.И. Некрасов. – М. : Стройиздат. – 1994.
5. Сардаров, А.С. Архитектура транспортных сооружений / А.С. Сардаров. – Минск : БНТУ, 2013. – 128 с.
6. Гісторыя беларускага мастацтва : у 6 т. / гал. рэд. С.В. Марцэлеў. – Мінск : Навука і тэхніка, 1987–1994.

Паступіў 05.12.2017

MODERN ASPECTS OF IDENTIFYING MAIN CHARACTERISTICS OF THE NATIONAL PARTICULARITY IN THE COLOR CULTURE AND ARCHITECTURE OF BELARUS

V. BADZIAKA, M. KABAIEVA, G. ZAKHARKINA

The article describes main components of the color culture. It shows how the heritage of the ancient Belarusian architecture and the color culture are connected to the development of the modern research trends on the national particularity in architecture. A number of works of art and architecture of Belarus are given as example in order to analyze the emotional state of human and color environment.

Keywords: color environment, culture, color, colour, emotional and psychological effect, associations, symbols, formalization, architecture, project, graphic arts, pictorial art, national particularity.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

УДК 666.94:691.3

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ СОСТАВА И СВОЙСТВ РАСШИРЯЮЩЕГОСЯ ФИБРОТОРКРЕТ-БЕТОНА

*канд. техн. наук, доц. И.П. ПАВЛОВА; К.Ю. БЕЛОМЕСОВА
(Брестский государственный технический университет)*

Представлены результаты экспериментально-теоретических исследований показателей качества различных комбинаций вяжущих, применяемых в технологии торкрет-бетона. Рассмотрены возможности совместного применения расширяющейся добавки сульфатоалюминатного типа и базальтовой фибры для компенсации усадочных деформаций и повышения прочностных характеристик торкрет-бетона. Определено, что применение расширяющихся добавок сульфатоалюминатного типа позволяет существенно сократить сроки схватывания, не ускоряя при этом начало схватывания бетона; применение базальтовой фибры, введение которой в небольших количествах вызывает распад на монофилламенты с высокой удельной поверхностью, что приводит к повышению прочности бетонного композита за счет эффекта 3D-армирования структуры и изменения вязкости разрушения. Количество расширяющейся добавки назначается исходя из позиций компенсации усадочных деформаций или достижения необходимого уровня самонапряжения.

Ключевые слова: торкрет-бетон, расширяющаяся добавка сульфатоалюминатного типа, базальтовая фибра, сроки схватывания, прочностные показатели.

Введение. Торкрет-бетон сегодня – это и название строительного материала, и способ бетонирования, и метод строительства [1, с. 4, п. 1.1]. Вплоть до настоящего времени технология торкрет-бетона успешно используется в ряде отраслей строительства для решения различных производственных задач. Более того, интерес к данному методу строительства либо способу производства работ заметно возрос в связи с увеличением объемов работ по ремонту и гидроизоляции.

Торкретирование как технологический процесс состоит из нескольких этапов, каждый из которых заключается в послойном нанесении смеси под большим давлением. Такой технологический прием позволяет достичь максимально плотного взаимодействия частиц раствора с подготовленной поверхностью, а также заполнения пор и трещин.

К компонентам смеси для торкрет-бетона предъявляются требования, базирующиеся на одновременном достижении требуемых конечных характеристик готового композита (прочность, водонепроницаемость, морозостойкость, долговечность и т.д.), а также зависящие от технических параметров установки для нанесения данного бетона (диаметр распылительного сопла и др.). Основными из требований к компонентам смеси являются: ограничение по крупности и форме зёрен заполнителя, а также требования по непрерывной гранулометрии; вид цемента (быстротвердеющий). Необходимо отметить, что торкрет-бетонные смеси отличаются повышенными расходами цемента, поэтому применение алитовых портландцементов приведет к серьезному риску возникновения усадочных деформаций и, как следствие, к микротрещинообразованию с последующим снижением эксплуатационных качеств [2, с. 5].

Для компенсации усадочных деформаций бетона применяются в качестве вяжущего расширяющиеся или напрягающие цементы. В процессе твердения таких цементов (РЦ, НЦ) происходит расширение, которое вызвано возникновением в структуре цементного камня новообразований, объем которых существенно превышает объем вступающих в реакцию исходных веществ. На основании существующих, а также собственных исследований в данной области сделан вывод, что наиболее эффективными являются напрягающие цементы типа «М» или «К», механизм расширения которых происходит за счет образования повышенного количества этtringита ($C_3A\check{S}_3H_32$) [3, с. 102].

Что касается самой технологии нанесения торкрет-бетона, необходимо отметить, что она отличается рядом особенностей, среди которых возможность нанесения состава на криволинейные поверхности, а также поверхности, расположенные в любых плоскостях. Главная задача при нанесении материала на поверхности, находящиеся в любых плоскостях, – исключение вероятности оплыва или обрушения свеженанесенного торкрет-бетона. Такую задачу следует решать, изменяя вязкость смеси и ускоряя период схватывания. Ускорения схватывания можно достичь за счет ранней гидратации высокоалюминатной составляющей расширяющейся добавки, а увеличения вязкости – за счет введения базальтовой фибры. Совместным введением фибры и расширяющейся добавки возможно добиться ускорения кинетики набора прочности, сохранив при этом сроки схватывания свежего торкрет-бетона.

Постановка задачи. Для проявления деформаций расширения в качестве расширяющейся добавки применялась композиция, состоящая из высокоактивного метакеолина (ВМК) и природного гипса. Метакеолин участвует не только в механизме расширения напрягающего цемента, но также оказывает большое влияние на структуру цементного камня в затвердевшем бетоне, а именно уплотняет ее. Достигается такое уплотнение за счет размера дисперсных частиц метакеолина, которые на порядок меньше частиц вяжущего вещества (портландцемента, гипса). Высокое содержание диоксида кремния с высокой удельной поверхностью, т.е. в активной форме, приводит к проявлению пуццоланового эффекта, в результате которого связывается свободная известь. В итоге проявляются, накладываясь друг на друга и усиливая синергетизм явлений, следующие эффекты: эффект микронаполнения, расширения и пуццолановый.

Кроме того, альтернативно в качестве расширяющейся добавки и ускорителя твердения рассматривался коллоидальный раствор сульфата алюминия. Свойства коллоидальной формы сульфата алюминия сопоставимы по физико-химическим характеристикам с наиболее известными зарубежными аналогами [4, с. 25]. Рекомендуемый диапазон дозировок добавки от массы цемента (в пересчете на сухое вещество) составляет 1...5%, в то время как дозировки расширяющейся добавки на основе метакеолина и гипса в пределах 10...25% в зависимости от требуемой энергоактивности состава [5, с. 3].

Применяя в качестве ускорителя твердения добавку коллоидального сульфата алюминия и регулируя процент ее введения в цементную систему, можно корректировать временной диапазон начала набора прочности всей системы и итоговое соотношение сульфатов и алюминатов как источника расширения цементных систем.

Для регулирования вязкости и предотвращения «оплывов» свеженанесенной высокоподвижной торкрет-смеси в состав вводилась базальтовая фибра, которая за счет распушки на монофиламенты высокой степени дисперсности (диаметр волокна 2...5 мкм), создает эффект так называемого 3D-армирования, что четко видно на микрофотографии (рисунок 1). При этом параллельно возникает химическое объемное армирование за счет роста длинных иглоподобных кристаллов этtringита в процессе расширения. Таким образом, проявляется химико-механическое объемное микроармирование структуры и, как результат, повышение прочности, в частности на растяжение, и непроницаемости композитной структуры.

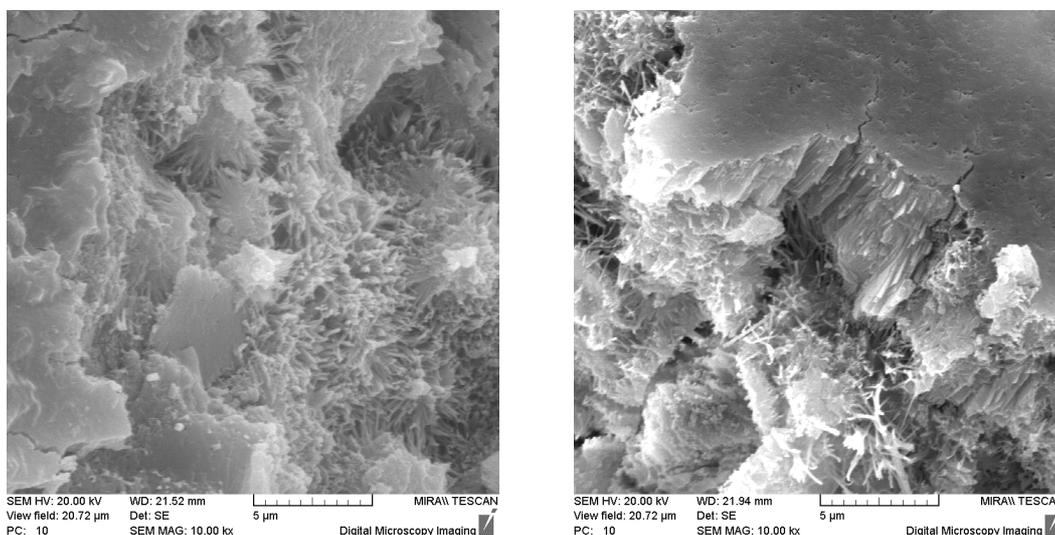


Рисунок 1. – Образцы цемента, модифицированные расширяющейся добавкой и базальтовой фиброй

Экспериментальные исследования и их анализ

В таблице 1 представлены результаты исследования влияния добавки коллоидального сульфата алюминия в количестве 4% (от массы вяжущего вещества) на сроки схватывания цементного теста.

Базовым значением нормальной густоты цементного теста принято 27% (состав 1), составы 2 и 3 доводились до значения НГ = 27% за счет введения в них пластифицирующей добавки первой группы на поликарбоксилатной основе. Оптимальное количество пластификатора определено опытным путем для каждого состава отдельно.

Полученные данные свидетельствуют о том, что введение расширяющейся добавки в цементную систему значительно замедляет начало ее схватывания, но при этом диапазон времени между началом и концом схватывания составляет около полутора часов (состав 2), что почти вдвое меньше, чем у бездо-

бавочного состава на портландцементе (состав 1). Таким образом, сохраняя возможность работать со смесью на объекте, проявляются положительные эффекты – ускоренный набор прочности.

Таблица 1. – Сроки схватывания цементного теста с добавками

№ опытного состава	Компоненты опытного состава	НГ, %	Сроки схватывания, ч-мин	
			начало	конец
1	ПЦ	27	0:42	3:22
2	НЦ + пл.	27	3:06	4:16
3	НЦ + пл. + КРСА (4%)	27	1:52	3:32

ПЦ – портландцемент; НЦ – напрягающий цемент; пл. – пластификатор; КРСА – коллоидальный раствор сульфата алюминия; НГ – нормальная густота.

Влияние добавки коллоидального сульфата алюминия на сроки схватывания напрягающего цемента сокращает начало схватывания практически в два раза (состав 3), но при этом временной диапазон между началом и концом схватывания остается таким же, как и у состава 2, а это значит, что добавка коллоидального сульфата алюминия может привести к необходимости введения дополнительного количества замедлителей схватывания для модифицированных торкрет-бетонов.

На сегодняшний день существует мнение, что применение в качестве вяжущего вещества энергоактивного расширяющегося или напрягающего цемента вызывает частичную потерю прочности конечного продукта из-за разуплотнения структуры крупными кристаллами этtringита. Поскольку прочность является важнейшей характеристикой бетона как конструкционного материала, которая косвенно предопределяет долговечность и эксплуатационную надежность, то возникает необходимость создания благоприятного напряженно-деформированного состояния структуры напрягающего бетона на стадии расширения и уплотнения порового пространства мелкокристаллическим этtringитом, что достигается за счет объемного армирования, в данном случае дисперсного.

Дисперсное армирование базальтовым волокном обладает рядом преимуществ перед другими типами волокон [6, с. 35]. По своей структуре базальтовое волокно схоже с цементным камнем и обладает природной естественной шероховатостью, за счет чего достигается высокая степень сцепления волокна с цементной матрицей. Базальтовая фибра как готовый продукт представляет собой отрезки комплексного базальтового волокна заданной длины (обычно 16, 24 мм), состоящие из отдельных монофиламентов, собранных во временные пучки. После введения базальтового волокна и тщательного перемешивания с сухими компонентами бетонной смеси данное комплексное волокно распадается на множество отдельных монофиламентов, которые, в свою очередь, распределяются по объему смеси во всех направлениях под разными углами и вызывают тем самым эффект 3D-армирования. В то же время такая способность базальтового волокна оказывает влияние на подвижность готовой бетонной смеси, что связано с резким увеличением удельной поверхности распушенной фибры и, как следствие, с возрастанием водопотребности бетонной смеси.

Для определения степени влияния базальтовой фибры на подвижность и водопотребность бетонной смеси выполнен ряд экспериментальных исследований для следующих составов: состав № 1 – на основе портландцемента (контрольный); состав № 2 – на основе портландцемента с дисперсным армированием базальтовой фиброй в количестве 5% от массы вяжущего; состав № 3 – на основе напрягающего цемента; состав № 4 – на основе напрягающего цемента с дисперсным армированием базальтовой фиброй в количестве 5% от массы вяжущего. Контрольные составы 1 и 3 – равноподвижные. Результаты, полученные в ходе исследования, представлены в виде гистограмм на рисунке 2.

Для определения влияния базальтового волокна как армирующего компонента на прочностные характеристики торкрет-бетона также проводился ряд экспериментальных исследований. Были заформованы три серии опытных образцов: 1 серия – напрягающий цемент (НЦ); 2 серия – НЦ + КРСА (4%); 3 серия – НЦ + КРСА (4%) + базальтовая фибра (5% от массы вяжущего вещества). В состав компонентов всех серий входила пластифицирующая добавка I группы на поликарбоксилатной основе. Результаты постановочных исследований представлены в виде диаграмм на рисунке 3.

Анализ полученных данных показал, что применение базальтовой фибры в качестве армирующего компонента торкрет-бетона целесообразно. Согласно полученным данным, значения прочностей образцов серии 1 (без армирования) в возрасте 28 суток примерно на 20% меньше значения прочностей образцов серии 3 (армированных базальтовой фиброй). Таким образом, введение в смесь базальтовых волокон способствует увеличению прочности за счет сцепления с модифицированной цементной матрицей и создания эффекта объемного микроармирования.

Также необходимо отметить, что при введении базальтовой фибры увеличивается вязкость смеси, что является весьма благоприятным фактором для торкрет-бетона. Увеличение вязкости обусловлено

расщеплением одного базальтового волокна на множество мельчайших монофиламентов, которые обволакивают все компоненты смеси и образуют единую пластично-вязкую систему.

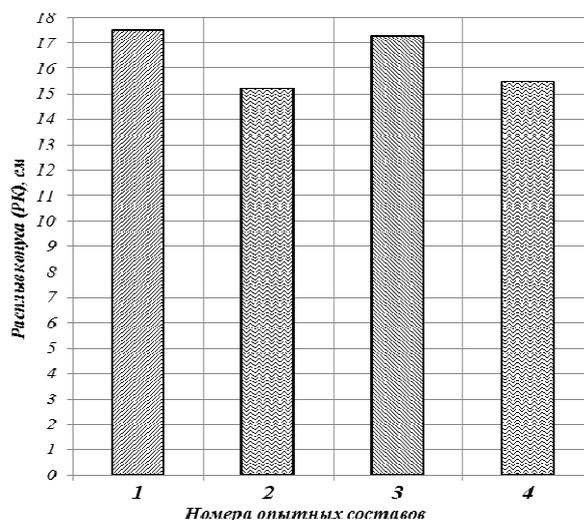
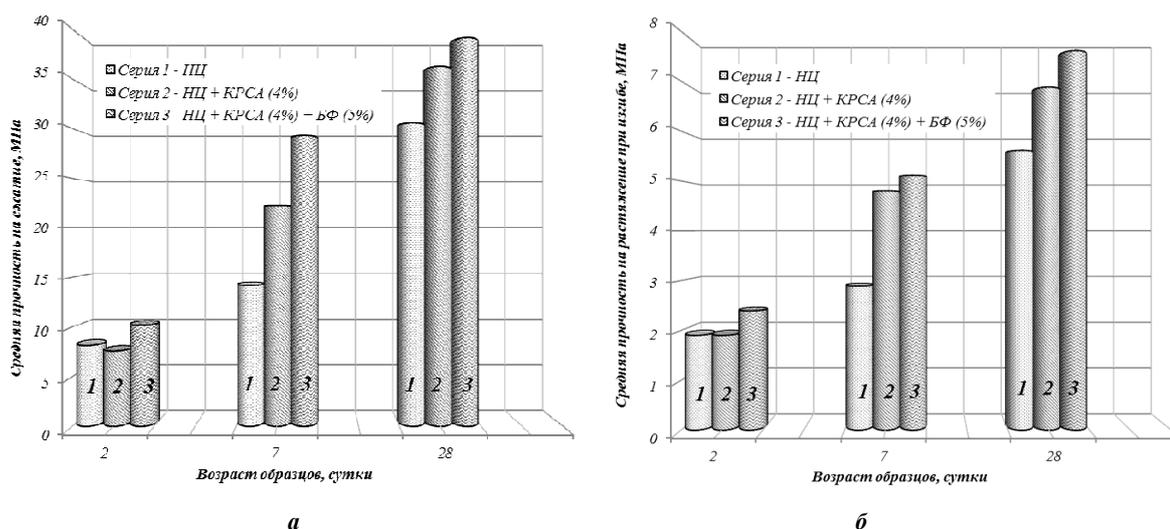


Рисунок 2. – Значения распыла конуса (PK, см) опытных составов



НЦ – напрягающий цемент;
КРСА – коллоидальный раствор сульфата алюминия; БФ – базальтовая фибра

Рисунок 3. – Результаты испытаний прочности на сжатие (а) и на растяжение при изгибе (б) опытных образцов

В ходе экспериментальных исследований важно было также оценить степень влияния ускорителя схватывания на прочностные характеристики торкрет-бетона. По полученным данным видно, что добавка КРСА оказывает положительное влияние на рост прочностных характеристик фиброторкрет-бетона (рисунок 3, серия 2). Обусловлено такое влияние наличием в основе данной добавки коллоидального сульфата алюминия. При введении в цементную систему дополнительного источника быстрогидратирующих алюминатов интенсифицируется образование раннего этtringита, и в этом смысле механизм набора прочности портландцемента с нещелочными ускорителями данного типа во многом аналогичен сульфатно-алюминатному цементу [4, с. 25].

Анализ выполненных экспериментальных и теоретических исследований позволяет сделать следующие **выводы**:

- торкрет-бетон является перспективным строительным материалом с высокими эксплуатационно-техническими характеристиками, в особенности для ремонта сооружений, в том числе эксплуатируемых в средах разной степени агрессивности;

- торкрет-бетон не лишен недостатков, обусловленных и самой структурой искусственного композита, и технологией изготовления: усадочные деформации, необходимость ускорения набора прочности и предотвращения «оплывов»;

- применение расширяющейся добавки сульфоалюминатного типа как компонента вяжущего для торкрет-бетона позволит компенсировать негативные усадочные напряжения и создать в ряде случаев деформации расширения;

- применение совместно с расширяющейся добавкой коллоидального раствора сульфата алюминия позволяет ускорить рост кристаллов раннего этtringита как источника расширения и химического армирования структуры, но при этом приводит к сокращению сроков схватывания, что может в ряде случаев привести к трудностям технологии. Поэтому расширение в дальнейшем следует обеспечивать за счет варьирования состава и количества расширяющейся добавки без дополнительной активации КРСА;

- введение параллельно с расширяющимися компонентами базальтовой фибры позволяет не только предотвратить нежелательные «оплывы», но и создать совместное с расширяющейся цементной системой 3D-армирование, что в итоге приводит к получению композита с высокими эксплуатационными характеристиками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Брукс, Г. Торкрет-бетон, торкрет-цемент, торкрет-штукатурка / Г. Брукс, Р. Линдер, Г. Руфферт ; пер. с нем. М.В. Алешечкиной, З.А. Липкинда ; под ред. Л.А. Феднера. – М. : Стройиздат, 1985. – 205 с.
2. Титов, М.Ю. Бетоны с компенсированной усадкой на расширяющих добавках : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / М.Ю. Титов ; НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. – М., 2012. – 22 с.
3. Павлова, И.П. Исследование влияния расширяющихся сульфоферритных и сульфоалюминатных добавок на прочностные показатели и собственные деформации цементных систем / И.П. Павлова, Т.В. Каленюк, К.Ю. Беломесова // Весн. БрГТУ. – 2016. – № 1. Сер. Строительство и архитектура. – С. 123–127.
4. Вовк, А.И. «Реламикс Торкрет»: механизм действия и особенности набора прочности торкрет-бетоном / А.И. Вовк // Технологии бетонов. – 2011. – № 11–12. – С. 25–27.
5. Ускоритель схватывания «Реламикс Торкрет». Технические условия : ТУ 5745-028-58042865-2008. – Введ. 04.02.08. – М. : ФГУП «НИЦ “Строительство”», 2008. – 24 с.
6. Беломесова, К.Ю. Применение базальтовой фибры в качестве армирующего компонента в цементно-песчаных композитах / К.Ю. Беломесова // Традиции, современные проблемы и перспективы развития строительства : сб. науч. ст. / ГрГУ им. Я. Купалы ; редкол. : В.Г. Барсуков (гл. ред.) [и др.]. – Гродно : ГрГУ, 2016. – С. 74–77.

Поступила 07.12.2017

EXPERIMENTAL AND THEORETICAL MIX AND PROPERTIES RESEARCH OF EXPANSIVE FIBERSHOTCRETE

I. PAULAVA, K. BELAMESAVA

In present paper experimental-theoretical research of quality level for different mixes of binding, used in shotcrete technology, are proposed. Probabilities of expansive sulfo-aluminate type additive and basalt fiber partnering for shrinkage compensating and strength shotcrete properties increasing. Are considered this determined that use of sulfo-aluminate type expansive additive make it possible considerably shortening setting time, but not influencing on the initial set. Use of basalt fiber, introduction of which in minimal amount due to disintegration on monofilament with great specific surface lead to concrete composite strength increase course of 3D-structure reinforcement effect and changing fracture toughness. Amount of expansive additive assign proceeding from shrinkage compensating or achievement of necessary self-stress level.

Keywords: shotcrete, sulfo-aluminate type expansive additive, basalt fiber, setting time, strength properties

УДК 624.15:692.115+624.139

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ПЕСЧАНОГО ОСНОВАНИЯ КОРОТКИХ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ ИЗ НАПРЯГАЮЩИХ БЕТОНОВ В БОЛЬШОМ ГЕОТЕХНИЧЕСКОМ ЛОТКЕ И ПРИ ПОМОЩИ ПК PLAXIS 2D**А.Н. НЕВЕЙКОВ, В.Н. ДЕДОК***(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)*

Представлена оценка напряженно-деформированного состояния и несущей способности буронабивных свай из напрягающих бетонов по результатам натурных исследований в большом геотехническом лотке и численного моделирования в ПК Plaxis 2D. Дано краткое описание методики проведения натурных экспериментов и создания их конечно-элементных моделей в ПК Plaxis 2D на основе упруго-пластической модели Мора – Кулона. Выводы базируются на сопоставлении результатов натурных исследований буронабивных свай и данных численных расчетов в ПК Plaxis 2D.

Ключевые слова: буронабивная свая, напрягающий бетон, несущая способность, численное моделирование.

Состояние вопроса. Ограниченность территорий для строительства в черте города, высокая их стоимость вынуждают уплотнять существующую застройку, повышать этажность зданий, что сопровождается ростом нагрузок на фундаменты. Эти обстоятельства предъявляют повышенные требования к надежности работы оснований и фундаментов и не позволяют использовать фундаменты, возводимые в открытых котлованах, забивные и некоторые виды набивных свай без дополнительных мероприятий, даже при залегании у поверхности сравнительно прочных грунтов. Эффективным решением данной проблемы является применение буронабивных свай. Их применение в указанных условиях требует поиска путей повышения эффективности таких свай, одним из которых является применение бетонов и растворов на напрягающем цементе (далее – НЦ) [1–3]. Их применение обусловлено благоприятными условиями, создаваемыми грунтом для расширения и твердения бетона [3]. Расширение ствола сваи создаст дополнительное давление на грунт и снизит разуплотнение скважины, улучшит контакт сваи с грунтом, и как следствие, повысит её несущую способность [4–6].

Опыт применения безусадочных и напрягающих бетонов показал свою эффективность для буронабивных свай в твердых глинах и скальных грунтах [1; 2], обеспечив существенное повышение несущей способности. Однако очевидно, что проблема применения свай из бетонов и растворов на НЦ не может быть сведена к подбору приемлемого состава бетона, она не может быть эффективно решена без рассмотрения напряженно-деформированного состояния (далее – НДС) сваи и основания в процессе ее изготовления, твердения и работы под нагрузкой. Хотя натурные исследования по определению несущей способности и деформативности буронабивных свай и обладают наибольшей достоверностью, однако требуют значительных временных и материальных затрат.

В связи со сказанным выше и благодаря стремительной компьютеризации широкое применение в геотехнике получил прогноз несущей способности и деформативности оснований фундаментов численным моделированием. Перспективность решения таких задач при исследовании НДС оснований и фундаментов значительно повысилась.

В работе [6] представлены результаты экспериментальных исследований коротких буронабивных свай из бетонов и растворов на напрягающем цементе в большом геотехническом лотке, заполненном песком мелким маловлажным средней плотности с характеристиками $\rho = 1,69...1,71 \text{ г/см}^3$; $\rho_s = 2,66 \text{ г/см}^3$; $e = 0,70...0,72$; $\varphi = 32,4...32,6^\circ$; $c = 2,4...2,8 \text{ кПа}$; $E = 8,1...10 \text{ МПа}$ при действии вертикальной статической нагрузки. Типы исследованных свай приведены в таблице 1.

Для изготовления буронабивных свай в работе [6] использовали бетон на портландцементе (расширение 0%), бетон на НЦ (расширение 2,2...2,3%) и раствор на НЦ (расширение 4,5...4,6%). Коэффициент продольного армирования свай составлял $\rho_l \approx 0,01$ при защитном слое бетона 50 мм. Нижние части свай высотой 450...500 мм в сериях 1, 2, 3 и 250...300 мм в серии 4 не армировали из условия ограничения вертикальных перемещений ствола менее сдвиговой осадки и для обеспечения свободного расширения бетона и раствора на НЦ, уплотнения грунта под торцом и (или) по боковой поверхности. Однако в работе [6] практически не затронуты вопросы НДС самой сваи и их оснований при изготовлении и твердении, которые и определяют работу сваи при нагружении.

Методика исследования. Для уточнения полученных ранее данных [6] о влиянии напрягающих бетонов и растворов на несущую способность буронабивных свай при действии вертикальной статической нагрузки, для уточнения НДС оснований таких свай при расширении ствола и последующей проверки полученных расчетных зависимостей [7; 8] выполнено численное моделирование их работы

в ПК Plaxis 2D методом конечных элементов. Данный ПК хорошо зарекомендовал себя при решении задач о НДС свайных фундаментов [9; 10; др.] – получено хорошее соответствие результатов расчета экспериментальным данным.

Таблица 1. – Типы испытанных (моделируемых) свай в каждой из серий

Серия	№ 1		№ 2	№ 3	№ 4	
Конструкция сваи в серии						
Марка сваи в серии	СТП-1-1 СНП-1-3	СТД-1-2 СНД-1-4	СТП-2-5 СНП-2-7	СТО-3-9 СНО-3-10	– СРНШ-4-11; СРНШ-4-12	– СРНП-4-13*, СРНО-4-14*
<p>Сокращения и обозначения, аналогичные [6]: С – свая; Т – бетон на портландцементе; Н – бетон на НЦ; РН – раствор на НЦ; П – полость под торцом; Д – динамометр под торцом; Ш – свая-штамп; О – обычная свая. Число – серия и порядковый номер в [6] и данной работе; * – только для численного расчета.</p>						

Натурные измерения НДС грунта от расширения бетонов и растворов на НЦ, отраженные ранее в работе [6], выполняли для свай 1-й серии Ø315 мм в большом геотехническом лотке в соответствии

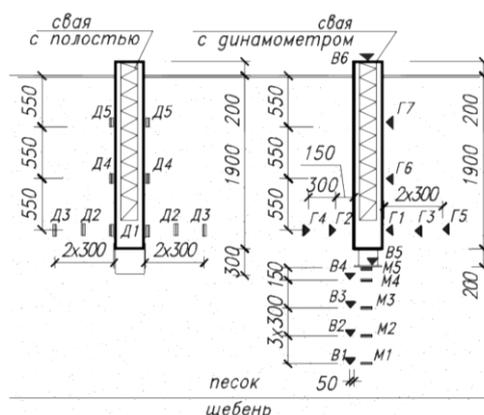


Рисунок 1. – Размещение мессдоз (Д, М) и марок (В, Г) при измерении НДС грунта для свай 1-й серии на напрягающем бетоне

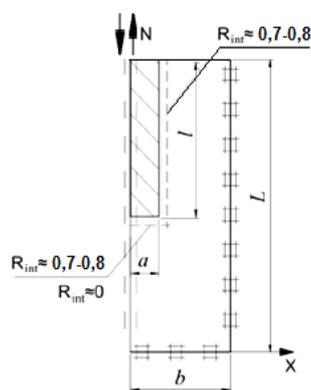


Рисунок 2. – Расчетная схема сваи в ПК Plaxis 2D

с рисунком 1. Измерение величин давления в грунте производили мессдозами, перемещений – при помощи вертикальных и горизонтальных грунтовых марок с индикаторами часового типа ИЧ-10 и прогибомерами 6ПАО. Для снятия показаний мессдоз использовали опробованную в работах [11; 12 и др.] тензометрическую станцию «Тисса». По величине горизонтальных и вертикальных перемещений марок судили об изменении плотности сложения грунта по методике, основанной на методике Х.М. Моххамада [13]. Обобщенные результаты натурных экспериментальных исследований НДС грунта, не отраженные ранее в работе [6], для анализа и сопоставления результатов представлены ниже совместно с результатами численного моделирования НДС грунта в ПК Plaxis 2D.

Численное моделирование работы коротких буронабивных свай выполнено в ПК Plaxis 2D методом конечных элементов в осесимметричной постановке. Для создания конечно-элементных расчетных схем в ПК Plaxis 2D использованы исходные данные и параметры, соответствующие реальным условиям эксперимента [6].

Для моделирования грунтов основания использовали упругопластическую модель Мора – Кулона, которая потребовала введения пяти основных параметров: модуля деформации грунтов E , коэффициента Пуассона ν , удельного сцепления c , угла внутреннего трения ϕ и удельного веса грунта γ . Для моделирования материала сваи (расчетная схема сваи в ПК Plaxis 2D представлена на рисунке 2) применили линейно-упругую модель с жесткостными характеристиками бетона или раствора на соответствующем типе цемента. Взаимодействие конструкций с грунтом описывали через интерфейсные элементы.

Для моделирования условия загрузки всей сваи или только боковой поверхности на торце сваи прочность интерфейсов была принята равной $R_{int} = 0,7 \dots 0,8$ или $R_{int} \approx 0$

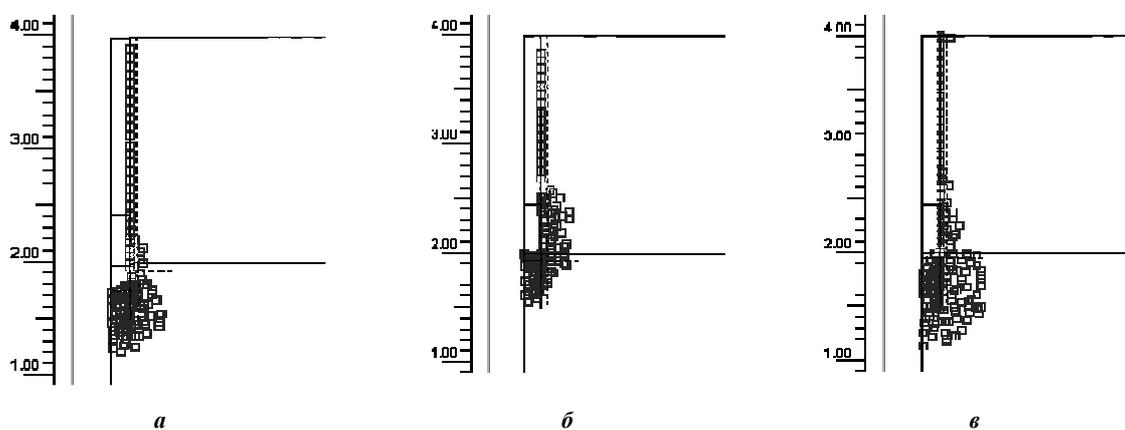
соответственно, по боковой поверхности прочность интерфейсов принята равной $R_{int} = 0,7 \dots 0,8$. Коэффициент принимался по рекомендации Руководства к программному комплексу Plaxis 2D [14] с учетом результатов проведенных ранее модельных испытаний [3]. Создание сетки элементов велось в автоматическом режиме с ее локальным измельчением на контакте «свая – грунт».

В процессе моделирования выполняли оценку НДС околосвайного грунта от расширения бетонов и растворов на НЦ, несущей способности свай из бетонов и растворов на портландцементе (далее – ПЦ) и НЦ при работе на вертикальную нагрузку и сопоставление результатов расчета с экспериментальными данными, полученными в большом геотехническом лотке.

Расчет производили в три этапа: 1) учет гравитационной нагрузки с последующим обнулением деформаций, вызванных этой нагрузкой; 2) размещение свай с учетом расширения бетона (раствора); 3) приложение вертикальной нагрузки.

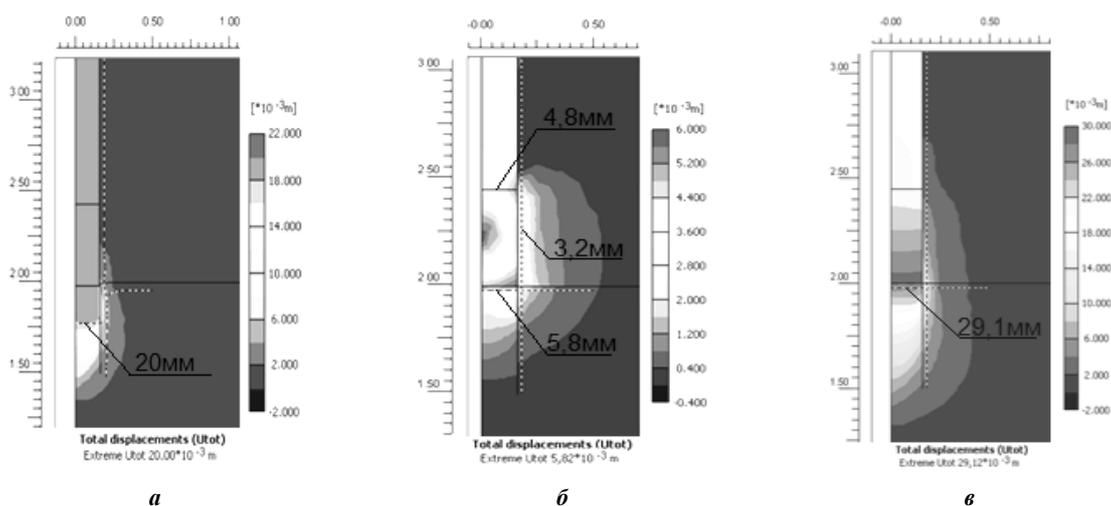
Задание расширения бетона (раствора) на НЦ и загрузку свай осуществлялось объемным расширением (деформациями) тела свай и в перемещениях соответственно и с учетом полученных ранее экспериментальных данных [4–6].

Результаты исследования и их анализ. Описанная выше методика исследования позволила решить задачи исследования работы буронабивных свай из различных типов бетона (раствора), а также исследовать процессы, происходящие в грунте в ходе расширения напрягающего бетона и статического нагружения свай. На рисунках 3–7 приведены результаты моделирования НДС свай СТД-1-2, СНД-1-4.



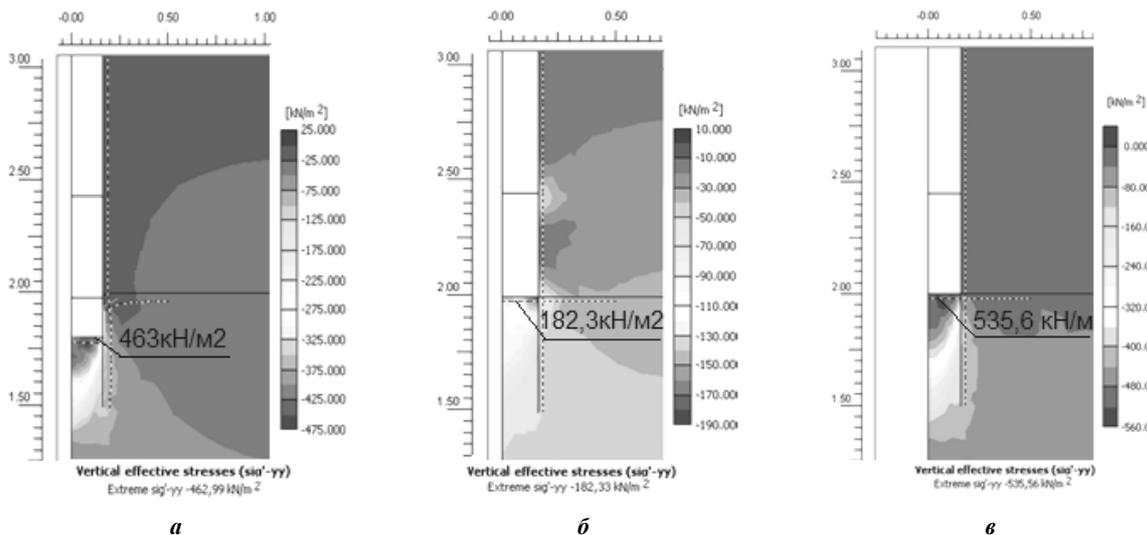
a – свая СТД-1-2 (осадка 20 мм); *б* – свая СНД-1-4 (расширение бетона); *в* – свая СНД-1-4 (осадка 20 мм)

Рисунок 3. – Распределение пластических точек вокруг вдавливаемых свай 1-й серии



a – свая СТД-1-2 (осадка 20 мм); *б* – свая СНД-1-4 (расширение); *в* – свая СНД-1-4 (осадка 20 мм)

Рисунок 4. – Изополя перемещений в грунтовом массиве в зоне нижнего конца вдавливаемых свай 1-й серии



а – свая СТД-1-2 (осадка 20 мм); б – свая СНД-1-4 (расширение); в – свая СНД-1-4 (осадка 20 мм)

Рисунок 5. – Изополя вертикальных напряжений в грунтовом массиве в зоне нижнего конца вдавливаемых свай 1-й серии с указанием их максимальных значений

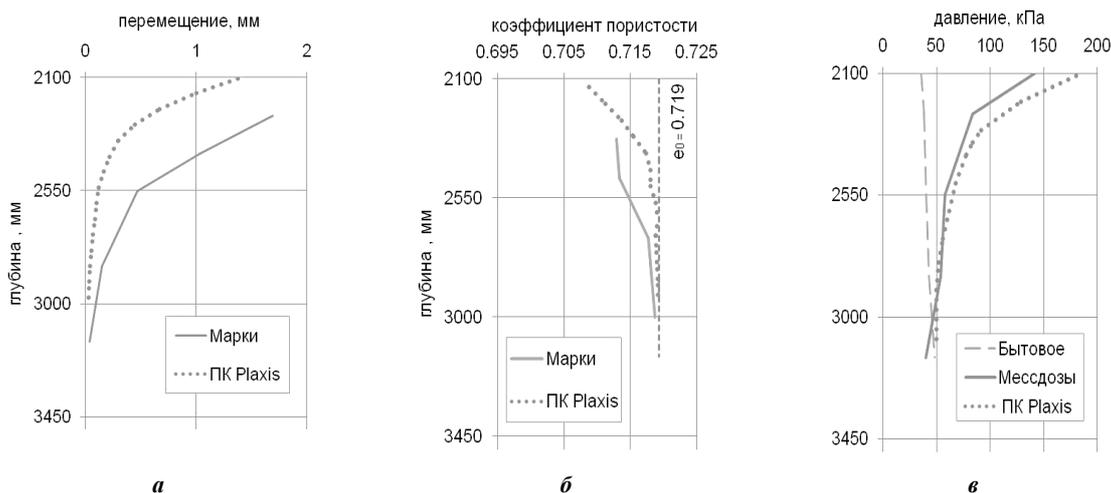


Рисунок 6. – Перемещение (а) и коэффициент пористости (б) грунта на расстоянии 350 мм от оси сваи и напряжения (в) в грунте под торцом от расширения ствола сваи СНД-1-4

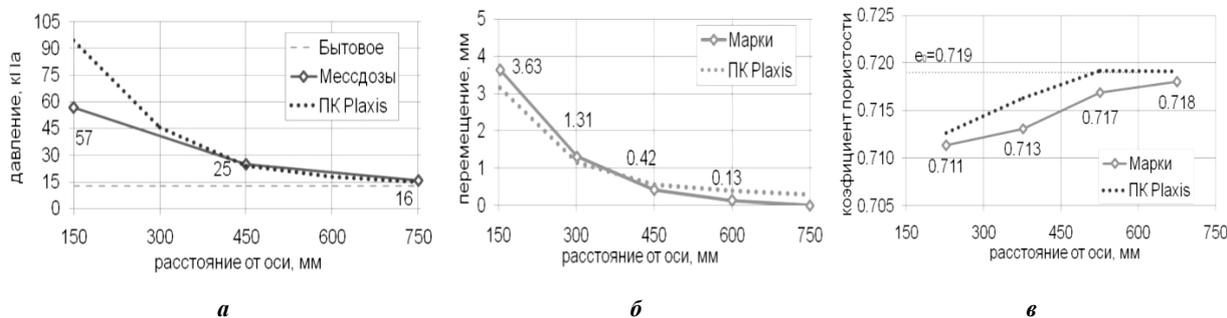


Рисунок 7. – Напряжения (а) и перемещения (б), коэффициент пористости (в) в грунте в радиальном направлении от оси расширяющегося ствола свай СНД-1-2 и СНД-1-4 соответственно

По результатам проведенных исследований и моделирования буронабивных свай в таблице 2 приведены характерные данные, показывающие распределение нагрузок между пятой и боковой поверхностью свай; на рисунке 8 представлены графики «нагрузка – осадка» свай 1...4-й серий на вдавливание.

Таблица 2. – Основные результаты испытания (моделирования) коротких буронабивных свай

Серия	Диаметр/ длина	Шифр свай	Максимальное усилие, кН			Перемещение, мм		Среднее сопротивление грунта, кПа	
			по боковой поверхности	на торец	на сваю	боковой поверхности	торца, свай	по боковой поверхности (τ)	под торцом (σ)
1	Ø315/1900	СТП-1-1	22,8 (18,7)	–	–	7,5 (3,1)	–	12,1 (9,9)	–
		СТД-1-2	21,3 ^{b)} –	31,5 (29,3) ^{б)}	52,8 (47,0)	–	20 (20)	11,4	404,3 (377)
		СНП-1-3	30,0 (26,5)	–	–	8,6 (5,1)	–	15,8 (14,1)	–
		СНД-1-4	27,5 ^{b)} –	35,0 (32,5) ^{б)}	62,5 (59,0)	–	20мм (20)	14,6	449,2 (418)
2	Ø205/1900	СТП-3-5	15,0 (12,7)	–	–	7,2 (3,0)	–	12,3 (10,6)	–
		СНП-3-7	19,5 (17,7)	–	–	8,1 (5,5)	–	15,9 (14,4)	–
3	Ø205/1900	СТО-3-9	14,5 ^{a)} –	13,8 ^{б)} (14,3) ^{б)}	28,3 (27,0)	–	20 (20)	11,8	418,2 (433)
		СНО-3-10	19,0 ^{a)} –	15,5 ^{б)} (15,8) ^{б)}	34,5 (33,5)	–	20 (20)	15,6	469,8 (479)
Среднее значение для свай на обычном бетоне								11,8 (10,3)	408,5 (398,0)
Среднее значение для свай на напрягающем бетоне								15,4 (14,3)	456,9 (448,5)
Средний прирост, %								23,7 (38,3)	11,8 (12,7)
4	Ø205/1900	СРН-Ш-4-11	22,5	15,9	–	9,0	20	18,4	481,9
		СРН-Ш-4-12	21,5	16,4	–	9,2	20	17,6	497,1
		СРН-П-4-13	(20,5)	–	–	(5,4)	–	(16,7)	–
		СРН-О-4-14	–	(16,5) ^{б)}	(37,0)	–	(20)	–	(500,1)
Среднее значение для свай на напрягающем растворе								18,0 (16,7)	489,5 (500,1)
Средний прирост, %								48,8 (62,1)	19,0 (25,7)
<i>Примечания:</i>									
1. Значение в скобках получено по данным численного моделирования в ПК Plaxis 2D.									
2. В таблице приняты следующие сокращения и обозначения: ^{a)} – среднее значение по предыдущим испытаниям серии [6] по каждому типу бетона; ^{б)} – разность общей нагрузки и нагрузки на боковую поверхность для свай с полостью; ^{в)} – разность общей нагрузки и нагрузки на торец (по показаниям тензодинамометра); С – свая; Т – бетон на ПЦ; Н – бетон на НЦ; РН – раствор на НЦ; П – полость под торцом; Д – динамометр под торцом; Ш – свая-штамп; О – обычная свая; число – серия и порядковый номер сваи.									

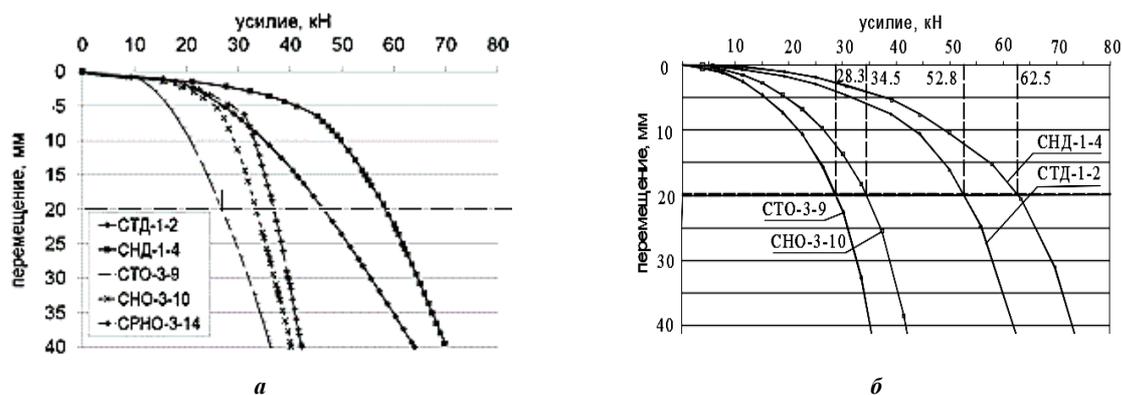


Рисунок 8. – Результаты численного моделирования (а) и испытания (б) [6] коротких буронабивных свай

Результаты испытаний и численных расчетов позволили сформулировать *выводы*, которые согласуются с ранее сделанными выводами в работах [3; 6]:

- расширение бетонов и растворов на НЦ в нижней части свай, свободных от армирования, близко к свободным деформациям контрольных образцов [3; 6];
- расширение бетона и раствора на НЦ обеспечило ранее включение торца в работу, повысило сдвиговую осадку сваи за счет обеспечения плотного контакта ствола сваи с грунтом и преднапряжения грунта сваей;
- расширение бетона и раствора на НЦ обеспечило прирост давления на грунт боковой поверхностью ствола в нижней части сваи не менее 45 кПа, а по торцу – не менее 130 кПа;
- нагрузка, воспринимаемая боковой поверхностью свай в серии 1, оказалась незначительно ниже определенной по теории приближенного моделирования [9], что связано с отклонением размеров свай и влиянием масштабного фактора;
- сопротивление грунта свай из бетона на НЦ в 1, 2, 3-й сериях по боковой поверхности возросло на 24...38%, по торцу на 11...13% по сравнению с бетоном на ПЦ;
- общая нагрузка на сваи из бетона на НЦ в 1, 2, 3-й сериях повысилась на 18...20% по сравнению с бетоном на ПЦ, невысокое значение которой объясняется «рыхлым» грунтом и небольшой долей нагрузки, воспринимаемой боковой поверхностью сваи (около 50%);
- сопротивление грунта свай из раствора на НЦ в 4-й серии возросло по боковой поверхности на 48...62%, по торцу – на 19...26% по сравнению с бетоном на ПЦ, что объясняется высоким расширением раствора в 4-й серии (4,6%) по сравнению с бетоном в 1, 2, 3-й сериях (2,3%) и армированием свай узким центрально расположенным каркасом;
- испытания свай 4-й серии показали более высокую эффективность армирования свай центрально расположенным узким каркасом (одним стержнем) по сравнению с армированием стандартным пространственным каркасом (серии 1...3), что объясняется увеличенным защитным слоем бетона и, как следствие, повышенным перемещением стенок скважины и давлением на грунт;
- взаимодействие бетона и раствора на НЦ и песчаного основания приводит к образованию упрочненной менее влажной зоны грунта с незначительным повышением плотности сложения при расширении бетонов и растворов, которые отводят воду от стыка двух сред для потребления влаги на образование этрингита, что также сказывается на повышении сопротивления грунта по боковой поверхности и торцом;
- полученные расчетом по МКЭ в Plaxis 2D результаты значений несущей способности свай отличаются на 5...25% от значений, полученных при натурных испытаниях в большом геотехническом лотке, что свидетельствует о необходимой достоверности испытаний. При этом следует отметить существенное отличие в величине напряжений, возникающих в грунте вокруг ствола сваи, свободного от армирования (разбежка составляет 30...45%), что можно объяснить релаксацией напряжений при расширении бетонов и растворов и отсутствием разуплотнения грунта при моделировании, которая не учитывается выбранной моделью грунта Мора – Кулона при численном моделировании;
- применение ПК Plaxis позволяет получить полное представление о НДС сваи и грунта в виде изополей перемещений и напряжений, распределения пластических точек, отношений действующих касательных напряжений к предельным, а также построить графики зависимости осадок и перемещений точек грунта от нагрузки.

Заключение. Проведенные экспериментальные исследования в большом геотехническом лотке и численным моделированием в ПК Plaxis 2D показали эффективность применения бетона и раствора на НЦ для изготовления буронабивных свай и позволили оценить напряженно-деформированное состояние оснований буронабивных свай из бетонов и растворов на НЦ и их влияние на несущую способность, деформативность оснований таких свай.

На основе выполненных в представленной работе исследований для устройства свай наиболее целесообразно применять растворы на НЦ как обладающие значительным расширением. Бетон и раствор на НЦ рекомендуется применять для преднапряжения грунта в нижней части буронабивных свай, свободных от армирования, и для устройства буронабивных свай с буровыми высокопрочными трубчатыми штангами «Титан», «Атлант» и другими или буронабивных свай с узким каркасом, что подтверждено 4-й серией испытаний и результатами натурных испытаний [15]. Применение бетона и раствора на НЦ в таких сваях обеспечит эффективное использование деформаций расширения ствола сваи для плотного контакта с основанием, что приведет к повышению сопротивлений грунта по боковой поверхности и под торцом сваи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Особенности применения свай в Восточной Сибири / Ю.Н. Козаков [и др.]. – Красноярск : Стройиздат, 1992. – 268 с.

2. Sheikh, S.A. Expansive cement concrete for drilled shafts / S.A. Sheikh, Y. Fu, M.W. O'Neill // ACI material journal. – 1993. – V. 91. – P. 237–245.
3. Пойта, П.С. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления свай в построечных условиях / П.С. Пойта, А.Н. Невейков // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса : материалы II междунар. науч.-практ. конф. – Гомель : БелГУТ, 2008. – С. 251–252.
4. Невейков, А.Н. Эффективность применения напрягающих бетонов для изготовления буронабивных свай / А.Н. Невейков, П.С. Пойта // Вестн. БрГТУ. – 2009. – № 1. Строительство и архитектура. – С. 32–36.
5. Невейков, А.Н. Напрягающий бетон и буронабивные сваи / А.Н. Невейков // Проблемы и перспективы развития транспортных систем и строительного комплекса : материалы IV междунар. науч.-практ. конф. – Гомель : БелГУТ, 2010. – С. 252–253.
6. Невейков, А.Н. Экспериментальные исследования несущей способности буронабивных свай из напрягающего бетона / А.Н. Невейков // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Ровно : РДУ, 2012. – Вип. 23. – С. 598–607.
7. Расчет напряженно-деформированного состояния ствола буронабивной сваи из напрягающего бетона / П.С. Пойта [и др.] // Budownictwo o zoptymalizowanym potencjale energetycznym : Praca zbiorowa – Czestochowa : Wydawnictwo Politechniki Czestochowskiej, 2009. – P. 250–258.
8. Невейков, А.Н. Взаимодействие буронабивных свай из обычных и напрягающих бетонов с грунтовым массивом / А.Н. Невейков, П.С. Пойта // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке научных кадров : сб. тр. XVII науч.-метод. семинара. – Гродно : ГГУ, 2010. – С. 202–207.
9. Пономарев, А.Б. Экспериментально-теоретические основы прогноза осадок и несущей способности фундаментов из свай распорной конструкции : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / А.Б. Пономарев. – Пермь, 1999. – 32 с.
10. Тер-Мартirosян, А.З. Взаимодействие фундаментов зданий и сооружений с водонасыщенным основанием при учете нелинейных и реологических свойств грунтов : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / А.З. Тер-Мартirosян. – М., 2016. – 42 с.
11. Драган, А.В. Трещиностойкость железобетонных элементов при действии осевых растягивающих усилий : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.В. Драган. – Брест, 2008. – 24 с.
12. Бондаренко, В.М. Соппротивление осевому сжатию сталетрубобетонных элементов с ядром из напрягающего бетона : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В.М. Бондаренко. – Брест, 2010. – 24 с.
13. Моххамад, Х.М. Бурионъекционное упрочнение оснований зданий и сооружений при реконструкции : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Х.М. Моххамад. – Минск : БНТУ, 1998. – 20 с.
14. Plaxis. Справочное руководство. Версия 8. – СПб. : НИП-Информатика, 2004. – 182 с.
15. Невейков, А.Н. Применение расширяющихся бетонов и растворов для опытного устройства буронабивных и бурионъекционных свай в Республике Беларусь / А.Н. Невейков // Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте : сб. ст. II междунар. конф. – Брест : БрГТУ, 2017. – С. 126–131.

Поступила 07.12.2017

INVESTIGATION OF THE STRESS-STRAIN STATE OF THE SANDY BASE OF SHORT BORED PILES FROM EXPANSIVE CONCRETE IN A LARGE GEOTECHNICAL TRAY AND WITH USING THE PLAXIS 2D PROGRAM

A. NEVEIKOV, V. DEDOK

The article defines the stress-strain state and load-bearing capacity of bored piles made of expansive concrete based on field studies in a large geotechnical tray and of numerical tests simulation in Plaxis 2D program. This article describes the routine full-scale experiments and their finite element schemes using Plaxis 2D program and the elastic-plastic Mohr – Coulomb model. The implications are based on the comparative analysis of the results obtained from the held studies of bored pile test and calculation data in Plaxis 2D program.

Keywords: bored pile, expansive concrete, bearing capacity, numerical simulation.

УДК 666.972.164

**СОХРАНЕНИЕ СВОЙСТВ СТРОИТЕЛЬНЫХ РАСТВОРОВ
В ЗИМНИХ УСЛОВИЯХ**

*канд. техн. наук, доц. Э.И. ГОНЧАРОВ;
канд. техн. наук С.И. ПИВОВАРОВА
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается проблема сохранения свойств строительных растворов при проведении строительных и строительно-монтажных работ в условиях отрицательных температур наружного воздуха. Показана необходимость организации прогрева раствора во избежание замерзания воды, сохраняя при этом все его свойства и обеспечивая экономию энергозатрат на его обогрев. Авторами представляемой работы предлагается специальный металлический ящик для подогрева, имеющий двойные стенки и днище, между которыми размещена теплопередающая среда и электронагреватель трубчатого типа. В качестве теплопередающей среды использована неорганическая соль типа натриевых солей фосфорной кислоты. Кроме того, ящик снабжён датчиком температуры теплопередающей среды и связан с ним реле, что позволяет поддерживать требуемую температуру среды и создавать равномерный прогрев и равномерное распределение температуры на внутренней стенке ящика.

Ключевые слова: *строительные растворы, зимний период, ящик для раствора, энергосбережение, теплопередающая среда, неорганическая соль, кристаллизация.*

Введение. Проведение строительных и строительно-монтажных работ в условиях отрицательных температур наружного воздуха требует организации прогрева строительного раствора во избежание замерзания воды. Строительные растворы (смесь вяжущего, воды и добавок) применяются для каменной кладки, отделки поверхностей и для специальных целей. Очевидно, что для прогрева раствора требуется большой расход горячей воды и отсутствует возможность установить постоянный температурный режим для его подогрева. Поэтому актуальной является задача сохранения оптимальных свойств раствора в зимних условиях и экономия энергозатрат на его обогрев.

Для прогрева строительного раствора предлагаем использовать специальный *металлический ящик* с двойными стенками и днищем [1], в котором для поддержания необходимой температуры строительного раствора используют тепло горячей воды или подогретый электронагревателями песок.

Использование горячей воды приводит к большим её расходам, а песок, имеющий малую теплопроводность, не может обеспечивать равномерность распределения температур по внутренней стенке ящика для раствора. Поэтому *актуальной является задача сохранения свойств строительного раствора в зимних условиях и экономия энергозатрат* на обогрев теплопередающей среды в процессе постоянной работы электронагревателей, а также возможность поддержания требуемой температуры среды, равномерного прогрева и равномерного распределения температур на внутренней стенке ящика.

Известен металлический ящик для раствора, в котором между двойными стенками размещена теплопередающая среда (песок) и электронагреватели трубчатого типа. Недостатком этого металлического ящика с теплопередающей средой в виде песка является нестабильность процесса поддержания свойств раствора в зимних условиях из-за отсутствия системы автоматического регулирования температуры теплопередающей среды.

Например, при нагреве до температуры более 100 °С на внутренней поверхности металлического ящика в местах расположения электронагревателей может произойти закипание воды в растворе. Существенным недостатком этой конструкции является также то, что в качестве теплопередающей среды выбран песок, имеющий малую теплопроводность, из-за чего происходит неравномерность распределения температур по внутренним стенкам ящика для раствора.

Техническое решение. Поставленная в работе задача решается путем *использования специального металлического ящика для подогрева*, имеющего двойные стенки и днище, между которыми находится теплопередающая среда и размещены электронагреватели трубчатого типа, причем каждый электронагреватель закрыт кожухом. В качестве теплопередающей среды использована неорганическая соль типа натриевых солей фосфорной кислоты. Кроме того, ящик дополнительно снабжен датчиком температуры теплопередающей среды и связанным с ним реле [1].

Использование в качестве теплопередающей среды неорганической соли (типа натриевых солей фосфорной кислоты), имеющей постоянную температуру плавления на всем протяжении процесса фазо-

вого перехода из кристаллического состояния в жидкое и наоборот, в комплексе с возможностью поддерживать с помощью датчика температуры и реле требуемую температуру среды позволяет создать равномерный прогрев теплопередающей среды и равномерное распределение температуры на внутренней стенке ящика и сохранить свойства кладочного раствора в зимних условиях, при этом достигается экономия энергозатрат за счет поддержания системой автоматического регулирования оптимальных параметров на трубчатом электронагревателе $60...73\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($333...346\text{ K}$) и своевременное его отключение, когда произойдет полное расплавление теплопередающей среды, то есть на время процесса ее фазового перехода из жидкого состояния в кристаллическое. Свойства теплопередающей среды таковы, что на протяжении всего времени ее фазового перехода из жидкого состояния в кристаллическое будет сохраняться постоянной ее температура, в пределах $60...73\text{ }^{\circ}\text{C}$, что позволит экономить электроэнергию, которая затрачивается на обогрев теплопередающей среды в процессе постоянной работы электронагревателей.

На рисунке 1 изображен поперечный разрез предлагаемого металлического ящика для раствора [1].

Металлический ящик для раствора имеет двойные боковые стенки 1 и двойные стенки дна 2, крышку 3 и опоры 4. Между двойными боковыми стенками и двойными стенками дна 2 установлены трубчатые электронагреватели 5, каждый из которых закрыт кожухом 6, защищающим электронагреватели от контакта с теплопередающей средой 7 в пространстве между двойными боковыми стенками 1 и двойными стенками дна 2.

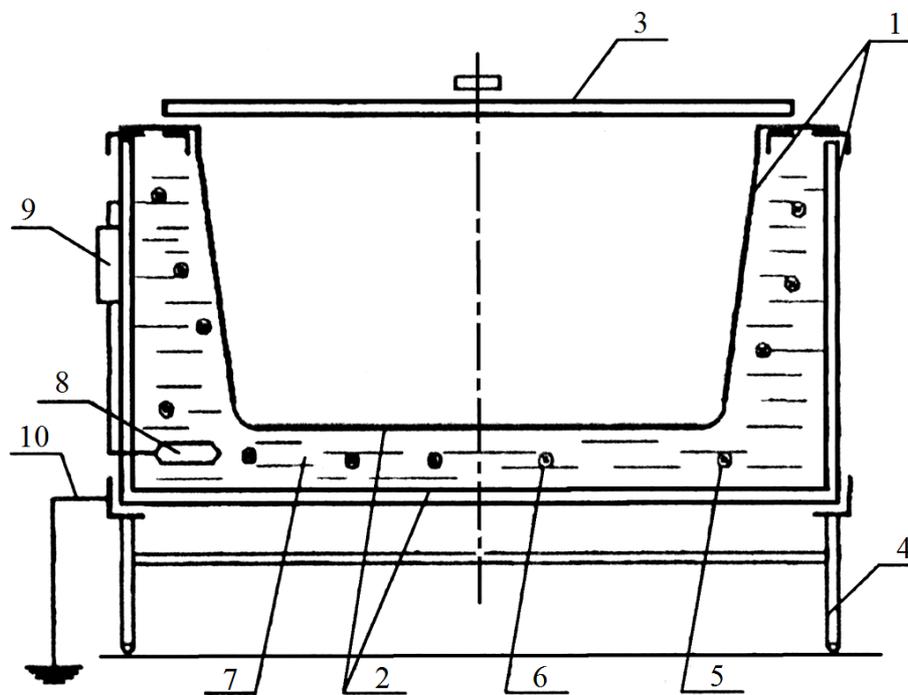


Рисунок 1. – Металлический ящик для подогрева строительных растворов

В качестве теплопередающей среды использована неорганическая соль типа натриевых солей фосфорной кислоты ($\text{Na}_3\text{PO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$, $\text{NaH}_2\text{PO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), имеющих температуру плавления $60...73\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($333...346\text{ K}$). Ящик снабжен также датчиком температуры 8 и реле 9, а также заземлением.

Работает металлический ящик для раствора следующим образом. Между двойными боковыми стенками 1 и двойными стенками дна 2 загружают теплопередающую среду 7, подключают заземление, включают датчик температуры 8 и реле 9. Затем ящик заполняют раствором и закрывают крышкой 3. Включают электронагреватели. Неорганическая соль 7 подогревается до температуры плавления и начинает плавиться, в первую очередь около электронагревателей 5.

После того как теплопередающая среда 7 расплавится в зоне расположения датчика температуры 8, срабатывает реле 9 и обесточивает трубчатый электронагреватель 5. Начинается процесс кристаллизации неорганических солей 7. На этом этапе экономятся энергоресурсы, так как теплопередающая среда 7 поддерживает на протяжении всего времени своего фазового перехода из жидкого состояния в кристаллическое постоянную температуру в пределах $60...73\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($333...346\text{ K}$).

После окончания процесса кристаллизации теплопередающей среды 7 ее температура начинает снижаться, что фиксируется датчиком температуры 8, а связанное с ним реле 9 включает подачу энергии на трубчатый электронагреватель 5. Процесс плавления и кристаллизации теплопередающей среды 7 повторяется. Подогретый в ящике раствор по мере надобности выгружают, поднимая крышку 3, и доставляют на рабочее место.

Заключение. Предлагаемый металлический ящик (см. рисунок 1) для подогрева строительных растворов при проведении строительных и строительного-монтажных работ в условиях отрицательных температур наружного воздуха сохраняет все их свойства, обеспечивая при этом равномерное распределение температуры на внутренней стенке ящика и экономию энергозатрат на их подогрев за счет совместного использования свойств теплопередающей среды и регулирования ее температуры.

В качестве теплопередающей среды использована неорганическая соль типа натриевых солей фосфорной кислоты, имеющая постоянную температуру плавления на всем протяжении процесса фазового перехода из кристаллического состояния в жидкое и наоборот. Свойства теплопередающей среды таковы, что на протяжении фазового перехода из жидкого состояния в кристаллическое будет сохраняться постоянная температура в пределах 60...73 °С (333...346 К), что позволит экономить электроэнергию, затрачиваемую на обогрев теплопередающей среды в процессе постоянной работы электронагревателей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Металлический ящик для раствора : пат. ВУ 1369 / Э.И. Гончаров, С.И. Пивоварова. – Оpubл. 15.01.2004.
2. Мосаков, Б.Г. Технология зимнего бетонирования : учеб. пособие / Б.С. Мосаков. – Новосибирск : Изд-во : СГУПС, 2006. – 144 с.
3. Гныря, А.И. Технология бетонных работ в зимних условиях : учеб. пособие / А.И. Гныря, С.В. Коробков. – Томск : Изд-во Том. гос. архитектурно-строительного ун-та, 2011. – 412 с.
4. Современные строительные технологии / под ред. С.Г. Головнёва. – Челябинск : ЮУрГУ, 2010. – 268 с.

Поступила 11.12.2017

THE PRESERVATION OF THE PROPERTIES OF MORTAR IN WINTER CONDITIONS

E. GONCHAROV, S. PIVOVAROVA

The problem of preserving the properties of mortars during Construction and installation works in conditions of negative temperatures of external air is considered. It is shown that it is necessary to warm up the solution in order to avoid freezing of water, while preserving all its properties and saving energy for its heating. The authors of the presented work offer a special metal box for heating having double walls and a bottom, between which there is a heat transfer medium and an electric heater of a tubular type. As a heat transferring medium used inorganic salt such sodium salts of phosphoric acid, moreover, the drawer is provided with a temperature sensor, a heat transferring medium and is connected with the relays, which allows maintaining the desired temperature of the medium and creating uniform heating and uniform temperature distribution on the inner wall of the box.

Keywords: mortars, winter period, solution box, energy saving, heat transfer medium, inorganic salt, crystallization.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.012+519.673

РАСЧЁТ СОПРОТИВЛЕНИЯ СЖАТИЮ КАМЕННЫХ И АРМОКАМЕННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ ФИЗИЧЕСКОЙ НЕЛИНЕЙНОСТИ

*д-р техн. наук, проф. Д.Н. ЛАЗОВСКИЙ; А.М. ХАТКЕВИЧ
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается метод расчета параметров напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений сжатых каменных и армокаменных элементов, основанный на положениях общей деформационной модели. Предлагаемый метод позволяет осуществлять расчет сечений каменных элементов любой формы с любыми параметрами армирования, учитывая физическую нелинейность в виде диаграмм деформирования исходных материалов. В отличие от классической деформационной модели, критерием разрушения в предельной стадии рекомендуется принять максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором соблюдаются условия равновесия, благодаря чему исключается необходимость нормирования параметра предельной сжимаемости каменной кладки, что сегодня является затруднительной задачей из-за отсутствия оборудования для построения полных диаграмм деформирования. Принятие такого критерия также позволит рассчитывать сечения элементов, усиленных в процессе эксплуатации, данные о деформационных характеристиках которых неизвестны.

Ключевые слова: каменные и армокаменные элементы, сжатие, физическая нелинейность, деформационная модель.

Введение. Сжатые каменные и армокаменные элементы зданий и сооружений в виде столбов, простенков, фундаментов, пилонов и других конструкций, изготовленных из каменной кладки и арматуры, широко применяются в строительной отрасли, и от точности их расчета зависит экономичность и безопасность проектных решений.

Модели каменной кладки, которые создаются для получения данных о напряженно-деформированном состоянии сечений для выполнения расчетов по предельным состояниям, отличаются достаточно большим разнообразием. В то же время их можно свести в две группы. К *первой* относятся модели, в которых кладка представляет собой материал со сложной композитной структурой, состоящий из кладочных элементов, заключенных в растворную матрицу, при этом физико-механические характеристики камней и раствора резко отличаются между собой. Такие модели рассматривались в работах Н.К. Hilsdorf [1; 2], Pöschel/Sabha [3], В.В. Пангаева [4] и других. Расчет можно выполнять с применением метода конечных элементов. Для этого создается тело кладки, состоящее из конечных элементов с размерами, соответствующими размерам камней и растворных швов. Критерием разрушения является достижение конечными элементами прочности при одноосном сжатии либо растяжении. Широкое распространение для практических целей такие модели не получили из-за необходимости введения большого количества исходных данных (конечных элементов), сложности описания их взаимодействия в зоне контакта, необходимости наличия специализированного программного обеспечения и т.п. К тому же к недостаткам моделей первой группы следует отнести невозможность учета многих случайных факторов, таких как: изменчивость геометрии кирпича и толщины швов, неплотность заполнения, усадка раствора в швах и другие технологические особенности.

В случае рассмотрения реальных каменных и армокаменных элементов, когда чередующиеся объемы однородного вещества значительно меньше размеров самой конструкции, для расчета ее напряженно-деформированного состояния *во второй группе* методов применяется метод сечений с гомогенизацией (замены неоднородной структуры каменной кладки на однородную изотропную либо анизотропную с осредненными физико-механическими характеристиками). Физико-механические характеристики зависят от многих факторов (характера и направления приложения усилий, технологических особенностей каменной кладки, свойств материалов) и устанавливаются опытным путем либо по аналитическим зависимостям, построенным по результатам физического эксперимента. Несмотря на достаточно высокую степень упрощения, практика проектирования и эксплуатации зданий и сооружений подтверждает обоснованность применения такого подхода. Определение обобщенных характеристик кладки было выполнено рядом советских ученых, созданы нормы проектирования. Вначале были разработаны положения расчета каменных элементов по допускаемым напряжениям, а позже переработаны в метод расчета по разрушающим усилиям и предельным состояниям. В направлении разработки критериев разрушения кладки как однородного материала, в том числе и с учетом диаграмм деформирования, известны работы Г.Г. Кашеваровой [5; 6], Г.А. Гениева [7; 8], А.В. Page [9], V. Lishak [10] и других.

И в отечественных [11; 12], и в европейских нормативных документах [13] при расчете сжатых элементов каменная кладка рассматривается как однородный с осредненными физико-механическими характеристиками материал. Сопротивление, соответствующее прочности каменного элемента, находится из уравнений равновесия внутренних и внешних усилий в предельной стадии. При этом фактически криволинейная эпюра напряжения в сжатой зоне сечения (рисунок 1, а) в предельной стадии заменяется на укороченную прямоугольную (рисунок 1, б, в).

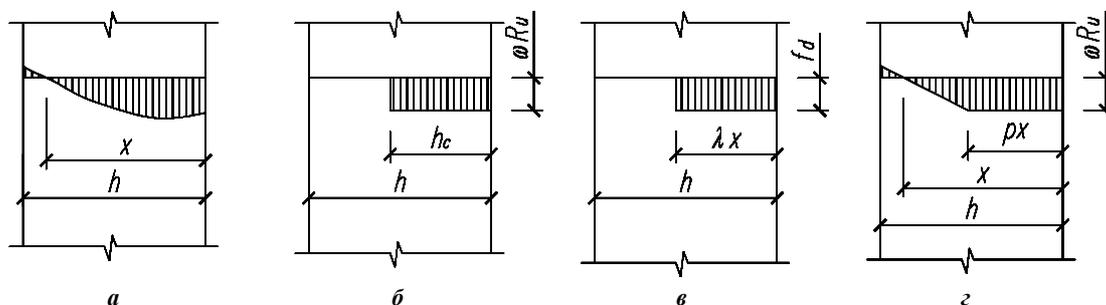


Рисунок 1. – Распределение нормальных напряжений в поперечном сечении: фактическое (а); по [11; 12] (б); по [13] (в); по [14] (г)

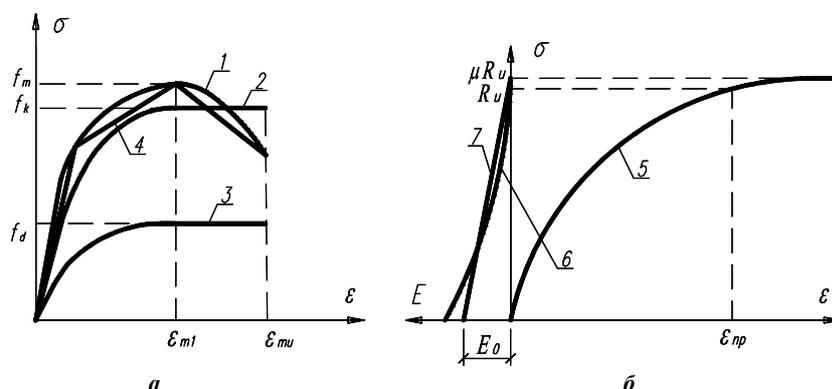
На рисунке 1 введены следующие обозначения: h – высота сечения в плоскости эксцентриситета; x – фактическая высота сжатой зоны; h_c – высота сжатой зоны сечения по [11; 12]; λx – высота сжатой зоны сечения по [13]; p – число пластичности; R_u – предел прочности кладки; w – коэффициент, учитывающий величину эксцентриситета; f_d – сопротивление кладки сжатию по [13].

Упрощение в виде замены в расчетах криволинейной эпюры вызвано отсутствием методики, позволяющей учесть фактическое распределение напряжений. Однако это упрощение не позволяет оценить действительное напряженно-деформированное состояние на любой другой стадии работы, кроме предельной.

В работе [14] автор предпринял попытку учесть физическую нелинейность в расчетах сжатых каменных и армокаменных элементов и приблизить очертание эпюры сжатой зоны к фактической. Им предложена модель расчета, основанная на упругопластической работе каменной кладки, эпюра напряжений в сжатой зоне принята трапециевидной формы (рисунок 1, г). Однако и данная модель не в полной мере отвечает действительной работе кладки.

Методика расчета параметров напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений сжатых каменных и армокаменных элементов на любой стадии нагружения, основанная на учете физической нелинейности в виде диаграмм деформирования кладки и арматуры, рассматривалась в работах [15; 16].

Диаграммы деформирования каменной кладки. Современные положения по расчету сжатых каменных и армокаменных элементов [13] предполагают использование полных диаграмм деформирования с ниспадающей ветвью 1 либо идеализированных 2 и 3 (рисунок 2).



- 1 – фактическая диаграмма; 2 – идеализированная параболически-линейная нормативная (характеристическая);
3 – идеализированная параболически-линейная расчетная; 4 – идеализированная кусочно-линейная;
5 – диаграмма по Л.И. Онищику [17]; 6 – фактическая зависимость модуля деформаций E от напряжений;
7 – упрощенная зависимость модуля деформаций E от напряжений

Рисунок 2. – Диаграммы деформирования каменной кладки при осевом кратковременном сжатии (а) по [13] и (б) по [11; 12]

Такие диаграммы могут быть получены испытанием опытных образцов ступенчатым нагружением этапами с равной величиной относительной деформации. Достоинством этой методики испытаний является возможность получить точные данные о деформировании, включая закритическую область (после прохождения предела прочности), однако из-за отсутствия в лабораториях специализированного оборудования она пока не получила широкого распространения. При этом нормы [13] не дают исчерпывающего ответа на вопрос, как о математическом описании полной диаграммы, так и о численных значениях базовых точек.

Согласно [13], деформации для крайней наиболее сжатой грани сечения при расчете внецентренно сжатых каменных элементов ограничиваются значением $\varepsilon_{mi} = -0,0035$ для кладки из камней группы 1 и $\varepsilon_{mi} = -0,002$ – из камней групп 2–4, а значения деформаций в пиковой точке ε_{m1} не регламентируются вовсе.

По методологии ЦНИПС диаграмма деформирования каменной кладки при сжатии представляется кривой с выгибом в сторону оси напряжений σ (см. рисунок 2, поз. 5) и представляется в виде логарифмической зависимости:

$$\varepsilon = -\frac{\mu}{\alpha} \ln \left(1 - \frac{\sigma}{\mu R_u} \right), \quad (1)$$

где μ – коэффициент пластичности, который зависит от вида кирпича, раствора, кладки и длительности нагружения. Профессор Л.И. Онищик определил путем экстраполяции зависимости модуля деформаций E от напряжений (см. рисунок 2, поз. 6, 7) $\mu = 1,1$ [18, с. 303–309]; α – упругая характеристика, зависящая от марки раствора и типа кладки; R_u – средний предел прочности кладки.

Достоинством зависимости (1) является достаточно хорошая согласованность с экспериментальными данными, благодаря чему она используется для описания диаграмм деформирования каменной и армокаменной кладки в нормативно-технической литературе начиная с 1930-х годов и до настоящего времени. В то же время ее недостатком следует назвать некоторую неточность описания диаграммы в области напряжений, близких к пределу прочности кладки. Так, при испытании образцов однократным кратковременным нагружением ступенями с равной величиной нагрузки при достижении предела прочности происходит непрерывный рост деформаций, зафиксировать их определенное значение не представляется возможным.

Согласно (1), предельные деформации (предельная сжимаемость) обратно пропорциональны величине упругой характеристики:

$$\varepsilon_{np} = \frac{1000}{\alpha} \cdot 2,64 \cdot 10^{-3}. \quad (2)$$

Предельную сжимаемость кладок, как указано в [17], целесообразно определять испытанием ступенями с многократной загрузкой-разгрузкой до стабилизации деформаций на этапе. Такой метод, используемый для хрупких материалов, позволяет полностью выбрать остаточные деформации.

Имеются данные об аналитических зависимостях полной диаграммы деформирования кладки при сжатии с характеристикой базовых точек в [19; 20].

Полную диаграмму предложено строить из двух участков – параболического (восходящая ветвь) и линейного, до предельных деформаций сжатия, либо идеализированную из трех линейных участков (см. рисунок 2, поз. 4).

Для параболического участка связь между напряжениями и деформациями в любой точке описывается выражением (3):

$$\sigma = 2 f_m \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{m1}} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon_{m1}} \right)^2. \quad (3)$$

В пиковой точке относительные деформации ε_{m1} , соответствующие f_m :

$$\varepsilon_{m1} = \frac{0,27 f_m}{f_j^{0,25} E_m^{0,7}}, \quad (4)$$

где f_j – прочность раствора при сжатии; E_m – модуль упругости кладки.

Предельную деформацию ε_{mu} для каменной кладки на жестких цементных растворах в [19; 20] рекомендуется принимать $\varepsilon_{mu} = 2\varepsilon_{m1}$, а для кладки на более деформативных растворах с добавками извести – $\varepsilon_{mu} = 2,75\varepsilon_{m1}$.

Сопротивления кладки осевому растяжению R_t указаны в таблицах [11], однако данные о деформациях отсутствуют. Экспериментальные работы ЦНИПС [21, с. 102–108; 22, с. 62–64] показали, что прочность кладки при растяжении в значительной степени зависит от ряда факторов, не связанных с марками камня и раствора, в частности от скорости водопоглощения кладочных элементов, составов и консистенции раствора, связующей способности вяжущего, чистоты поверхности кладочных элементов и т.п. Несмотря на это, нормальное сцепление S , от которого в большей степени и зависит прочность при растяжении, для кирпичной кладки предложено определять через прочность раствора R_2 :

$$S = \frac{3}{1 + 40/R_2}. \quad (5)$$

Данные же о диаграммах деформирования кладки при растяжении и в отечественной, и зарубежной литературе представлены в крайне ограниченном объеме.

В работе [21] имеется информация о билинейной диаграмме деформирования, очертание которой хорошо согласуется с данными опытов.

Предел прочности при одноосном растяжении:

$$f_t = \lambda f_m, \quad (6)$$

где коэффициент $\lambda = 0,1...0,25$; f_m – предел прочности кладки при одноосном сжатии.

Диаграмма кладки при растяжении может быть описана следующей зависимостью:

$$\begin{cases} f_t = E_c \varepsilon; \\ f_t = \lambda f_m \left(1 - \frac{\varepsilon - \varepsilon_t}{\varepsilon_m - \varepsilon_t} \right), \end{cases} \quad (7)$$

где $\varepsilon_m = 10\varepsilon_t$ – предельные деформации растяжения; E_m – модуль упругости, тот же, что и в (4).

Диаграммы деформирования арматуры. Различают диаграммы деформирования «мягких» сталей, имеющих физический предел текучести, и «твердых», для которых введено понятие «условный предел». Ввиду наличия упругой, упругопластической и пластической стадий деформирования аналитическое описание экспериментальных кривых « $\sigma - \varepsilon$ » представляет достаточно сложную задачу.

В [24; 25] С.А. Мадатяном выделено четыре базовых уровня напряжений σ_{el} , $\sigma_{0,2}$, $\sigma_{0,5}$, σ_u . Связь с относительными деформациями ε_s может быть выражена следующим образом:

$$\begin{cases} \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} \text{ при } 0 \leq \sigma_s \leq \sigma_{el}; \\ \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^3 \text{ при } \sigma_{el} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,2}; \\ \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^3 + m_2 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - 1 \right)^3 \text{ при } \sigma_{0,2} \leq \sigma_s \leq \sigma_{0,5}; \\ \varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + m_1 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - \eta_1 \right)^3 + m_2 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - 1 \right)^3 + m_3 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_{0,2}} - \eta_3 \right)^3 \text{ при } \sigma_{0,5} \leq \sigma_s \leq \sigma_u. \end{cases} \quad (8)$$

Здесь m_1 , m_2 , m_3 , η_1 , η_3 – коэффициенты, определяемые из условия прохождения кривых через базовые точки; E_s – модуль упругости стали, для стержневой арматуры – 200 ГПа.

По предложению Н.И. Карпенко [26; 27], диаграмму арматуры можно представить в виде

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{v_s E_s}, \quad (9)$$

где v_s – коэффициент изменения секущего модуля:

$$v_s = \overline{v_s} + (v_0 - \overline{v_s}) \sqrt{1 - \omega\eta - (1 - \omega)\eta^2}. \quad (10)$$

Здесь v_0 и $\overline{v_s}$ – значения коэффициента в начале и вершине диаграммы; ω коэффициент, характеризующий кривизну диаграммы; η уровень напряжений.

Точные зависимости напряжений с деформациями (8) и (9) достаточно сильно усложняют процесс вычисления параметров напряженно-деформированного состояния, не влияя при этом существенным образом на получаемый результат, поэтому общепринято использовать упрощенные диаграммы деформирования арматурной стали, представленные в виде кусочно-линейных функций.

Традиционно для арматуры с физическим пределом текучести используется диаграмма Прандтля с ограничением деформаций текучести [28; 29]. Диаграмма «твердых» сталей аппроксимируется двумя [28–30] или тремя прямолинейными отрезками.

Арматура при сжатии вплоть до зоны упрочнения ведет себя аналогично, как и при растяжении, поэтому с учетом налагаемых ограничений диаграммы деформирования при данных напряженных состояниях считаются одинаковыми.

Согласно Положениям [13] расчет сжатых армокаменных элементов следует выполнять с физико-механическими характеристиками арматуры по нормам проектирования железобетонных конструкций [30], ограничивая при этом относительные деформации значением $\varepsilon_{su} = 0,01$.

По требованиям [11] сопротивление сжатой арматуры в составе армокаменных элементов следует снижать умножением на коэффициенты условий работы γ_{cs} .

Так, например, расчетное сопротивление сжатой продольной арматуры класса А-I (S240) умножается на $\gamma_{cs} = 0,85$, класса А-II – на $\gamma_{cs} = 0,7$, класса Вр-I – на $\gamma_{cs} = 0,6$.

Распределение относительных деформаций в нормальном к продольной оси сечении каменных и армокаменных элементов. Строгое соблюдение гипотезы плоских сечений (гипотезы Бернулли) возможно для линейно-деформируемых упругих материалов. Для каменных и армокаменных элементов подразумевается соблюдение гипотезы для осредненных продольных деформаций на длине базы измерения, включающей несколько рядов каменной кладки, что связано с неравномерностью растворной постели, приводящей к значительным локальным деформациям, изгибу кирпича и т.п., и искривлениями при внецентренном сжатии и изгибе в зоне образования трещин. В данной постановке соблюдение гипотезы плоских сечений с «достаточной для практики точностью» [31] подтверждено рядом экспериментальных исследований со сжатыми каменными и армокаменными элементами. Так, например, в [21, с. 89] и [31, с. 65–89] приведено распределение деформаций по сечению каменных и армокаменных с поперечным армированием элементов таврового и прямоугольного сечения из кирпичной кладки. В [32, с. 167, 172] описаны результаты испытаний каменных элементов в виде столбов, изготовленных из натуральных камней, распределение деформаций по сечениям опытных образцов соответствовало положениям гипотезы плоских сечений. Соблюдение гипотезы при расчете сечений каменных и армокаменных элементов как при сжатии, так и при изгибе является общим положением расчета в европейских нормативных документах [13].

Метод расчета сопротивления сжатию. Рассматривается сжатый армокаменный элемент. Продольное усилие N приложено с эксцентриситетами e_{Nx} и e_{Ny} относительно осей «x», «y» или e_x и e_y относительно центра тяжести поперечного сечения, что эквивалентно центральному приложению усилия N с изгибающими моментами в двух плоскостях $M_x = N \cdot e_x$ и $M_y = N \cdot e_y$; кривизна элемента обозначена $1/r_y$ и $1/r_x$. В нормальном к продольной оси поперечном сечении расположено n продольных стержней с площадью A_{sj} . Сечение условно разбивается на k элементарных площадок с площадью A_{mi} , в пределах которых деформации считаются равномерно распределенными (рисунок 3).

Если продольное усилие приложено в одной плоскости, сечение может рассматриваться как совокупность слоев, а не площадок, что несколько упрощает уравнения метода.

Расчет параметров напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений производится с учетом условий равновесия, соблюдения гипотезы плоских сечений, диаграмм деформирования кладки и арматуры.

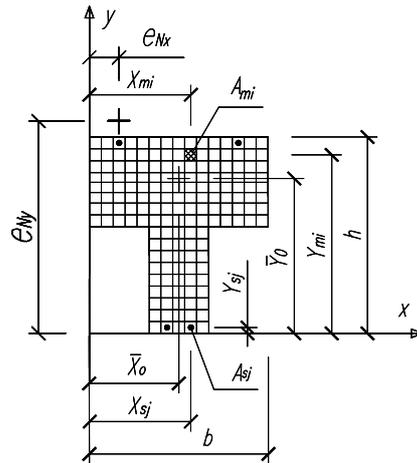


Рисунок 3. – Расчетная схема нормального к продольной оси сечения, разбиение на элементарные площадки

Уравнения равновесия для сечения, расположенного в плоскости XOY , имеют вид:

$$\begin{cases} \sum N = 0 \\ \sum M_x = 0 \\ \sum M_y = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} - N = 0; \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) - N \cdot e_x = 0; \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n \sigma_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) - N \cdot e_y = 0. \end{cases} \quad (11)$$

Распределение относительных деформаций армокаменного элемента в i -той элементарной площадке и j -том арматурном стержне исходя из соблюдения гипотезы плоских сечений:

$$\begin{cases} \varepsilon_{mi} = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj}} + \frac{N \cdot e_x \cdot (x_{mi} - x_0)}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0)^2} + \frac{N \cdot e_y \cdot (y_{mi} - y_0)}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)^2} = \\ = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj}} + \frac{1}{r_x} \cdot (x_{mi} - x_0) + \frac{1}{r_y} \cdot (y_{mi} - y_0); \\ \varepsilon_{sj} = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj}} + \frac{N \cdot e_x \cdot (x_{sj} - x_0)}{\sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)^2} + \frac{N \cdot e_y \cdot (y_{sj} - y_0)}{\sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)^2} = \\ = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E_{sj} A_{sj}} + \frac{1}{r_x} \cdot (x_{sj} - x_0) + \frac{1}{r_y} \cdot (y_{sj} - y_0). \end{cases} \quad (12)$$

Уравнения, связывающие напряжения и относительные деформации, принимаются в виде диаграмм деформирования каменной кладки и арматуры.

На любом уровне нагружения напряжения связаны с относительными деформациями секущим модулем деформаций E'_{mi} и E'_{sj} по диаграммам деформирования:

$$\begin{cases} \sigma_{mi} = f(\varepsilon_{mi}) = E'_{mi} \varepsilon_{mi}; \\ \sigma_{sj} = f(\varepsilon_{sj}) = E'_{sj} \varepsilon_{sj}. \end{cases} \quad (13)$$

С учетом (12) и (13) уравнения равновесия можно преобразовать к системе с неизвестными параметрами $1/r_x$ и $1/r_y$, x_0 и y_0 :

$$\left\{ \begin{aligned} & \varepsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} \right) + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \\ & + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) - N = 0; \\ & \varepsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right) + \\ & + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)^2 \right) + \\ & + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(z_{mi} - z_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)(x_{sj} - x_0) \right) - N \cdot e_x = 0; \\ & \varepsilon_N \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right) + \\ & + \frac{1}{r_x} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)(y_{sj} - y_0) \right) + \\ & + \frac{1}{r_y} \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)^2 \right) - N \cdot e_y = 0, \end{aligned} \right. \quad (14)$$

где ε_N – относительная деформация армокаменного элемента от продольного усилия N в центре тяжести сечения, ε_N вычисляется как

$$\varepsilon_N = \frac{N}{\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj}}. \quad (15)$$

Таким образом, получается система уравнений:

$$\left\{ \begin{aligned} & \varepsilon_N G_{1.1} + \frac{1}{r_y} G_{1.2} + \frac{1}{r_z} G_{1.3} = N; \\ & \varepsilon_N G_{2.1} + \frac{1}{r_y} G_{2.2} + \frac{1}{r_z} G_{2.3} = N \cdot e_x; \\ & \varepsilon_N G_{3.1} + \frac{1}{r_y} G_{3.2} + \frac{1}{r_z} G_{3.3} = N \cdot e_y, \end{aligned} \right. \quad (16)$$

или в матричной форме:

$$\begin{bmatrix} G_{1.1} & G_{1.2} & G_{1.3} \\ G_{2.1} & G_{2.2} & G_{2.3} \\ G_{3.1} & G_{3.2} & G_{3.3} \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} \varepsilon_N \\ \frac{1}{r_x} \\ \frac{1}{r_y} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} N \\ N(z_0 - e_{Nx}) \\ N(y_0 - e_{Ny}) \end{bmatrix}, \quad (17)$$

где жесткости сечения:

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{1,1} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} \right); \\ G_{1,2} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0) \right); \\ G_{2,2} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (x_{mi} - x_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (x_{sj} - x_0)^2 \right); \\ G_{1,3} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0) \right); \\ G_{2,3} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)(x_{mi} - x_0) + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)(x_{sj} - x_0) \right); \\ G_{3,3} = \left(\sum_{i=1}^k E'_{mi} A_{mi} (y_{mi} - y_0)^2 + \sum_{j=1}^n E'_{sj} A_{sj} (y_{sj} - y_0)^2 \right). \end{array} \right. \quad (18)$$

Алгоритм определения параметров напряженно-деформированного состояния нормального к продольной оси сечения от заданной величины усилия предусматривает итерационный процесс вычисления относительных деформаций и напряжений в элементарных площадках либо слоях при внецентренном сжатии в одной плоскости. Если напряжения в растянутой зоне элементарной площадки превышают предельные значения (f_t, R_t) , это свидетельствует об образовании трещины. Учет их наличия выполняется принятием в последующем расчетном цикле нулевой жесткости такой площадки (слоя).

Критерием окончания процесса последовательных приближений является заданная точность вычисления деформационных параметров на смежных итерациях.

Алгоритм определения прочности сечения предусматривает пошаговый метод последовательных нагружений с итерационным процессом вычисления относительных деформаций и напряжений в элементарных площадках на каждом шаге до заданной точности вычисления деформационных параметров. За прочность сечения в предельной стадии принимается максимальное усилие от нагрузки, при котором сходится процесс последовательных приближений в виде уравнений равновесия (11).

Заключение. На основании результатов проведенного исследования предложена методика расчета сопротивления сжатию, основанная на положениях общей деформационной модели, которая позволяет определять параметры напряженно-деформированного состояния нормальных к продольной оси сечений каменных и армокаменных элементов на любом этапе нагружения, учитывая при этом физическую нелинейность деформирования исходных материалов в виде каменной кладки и арматуры.

За критерий разрушения в предельной стадии принято максимальное усилие от внешней нагрузки, при котором сходятся условия равновесия, благодаря чему исключается необходимость нормирования параметра предельной сжимаемости, появляется возможность учета полного перераспределения усилий в сечении каменных и армокаменных элементов, состоящих из двух и более материалов с различными физико-механическими характеристиками. Принятие данного критерия также позволит производить расчеты сечений сжатых каменных и армокаменных элементов, усиленных в процессе эксплуатации и находящихся на различных стадиях деформирования под нагрузкой после усиления.

ЛИТЕРАТУРА

1. Hilsdorf, H.K. Investigation into the failure mechanism of brick masonry loaded in axial compression / H.K. Hilsdorf // Designing, engineering and constructing with masonry products. Gulf Publishing Company. – 1969. – P. 34–41.
2. Flohrer, C. Strength and Deformation Characteristics of Masonry with Fiber Reinforced Mortar Joints / C. Flohrer, H.K. Hilsdorf // Proceedings of the Fifth International Brick Masonry Conference, Washington,

- D.C., U.S.A., October 5–10, 1979 / Brick Institute of America ; Advisors : C.T. Grimm [et al.]. – Washington, 1979. – P. 155–162.
3. Pöschel, G. Ein theoretisches Modell zum Tragverhalten von Elbsandsteinmauerwerk / G. Pöschel, A. Sabha // Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke / F. Wenzel ed., 1996. – SFB 315. – P. 111–118.
 4. Пангаев, В.В. Развитие расчетно-экспериментальных методов исследования прочности кладки каменных конструкций : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.01 / В.В. Пангаев ; Новосиб. гос. архитектурно-строительный ун-т (Сибстрин). – Новосибирск, 2009. – 35 с.
 5. Кашеварова, Г.Г. Натурные и численные эксперименты, направленные на построение зависимости напряжения от деформации кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, М.Л. Иванов // Приволж. науч. вестн. – 2012. – № 8 (12). – С. 10–15.
 6. Кашеварова, Г.Г. Моделирование процесса разрушения кирпичной кладки / Г.Г. Кашеварова, А.Ю. Зобачева // Вестн. Перм. нац. исслед. политехн. ун-та. Строительство и архитектура. – 2010. – № 1. – С. 106–116.
 7. Гениев, Г.А. О критериях прочности ортотропного материала типа каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев, А.Н. Воронов // Труды ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко. Исследование и методы расчета строительных конструкций. – 1985. – С. 94–101.
 8. Гениев, Г.А. О критерии прочности каменной кладки при плоском напряженном состоянии / Г.А. Гениев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1979. – № 2. – С. 7–11.
 9. Page, A.W. The biaxial compressive strength of brick masonry / A.W. Page // Proceedings of Institution of Civil Engineers. Part 2. – 1981. – Vol. 71, Sept. – P. 893–906.
 10. Lishak, V.I. 2-D Orthotropic failure criteria for masonry / V.I. Lishak, V.I. Yagust, D.Z. Yankelevsky // Engineering Structures. – 2007. – № 36. – P. 360–371.
 11. Каменные и армокаменные конструкции : СНиП II-22-81*. – Введ. 31.11.81. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.
 12. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций (к СНиП II-22-81) : утв. 15.08.1985. – М. : (ЦИТП) Госстроя СССР, 1989. – 149 с.
 13. Еврокод 6. Проектирование каменных конструкций. Ч. 1-1 : Общие правила для армированных и неармированных конструкций : СТБ EN 1996-1-1-2008. – Введ. 1.07.2009. – Минск : Госстандарт, 2009. – 128 с.
 14. Беленцов, Ю.А. Усиление каменных стен и простенков с учетом упругопластической работы каменной кладки реконструируемых жилых зданий : автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Ю.А. Беленцов ; Петерб. гос. ун-т путей сообщения. – СПб., 2001. – 24 с.
 15. Хаткевич, А.М. Метод расчета прочности нормальных к продольной оси сечений конструкций из каменной кладки с учетом диаграмм деформирования / А.М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2014. – № 8. – С. 45–53.
 16. Глухов, Д.О. Метод расчета прочности сжатых каменных элементов по сечениям, нормальным к продольной оси / Д.О. Глухов, А.М. Хаткевич // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 73–79.
 17. Прочность и устойчивость крупнопанельных конструкций : сб. науч. ст. / Центральный науч.-исслед. ин-т строительных конструкций им. В.А. Кучеренко ; под ред. С.А. Семенцова и В.А. Камейко. – М. : Стройиздат, 1962. – 312 с.
 18. Онищик, Л.И. Каменные конструкции промышленных и гражданских зданий / Л.И. Онищик. – М. ; Л. : Госстройиздат, 1939. – 208 с.
 19. Kaushik, Hemant B. Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression / Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, Sudhir K. Jain // Journal of materials in civil engineering, ASCE. – 2007. – Vol. 19, September. – P. 728–739.
 20. Kaushik, Hemant B. Uniaxial compressive stress-strain model for clay brick masonry / Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai, Sudhir K. Jain // CURRENT SCIENCE. – 2007. – Vol. 92, No. 4. – P. 497–501.
 21. Пильдиш, М.Я. Каменные и армокаменные конструкции зданий / М.Я. Пильдиш, С.В. Поляков. – 2-е изд. – М. : Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1955. – 400 с.
 22. Поляков, С.В. Проектирование каменных и крупнопанельных конструкций / С.В. Поляков, Б.Н. Фалевич. – М. : Высш. шк., 1966. – 240 с.
 23. Akhaveissy, A.H. The DSC Model for the Nonlinear Analysis of In-plane Loaded Masonry Structures / A.H. Akhaveissy // The Open Civil Engineering Journal. – 2012. – Vol. 6. – P. 200–214.
 24. Мадатян, С.А. Стержневая арматура железобетонных конструкций / С.А. Мадатян // Обзорная информация. Серия : Строительные материалы / ВНИИТПИ. – М., 1991. – 75 с.

25. Об уточнении аналитических зависимостей диаграммы растяжения арматурных сталей / В.Н. Байков [и др.] // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1983. – № 9. – С. 1–5.
26. Карпенко, Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с.
27. Расчетные зависимости для диаграммы деформирования арматуры с физической площадкой текучести / Н.И. Карпенко [и др.] // Технология текстильной промышленности. – 2016. – № 5 (365). – С. 206–210.
28. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования : учеб. пособие для студентов строит. специальностей / Н.П. Блещик [и др.] ; под ред. Т.М. Пецоляда и В.В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
29. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 20.06.02. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 130 с.
30. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Ч. 1-1 : Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2010. – Введ. 10.12.2009. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2010. – 191 с.
31. Экспериментальные исследования каменных конструкций : сб. ст. / Народный комиссариат по строительству СССР. Центральный научно-исследовательский институт промышленных сооружений «ЦНИПС» ; науч. ред. Л.И. Онищик. – М. ; Л. : Гос. изд-во строительной лит., 1939. – 160 с.
32. Каменная кладка из пильных известняков / С.В. Поляков [и др.]. – Кишинев : Изд-во «Картя Молдовеняскэ», 1973. – 344 с.

Поступила 11.12.2017

CALCULATION OF RESISTANCE TO COMPRESSION OF MASONRY AND REINFORCED MASONRY ELEMENTS TAKING INTO ACCOUNT PHYSICAL NON-LINEARITY

D. LAZOVSKI, A. KHATKEVICH

The article considers a method for calculating the parameters of the stress-strain state of the normal to the longitudinal axis cross-sections of compressed masonry and reinforced masonry elements, based on the positions of the general deformed model. The proposed method makes it possible to calculate the cross-sections of masonry elements of any shape with any reinforcement parameters, taking into account the physical non-linearity in the form of deformation diagrams of the initial materials. In contrast to the classical deformation model, the failure criterion in the limiting stage is recommended to take the maximum force from the external load, under which the equilibrium conditions are observed, which eliminates the need to normalize the parameter of ultimate compressibility of masonry, which is today a difficult task because of the lack of equipment for constructing complete deformation diagrams. The adoption of such criterion also allows to calculate the cross-sections of elements, which reinforced during the operation, the data about the deformation characteristics of which are unknown.

Keywords: *masonry and reinforced masonry elements, compression, physical nonlinearity, the deformation model.*

УДК 666.97.0.33.4

ПРАКТИКА ПРИМЕНЕНИЯ МЕХАНИЧЕСКИХ СОЕДИНЕНИЙ АРМАТУРЫ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ «ГОСТИНИЧНО-ДЕЛОВОГО КОМПЛЕКСА С ТЕННИСНЫМ ЦЕНТРОМ В ГОРОДЕ МИНСКЕ»

д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД; В.В. ЛАТЫШ
(Белорусский национальный технический университет, Минск)

Рассмотрена практика применения механических соединений арматуры при помощи обжимных и резьбовых муфт при строительстве делового комплекса в городе Минске. Выявлены противоречия требований строительных норм в отношении применения механических соединений арматуры. Показаны достоинства и недостатки механических соединений арматуры.

Ключевые слова: строительство, арматура, механические соединения, обжимные и резьбовые муфты, строительные нормы.

Введение. В настоящее время в международной практике строительства широкое распространение получил метод механического соединения арматуры по длине с использованием резьбовых или обжимных муфт. Метод соединения арматуры с помощью муфт позволяет уменьшить густоту армирования в зоне стыка, а также снизить стоимость стыка в случае соединения арматуры больших диаметров (более 25 мм) по сравнению с методом стыковки арматуры внахлест (без сварки) либо применения соединений на основе сварки (ванной сварки).

Учитывая международный опыт, применение механического соединения арматуры с использованием резьбовых муфт реализовано в национальных Технических нормативных правовых актах (ТНПА). Однако если в европейских строительных нормах [2; 3] использование механических соединений арматуры носит по большей части рекомендательный характер, то в белорусских ТНПА [1] – обязательный. Так, в соответствии с пунктом 4.2.4 [1] соединения арматуры следует выполнять в соответствии с проектной документацией и требованиями ТНПА. Стыковые соединения рабочей вертикальной арматуры диаметром от 20 до 40 мм монолитных фундаментов и вертикальных монолитных конструкций (колонны, диафрагмы жесткости, стены и др.) следует выполнять с использованием муфт по СТБ 2152. Соединение вышеуказанной арматуры внахлест не допускается.

Учитывая приведенные выше положения пункта 4.2.4 [1], в представляемой работе рассмотрена практика применения стыковых соединений арматуры при строительстве объекта «Гостинично-деловой комплекс с теннисным центром в границах пр. Победителей – пер. Веснинка в городе Минске».

Сложность применения механических соединений арматуры

В соответствии с [1], в проектной документации объекта «Гостинично-деловой комплекс с теннисным центром в границах пр. Победителей – пер. Веснинка в городе Минске», разработанной УП «Белпромпроект»,

предусмотрена стыковка арматуры колонн с использованием резьбовых муфт по СТБ 2152. Суть метода стыковки заключается в резьбовом соединении арматуры посредством металлической муфты с конической резьбой (рисунок 1).

Однако практика строительства показала отсутствие возможности применения такого типа соединения на стройке. Причинами этого явились: трудоемкость нарезки резьбы на выпусках арматуры колонн, высокая стоимость соединительных муфт, а также неготовность строительных организаций как технологически (отсутствие оборудования), так и организационно (отсутствие обученного персонала) к выполнению стыка с использованием резьбовых муфт.

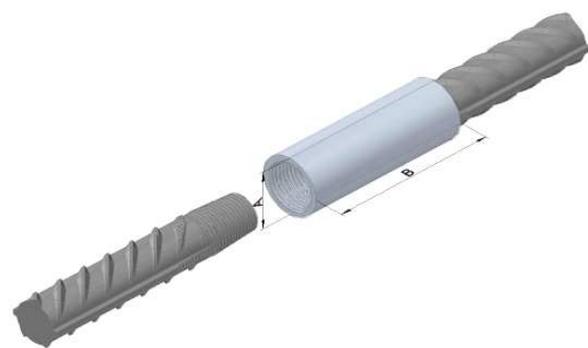


Рисунок 1. – Механическое соединение арматуры при помощи муфт с конической резьбой

В процессе согласования отступления от требования норм, компромиссным решением между строительной организацией и разработчиком положений нормативного документа [1] РУП «Институт БелНИИС» стала замена в стыке резьбовых муфт на обжимные муфты. После получения данного согласования подрядчик приступил к возведению монолитного железобетонного каркаса здания с применением стыка арматуры посредством обжимных муфт. Однако и это решение впоследствии стало неприемлемым из-за значительного снижения темпов строительства железобетонного каркаса здания. Практика строительства выявила основной недостаток применения стыковых соединений арматуры с помощью обжим-

ных или резьбовых муфт – отсутствие возможности укрупненной сборки арматурных каркасов колонн на заготовительном арматурном участке и последующая их установка на монтажном горизонте. В результате этого арматурный каркас колонны необходимо собирать непосредственно в месте его установки поэлементно: в вертикальное положение последовательно устанавливается и стыкуется каждый арматурный стержень, после чего происходит вязка поперечной арматуры. Причем обжатие соединительной муфты производится в два этапа:

- первый этап – муфта на заготовительном участке устанавливается на арматурный стержень и затем обжимается в горизонтальном положении (рисунок 2);

- второй этап – стержень подается к месту сборки арматурного каркаса колонны и стыкуется с выпуском арматуры. После выверки положения арматурного стержня производится окончательное обжатие соединительной муфты в вертикальном положении (рисунок 3).



Рисунок 2. – Установка и опрессовка соединительных муфт на стыкуемом стержне



Рисунок 3. – Обжатие соединительной муфты на втором стыкуемом стержне (существующем выпуске арматуры)

Немаловажным является и необходимость возведения строительных лесов в месте сборки арматурного каркаса колонны, что также увеличивает продолжительность работ (рисунок 4).



Рисунок 4. – Поэлементный монтаж арматурного каркаса колонны

Учитывая приведенные выше недостатки механического соединения арматуры с использованием обжимных муфт, единственное решение, позволяющее повысить темпы строительства, – это применение типа соединения арматуры внахлест без сварки. Однако данное решение противоречит правилам возведения, а именно положениям ТКП [1].

В то же время технические нормативные правовые акты по проектированию и расчету железобетонных конструкций [2–4] не содержат жестких требований по ограничению применения стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки).

По мнению авторов нормативного документа [1], предпосылками внесения требования по обязательному применению муфтовых соединений в строительные нормы послужили надежность стыка соединения, технологичность его выполнения, а также снижение стоимости одного стыка по сравнению с методом стыковки арматуры внахлест (экономия арматуры).

В практике проектирования и строительства в случае необходимости отступления от требования норм разрабатывается обоснование с предложением компенсирующих мероприятий. Для получения согласования применения стыка арматуры внахлест нами разработан документ «Обоснование замены стыковых соединений арматуры при помощи муфт стыковыми соединениями арматуры внахлест (без сварки)» (отчет по теме, шифр: 16-003-Мф).

В рамках данного отчета выполнен обзор требований, предъявляемых к стыкам арматуры со стороны национальных технических нормативных правовых актов (СНБ, ТКП) и Еврокодов. Также был сделан расчет трудоемкости устройства арматурного каркаса колонны с использованием обжимных муфт и соединения внахлест, и главное – предложены компенсирующие мероприятия, позволяющие применить метод стыковки арматуры внахлест (без сварки).

На основании результатов проделанной работы получено *согласование* РУП «Институт БелНИИС» и Министерства строительства и архитектуры Республики Беларусь *на применение метода стыковки арматуры внахлест*.

Анализ сопоставляемых типов соединения арматуры, а также изучения фактических данных проекта и условий производства строительных работ свидетельствует о следующем:

- технические нормативные правовые акты по проектированию строительных конструкций [2–4] не содержат требований, жестко ограничивающих применение стыковых соединений арматуры внахлест (без сварки) при диаметре до 36 (40) мм;

- технический кодекс установившейся практики относительно возведения монолитных железобетонных зданий [1] ограничивает применение метода стыковки внахлест, начиная с диаметра арматуры 20 мм;
- стык арматуры внахлест (без сварки) является более простым и контролируемым способом соединения арматуры;
- стык арматуры внахлест (без сварки) имеет более высокий расход арматуры на устройство стыка по сравнению с соединением на муфтах;
- изготовление арматурного каркаса со стыком арматуры при помощи муфт имеет более высокую продолжительность (примерно в 2 раза) и трудоемкость работ (примерно в 4 раза) по сравнению с соединением внахлест.

Заключение. Наличие противоречий в ТНПА по проектированию и возведению железобетонных конструкций должно быть устранено. Основания для ограничения применения соединений арматуры внахлест без сварки для диаметров арматуры до 36 мм отсутствуют.

ЛИТЕРАТУРА

1. Монолитные бетонные и железобетонные конструкции : правила возведения : ТКП 45-5.03-131-2009. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – 23 с.
2. Проектирование железобетонных конструкций : ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Часть 1-1 : Общие правила и правила для зданий. – Минск : Стройтехнорм, 2009. – 192 с.
3. Проектирование сейсмостойких конструкций : ТКП EN 1998-1-2011. Еврокод 8. – Минск : Стройтехнорм, 2011. – 158 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Минск : Стройтехнорм, 2002. – 274 с.
5. Обоснование замены стыковых соединений арматуры при помощи муфт стыковыми соединениями арматуры внахлест (без сварки) : отчет о НИР (II ред.) : 16-003-Мф / рук. Т.М. Пецольд. – Минск : Проектно-инжиниринговая компания «Ситик-Белпром», 2017. – 27 с.

Поступила 07.12.2017

THE PRACTICE OF USING MECHANICAL JOINTS OF REINFORCEMENT IN THE CONSTRUCTION OF “HOTEL AND BUSINESS COMPLEX WITH A TENNIS CENTER IN MINSK”

T. PETSOLD, V. LATYSH

The practice of using mechanical joints of reinforcement with the help of crimping and threaded couplers in the construction of a building in Minsk is considered. The contradictions in the requirements of building codes for the application of mechanical joints of reinforcement are presented. The advantages and disadvantages of mechanical joints of reinforcement are shown.

Keywords: *construction, fittings, mechanical joints, clamp and threaded couplings, construction standards.*

УДК 624.012

О ПРИМЕНЕНИИ НЕЛИНЕЙНОГО АНАЛИЗА ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКТИВНЫХ СИСТЕМ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

*канд. техн. наук А.В. ТУР; д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет)*

Рассматривается применение нелинейного анализа в качестве основного метода оценки живучести как существующих, так и вновь проектируемых конструктивных систем. Показано, что нелинейный анализ, базирующийся на описании реалистичных зависимостей для базовых переменных (средние значения), дает возможность моделировать реальное поведение конструктивной системы. Однако имеют место проблемы такого типа анализа, наибольшая из них – формат безопасности. Представлен анализ различных подходов к оцениванию формата безопасности при нелинейных расчетах.

Ключевые слова: конструктивные системы, железобетон, моделирование, нелинейный анализ, формат безопасности.

Введение. В последние годы как при проектировании новых, так и при проверках предельных состояний действующих конструкций все более широкое применение получают нелинейные методы расчетов. Так, при проверках живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях согласно ТКП EN 1991-1-7 адекватные решения могут быть получены только при применении нелинейного анализа. При этом критерий проверок предельного состояния формулируется не в терминах предельных усилий, а предельных перемещений [2].

Применение нелинейных расчетов в практике проектирования стало возможным, с одной стороны, благодаря интенсивному развитию компьютерной техники, а с другой – в результате разработки программных продуктов, реализующих нелинейные расчетные процедуры.

Первые опубликованные работы, относящиеся к нелинейному конечно-элементному анализу конструктивных систем из железобетона, относятся к началу 1960-х годов. В настоящее время вычислительные комплексы, основанные на применении методов конечных элементов и декларирующие возможности нелинейного анализа, реализуют, как правило, две различные процедуры: упрощенную процедуру так называемой модифицированной или адаптивной жесткости и полностью нелинейную модель, основанную на применении так называемых сложных (деформационных) моделей для сечений с учетом перераспределения усилий при образовании и раскрытии трещин. В первом случае в каждой итерационной точке выполняется условно линейно-упругий расчет с измененными жесткостными характеристиками элемента. В этом случае (например, для плоских элементов) изотропная упругая жесткостная модель заменяется ортотропной упругой жесткостной моделью со сниженными жесткостными характеристиками по направлению максимальных напряжений. Такие модели могут быть использованы как для линейно-деформируемого, так и нелинейно-деформируемого материала, свойства которого описывают диаграммой « $\sigma - \varepsilon$ » для условий осевого однородного нагружения.

В случае применения сложных моделей принято, что каждая полоса находится в условиях плоского напряженного состояния (в случае плит) или осевого (в случае сечений балок) и фактическое напряженное состояние бетонного сечения описывается некоторой «столбчатой» функцией, моделирующей равномерное распределение по высоте слоя.

Бетонное сечение делят на k слоев. В общем случае для j -той полосы

$$\{\sigma\}^T = [C]_j \{\varepsilon\}^T. \quad (1)$$

Принимая, что $\{\varepsilon_0\} = \{\varepsilon_{x0}, \varepsilon_{y0}, \varepsilon_{xy0}\}$ – относительные деформации на уровне середины поверхности, а $\{k\} = \{k_x, k_y, k_{xy}\}$ – соответственно кривизны, можно записать

$$\{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_0\}^T + z_j \cdot \{k\}^T, \quad (2)$$

где z_j – расстояние от срединной поверхности до центра j -той полосы.

Для железобетонного сечения в общем виде представим

$$\begin{Bmatrix} \{N\}^T \\ \{V\}^T \\ \{M\}^T \end{Bmatrix} = [D] \cdot \begin{Bmatrix} \{\varepsilon_0\}^T \\ \{\gamma_i\}^T \\ \{k\}^T \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

где $[D]$ – матрица жесткостей для общего случая железобетонного элемента.

Таким образом, и в одном и в другом случае применяемые расчетные модели включают базисные переменные, относящиеся к описанию свойств материалов, геометрическим характеристикам, ошибкам моделирования (неопределенностям расчетных моделей сопротивления).

Вместе с тем действующие в настоящее время нормы проектирования конструкций [1] хотя и допускают возможность выполнения нелинейных расчетов, но содержат довольно ограниченные указания, как по их применению, так и по трактовке полученных результатов расчета.

Формат безопасности и правила, содержащиеся в нормах проектирования конструкций, базируются, главным образом, на классических процедурах, использующих линейно-упругий анализ для определения эффектов воздействий с последующей проверкой отдельных критических сечений.

Следует подчеркнуть, что нелинейный анализ по своей природе всегда является оценкой глобального типа, при котором все конструктивные элементы системы и их сечения находятся во взаимодействии. Как показано в ряде работ [3; 4], современные нормы проектирования не допускают прямого применения метода частных коэффициентов при выполнении нелинейных расчетов, поэтому необходимо устанавливать новый формат безопасности, который, с одной стороны, позволяет обеспечить требуемый уровень надежности проектируемой конструктивной системы, а с другой – не искажает, по возможности, сверх допустимого реального физического поведения конструкции при выполнении расчетной процедуры.

Отметим, что как международные [5; 6], так и национальные [1; 7] нормы проектирования содержат предложения по регулированию уровня надежности при выполнении нелинейных расчетов с помощью так называемого глобального коэффициента безопасности (англ. *global resistance factor*). При этом практически во всех случаях проблема сводится к одностороннему оцениванию надежности, когда устанавливают расчетные значения сопротивления без учета изменчивости воздействий. В данном случае расчетное сопротивление выражают через значения воздействий, соответствующих рассматриваемому предельному состоянию.

Как было показано в работах [3; 8], проверка так называемого глобального сопротивления конструктивной системы (при применении глобального коэффициента), основанная на применении нелинейных расчетов, имеет следующие преимущества:

- при выполнении нелинейных расчетов выполняют проверку всех типов сечений одновременно, а не только выбранных критических;

- формат глобальной безопасности позволяет получить информацию о конструктивной безопасности, пластической деформативности и, в конечном итоге, о живучести конструктивной системы в целом, что недоступно при выполнении классических проверок отдельных критических сечений.

Однако сформулированные выше оптимистические утверждения следует принимать с большой долей осторожности. Это связано с тем, что при выполнении нелинейных расчетов существует довольно много аспектов, требующих соответствующей инженерной оценки. Так, например, следует четко ориентироваться в организации процедуры нелинейного расчета, реализованной в расчетном комплексе, а также в принятых критериях и ограничениях. Заметим, что практически все действующие нормы, за исключением рекомендаций по проверке живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях (например, FEMA [9] или UFC [10]), не содержат соответствующих критериев для проверок при нелинейных расчетах, подобно тому как это применяется в традиционном проектировании. Поэтому на настоящем этапе нелинейные расчеты следует, очевидно, рассматривать как некоторый более совершенный, но дополнительный инструмент, который используют в тех случаях, когда применение простых стандартных методов проверок предельных состояний для отдельных сечений является недостаточным и не дает полной информации о поведении конструктивной системы. Не следует забывать и о том, что нелинейный анализ является более затратным и требует привлечения для его выполнения специалистов более высокой квалификации. Кроме того, при выполнении нелинейных расчетов не действует принцип суперпозиции и требуется выполнение отдельных нелинейных расчетов для каждой возможной комбинации воздействий, что является существенным недостатком метода.

В соответствии с [3] термин «глобальное сопротивление» (англ. *global resistance*) используется для оценки конструктивной системы на уровне более высоком, чем отдельные сечения. Следует сделать еще одну ремарку, прежде чем говорить о применении нелинейного анализа. Это связано с тем, что при применении данной процедуры рассматриваются две группы задач:

- 1) нелинейный конечно-элементный анализ отдельных конструктивных элементов или простейших систем (неразрезных балок, плоских рам и т.д.), когда предпринимают попытку физического моделирования поведения конструкции под нагрузкой с учетом трещинообразования, совместной работы арматуры с бетоном и т.д. Для этих целей применяют современные довольно мощные вычислительные комплексы (DIANA, ANSYS, ABAQUS, NASTRAN и т.д.), использующие для описания задачи объемные конечные элементы (так называемый *solid*).

Безусловно, в такой постановке крайне трудоемко моделировать поведение реальных конструктивных систем со сложными сопряжениями отдельных конструктивных элементов и фактическими схемами армирования. Очевидно, что в настоящее время к данному анализу можно относиться скептически,

но принимать во внимание перспективы его развития в будущем. При этом такой нелинейный анализ чрезвычайно полезен, в частности при решении задач локального сопротивления в узлах, контактных задач и т.д. при отсутствии обоснованных аналитических моделей, а также при проведении научных исследований численными методами;

2) нелинейный конечно-элементный анализ идеализированных конструктивных систем, когда моделирование выполняется, например, на уровне стержневой аппроксимации. Такие расчеты являются наиболее приближенными к практическому проектированию и позволяют находить с определенной точностью решения для реальных сложных конструктивных систем. Для железобетонных конструкций проблема решается, например, врезкой пластических шарниров (как в случае балок или рам), применением сеточных моделей или методов модифицированной жесткости (как в случае плит).

При решении нелинейных задач этой группы отказ (или «разрушение») идентифицируется: 1) в случае если угол поворота в пластическом шарнире превышает допустимые (предельные) значения из диаграммы «М – u» для описания пластического шарнира; 2) образуется такое количество пластических шарниров, при котором элемент конструктивной системы или система в целом превращается в механизм. При этом следует рассматривать достижение любого из этих условий по принципу – «что достигается ранее».

Возможно, что рациональным подходом следует считать применение задач первого типа (при условии, что они достаточно хорошо моделируют сопротивление железобетонного элемента) для получения диаграмм, описывающих поведение пластических шарниров (например, «момент – кривизна» или «момент – угол поворота»), применяемых на следующем уровне аппроксимации. Вместе с тем как для задач первого, так и второго типа обязательным условием является обеспечение требуемого уровня надежности.

Следует отметить, что формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов остается по-прежнему одной из наиболее обсуждаемых и противоречивых проблем теории надежности, а предлагаемые методы подвергаются постоянной модификации.

Рассмотрим некоторые из базовых методов, посредством которых обеспечивают требуемый уровень надежности нелинейных расчетов.

Метод частных коэффициентов. В соответствии с требованиями ТКП EN 1990 [5] проверки предельных состояний следует выполнять, применяя следующие методы:

- 1) полностью вероятностный метод;
- 2) полувероятностный метод частных коэффициентов;
- 3) расчеты, подкрепляемые результатами испытаний.

Практически все нормы, действующие в настоящее время, применяют для проверок предельных состояний метод частных коэффициентов.

В соответствии с пунктом 6.1 (1) Р [5] «метод частных коэффициентов следует применять для подтверждения того, что во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний не будет превышено, если в расчетных моделях воздействий (эффектов воздействий) и моделях сопротивлений приняты расчетные значения базисных переменных». При проверках предельных состояний несущей способности (ULS) это условие в общем случае выражается критерием:

$$E_d \leq R_d; \quad (4)$$

$$E_d = E \left\{ \gamma_{F,i} F_{rep,i}; a_d \right\}, i \geq 1; \quad (5)$$

$$R_d = R \left\{ \eta_{F,i} \frac{f_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\}, i \geq 1; \quad (6)$$

$$\gamma_{F,i} = \gamma_{Ed} \cdot \gamma_{fi}; \quad (7)$$

$$\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{mi}. \quad (8)$$

В выражениях (4)...(8) E_d, R_d – соответственно расчетные значения эффекта воздействия и сопротивления; $F_{rep,i}$ – репрезентативное значения воздействия ($\Psi_d F_{k,i}$); γ_{Ed} – частный коэффициент, учитывающий неопределенности: а) расчетной модели, используемой для определения эффекта воздействия; б) моделирования изменчивости собственного воздействия; γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий неопределенности (ошибки моделирования) модели сопротивления; γ_{mi} – частный коэффициент, учитывающий отклонение прочности материала от его характеристического значения. Значение частных коэффициентов $\gamma_{F,i}, \gamma_{M,i}$ калибруют для установленного уровня надежности, выраженного в нормированной вероятностью отказа p_f или соответствующего ей целевого значения индекса надежности β_{tag} , по правилам, изложенным в приложении С к ТКП EN 1990 [5].

Нормы ограничивают применение метода частных коэффициентов при выполнении нелинейных расчетов. Так, в разделе 6.2 ТКП EN 1990 [5] содержится следующая запись: «для нелинейных расчетов и расчетов на усталость следует применять подробные правила, изложенные в соответствующих частях EN 1991 – EN 1999». Заметим, что в окончательной версии ТКП EN 1992 [1] названные правила после ряда изменений так и не были окончательно сформулированы: с одной стороны, в пункте 3.1.5 (1) [1] приводится аналитическое описание диаграммы деформирования для бетона « $\sigma_c - \varepsilon_c$ » со средними величинами (значениями) параметрических точек, которую следует применять при нелинейных расчетах конструкций, хотя подобная диаграмма для арматурной стали отсутствует.

Принятие «средней» диаграммы для бетона вполне обоснованно, опираясь на пункт 5.7.4 (3) Р [1]: «при выполнении нелинейных расчетов следует использовать характеристики материалов, которые позволяют наиболее реально отображать жесткостные характеристики конструкции, но учитывают погрешности (неопределенности) расчетной модели, описывающей разрушение». Представленное требование приводит, по существу, к оцениванию средних сопротивлений конструкции. Заметим, что в ряде предварительных версий EN 1992-1-1 [1] критерии метода частных коэффициентов были записаны отдельно для проверок, основанных на расчетах сечений (см. формулы (4)...(8)) и нелинейных расчетах конструкций в виде:

$$R_d = \frac{R}{\gamma_R} (f_{cm}, f_{yR}, f_{p,R} \dots a_d), \quad (9)$$

где f_{cm} – средняя прочность бетона; $f_{yR} = 1,1 \cdot f_{yk}$ – средняя прочность арматуры; $f_{pR} = 1,0 \cdot f_{pk}$ – средняя прочность напрягающих элементов; γ_R – глобальный коэффициент безопасности, устанавливаемый статистической калибровкой (например, в СНБ 5.03.01 было принято $\gamma_R = 1,35$ по результатам исследования [11]).

Однако окончательная версия EN 1992-1-1 [1], выдержавшая голосование, содержит только общие фразы, относящиеся к проверкам предельных состояний при применении нелинейных расчетов. Кроме того, трудно объяснить с точки зрения физического моделирования включение в окончательную редакцию EN1992-1-1 [1] требования проверки углов поворота в пластическом шарнире при выполнении ограниченного перераспределения, базируясь на расчетных (f_{cd}, f_{yd}), а не средних (f_{cm}, f_{ym}) характеристиках свойств материалов, как это было практически во всех промежуточных версиях документа. При этом заметных изменений не находим и в *fib* Model Code 2010, который является кодексом-образцом для составления новой версии EC2.

Очевидно, не требует дополнительного обсуждения и тот факт, что нелинейный анализ, базирующийся на расчетных характеристиках прочности, представленных экстремально низкими значениями, имеющих очень низкую вероятность появления и не отражающих реальных свойств материала, **может не только приводить к нереалистичным перераспределениям эффектов воздействий (внутренних усилий) но и изменять форму разрушения**. Данный подход может приводить к небезопасному результату.

Кроме того, применение диаграмм деформирования материалов с расчетными значениями прочностей (параметрических точек диаграмм) приводит к искажению матрицы жесткости конечно-элементной модели, а далее к эффектам, описанным выше.

Вероятностный метод. Расчетное сопротивление R_d может быть оценено с применением вероятностного подхода в соответствии с общим форматом безопасности [5]. В рамках вероятностного подхода функция сопротивления $r(\mathbf{r})$ формулируется с использованием нелинейной модели железобетона. Безопасность следует оценивать, опираясь на нормируемое целевое значение индекса надежности β_{tag} или связанной с ним вероятности отказа p_f , значения которых для соответствующего класса (RC) приведены в ТКП EN 1990 [5].

В расчетах учитывается статистическая изменчивость характеристик свойств материалов, геометрических характеристик, неопределенности (ошибка моделирования) собственно принятой модели сопротивления. В соответствии с положениями вероятностного метода так называемое глобальное расчетное сопротивление может быть выражено следующим образом:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R(\alpha_R \beta_{tag}), \quad (10)$$

где $R(\alpha_R \beta_{tag})$ – сопротивление, соответствующее заданному уровню надежности (целевому индексу надежности β_{tag} согласно [1]) с учетом понижающего коэффициента α_R (коэффициент чувствительности при одностороннем оценивании сопротивления при раздельной оценке безопасности согласно ТКП EN 1990 [1]); γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий несовершенства расчетной модели сопротивления.

В общем случае вероятностный анализ базируется на симуляции случайных выборок и может быть представлен четырьмя этапами.

(1) Формулирование нелинейной численной модели сопротивления. Такую модель описывают, как правило, функцией сопротивления $r(\mathbf{r})$, которая позволяет выполнять детерминистический расчет сопротивления для конкретного набора входных значений базисных переменных.

(2) Рандомизация, или случайный выбор входных переменных из соответствующих функций плотности распределения вероятностей (или генерированной базы данных) характеристик свойств материалов, геометрических размеров, ошибок моделирования, граничных условий и т.д. Кроме того, входные данные могут включать некоторые параметры, которые не входят в функцию эффектов воздействий $e(e)$.

Базисные переменные задают соответствующими функциями плотности распределения вероятности со своими статистическими параметрами (среднее значение, стандартное отклонение и т.д.). Рандомизация может быть выполнена двумя способами: 1) при использовании случайных переменных, когда входные параметры рассматривают как константы в пределах одной конструкции; 2) случайных полей, когда параметр случайным образом изменяется еще и в пределах одной конструкции. При этом следует рассматривать соответствующую корреляцию переменных. Так, например, считаем, что прочность бетона изменчива, но одинакова для всех сечений конструкции (способ 1) или прочность бетона изменчива, кроме того, и во всех локальных сечениях по длине конструкции (способ 2).

(3) Выполняют вероятностный расчет, применяя, например, симуляцию Монте-Карло. Результаты расчета позволяют получать функцию распределения плотности вероятности сопротивления со своими статистическими параметрами.

(4) Определяют расчетное сопротивление из функции распределения сопротивления при целевом индексе надежности $\beta_{\text{цел}}$. Согласно ТКП EN 1990 [5] при $\alpha_R = 0,8$, $\alpha_R \beta = 0,8 \cdot 3,8 = 3,04$, что соответствует вероятности отказа $p_f \cong 10^{-3}$ (только при условии, что функция сопротивления будет описана законом нормального, а также логнормального распределения).

Необходимо отметить, что вероятностное моделирование хотя и позволяет напрямую рассчитать расчетное значение сопротивления R_d , но является достаточно трудоемкой процедурой, требующей не только существенных затрат времени, но и соответствующей подготовки специалистов. Очевидно, что полностью вероятностный подход может быть применен для калибровок значений глобального коэффициента, но не в практическом проектировании.

Методы глобального сопротивления. При применении метода глобального сопротивления к оцениванию результатов нелинейных расчетов формат безопасности выражают следующим образом:

$$\sum_i \gamma_G \cdot G_{ki} + \sum_j \gamma_Q \cdot Q_{kj} \cdot \psi_{oj} \leq \frac{F_m}{\gamma_{GL}}, \quad (11)$$

где F_m – максимальное значение прямого/непрямого воздействия, получаемое из нелинейного расчета. По существу, это значение представляет собой сопротивление R_m ; γ_{GL} – глобальный коэффициент.

В соответствии с общим подходом нелинейный анализ следует выполнять с «реальными» (наиболее вероятными) значениями базисных переменных, применяя для описания свойств материалов диаграммы деформирования со средними прочностями (f_{cm} , f_{ym}). Вместе с тем значения глобального коэффициента γ_{GL} рекомендовано [3; 8] определять двумя различными способами в зависимости от формы разрушения (по растянутой арматуре или по сжатию бетона).

При разработке данного метода был предложен ряд модификаций, среди которых можно выделить два основных [4; 8], базирующихся на использовании средних значений прочностей материалов, но по-разному представляющих глобальные коэффициенты в выражении (11).

Так, согласно [4], формат безопасности предложено выражать следующим образом:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R \left(\varepsilon_{s1}, \rho_{tot}, \frac{\rho_2}{\rho_1} \right)}, \quad (12)$$

а согласно [8]:

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R \left(\frac{x}{d} \right)}. \quad (13)$$

В предложениях Mancini [4] проверку предельных состояний несущей способности при выполнении нелинейных расчетов рекомендовано производить с использованием критерия

$$E(\gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k) \leq \frac{R(q_u)}{\gamma_{GL}} = \frac{R(q_u)}{\gamma_{Rd} \cdot \gamma_{gl}}, \quad (14)$$

где q_u – максимальное значение воздействия, полученное из нелинейного расчета при пониженной прочности бетона на сжатие ($f_{cm} \cong 0,85 f_{ck}$) и средней прочности арматурной стали.

Ошибки моделирования в явном виде выражены коэффициентом $\gamma_{GL} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{gl}$, в котором $\gamma_{Rd} = 1,08$ представляет коэффициент, учитывающий несовершенства модели, и γ_{gl} – глобальный коэффициент сопротивления, учитывающий собственно изменчивость базисных переменных.

По отношению к методу глобальных коэффициентов можно сделать три основных замечания:

1) глобальный коэффициент безопасности применяют к воздействиям, минуя рассмотрение эффектов воздействий (внутренних усилий) и соответственно без дополнительного анализа поведения конструкций;

2) формат безопасности, применяемый на уровне воздействий, не соответствует концепции полувероятностного метода частных коэффициентов, при котором выполняют проверку детерминистических неравенств вида (1);

3) не учитываются неопределенности как модели сопротивления, так и модели воздействий (эффектов воздействий), несмотря на то, что они имеют фундаментальное значение при выполнении нелинейных расчетов.

Допущение о том, что сопротивление железобетонного элемента подчиняется логнормальному (LN) распределению, в основном принято научным сообществом. Вместе с тем эта базовая гипотеза неоднократно подвергалась критике. Так, например, в работах Henriques и др. [12] показано, что даже при анализе простых моделей сопротивления для железобетонных конструкций, имеющих одну преобладающую форму разрушения (при изгибе или при осевом сжатии), функция распределения плотности вероятности сопротивления отличается от принятой логнормальной и зависит от количества растянутой арматуры.

Аналогичные результаты были получены и авторами для случаев оценивания надежности сжатых элементов из бетона с учетом фильтрующих эффектов критерия соответствия.

Анализируя представленный метод, можно сделать следующие замечания:

- глобальный коэффициент сопротивления γ_G не является постоянным для различных задач;

- логнормальное распределение (LN) некорректно представляет сопротивление. В этом случае для связи вероятности отказа и индекса надежности не может быть использована функция Лапласа согласно EN 1990.

Метод коэффициента глобального сопротивления. Данный метод приведен в EN 1992 [1] и новой версии кодекса-образца *fib* Model Code 2010 (MC 2010) [6] и претендует на внесение в новую версию EC2. В соответствии с этим методом расчетное сопротивление выражают следующим образом:

$$R_m = \frac{r(f_m, \dots, a_d)}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}. \quad (15)$$

Функция нелинейного сопротивления элемента r содержит средние значения прочностных характеристик материалов, которые выражены для арматурной стали как

$$f_{cm} = 1,1f_{yk}, \quad (16)$$

где f_{yk} – характеристическое значение прочности арматуры; f_{cm} – средняя прочность бетона (пониженное значение).

Принимая согласно [1] значения частных коэффициентов $\gamma_s = 1,15$, $\gamma_c = 1,5$, получено значение средней прочности

$$f_{cm} \cong 0,85f_{ck}. \quad (17)$$

Значения частных коэффициентов γ_R и γ_{Rd} , принятые в MC2010 [6], составляют соответственно 1,2 и 1,06, а глобальный коэффициент $\gamma_{GL} = 1,2 \cdot 1,06 = 1,27$.

Обоснование принятому подходу приведено в работах [3; 4]. На рисунке 1 показаны функции плотности распределения вероятности прочности для стальной арматуры и бетона (в относительных единицах прочности $f_i/f_{d,i}$ – по горизонтальной оси). Принято, что расчетные значения прочности для арматурной стали и бетона имеют равные вероятности (это вытекает из принятых калибровок по EN 1990 [5]). Учитывая, что расчетные значения описывают квантили одного порядка, их относительные значения соответствуют точке 1,0 на рисунке 1. Расчетные значения сопротивления арматуры выведены при част-

ном коэффициенте $\gamma_s = 1,15$ $\left(f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \right)$, а средние значения приняты равными $f_{ym} = 1,1f_{yk}$.

В данном случае глобальный коэффициент безопасности для сопротивления при разрушении

- по растянутой арматуре:

$$\gamma_{GL}^{steel} = 1,1 \cdot 1,15 = 1,27;$$

- по сжатому бетону:

$$\gamma_{GL}^{concrete} = 1,1 \cdot 1,5 = 1,65.$$

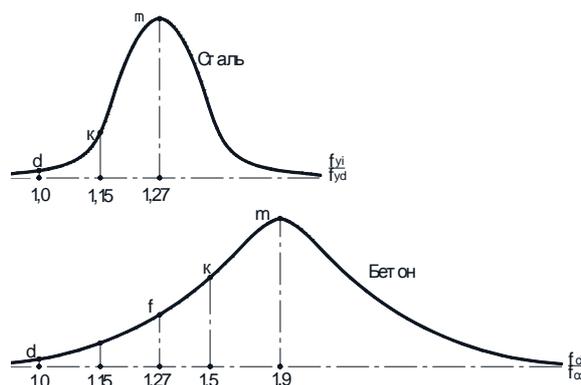


Рисунок 1. – Концепция обеспечения надежности по МС 2010 и EN 1992-2 согласно [3]

Для того чтобы получить равные значения глобальных коэффициентов γ_{GL} для разрушения по растянутой арматуре (γ_{GL}^{steel}) и сжатию бетону ($\gamma_{GL}^{concrete}$) и исключить необходимость анализа прогнозируемой формы разрушения, авторы [3; 12] вводят в МС 2010 [6] формальную величину «средней» прочности бетона, лишенной всякого физического смысла (см. рисунок 1):

$$f_{cm} = \frac{1,1\gamma_s}{\gamma_c} \cdot f_{ck} \cong 0,85 f_{ck}. \quad (18)$$

В этом случае глобальный коэффициент

$$\gamma_{GL}^{concrete} = \frac{f_{cm}}{f_{cd}} = \frac{0,85 f_{ck}}{f_{ck}/1,5} = 1,27.$$

Следует еще раз подчеркнуть, что полученное пониженное значение $\gamma_{cm} \cong 0,85 f_{ck}$ не только не является средней прочностью в представлении метода предельных состояний, но и вносит существенные погрешности в результаты расчетов, особенно когда нелинейный расчет опирается на корректировку жесткостных характеристик элементов. Непонятно, по какой причине это обстоятельство остается незамеченным Servenka и др.

Метод оценивания коэффициента вариации сопротивления (ЕCOV). Метод предложен в работах [3; 12] и базируется на утверждении о том, что сопротивление конструкции подчиняется некоторой функции распределения плотности вероятности, для которой коэффициент вариаций может быть определен, опираясь на средние R_m и характеристические значения R_k сопротивления.

Принимая опять согласно [3] логнормальный закон распределения для сопротивления, коэффициент вариаций сопротивления определяется следующим образом:

$$V_R = \frac{1}{1,65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right), \quad (19)$$

а глобальный коэффициент безопасности сопротивления γ_R рассчитывают по формуле [3]:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta \cdot V_R), \quad (20)$$

где α_R – коэффициент чувствительности (весовой коэффициент), принимаемый равным $\alpha_R = 0,8$.

Расчетное сопротивление определяют как

$$R_d = \frac{R_m}{\gamma_R}. \quad (21)$$

Ключевым этапом данного метода является определение среднего R_m и характеристического R_k значений сопротивления. Предлагается их определять, выполняя два отдельных нелинейных расчета с использованием средних и характеристических значений для свойств материалов:

$$R_m = r(f_{cm}, f_{ym}, \dots, a_d); \quad (22)$$

$$R_k = r(f_{ck}, f_{yk}, \dots, a_d). \quad (23)$$

Новые предложения для формата безопасности (после выхода *fib* MC2010). Несмотря на то, что формат безопасности для нелинейных расчетов конструкций по-прежнему является довольно спорной и противоречивой темой, за последние несколько лет после выхода *fib* MC 2010 [6] опубликовано только два относительно новых подхода, являющихся по своей сути некоторой модификацией описанного выше метода оценивания коэффициентов вариации сопротивления (ECOV). Первый из них базируется на работах *Schlune* и др. [4]. Исследования параметров изменчивости сопротивления были выполнены с применением изгибаемых и сжатых элементов с учетом возможной формы разрушения при срезе. В рамках усовершенствованного подхода в расчетных моделях сопротивления используют средние значения прочностных характеристик материалов (f_{ym} , f_{cm}), номинальные значения геометрических параметров a_{nom} . Расчетное сопротивление записывают в виде:

$$R_d = \frac{R(f_{ym}, f_{cm}, a_{nom})}{\gamma_R} \quad (24)$$

Опять же, опираясь на логнормальное (LN) распределение сопротивления, глобальный коэффициент определяют следующим образом:

$$\gamma_R = \frac{\exp(\alpha_R \beta \cdot V_R)}{\theta_m} \quad (25)$$

Несовершенства модели сопротивления учитываются при помощи коэффициента θ_m , который определяется как среднее отношение экспериментальных и расчетных значений сопротивления. Как показано в [4], значение коэффициента θ_m изменяется от 0,7 до 1,2 при сжатии, изгибе и срезе.

Коэффициент вариации сопротивления определяется согласно [5]:

$$V_R = \sqrt{V_g^2 + V_m^2 + V_f^2}, \quad (26)$$

где V_g^2 , V_m^2 , V_f^2 – соответственно коэффициенты вариаций геометрических параметров, ошибки моделирования, характеристик свойств материалов, определяемые согласно [4].

Главным параметром является коэффициент вариации, учитывающий изменчивость прочностей бетона и арматурной стали, который определяется согласно [4]:

$$V_f = \frac{\sqrt{\left(\frac{R_m - R_{\Delta f_c}}{\Delta f_c}\right)^2 \cdot \sigma_{f_c}^2 + \left(\frac{R_m - R_{\Delta f_y}}{\Delta f_y}\right)^2 \cdot \sigma_{f_y}^2}}{R_m}, \quad (27)$$

где σ_{f_c} , σ_{f_y} – соответственно стандартные отклонения для прочности бетона на сжатие и арматурной стали на растяжение; Δf_c , Δf_y – конечные отклонения сопротивлений материалов; $R_{\Delta f_c}$, $R_{\Delta f_y}$ – результаты нелинейного расчета, выполненного с использованием значений $(f_{cm} - \Delta f_c)$ для прочности бетона на сжатие и $(f_{ym} - \Delta f_y)$ – арматурной стали при растяжении.

Коэффициент вариации V_R может быть рассчитан после выполнения трех отдельных нелинейных расчетов: один – при средних значениях всех базисных переменных расчетной модели; два других – со значениями $(f_{cm} - \Delta f_c)$ и $(f_{ym} - \Delta f_y)$ соответственно. Как видно, предложенный подход является усовершенствованным вариантом ECOV-метода.

Еще один подход, основанный на работах [3; 8], предлагает отдельную форму записи для глобального коэффициента сопротивления ($\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}$):

$$R_d = \frac{R(f_m, a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}, \quad (28)$$

где γ_R – коэффициент вариаций сопротивления, зависящий от изменчивости базисных переменных, который рассчитывают по формуле (29):

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \beta \cdot V_R). \quad (29)$$

Результаты расчета существенным образом зависят от допущений, принятых в моделях, используемых в нелинейных расчетах.

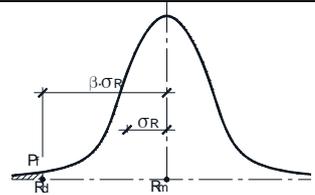
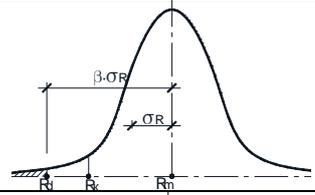
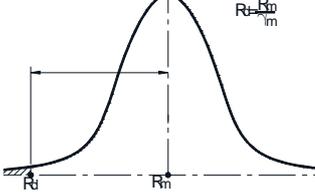
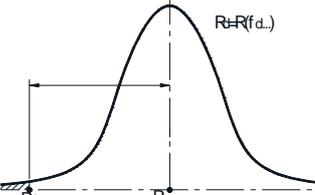
Коэффициент, учитывающий неопределенности расчетной модели сопротивления (ошибки моделирования) γ_{Rd} , учитывает и различия в поведении реальной конструкции, и результаты численного моделирования рассматриваемой конструкции. Его значение определяют, как правило, на фоне опытных данных, полученных при экспериментальных исследованиях, применяя методы статистического оценивания. Значения коэффициента γ_{Rd} может быть определено согласно [8]:

$$\gamma_{Rd} = \frac{1}{\alpha_R} - \exp(\alpha_R \beta V_{VR}), \quad (30)$$

$\alpha_R = 0,4\alpha_R$ – коэффициент чувствительности для ошибки моделирования сопротивления; V_{VR} – коэффициент вариаций для ошибки моделирования сопротивления.

Некоторые замечания к методам глобального сопротивления. Описанные выше методы предназначены для оценивания расчетных сопротивлений конструкции при различных условиях аппроксимации. Согласно [12] международный комитет JCSS рассматривает полностью вероятностный метод (таблица 1) как наиболее рациональный. При применении этого метода генерируется распределение сопротивления конструкции, из которого далее напрямую вычисляется квантиль установленного порядка, соответствующий расчетному сопротивлению при заданном уровне надежности (нормируемым значениям вероятности отказа P_t или связанным с ним индексом надежности b). Безусловно, такой подход выглядит наиболее привлекательным и представляется как условно точное оценивание, принимая во внимание нормируемые значения [5] вероятности отказа. Вместе с тем процедура вероятностного оценивания имеет ряд неопределенностей, которые требуют отдельного обсуждения. Это связано, главным образом, с процедурой оценивания квантилей малых порядков.

Таблица 1. – Методы оценивания расчетных сопротивлений. Уровни аппроксимации

Метод	Концепция надежности	Описание базисных переменных	Количество расчетов	Цель аппроксимации
(1) Полностью вероятностный подход		Функции плотности распределения вероятности базисных переменных	Не менее 35	Условно точное решение
(2) ECOV и его модификации		Характеристики средние	2	Изменчивость сопротивления
(3) MC 2010		Характеристика $\gamma_R = 1,27$ const	1	Средние значения
(4) метод частных коэффициентов (PSF)		Расчетные	1	Расчетные значения

Применительно к рассматриваемой проблеме следует учитывать целый ряд дополнительных факторов, влияющих на результаты оценивания надежности. Во-первых, принимая симметричное исходное нормальное (или логнормальное) распределение со своими статистическими параметрами для описания прочности бетона, после фильтрации с применением критериев соответствия (в процессе контроля соот-

ветствия прочности в процессе производства) получаем набор данных с неизвестным распределением. Это распределение восстанавливают, опираясь на статистические методы. Далее полученное условное распределение применяют в модели сопротивления.

По существу, это довольно оптимистичное утверждение, что после генерации случайных величин сопротивления получаем нормальную или логнормальную функцию распределения сопротивления. Скорее, опять получаем генерированную выборку случайных величин сопротивления. Полученную выборку аппроксимируют некоторым распределением, из которого затем вычисляют квантиль требуемого порядка. В результате таких операций получают расчетное сопротивление как квантиль заданного порядка, но при совершенно неизвестной обеспеченности. В подобных случаях наиболее рациональным следовало бы считать применение для оценивания квантили метода порядковых статистик, как это предложено в наших работах.

Другие методы (см. таблицу 1) являются аппроксимациями, базирующимися на упрощенных допущениях, позволяющих производить оценивание расчетных значений сопротивлений. Как было показано в ряде работ [3–8], формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов зависит не только от изменчивости базисных переменных расчетной модели, но и от формы разрушения. Например, для конструкции из одного бетона, но имеющей различные формы разрушения, могут быть получены различные статистические параметры, характеризующие изменчивость сопротивления. Концепция метода 2 (см. таблицу 1) близка к вероятностному формату, так как оценивание, базирующееся на средних и характеристических значениях, относительно устойчиво. Однако основная проблема – принятое *a priori* логнормальное распределение сопротивления.

Очевидно, что более рациональным подходом (по принципу «наименьшее зло») следует считать модифицированный метод коэффициента вариации сопротивления (ECOV-mod.), при котором коэффициент вариации сопротивления следует определять, минуя зависимость (16), соответствующую логнормальному распределению. В этом случае, согласно ТКП EN 1990 [5], для простых моделей сопротивления коэффициент вариации может быть рассчитан:

$$V_R^2 = (V_\delta^2 + 1) \left[\prod_{i=1}^j (V_{x,i}^2 + 1) - 1 \right]. \quad (31)$$

При малой изменчивости базовых переменных

$$V_R^2 = V_\delta^2 + V_n^2, \quad (32)$$

где

$$V_n^2 = \sum_{i=1}^j V_{x,i}^2. \quad (33)$$

Для сложных моделей

$$V_R^2 = \frac{\text{VAR}(g_n(x))}{g_n^2(x_m)} \cong \frac{1}{g_n^2(x_m)} \cdot \sum_{i=1}^j \left(\frac{\partial g_n}{\partial x_i} \sigma_i \right)^2. \quad (34)$$

В выражениях (31)...(34) V_δ – коэффициент вариации для ошибки моделирования, определяемый, например, согласно [5]; V_R – коэффициент вариации для модели сопротивления, зависящий от изменчивости базисных переменных x_i .

Исследования [11] показывают, что для модели сопротивления изгибу, совместному действию продольных сил и изгибающих моментов, коэффициент вариации для ошибки моделирования составляет $V_\delta \cong 0,1$, а коэффициент вариации сопротивления $V_R \cong 0,12$. При этом глобальный коэффициент: $\gamma_R \cong \exp(3,04 \cdot 0,12) = 1,44$.

Наряду с этим следует учитывать, что комплексы могут давать результаты расчета с различной ошибкой моделирования даже при равных или близких вариациях собственно модели сопротивления, вытекающих из изменчивости базисных переменных.

Так, в качестве примера приведем результаты нелинейного расчета однопролетной балки, защемленной по концам. Сечение балки принято: 300×500 мм, коэффициенты армирования для варианта 1: $\rho_l = 0,33\%$ (минимальный коэффициент армирования), $\rho'_l = 0,71\%$; для варианта 2: $\rho'_l = 1,05\%$ (где ρ_l – коэффициент армирования пролетный, а ρ'_l – опорной арматуры). Значение глобального коэффициента определяем по ECOV-методу, выполняя два расчета – при характеристических и средних значениях базисных переменных (прочность бетона и арматурной стали). Для бетона класса C25/30 среднее $f_{cm} = 33$ МПа

и характеристическое $f_{ck} = 25$ МПа значения прочности принимали по ТКП EN 1992-1-1 [1]. Для расчета применяли комплекс «ЛИРА-САПР» и «SAP2000».

Результаты расчетов в виде нелинейной реакции балки показаны на рисунках 2, 3 и приведены в таблице 2.

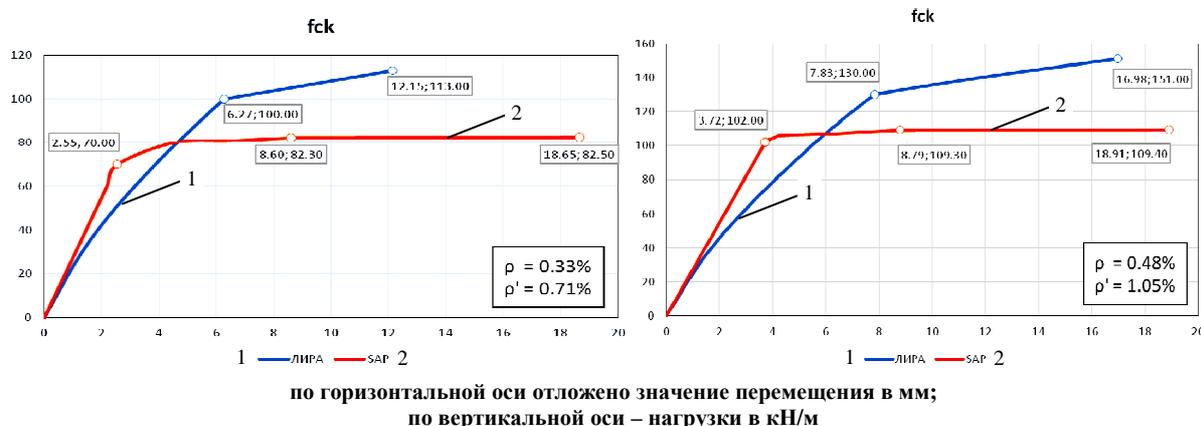


Рисунок 2. – Зависимости «сила – перемещение», полученные из нелинейного расчета с использованием характеристических значений свойств материалов по ПК SAP и ЛИРА-САПР

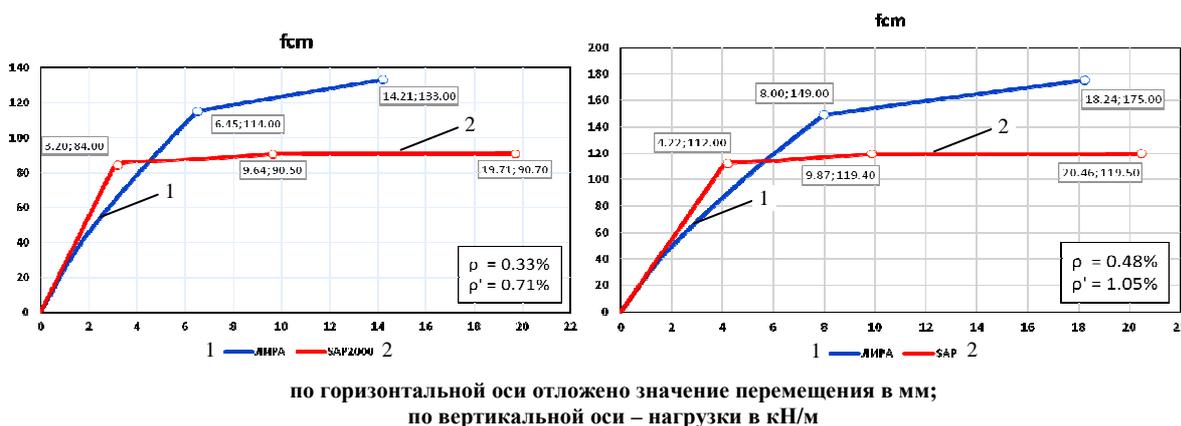


Рисунок 3. – Зависимости «сила – перемещение», полученные из нелинейного расчета с использованием средних значений свойств материалов по ПК SAP и ЛИРА-САПР

Таблица 2. – Сравнение результатов расчета глобального коэффициента сопротивления по методу ECOV

Вариант расчета	ρ_i / ρ'_i , [%]	Максимальная нагрузка, кН/м		$V_R = \frac{1}{1,65} \ln \left(\frac{R_m}{R_k} \right)$	$\gamma_R = \exp(3.04 \cdot V_R)$
		R_m	R_k		
1	0,33/0,71	<u>133</u>	<u>113</u>	<u>0,099</u>	<u>1,35</u>
		90,7	82,5	0,057	1,19
2	0,48/1,05	<u>175</u>	<u>151</u>	<u>0,089</u>	<u>1,31</u>
		119,5	109,4	0,054	1,18

Над чертой – нелинейный расчет по ЛИРА-САПР; под чертой – то же по SAP2000.

Как видно из результатов расчета (см. рисунки 2, 3 и таблицу 2), два комплекса, принятых для сравнения, дают различные результаты при анализе аналогичных элементов, как при оценивании средних сопротивлений, глобальных коэффициентов, так и соответственно расчетных значений сопротивления (результаты расчетов различаются примерно на 30%). Отдельно следует проанализировать нелинейную реакцию «нагрузка – перемещение», получаемую при применении различных расчетных комплексов, сравнить с опытными данными и выявить ошибку моделирования собственно вычислительных комплексов.

В работе [14] выполнена верификация на фоне опытных данных программного комплекса SAP2000, примененного для нелинейного анализа стержневых элементов (статически неопределимых балок и плоских рам). Целью анализа явилось установление статистических параметров собственно ошибки модели-

рования комплекса. Получены следующие статистические параметры $\theta_m = 1,006$; $V_x = 16\%$. При этих значениях параметров ошибки моделирования различные модели, применяемые для калибровки, дают значения глобального коэффициента от 1,44 до 1,96. Таким образом, для применяемых вычислительных комплексов следует путем прямого статистического моделирования выявить значения глобального коэффициента γ_R , сократив, по возможности, до минимума число неопределенностей.

Заключение. Проанализированы различные методы, обеспечивающие требуемый формат безопасности нелинейных расчетов. Следует отметить, что каждый из них имеет как преимущества, так и серьезные недостатки, которые следует, по возможности, исключать при разработке новых и модификации существующих методов. Необоснованным является применение некоторого постоянного значения глобального коэффициента (как, например, согласно [6; 13] $\gamma_R = 1,27$) при выполнении любых нелинейных расчетов. Как видно из приведенного сравнения, различные вычислительные комплексы могут давать различные значения статистических параметров ошибки моделирования. Эти параметры должны быть установлены и внесены в Руководства по применению вычислительных комплексов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Проектирование конструкций из бетона. Общие правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1 (EC2) (IDT: EN 1992-1-1:2004 : Design of Concrete Structures. General rules and rules for buildings). – 276 p.
2. Тур, А.В. Соппротивление изгибаемых железобетонных элементов при внезапном приложении нагрузки : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / А.В. Тур. – Брест, 2012. – 228 л.
3. Cervenka V. Reliability – based non-linear analysis according to fib Model Code 2010 / V. Cervenka // Structures Concrete, diurnal of fib. – 2013. – Vol. 14. – March. – P. 19–28.
4. Safety Format for the non-linear analysis of Concrete Structures / H. Schlune [et al.] // Engineering Structures, Elsevier, 2011. – Vol. 33, № 8, August.
5. Основы проектирования строительных конструкций : ТКП EN 1990 (IDT : EN 1990:2002 Basis of Structural Design). – Минск : ЦИТП, 2012. – 126 с.
6. Model Code 2010, First Complete Draft, Vol. 1, 2 – fib, 2010-CH-1015. – 293 p.
7. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : М-во стр-ва и архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 144 с.
8. Bertagnoli G, Giordanol., etc. Safety format for the non-linear analysis of Concrete Structure s. Studies and Researches – V. 25, Polytechnico di Milano, Italy, 2004.
9. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency (FEMA) 356, November, 2000. – 561 p.
10. Unified Facilities Criteria – Design of Building to Resist Progressive Collapse : UFC 4-023-03. – January, 2010.
11. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетах конструкций / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест : Изд-во БрГТУ, 2003. – 252 с.
12. Walraven, J. (ed.), «fib Model Code for Concrete Structures 2010», September 2013.
13. Cervenka V. (ed.) : SARA – Structural Analysis and Reliability Assessment. User’s manual. Cervenka consulting, Prague, 2003. – 128 p.
14. Tur, V. Safety format for non-linear pseudo-static response of the RC-structural systems in accidental design situations / V. Tur, A. Tur // Modern Engineering. – 2017. – № 1. – P. 3–14.

Поступила 04.12.2017

ON THE APPLICATION OF NONLINEAR ANALYSIS IN THE DESIGN OF STRUCTURAL SYSTEMS OF REINFORCED CONCRETE

A. TUR, V. TUR

In recent years the non-linear analysis is considered as a basic procedure in case of structural robustness assessment and for estimation of the existing structures. Non-linear structural analysis, which is based on realistic constitutive relations for basic variables (average values) makes possible a modeling of a real structure behavior. But main problem of this type of analysis is safety format. This article presents critical analysis different approach to safety format for non-linear analysis.

Keywords: structural systems, reinforced concrete, simulation, nonlinear analysis, safety format.

УДК 624.012.36:311.214

ПОЛНЫЙ ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЕТ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКТИВНОГО ЖЕЛЕЗОБЕТОННОГО ЭЛЕМЕНТА

канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ; канд. техн. наук, доц. Р.П. БОГУШ;
канд. техн. наук, доц. Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ; Т.М. ГЛУХОВА
(Полоцкий государственный университет)

Представлен комплексный подход оценки надежности строительных конструктивных элементов на основе нелинейных вероятностных моделей наиболее опасных участков и расчетных ситуаций. Сделан вывод о необходимости проверки гипотезы о том, что функция предельного состояния является гауссовой смесью вероятностных распределений, а в случае состоятельности данной гипотезы необходимо выполнение процедуры разделения смеси на компоненты. Предложена интерпретация данного факта как эффекта влияния нелинейных свойств и сингулярности моделей на распределение функции предельного состояния.

Ключевые слова: конструктивный железобетонный элемент, оценка надежности, нелинейные вероятностные модели.

При рассмотрении воздействия Q на конструктивный элемент как случайную величину, учитывая случайный характер функции предельного состояния R , задачу оценки надежности конструктивного элемента рассматривают как задачу анализа характеристик случайной величины $M = R - S$.

Если в результате статистического моделирования в рамках полного вероятностного расчета получены оценки плотности вероятности для Q и R , то вероятность разрушения элемента P_f определяют как область перекрытия распределений, что показано на рисунке 1.

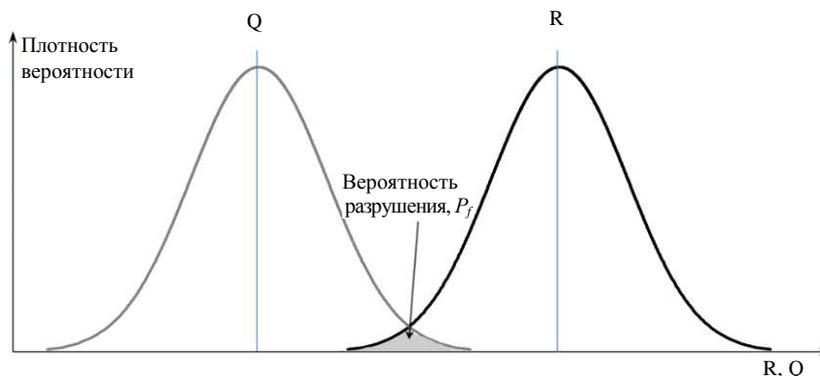


Рисунок 1. – Интерпретация области перекрытия распределений Q и R

Вероятность разрушения в этом случае определяется формулой

$$P_f = P(P < Q) = P(M < 0),$$

где P_f – вероятность разрушения элемента.

Определение точного значения данного интеграла является в большинстве случаев невыполнимой задачей, поэтому применяются упрощенные методы оценки значения интеграла, которые носят название FORM (First Order Reliability Method) и SORM (Second Order Reliability Method) [18].

Для оценки вероятности P_f широкое распространение получила процедура определения индекса надежности β (индекс безопасности по С.А. Корнеллу [5], характеристика безопасности по А.Р. Ржаницыну [6], индекс надежности по Раквицу и Фислеру [3; 4]).

Индекс надежности рассчитывается исходя из предположения о нормальном законе распределения функции воздействия, функции предельного состояния и независимости случайных величин Q и R :

$$\beta = \Phi^{-1}(-P_f) = \frac{m_R - m_Q}{\sqrt{s_R^2 + s_Q^2}},$$

где m_R и m_Q – математические ожидания распределений Q и R , s_R и s_Q – соответствующие среднеквадратические отклонения.

Применению метода Монте-Карло для статистического моделирования, разработке методов уменьшения размерности пространства оценки, фокусировке процесса моделирования на пограничной подобласти и т.п. посвящено множество публикаций [4; 20–23].

В соответствии с ИСО СТБ 2394 критерий обеспечения надежности задается неравенством:

$$\beta \geq \beta_{tag},$$

где β_{tag} – минимальный целевой индекс надежности, численные значения которого задаются в зависимости от класса ответственности конструкции.

Для оценки индекса надежности выполняется полный вероятностный расчет, в котором с помощью генераторов псевдослучайных последовательностей (ГПСП) моделируются прочностные характеристики материалов, геометрические параметры, площадь арматуры. Строится вероятностная модель воздействия на конструктивный элемент. Причем модель воздействия не влияет на оценку распределения функции предельного состояния, но оказывает существенное влияние на распределение оценок по деформациям.

Для реализации полного вероятностного расчета нелинейных моделей строительных элементов нами были построены нелинейные модели основных расчетных ситуаций. Общая схема полного вероятностного нелинейного расчета приведена на рисунке 2.



Рисунок 2. – Общая схема полного вероятностного нелинейного расчета

Проектирование строительных конструкций опирается на полувероятностные методы расчета, основанные на частных коэффициентах безопасности. Калибровка коэффициентов безопасности выполняется с учетом особенностей производства и систем контроля качества, принятых в той либо иной стране [8]. Действующие нормы Республики Беларусь, определяя параметрический ряд классов бетонов и арматуры, определяют семейство вероятностных моделей материалов. Параметры распределения случайной величины восстанавливаются по нормативным и средним значениям прочностных характеристик. Однако, в сравнении с анализом результатов при обследовании, для моделирования тех или иных величин применяются распределения, отличные от нормального распределения.

Общие принципы обеспечения надежности строительных и иных конструкций изложены в базовом документе EN 1990 [8] и ISO 2394 [9]. Еврокоды предлагают готовую систему теоретических распределений для анализа и моделирования случайных свойств конструкций. В частности, в Eurocode 3 «Стальные конструкции» [10] при определении прочности (предела текучести) стали по результатам испытаний применяется логарифмически нормальный закон распределения для моделирования как геометрических, так и прочностных параметров.

Объединенный комитет по безопасности конструкций JCSS, выполняющий работы по калибровке частных коэффициентов безопасности, закладываемых в европейские нормы, предлагает вероятностную модель PMC (Probabilistic Model Code), где также определяет вид распределения для каждого учитываемого параметра:

- прочностные характеристики – логарифмически нормальный закон распределения;
- плотность бетона – нормальное распределение;
- длительно действующие нагрузки – гамма-распределение;
- кратковременные нагрузки – экспоненциальное распределение;
- сопротивление конструкции – нормальный закон распределения.

Отдельные параметры допускается рассматривать как подчиненные распределению Вейбула и Гумбеля [7]. Нами в работе [11] систематизированы методы идентификации параметров применяемых теоретических распределений по результатам детального обследования строительных конструкций, в работе [12] выполнен выбор и разработано программное обеспечение для реализации генераторов псевдослучайных последовательностей для статистического моделирования строительных конструкций.

Нелинейные модели строительных элементов. Системы нелинейных сингулярных уравнений являются основой целого ряда математических моделей. В частности, такие системы возникают при попытке описать напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов, работающих под нагрузкой при внецентренном сжатии и изгибе, при работе таких элементов в предопорной зоне на срез с изгибом. Сингулярные свойства таких моделей связаны с тем, что те либо иные параметры, зависимости, описывающие свойства модели, имеют точки разрыва первого и второго рода. Такие точки разрыва фактически разделяют всю область определения входных параметров на подобласти непрерывного поведения. Такие точки разрыва позволяют описать скачкообразное изменение напряжения в бетоне в момент трещинообразования.

Опыт нескольких лет изучения подобного рода математических моделей с целью разработки эффективных алгоритмов решения сингулярных систем нелинейных уравнений показал, что наиболее верным подходом является детальное изучение всех особенностей многомерной поверхности решения и применение различных стратегий поиска решения на поверхности решений в зависимости от области непрерывного поведения системы, в которой находятся значения входных параметров [13–17].

Из многолетнего опыта обследования технического состояния строительных конструкций, накопленного в Полоцком государственном университете, наибольший интерес представляют 3 нелинейные модели:

1) нелинейная деформационная модель сечения, нормального к продольной оси железобетонного элемента, на совместное действие изгибающего момента в двух осях и продольной сжимающей или растягивающей силы (данная модель применяется для расчета наиболее нагруженных средних частей пролетов плит, балок ригелей, а также расчета колонн);

2) нелинейная деформационная модель наклонного сечения на совместное действие изгибающего момента продольной и перерезывающей силы (применяется для моделирования предопорных зон балок, ригелей);

3) нелинейная блочная модель растянутого элемента с изгибом (является новой моделью для описания процесса деформирования растянутого элемента, описывает процесс перераспределения напряжений в блоках между трещинами нормального отрыва, в частности для моделирования процесса трещинообразования в многопустотных плитах безопалубочного формования в составе платформенных стыков сборно-монолитных перекрытий).

Рассматриваемые нелинейные модели описывают наиболее опасные участки строительных конструкций, как правило, испытывающие максимальные усилия и приводящие к разрушению конструкций. Нами разработаны:

1) эффективные методы решения прямых и обратных задач в рамках рассматриваемых нелинейных моделей;

2) алгоритмы и программные модули расчета рассматриваемых моделей;

3) проведена апробация моделей в рамках сопоставления результатов расчета и экспериментальных данных на широком классе конструктивных элементов и видов нагружения.

Рассмотрим далее в кратком изложении основные системы уравнений изучаемых моделей.

Нелинейная деформационная модель сечения, нормального к продольной оси железобетонного элемента

Нелинейная деформационная модель напряженно-деформированного состояния сечения, нормального к продольной оси, представляет собой систему сингулярных нелинейных уравнений интегрального вида:

$$\begin{cases} M_x = -\iint_C \sigma(\varepsilon(x, y))(x - x_o) dx dy + N(x_{oe} - x_o); \\ M_y = -\iint_C \sigma(\varepsilon(x, y))(y - y_o) dx dy + N(y_{oe} - y_o); \\ N = \iint_C \sigma(\varepsilon(x, y)) dx dy, \end{cases} \quad (1)$$

где $\sigma(\varepsilon(x, y))$ – нормальные напряжения в точке (x, y) сечения в бетоне или арматуре; $\varepsilon(x, y)$ – продольные деформации в точке (x, y) сечения; y_o – расстояние от центра изгиба сечения, нейтральной точки, до оси y ; и y_{oe} – расстояние от места приложения продольного усилия до оси y ; x_o – расстояние от центра изгиба сечения, нейтральной точки, до оси x ; и x_{oe} – расстояние от места приложения продольного усилия до оси x ; N – продольная сила от действия внешней нагрузки; M_x, M_y – изгибающие моменты в плоскости XZ и YZ соответственно.

Уравнения совместности деформаций для точки (x, y) выглядит следующим образом:

$$\varepsilon(x, y) = \varepsilon_z - \frac{1}{r_y}(y - y_o) - \frac{1}{r_x}(x - x_o) + q_0(x, y) + q_1(x, y) + q_2(x, y),$$

где $\frac{1}{r_y}$ – кривизна продольной оси элемента относительно оси y ; $\frac{1}{r_x}$ – кривизна продольной оси элемента

относительно оси x ; q_0, q_1, q_2 – остаточные деформации от предварительного напряжения элемента до усиления, добавочные деформации от нагрузки до усиления и остаточные деформации от процесса динамического обжатия после усиления.

Математическая модель устанавливает отображение множества допустимых значений деформаций, определенное в метрическом пространстве деформаций, во множество значений усилий, определенное в метрическом пространстве усилий $M: R^3 \rightarrow R^3$. Сама модель лишена предположений относительно способа расчета напряженно-деформированного состояния. Из деформационной модели следует формулировка задачи расчета как задачи поиска такого расположения плоскости распределения деформаций

в 3-х мерном пространстве $\varepsilon = \left\{ \frac{1}{r_x}, \frac{1}{r_y}, \varepsilon_z \right\}$, которое бы соответствовало действию на элемент вектора

нагрузки, заданного в трехмерном пространстве нагрузок $F = \{M_z, M_y, N\}$. Таким образом, решение задачи ищем в 3-х мерном пространстве.

Нелинейная деформационная модель наклонного сечения. Система уравнений исследуемой нами модели представлена в следующем виде:

$$\begin{cases} M_y = -\int \sigma(\varepsilon(y))x(y)(y - y_o) dy + N(y_{oe} - y_o); \\ N = \int \sigma(\varepsilon(y))x(y) dy; \\ V = \int \tau(x, y)x(y) dy, \end{cases} \quad (2)$$

где $\sigma(\varepsilon(y))$ – нормальные напряжения в слое на уровне y , сечения в бетоне или арматуре; $\varepsilon(y)$ – продольные деформации элементарной площадки бетона или арматуры (проекция на ось Z суперпозиции главных сжимающих и главных растягивающих деформаций, полученная с учетом поворота элементарных площадок под действием перерезывающей силы); $x(y)$ – функция формы; y_o – расстояние от центра изгиба сечения, нейтральной точки, до начала координат; y_{oe} – расстояние от места приложения продольного усилия до начала координат; N – продольная сила от действия внешней нагрузки; V – перерезывающая сила; M_y – изгибающий момент, действующий в плоскости YZ .

В модели постоянного (фиксированного) угла принимается предпосылка о том, что трещины, возникающие в железобетонном элементе в условиях плоского напряженного состояния, ориентированы по от-

ношению к продольной оси под некоторым постоянным углом θ , не зависящим от уровня нагружения и наличия новых трещин и определяемым углом наклона осей главных напряжений в элементе без трещин.

В модели переменного угла принимается допущение о том, что угол наклона θ трещин и сжатых бетонных полос между наклонными трещинами на произвольном этапе после их образования совпадает с углом наклона главных напряжений α , значение которого изменяется при нагружении.

Уравнения равновесия и совместности деформаций для одноосного случая выглядят следующим образом (ось Z – совпадает с продольной осью элемента):

$$\sigma_z = \sigma_{c2} \cos^2(\alpha) + \sigma_{c1} \sin^2(\alpha) + \rho_z \sigma_{sz},$$

$$\sigma_y = \sigma_{c2} \sin^2(\alpha) + \sigma_{c1} \cos^2(\alpha) + \rho_y \sigma_{sy},$$

$$\tau_{zy} = (-\sigma_{c2} + \sigma_{c1}) \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha),$$

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{c2} \cos^2(\alpha) + \varepsilon_{c1} \sin^2(\alpha),$$

$$\varepsilon_y = \varepsilon_{c2} \sin^2(\alpha) + \varepsilon_{c1} \cos^2(\alpha),$$

$$\frac{\gamma_{zy}}{2} = (-\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{c1}) \sin(\alpha) \cdot \cos(\alpha),$$

где σ_z , σ_y , σ_{c1} , σ_{c2} , τ_{zy} – соответственно проекции главных сжимающих и растягивающих напряжений на оси Z и Y , главные сжимающие и растягивающие напряжения, тангенциальные напряжения в бетоне; σ_{sz} , σ_{sy} – напряжения в арматуре; ε_z , ε_y , γ_{zy} – относительные деформации; α – угол наклона осей главных напряжений по отношению к продольной оси.

Постановка задачи расчета данной модели методом двух сечений может быть представлена отображением:

$$\langle M_{y1}, M_{y2}, \delta, N \rangle \rightarrow \langle \varepsilon_x, \varepsilon_z, \varepsilon_y, \gamma_{zy} \rangle \rightarrow V,$$

где δ – расстояние между сечениями.

Нелинейная блочная модель растянутого элемента с изгибом

Данная нелинейная модель была построена, реализована программно и верифицирована экспериментально в рамках диссертационной работы А.Д. Лазовского [17].

Для любого поперечного сечения блока суммарное усилие в растянутом бетоне N_c и арматурном стержне N_s постоянно на всей длине блока. Тогда условие равновесия усилий с учетом правила знаков на элементарном участке в пределах бетонного блока имеет вид:

$$d\sigma_{s,ad} \cdot A_{s,ad} + d\sigma_c \cdot A_{c,eff,red} = 0.$$

Исходя из условия равенства усилия в арматурном стержне диаметром \emptyset , как результирующего от действия растягивающих нормальных напряжений $\sigma_{s,ad}$, распределенных по площади его поперечного сечения $A_{s,ad}$, и усилия от действия касательных напряжений τ_b по площади контакта арматурного стержня с бетоном, а также разности относительных деформаций арматуры $\varepsilon_{s,ad}$ и бетона ε_c как взаимного смещения s , закона сцепления $\tau_b = f(s)$, связывающего касательные напряжения по площади контакта арматурного стержня с бетоном и их взаимное смещение, учитывающее поперечное сжимающее давление от вертикального прижатия, можно записать:

$$d\sigma_{s,ad} \cdot \frac{\pi \emptyset^2}{4} = \pi \emptyset \cdot \Omega_{p,tr} \cdot \tau_b(s) dx;$$

$$(\varepsilon_{s,ad} - \varepsilon_c) dx = ds;$$

$$\Omega_{p,tr} \cdot \tau_b = f(s).$$

Коэффициент $\Omega_{p,tr}$ к ординатам принятого закона сцепления арматуры с бетоном для учета влияния давления вертикального прижатия p_{tr} в окружающем арматуру бетоне средней прочности $f_{cm,ad}$

$$\Omega_{p,tr} = 1 - \tanh \left(0, 2 \frac{p_{tr}}{0, 1 f_{cm,ad}} \right).$$

График, иллюстрирующий принятый закон сцепления с учетом влияния поперечного давления прижатия p_{tr} , представлен на рисунке 3.

В случае достижения относительными деформациями арматуры значений, соответствующих пределу текучести, $\epsilon_{s,ad} \geq \epsilon_{sy,ad}$, к ординатам принятого закона сцепления арматуры с бетоном вводится понижающий коэффициент Ω_y :

$$\Omega_y = 1,0 - 0,85 \cdot (1 - e^{-5a^b}),$$

где $a = \frac{\epsilon_{s,ad} - \epsilon_{sy,ad}}{\epsilon_{su,ad} - \epsilon_{sy,ad}}$, $b = \left[2 - \frac{f_{tm}}{f_{ym}} \right]^2$ – коэффициенты; $\epsilon_{su,ad}$ – относительные деформации, соответствующие

пределу прочности (предельной растяжимости) дополнительной надопорной арматуры; $f_{ym,ad}$ – среднее значение предела текучести арматуры при растяжении; $f_{tm} = k \cdot f_{ym,ad}$ – среднее значение предела прочности арматуры при растяжении.

При $\epsilon_{s,ad} < \epsilon_{sy,ad}$ коэффициент $\Omega_y = 1$.

График, иллюстрирующий принятый закон сцепления с учетом влияния текучести арматуры, представлен на рисунке 4.

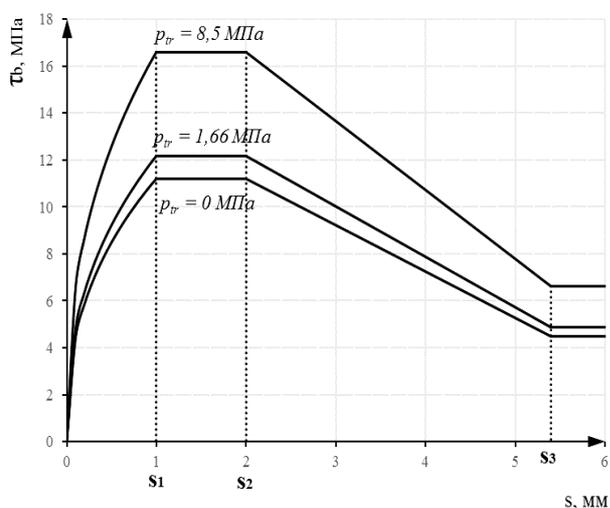


Рисунок 3. – График, иллюстрирующий закон сцепления с учетом влияния давления поперечного прижатия p_{tr}

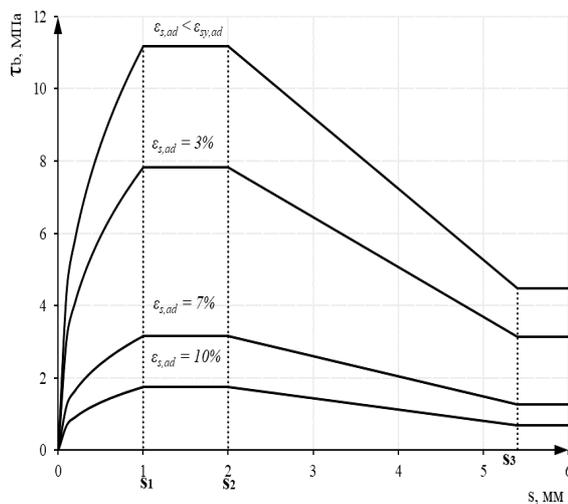


Рисунок 4. – График, иллюстрирующий закон сцепления с учетом влияния относительных деформаций, соответствующих пределу текучести арматуры

Для решения задачи получения распределения относительных деформаций арматуры и бетона центральный бетонный блок в растянутой зоне поперечного сечения высотой h_{eff} , выделенный соседними трещинами нормального отрыва, разделяем n поперечными сечениями на $(n - 1)$ интервалов длиной Δx таким образом, чтобы границы интервала Δx_k совпадали с границами вертикального шва между торцами многоспустотных плит (рисунок 5). Учитывая при этом низкую адгезию бетона заполнения вертикального шва с бетоном плит, работу бетона на растяжение поперек шва в сечениях, совпадающих с его границами, в расчет не берем. Поэтому на интервале, равном длине вертикального шва Δx_k , принимаем эффективную площадь поперечного сечения растянутой зоны в бетоне замоноличивания $A_{c,eff,ad}$ и диаграмму деформирования бетона замоноличивания.

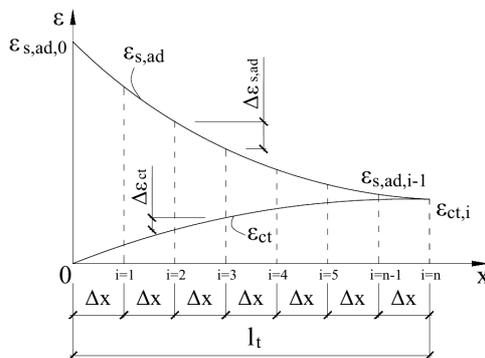


Рисунок 5. – Схема разделения центрального бетонного блока на интервалы Δx

Таким образом, рассматриваемую модель можно описать следующей системой уравнений:

$$\begin{cases} \frac{d}{dx}s = \varepsilon_{s,ad}(\sigma_{s,ad}) - \varepsilon_{ct} \left(\frac{N - \sigma_{s,ad} \cdot A_{s,ad}}{A_{c,eff,red}} \right); \\ \frac{d}{dx}\sigma_{s,ad} = \frac{4}{\varnothing} \cdot \Omega_y \cdot \Omega_{p,tr} \cdot \tau(s). \end{cases} \quad (3)$$

Как и для пролетных бетонных блоков, для центрального бетонного блока процесс трещинообразования проходит две стадии. Особенностью для центрального блока является уменьшение площади бетона растянутой зоны в месте вертикального шва (в работе на растяжение участвует только бетон замоноличивания площадью $A_{c,eff,ad}$, что способствует появлению в конце первой стадии трещинообразования в месте контакта бетона плит и бетона замоноличивания поперечной трещины нормального отрыва). Для поперечных сечений с трещинами нормального отрыва (по краям выделенного блока) значения напряжений $\sigma_{s,ad,(l)}$ и $\sigma_{s,ad,(r)}$ известны, а значения смещений $s_{(l)}$ и $s_{(r)}$ – неизвестны.

Анализ результатов статистического моделирования. В силу нелинейности рассматриваемых моделей результатом статистического моделирования являются распределения выходных переменных модели (предельные значения внутренних усилий, момент трещинообразования, ширина раскрытия трещины, оценка деформаций: прогибы, перемещения), представляющие собой смеси вероятностных распределений. В частности, помимо сингулярности, связанной с появлением трещин, на изменение характера поведения модели под нагрузкой сказываются такие переходы, как достижение зоны текучести и предела текучести растянутой арматуры, причем отдельно для основного сечения и элементов усиления конструкции.

При нелинейном моделировании предопорных зон влияние на изменение характера выходных переменных оказывает также состояние поперечной арматуры и процесс возникновения наклонных трещин под воздействием перерезывающих сил.

Модель, представляющая собой смесь нормальных распределений, задается в виде:

$$p(x) = \sum_{i=1}^k w_i p(x|i),$$

где $p(x|i)$ – нормальное распределение для i -го кластера; w_i – вес i -го кластера в смеси.

Анализируемая смесь вероятностных распределений характеризуется неопределенностью относительно количества распределений в смеси и ограниченностью объема выборки. Кроме этого, распределения в смеси сильно перекрываются, что делает неприменимым алгоритм разделения смеси на основе кластеризации методом k -средних.

Для решения задачи разделения смеси вероятностных распределений, обладающей вышеуказанными особенностями, не рекомендуется применение классического EM-алгоритма, основными недостатками которого является, во-первых, высокая чувствительность к выбору первого приближения, во-вторых, неустойчивость [1; 2]. Также следует отметить, что EM-алгоритм и его известные модификации требуют значительных вычислительных ресурсов, в частности, адресного пространства для хранения $n \times k$ скрытых переменных и необходимости пересчета значений всех скрытых переменных на каждой итерации алгоритма.

Имеются медианные и стохастические модификации EM-алгоритма, которые делают алгоритм более устойчивым к выбору первого приближения, однако не снимают проблемы, связанной с неопределенностью по количеству кластеров [1]. Нами предложен генетический алгоритм разделения смеси, варьирующий количество и параметры компонентов (GEM – Genetic EM).

Общие положения теории надежности. Целью анализа результатов статистического моделирования является поиск вероятностных характеристик функции случайных переменных $Y = g(\mathbf{X})$.

В общем случае, когда речь идет о надежности строительных конструкций, характеристическая функция представляет собой разность случайной величины (в некоторых случаях – суперпозиции случайных величин), описывающей прочность конструкции, и случайной величины (суперпозиции случайных величин в силу линейного характера сочетания усилий), описывающей воздействие на конструкцию:

$$Y = g(\mathbf{X}) = X_R - X_S.$$

Тогда $g(\mathbf{X}) = 0$ представляет собой определение предельного состояния, $g(\mathbf{X}) > 0$ описывает область безопасной эксплуатации и $g(\mathbf{X}) < 0$ – область разрушения конструкции.

Вероятности этих событий можно интерпретировать как

$P[g(\mathbf{X}) > 0] = R$ – надежность, $P[g(\mathbf{X}) < 0] = 1 - R = P_f$ – вероятность разрушения.

В случае если модели входных переменных меняются со временем, имеем дело с вероятностным процессом, в рамках которого надежность оценивается как функция времени

$$R(t) = P[g(\mathbf{X}(t)) > 0].$$

Переход к стандартному нормальному распределению. В результате статистического моделирования мы получаем распределение несущей способности и воздействия. Если исходить из предположения, что закон распределения этих случайных величин является нормальным, то разность этих случайных величин есть нормально-распределенная случайная величина с параметрами: $\mu_{R-S} = \mu_R - \mu_S$, $\sigma_{R-S} = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$.

Тогда, перейдя к стандартному нормальному распределению, имеем

$$P_f = P[R - S < 0] = \int_{-\infty}^0 f_{R-S}(x) dx = \Phi\left(\frac{0 - \mu_{R-S}}{\sigma_{R-S}}\right) = \Phi(-\beta),$$

где β – интерпретируется как индекс надежности.

Рассмотрение зависимости интеграла вероятности от базовых переменных модели. Для более детального описания вероятностной модели применяют переход от одномерной модели воздействия-сопротивления к многомерной модели с n -мерным вектором входных вероятностных параметров (прочностные характеристики материала, геометрические параметры изделий и т.п.).

В этом случае функцию $g(\mathbf{X})$ рассматривают как функцию в n -мерном пространстве, а вектор $\mathbf{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)^T$ – как n -мерный вектор входных случайных параметров.

В таком случае интеграл вероятности определяется как n -мерный интеграл:

$$P_f = \int_{q(\mathbf{x}) \leq 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}.$$

В случае если все параметры представлены независимыми случайными величинами, объединенная функция распределения плотности вероятности в n -мерном пространстве будет представлять собой произведение функций распределения плотностей вероятности параметров:

$$f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) = \prod_{i=1}^n f_{x_i}(x_i).$$

Переход n -мерного представления к стандартному нормальному распределению. Для упрощения процедуры вычисления искомого интеграла вероятности используют переход к стандартным нормальным распределениям. Такое допущение возможно, если указанный переход корректировать на каждом шаге итерационных процессов поиска наиболее вероятной точки области ошибки (разрушения).

В таком случае n -мерный интеграл вероятности будет определен как

$$P_f = \int_{q(\mathbf{u}) \leq 0} \phi_{\mathbf{u}}(\mathbf{u}) d\mathbf{u} = \Phi(-\beta).$$

Для определения вероятности разрушения в пространстве стандартизованных нормальных распределений получили широкое распространение методы, основанные на разложении в ряд Тейлора функции $g(\mathbf{u})$. В зависимости от того, сколько членов ряда Тейлора берется во внимание для построения итерационного процесса поиска наиболее вероятной точки границы $g(\mathbf{u}) = 0$, различают **FORM** (First order reliability method) и **SORM** (Second order reliability method).

$$q(\mathbf{U}) = q(\mathbf{u}^*) + \nabla(\mathbf{u}^*)(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)^T + \frac{1}{2}(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)\mathbf{H}(\mathbf{u}^*)(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)(\mathbf{U} - \mathbf{u}^*)^T,$$

где $\mathbf{H}(\mathbf{u}^*)$ – Гесссиан, $\nabla(\mathbf{u}^*)$ – градиент функции $g(\mathbf{u})$ в точке \mathbf{u}^* .

$$\nabla(\mathbf{u}^*) = \left(\frac{\partial q}{\partial U_1} \quad \frac{\partial q}{\partial U_2} \quad \dots \quad \frac{\partial q}{\partial U_n} \right) \Big|_{\mathbf{u}=\mathbf{u}^*}.$$

$$\mathbf{H}(\mathbf{u}^*) = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2 q}{\partial U_1^2} & \frac{\partial^2 q}{\partial U_1 \partial U_2} & \dots & \frac{\partial^2 q}{\partial U_1 \partial U_n} \\ \frac{\partial^2 q}{\partial U_2 \partial U_1} & \frac{\partial^2 q}{\partial U_2^2} & \dots & \frac{\partial^2 q}{\partial U_2 \partial U_n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \frac{\partial^2 q}{\partial U_n \partial U_1} & \frac{\partial^2 q}{\partial U_n \partial U_2} & \dots & \frac{\partial^2 q}{\partial U_n^2} \end{bmatrix}$$

Поиск наиболее вероятной точки границы выживаемости или проектной точки (в зарубежных источниках **MPP** – Most probable point) осуществляется итерационно. В большинстве публикаций предлагается поиск методом простой итерации с критерием остановки по условию малости изменения оценки индекса надежности. В пространстве стандартизованных нормальных распределений индекс надежности определяется как расстояние от начала координат до проектной точки:

$$\beta = \min_{\mathbf{u}} \|\mathbf{u}\|, \quad q(\mathbf{u}) = 0.$$

Методы FORM и SORM применимы в том случае, когда мы имеем возможность построить дифференцируемое аналитическое выражение функции $g(\mathbf{u})$. Однако при использовании метода Монте-Карло для нелинейных моделей такое условие становится практически невыполнимым.

Для случая применения метода Монте-Карло оценка интеграла надежности будет представлять собой отношение количества численных экспериментов, в которых обеспечена прочность элемента, к общему количеству выполненных модельных расчетов:

$$P_f = \frac{n_f}{N}.$$

С учетом малости вероятности ошибки ($10^{-4} \dots 10^{-6}$) для оценки вероятности разрушения требуется объем эксперимента и обработки больших объемов данных.

Нами применен метод построения теоретических распределений по данным меньших объемов, и анализ результатов распределений как гауссовой смеси.

Учет нелинейных эффектов в процедуре оценки интеграла вероятности

Поскольку, как было показано, результирующее распределение несущей способности в силу влияния нелинейных эффектов является смесью нормальных распределений, то решением нелинейной задачи оценки индекса надежности будет являться оценка суммарной вероятности разрушения от каждой компоненты смеси.

Учитывая линейность преобразования Лапласа, сумма вероятностей отказа будет представлена следующим образом:

$$v_1\Phi(-\beta_1) + v_2\Phi(-\beta_2) + \dots + v_m\Phi(-\beta_m) = \Phi(-v_1\beta_1 - v_2\beta_2 \dots - v_m\beta_m),$$

$$\beta = \sum_{i=1}^m v_i\beta_i,$$

где v_1, \dots, v_m – веса компонентов смеси.

Заключение. Предложен комплексный метод оценки надежности строительных конструктивных элементов на основе нелинейных вероятностных моделей наиболее опасных участков и расчетных ситуаций. Сделан вывод о необходимости проверки гипотезы о том, что функция предельного состояния является гауссовой смесью вероятностных распределений, а в случае состоятельности данной гипотезы необходимо выполнение процедуры разделения смеси на компоненты. Предложена интерпретация данного факта как эффекта влияния нелинейных свойств и сингулярности моделей на распределение функции предельного состояния.

ЛИТЕРАТУРА

1. Королёв, В.Ю. EM-алгоритм, его модификации и их применение к задаче разделения смесей вероятностных распределений. Теоретический обзор / В.Ю. Королёв. – М. : Изд-во ИПИРАН, 2007. – 94 с.
2. Сеточные методы разделения смесей вероятностных распределений и их применение к декомпозиции волатильности финансовых индексов / В.Ю. Королёв [и др.] // Информатика и её применения. – 2008. – Т. 2. – Вып. 2. – С. 3–18.
3. Rackwitz, R. Structural Reliability under Combined Random Load Sequences / R. Rackwitz and B. Fiessler // Computers and Structures. – 1978. – 9. – P. 489–494.
4. Allen, T.M. Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design / T.M. Allen, A.S. Nowak, R.J. Bathurst // Transportation Research Circular E-C079, Transportation Research Board. – Washington, D.C., 2005.
5. Cornell, C.A. Bounds on the Reliability of Structural Systems / C.A. Cornell // American Society of Civil Engineers : Journal of the Structural Division ASCE. – 1967. – Vol. 93, No. ST. – February. – P. 171–200.
6. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1978. – 239 с.
7. Vrouwenvelder, Ton Reliability Based Code calibration. The use of the JCSS Probabilistic Model Code / Vrouwenvelder Ton // Joint Committee of Structural Safety Workshop on Code Calibration, March 21/22, Zurich.

8. EN 1990 Eurocode – Basis of structural design. CEN 2002.
9. ISO 2394 General principles on reliability for structures, ISO 1998.
10. CEN, «ENV 1993-1-1 : Eurocode 3 Tiel 1-1 : Annex Z – Determination of design resistance from tests» // European Committee for Standardisation, Brussels, 1993.
11. Глухов, Д.О. Оценка параметров теоретических распределений случайных величин в расчете надежности строительных конструкций / Д.О. Глухов, Д.Н. Лазовский // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2008. – № 6. – С. 2–12.
12. Глухов, Д.О. Генераторы случайных чисел для расчета надежности строительных конструкций / Д.О. Глухов, Т.М. Глухова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2008. – № 3. – С. 60–68.
13. Глухов, Д.О. Численный анализ расчетной модели нормального сечения проекта СНБ 2.03.01-98 / Д.О. Глухов, Д.Н. Лазовский // Совершенствование железобетонных конструкций, оценка их состояния и усиление : сб. материалов респ. науч.-техн. конф. ; под ред. Т.М. Пецольда. – Минск : Технопринт, 2001. – С. 97.
14. Глухов, Д.О. Программы БЕТА и RADUGA для расчета строительных конструкций / Д.О. Глухов, Д.Н. Лазовский, О.Н. Лешкевич // Архитектура и строительство. – Минск : Полипринт, 2001. – № 6 (148). – С. 28–30.
15. Глухов, Д.О. Оценка вероятностных характеристик распределения эффектов от внешнего воздействия и функции предельного состояния в расчетах железобетонных элементов / Д.О. Глухов, Т.М. Глухова, Д.Н. Лазовский // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2009. – № 6. – С. 35–40.
16. Применение мягких вычислений для сглаживающей аппроксимации сложных сингулярных зависимостей / Д.О. Глухов [и др.] // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2012. – № 12. С. 2–5.
17. Лазовский, А.Д. Алгоритм расчета сопротивления изгибу многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования в составе платформенных стыков зданий / А.Д. Лазовский, Д.О. Глухов, Т.М. Глухова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 82–89.
18. Haldar, A. Probability, Reliability, and Statistical Methods in Engineering Design / A. Haldar and S. Mahadevan, John Wiley. – New York, 2000.
19. Xiaoping Du. Second-Order Reliability Method with First-Order Efficiency [Electronic resource] / Xiaoping Du and Junfu Zhang // Proceedings of the ASME Design Engineering Technical Conference (2010). – [Electronic resource]. – Mode of access: <http://works.bepress.com/xiaoping-du/75>.
20. Au, S.K. Estimation of small failure probabilities in high dimensions by subset simulation / S.K. Au, J.L. Beck // Probabilistic Engineering Mechanics. – 2001. – 16(4). – P. 263–277.
21. Au, S.K. Importance sampling in high dimensions / S.K. Au, J.L. Beck // Structural Safety. – (2003a). – 25(2). – P. 139–163.
22. Au, S.K. Subset Simulation and its application to seismic risk based on dynamic analysis / S.K. Au, J.L. Beck // Journal of Engineering Mechanics. – (2003b). – 129(8). – P. 1–17.
23. Schueller, G.I. A critical appraisal of reliability estimation procedures for high dimensions / G.I. Schueller, H.J. Pradlwarter, P.S. Koutsourelakis // Probabilistic Engineering Mechanics. – (2004). – 19. – P. 463–474.

Поступила 01.12.2017

PROBABILITY ANALYSIS OF THE STRUCTURAL REINFORCED CONCRETE ELEMENT

D. GLUKHOV, R. BOGUSH, E. LAZOVSKY, T. GLUKHOVA

The paper presents a comprehensive approach to assessing the reliability of structural components based on nonlinear probability models of the most dangerous areas and design situations. It is concluded that it is necessary to test the hypothesis that the resistance probability distribution function is a Gaussian mixture of probability distributions, and in the case of the validity of this hypothesis, the procedure for separating of the mixture into components is performed. An interpretation of this fact is proposed as an effect of the influence of nonlinear properties and the singularity of models.

Keywords: structural reinforced concrete element, evaluation of reliability, non-linear probabilistic models.

УДК 69.059+624.154

**КОМПЛЕКСНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ
ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ И КАРКАСА ЗДАНИЯ В УСЛОВИЯХ РЕКОНСТРУКЦИИ**

канд. техн. наук С.В. ИГНАТОВ
(Белорусско-Российский университет, Могилев)

Представлены результаты комплексного исследования несущей способности оснований фундаментов и каркаса здания в условиях реконструкции. Приведены характеристика инженерно-геологических условий строительства, техническое и конструктивное описание реконструируемого здания, методика испытаний. Проектные решения по реконструкции здания реализованы после выполненного итерационного численного объемного расчета всего каркаса здания, учитывающего техническое состояние и несущую способность существующих конструкций, а также предполагаемые к реализации мероприятия по усилению. Для достижения обозначенной цели проектом предусмотрено разделение второго этажа на два, встраивание новой лифтовой шахты, комплексное усиление строительных конструкций здания для восприятия новых проектных нагрузок.

Ключевые слова: реконструкция здания, динамическое зондирование, нагрузка, деформации, испытание, расчет, усиление, буроинъекционная технология.

В настоящее время большое количество незаконсервированных и недостроенных зданий и сооружений производственного, бытового и жилого назначения как в столице, так и в областных, и районных центрах Беларуси передаются в собственность новым владельцам с целью завершения их строительства и ввода в эксплуатацию. Среди таких объектов – объект в городе Минске, результат реконструкции которого предполагает дальнейшую его эксплуатацию как полиграфического предприятия с обеспечением производственного процесса всем необходимым набором сопутствующих служебных помещений. Функции генерального проектировщика и генерального подрядчика осуществляло государственное предприятие «Институт Белжелдорпроект».

Общие сведения о существующем объекте. Основные общестроительные работы по зданию (возведение каркаса, наружных стен и кровли) были выполнены к концу 1990 года, в течение 1990–2014 годов здание являлось незаконсервированным объектом незавершенного строительства. За этот период здание не единожды меняло своего владельца, однако до 2015 года активные работы по реконструкции здания не проводились.

Здание разноэтажное, прямоугольной формы в плане, с размерами по наружным осям 111,325×21,245 м. Конструктивно здание состоит из двух основных блоков:

- *производственный блок А* – каркасный бесподвальный блок (в осях 1-11/Б-Е) выполнен в полном каркасе с несущими конструкциями из железобетонных сборных элементов и самонесущими ограждающими кирпичными стенами лестничной клетки и навесными керамзитобетонными панелями. В осях 1-5 блок трехэтажный, в осях 5-11 – двухэтажный. Несущими элементами являются: плитные монолитные фундаменты с размерами подошвы в плане 2,28...2,40×1,80 м и глубиной заложения от уровня пола 3,540...3,710 м; железобетонные колонны; сборные железобетонные ригели перекрытий и покрытия; сборные железобетонные балки покрытия; стальные балки перекрытий и покрытия; сборные железобетонные плиты перекрытий и покрытия. Несущими конструкциями лестничных клеток являются плитные фундаменты, кирпичные стены, сборные железобетонные конструкции (плиты, площадки, марши) (рисунок 1);

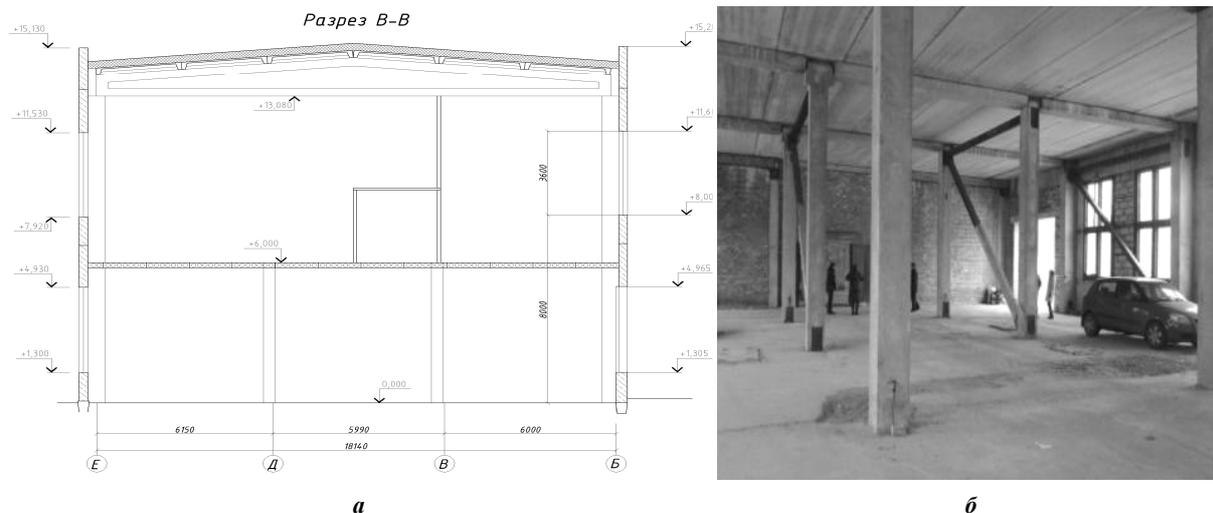
- *административный блок Б* – расположен (в осях 12-20/А-Е), бескаркасный, четырехэтажный, (включая подвал), выполнен с несущими продольными железобетонными стенами в подвале и кирпичными стенами на 1...3-м этажах; несущими стальными балками из прокатных и сварных двутавров; перекрытиями и покрытием из сборных железобетонных плит. Несущие конструкции лестничных клеток – плитные фундаменты, кирпичные стены, сборные железобетонные конструкции (плиты, площадки, марши).

Кровля здания совмещенная, рулонная с организованным внутренним водоотводом. Инженерные сети водоснабжения, водоотведения, электроэнергия к зданию до 2015 года подведены не были.

По результатам обследования, выполненного в начале 2015 года, установлено, что осредненный физический износ здания превышает 46%, в строительных конструкциях распространены многочисленные дефекты, общее техническое состояние здания – ограниченно работоспособное [1].

В представляемой работе осуществлялся контроль за осадками свайных фундаментов встраиваемой лифтовой шахты, проводимый в период ее строительства с загрузкой весом возводимых конструкций. Качество буроинъекционного усиления оснований плитных фундаментов осуществлено методом *динамического зондирования*, в результате которого установлено улучшение характеристик грунта: увеличение удельного веса, угла внутреннего трения, сцепления, модуля деформации. Достаточ-

ность несущей способности усиленного перекрытия над первым этажом подтверждена опытными испытаниями статической и динамической подвижными нагрузками.



а – разрез по зданию в осях 5-11; *б* – общий вид 1-го этажа здания в осях 5-11

Рисунок 1. – Конструктивные решения блока А (в осях 1-11)

Инженерно-геологические условия пятна застройки

Параллельно с техническим обследованием строительных конструкций здания в начале 2015 года были выполнены инженерно-геологические изыскания на пятне застройки, а также исследования оснований существующих фундаментов.

Первичный рельеф пятна застройки здания изменен в процессе строительства примыкающих зданий, автомобильных дорог, прокладки общегородских коммуникаций, благоустройства территории. Неблагоприятные геологические процессы на момент обследования не выявлены. В гидрогеологическом отношении площадка характеризуется отсутствием грунтовых вод.

Таблица 1. – Нормативные и расчетные характеристики грунтов оснований

ЭЛП	Наименование грунта	Влажность	Удельный вес, кН/м ³				Удельное сцепление, кПа			Угол внутреннего трения, град.			Мод. деформации, МПа	R _d , МПа
		w	γ _n	γ _{II}	γ _I	c _n	c _{II}	c _I	φ _n	φ _{II}	φ _I	E		
<i>Голоценовый горизонт техногенные отложения (искусственные) tIV</i>														
1	Насыпной грунт	12,4	18,7	18,3	18,0	–	–	–	–	–	–	–	–	2,0
<i>Флювиогляциальные отложения сожского горизонта</i>														
2	Песок средний средней прочности	4,3	17,4	17,4	17,4	1,4	1,4	9	36	36	33	29	7,6	
3	Песок крупный, гравелистый малопрочный	6,2	15,6	15,6	15,6	–	–	–	34	34	31	12	1,5	
4	Песок крупный, гравелистый средней прочности (2,8 ≤ R _d , МПа ≤ 6,0)	5,7	16,8	16,8	16,8	0,3	0,3	0,2	37	37	34	20	4,2	
5	Песок гравелистый средней прочности (6,0 < R _d , МПа, ≤ 14,0)	5,1	17,7	17,7	17,7	0,7	0,7	0,5	39	39	35	35	8,6	
<i>Моренные отложения сожского горизонта</i>														
6	Супесь прочная	8,7	21,8	21,7	21,7	36	36	24	28	28	24	25	6,0	

В геологическом строении до глубины 15,0 м от уровня планировки принимают участие следующие отложения (сверху – вниз):

- современные искусственные образования голоценового горизонта (thIV), представленные отвалами из песков различной крупности, также из супесей, с включениями 10...15% гравия, гальки и строительных отходов с давностью отсыпки более 15 лет и мощностью от 3,0 до 3,9 м. Насыпной грунт залегает повсеместно на пятне застройки выше глубины заложения фундаментов, характеризуется неоднородностью состава, слоения и сжимаемости;

- отложения сожского горизонта (gIIsz): флювиогляциальные надморенные (fIIsz^s) отложения, представленные песками средними, крупными и гравелистыми маловлажными, залегающими под на-

сыпными грунтами со вскрытой мощностью 4,4...6,4 м; моренные (gPsž) отложения, представленные супесями с включением гравия и гальки до 15%, и частыми прослойками песка до 10 см, залегающими под флювиогляциальными песками с глубин 7,6... 10,0 м.

Проектные решения

В связи с достаточно большой стоимостью строительно-монтажных работ реконструкция была разделена на очереди: *первая очередь* – реконструкция существующего неоконченного строительством производственного блока А (в осях 1-11) под типографию с производственной мощностью 5 млн листов в месяц, подведение наружных инженерных сетей к зданию; реконструкция трансформаторной подстанции; благоустройство производственной территории; *вторая очередь* – реконструкция корпуса социально-административного назначения и окончательное благоустройство.

Технология типографии (первая очередь) предусматривала расположение производственных помещений на отметке +0.000 и +6.000 в осях 3-11/Б-Е, бытовых помещений в осях 1-3/Б-Е. Однако из-за сложной организационной структуры производства возникла необходимость выполнить дополнительный встроенный этаж на отметке +10.400 в осях 5-11/Б-Е для размещения административно-офисных и вспомогательных помещений [2; 3]. Также для вертикального перемещения грузов в осях 2-3/Б-Е был встроен дополнительный основной новый лифт, грузоподъемностью 3,2 тонны (рисунок 2).

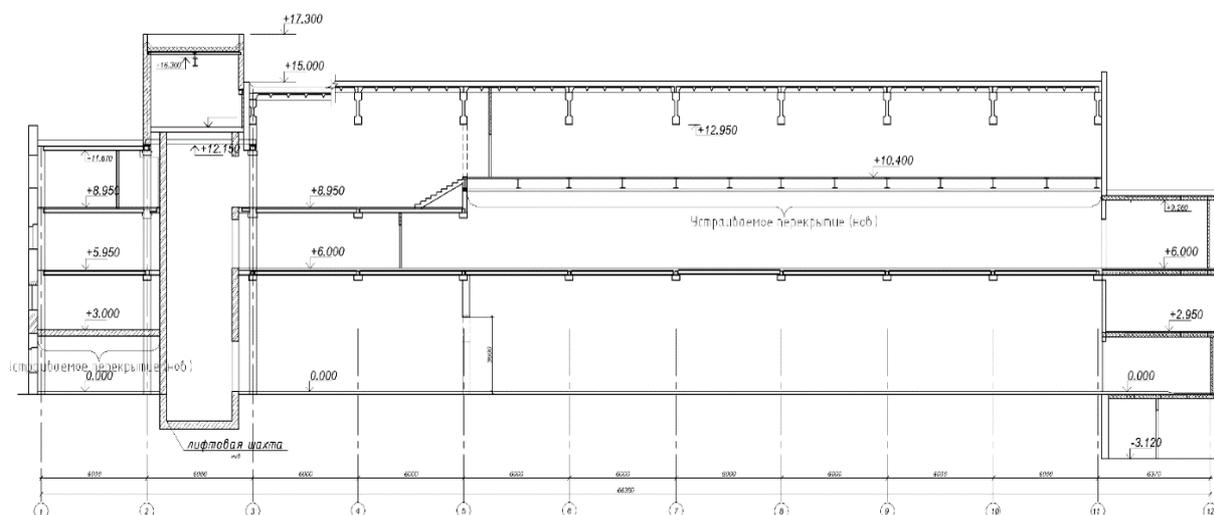


Рисунок 2. – Продольный разрез блока А в осях 1-11 после реконструкции

Проектное значение равномерно-распределенной нормативной нагрузки на первом этаже в осях 1-11/Б-Е в производственных помещениях 20 кПа, на втором этаже – 13 кПа.

Таким образом, проектом было предусмотрено выполнение следующих работ:

- устройство лифтовой кирпичной шахты (для грузового лифта) с приемком и машинным отделением, выступающим над существующей кровлей в осях 2-3/Д-Е с разборкой части существующих перекрытий и покрытия. Фундаменты лифтовой шахты – свайные, из буроинъекционных свай, объединенные по верху монолитным железобетонным ростверком. Стены лифтовой шахты запроектированы и выполнены из полнотелого керамического кирпича. Перекрытие машинного отделения и его покрытие – монолитные железобетонные часторебристые (в качестве опалубки – профилированный лист) по стальным балкам;
- усиление колонн каркаса здания для восприятия новых нагрузок от технологического оборудования и нового перекрытия на отметке +10,400 [4];
- усиление существующего настила перекрытия в осях 3-11/Б-Е на отметке +6,000 из многослойных плит перекрытия на проектные нормативные нагрузки 13 кПа [2–4];
- устройство нового железобетонного часторебристого перекрытия в осях 5-11/Б-Е на отметке +10,400 [4];
- усиление грунтов основания фундаментов колонн по оси «В» в осях 5-10 путем инъекционной цементации [5];
- прочие работы, которые необходимы для ввода типографии в эксплуатацию.

Для правильного определения возникающих усилий в существующих строительных конструкциях, определения необходимых элементов и видов усиления, определения деформаций и осадок выполнен объемный расчет всего блока здания.

Объемный расчет каркаса здания

Статический расчет каркаса здания для условий нормальной эксплуатации с учетом пространственной работы строительных конструкций (рисунок 3) выполнялся с использованием программного комплекса SOFiStiK. Расчетная модель включала в себя несущие элементы здания: колонны, виазы, диски перекрытий и покрытий. Расчеты строительных конструкций выполнены по двум группам предельных состояний. Нагружение расчетной схемы производилось постоянными нагрузками (от собственного веса строительных конструкций), кратковременными (от веса людей и оборудования на перекрытия, от веса снегового покрова на покрытие, от давления ветра) [4; 6].

Расчет на проектные нагрузки проводился в несколько этапов: без учета усиления строительных конструкций и с учетом усиления.

Таким образом, установлены принципиальные решения по усилению строительных конструкций и оснований фундаментов: усиление оснований фундаментов инъекционными методами позволило снизить значение максимальной осадки фундамента средней колонны с 54 до 34 мм, в результате максимальная относительная разность осадок фундаментов составила $8/6000 = 0,0001$ вместо $27/6000 = 0,0045$ (без усиления) при предельно нормируемом значении $\Delta S/L = 0,002$.

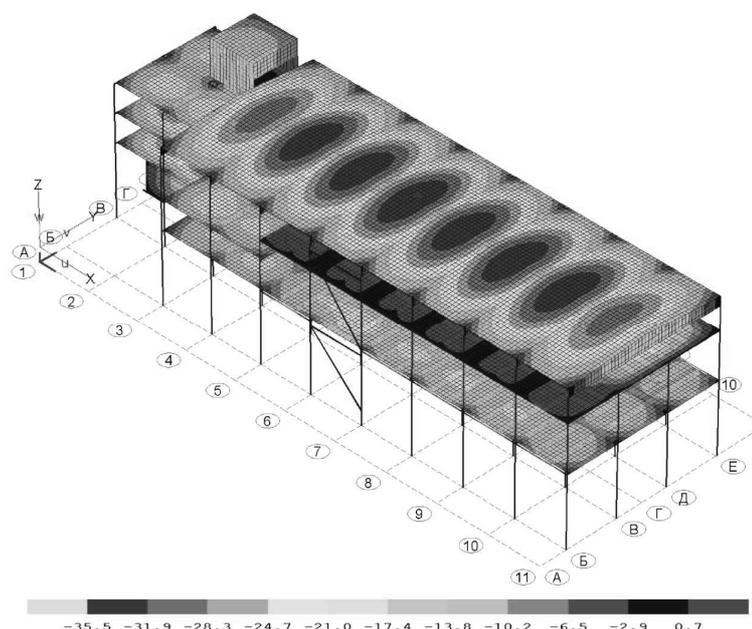
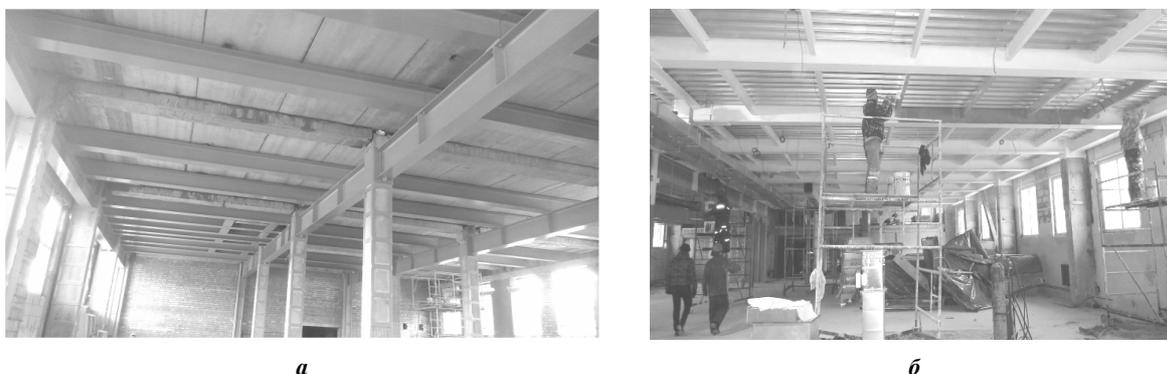


Рисунок 3. – Вертикальные перемещения по оси Z элементов каркаса здания, мм

Значение максимального прогиба усиленного на нормативное значение нагрузки 13 кПа диска перекрытия на отм. +6,000 в осях 3-11 не превышает 22 мм, что меньше допустимого значения $f_u = 1/200 = 6000/200 = 30$ мм. Максимальный коэффициент использования сечения стальных балок усиления составил 0,93.



а – усиление настила перекрытия над первым этажом в осях 5-11; б – устройство нового перекрытия в осях 5-11

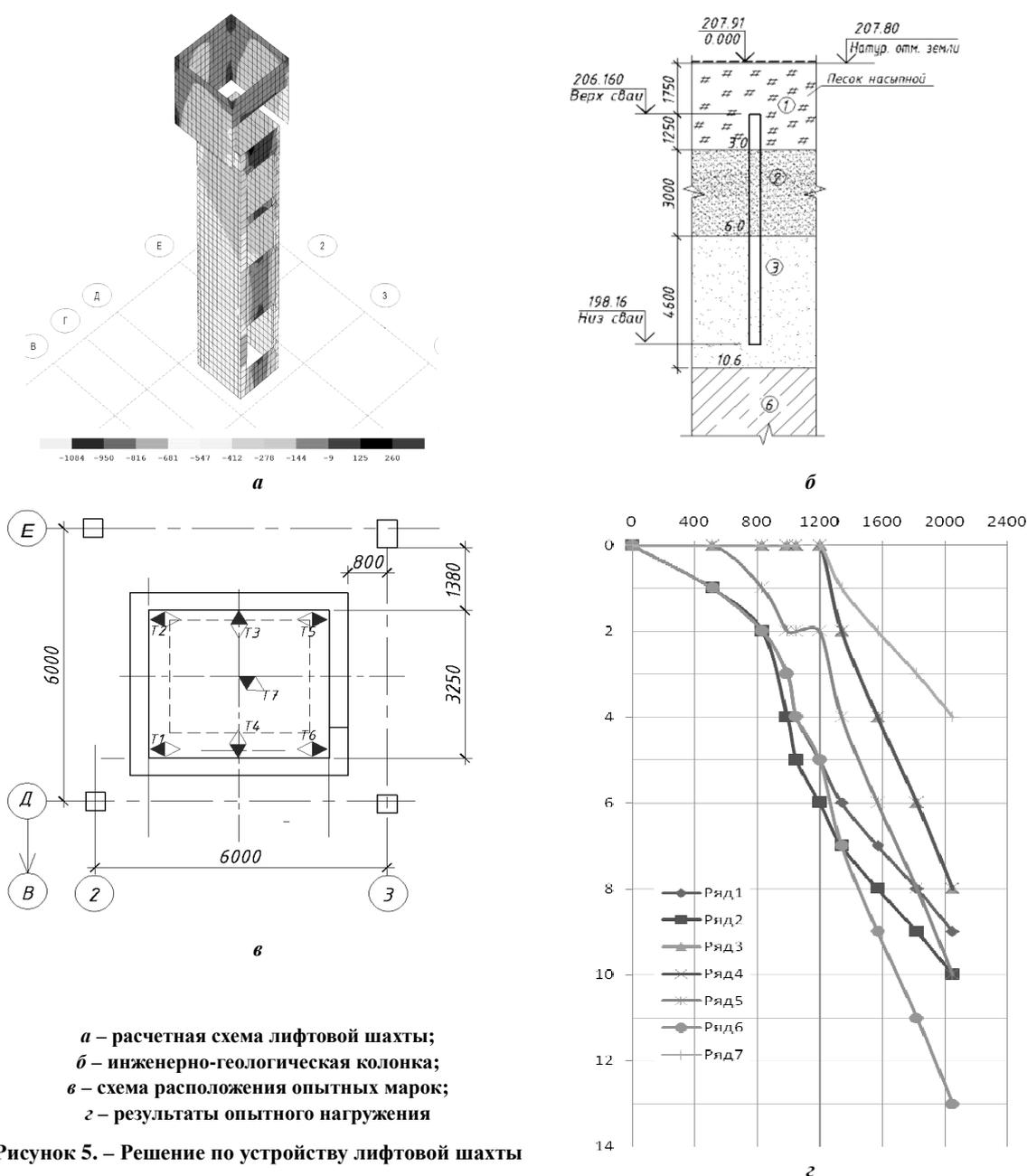
Рисунок 4. – Реализация проектных решений по усилению конструкций и возведению новых

Устройство лифтовой шахты

В связи с технологической необходимостью перемещения грузов с 1-го на 2-й этаж возникла необходимость встроить грузовой лифт грузоподъемностью 3,2 тонны в осях 2-3/В-Д.

Стенки лифтовой шахты – кирпичные, фундаменты – свайные, за основание свай принят песок крупный, гравелистый. Решение об устройстве свайных фундаментов под лифтовую шахту принято исходя из геологических условий, нагрузок на проектируемые фундаменты и конструкции нулевого цикла существующего здания с учетом требований [5; 7–9].

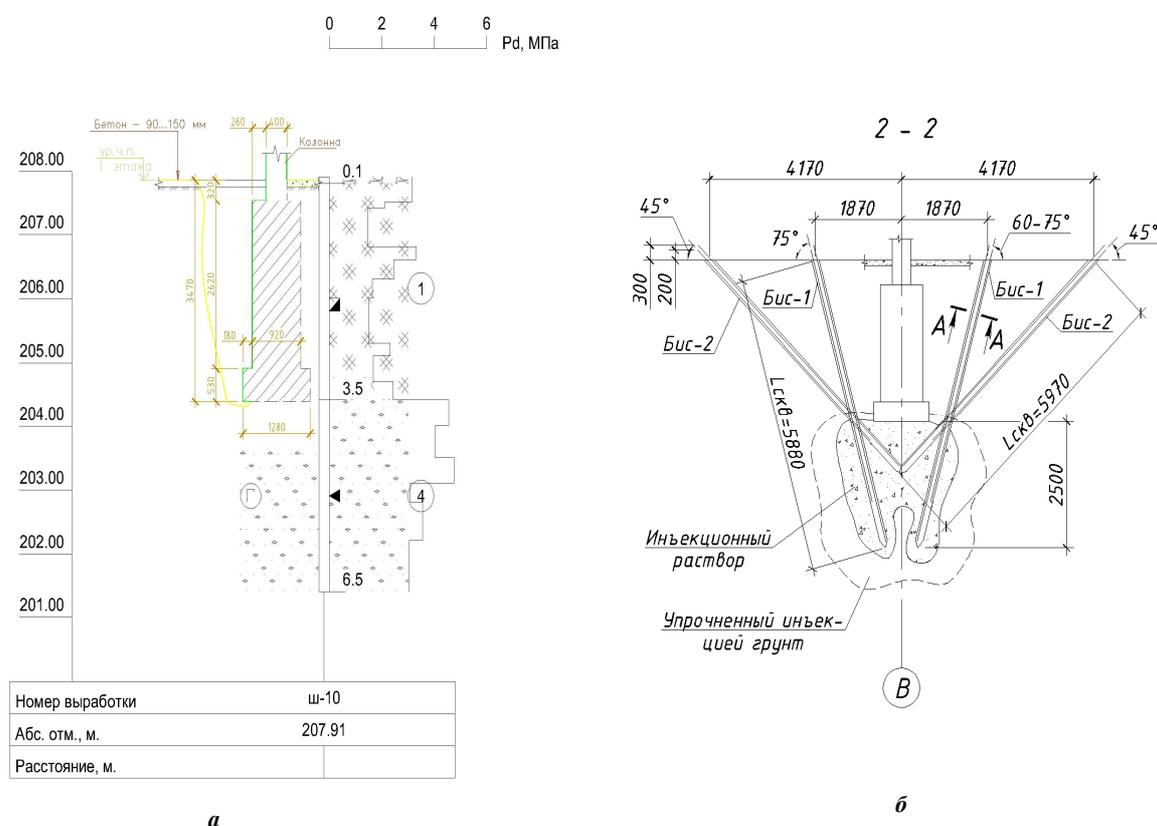
В связи со стесненными условиями строительства, его сжатыми сроками, а также в целях апробации научных исследований по влиянию инъекционной опрессовки на несущую способность и деформативность оснований свайных фундаментов принято решение – нагружение опытных свай осуществлять нагрузками от строительных конструкций возводимой лифтовой шахты с наблюдением за осадками системы «свайный куст – ростверк». После заливки ростверков на нем было установлено 7 марок, по которым определялись осадки (рисунок 5). Осадки марок замерялись по специально разработанной программе с шагом $0,1N$, где N – проектное усилие на ростверк. Последний замер осадок был выполнен после окончания всех строительных работ и проведения пусконаладочных работ лифтового оборудования с его испытанием.



По результатам опытных исследований установлено, что стенки железобетонного приямка, являющиеся частью ростверка, воспринимают воздействие от возводимой лифтовой шахты и передают их на сваи. Однако осадки опытных марок, расположенных на стенках приямка, имеют большее значение, чем осадка в центральной части (см. рисунок 5). Это обусловлено тем, что по центру днища ростверка, непосредственно над центральной свайей была установлена марка № 7. Таким образом, можно сделать вывод, что жесткость монолитной плиты ростверка не в полной мере равномерно распределяет воздействия от нагрузок.

Усиление оснований плитных фундаментов

Как было отмечено, фундаменты внутренних существующих колонн здания – плитные, монолитные. Фундаменты по оси В/4-10 имеют размеры подошвы в плане 1,7...1,8×1,6...1,7 м, глубину заложения от уровня пола – 3,1...3,2 м. Колонны здания жестко заделаны в монолитные стаканы. Основанием фундаментов служит песок средней прочности, мощностью слоя 1,8 м, подстилаемый песком крупным гравелистым средней прочности, либо непосредственно песок крупный гравелистый средней прочности (рисунок 6).



а – конструкция фундамента по оси В/10;
б – узлы усиления фундаментов буринъекционной технологией

Рисунок 6. – Фундаменты по оси В/10 и их усиление

Исходя из того, что прочность тела фундамента достаточна для восприятия новых нагрузок, а значение разностей осадок превышало допустимые значения, принято решение об их стабилизации путем усиления оснований буринъекционной технологией (рисунок 6, б) [5; 10; 11].

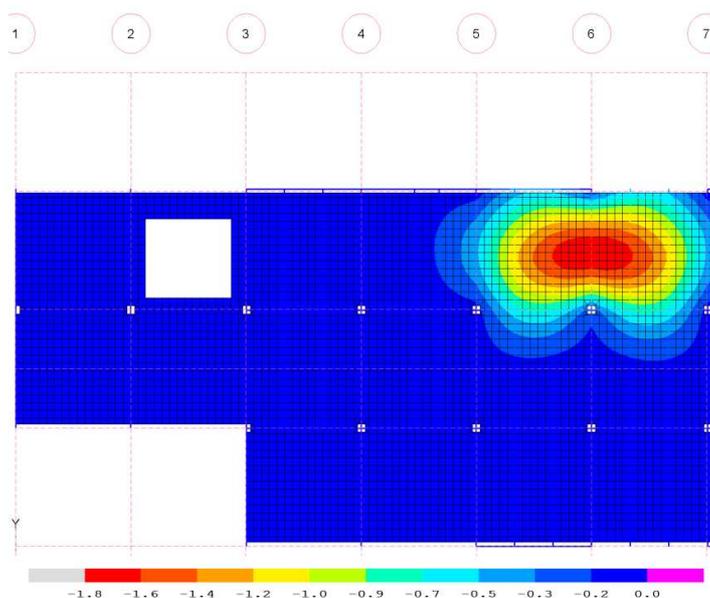
Иньекционное усиление оснований фундаментов по разработанной проектной документации осуществлялось путем нагнетания цементного раствора с В/Ц = 0,45 вначале через короткую иньекционную трубку Т2 (60 л), а затем через длинную (70 л) с постепенным наращиваем давления до значения 0,3 МПа для короткого иньектора и 0,8 МПа – для длинного.

Определение качества иньекционной опрессовки проводилось динамическим зондированием. Динамическому зондированию подвергались грунты, расположенные в районе колонн № 5, 9. Всего было выполнено семь испытаний. В результате зондирования подтверждена эффективность иньекционной опрессовки, а также установлено, что в глубинах (начиная с трех метров) залегают плотные грунты, упрочненные иньекционными растворами.

Опытное нагружение перекрытия на отметке +6,000

После усиления перекрытия на отметке +6,000 с целью изучения его работы в натуральных условиях и для проверки соответствия поведения расчетным предпосылкам предполагалось натурное нагружение этого перекрытия. Программой испытаний предусматривалась установка нагрузки в 11 этапов (загрузений). Предварительно был выполнен объемный расчет перекрытия на каждое из 11 загрузений с определением напряжений и деформаций в строительных конструкциях (рисунок 7, а). В качестве нагрузки применялись погрузчики Manitou, устанавливаемые в определенные положения (рисунок 7, б).

Нагрузка (погрузчики Manitou) постепенно передвигалась по перекрытию над первым этажом вдоль сооружения с промежуточными остановками до тех пор, пока не была установлена в наиболее невыгодное загрузение. Установка нагрузки при загрузении на максимум подобрана таким образом, чтобы воздействие на конструкцию было эквивалентно воздействию эксплуатационной нагрузки в соответствии с требованиями действующих нормативных документов.



а



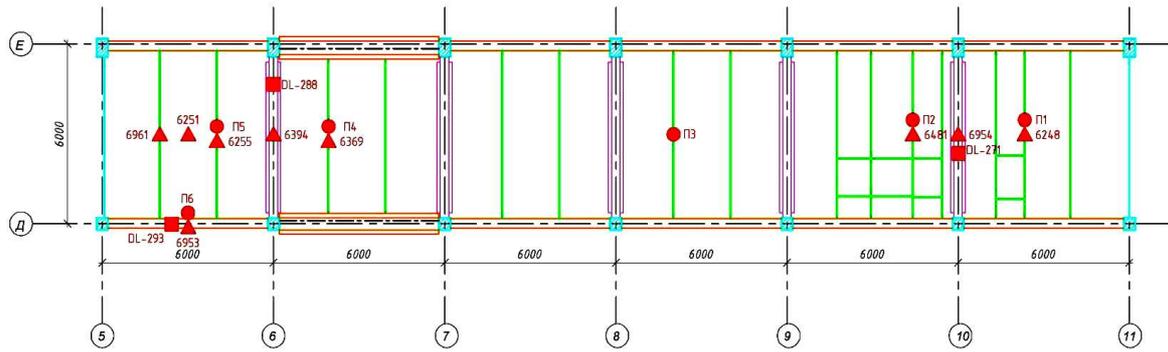
б

а – расчетные напряжения, возникающие в плите от расположения испытательной нагрузки;

б – расположение нагрузки на перекрытии

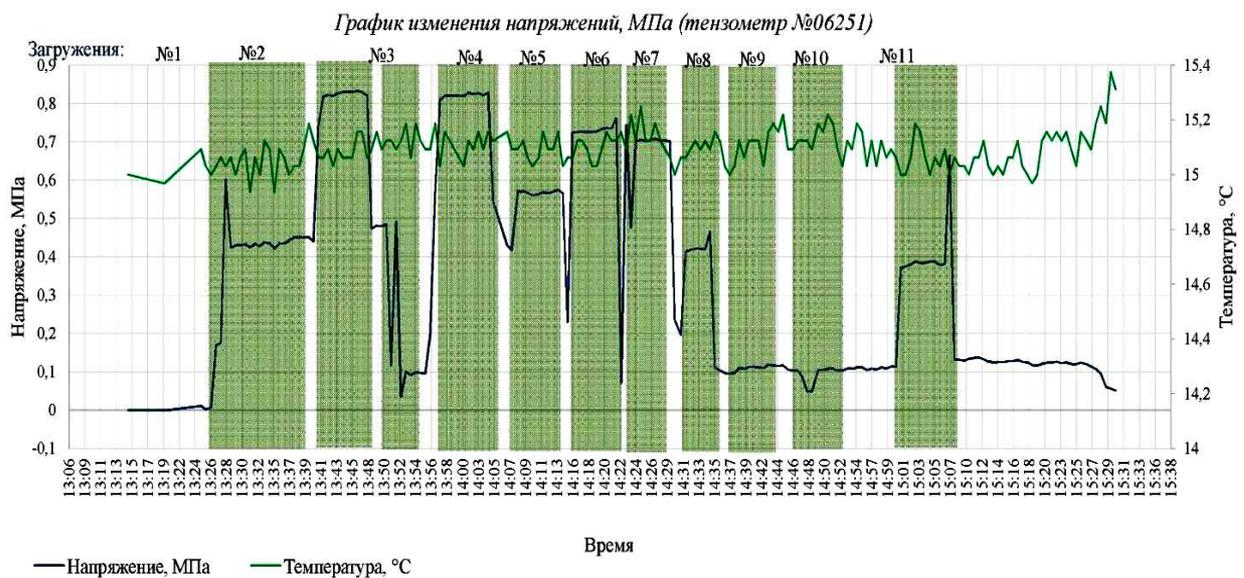
Рисунок 7. – Испытания перекрытия над первым этажом (этап № 6)

Для полевого контроля значений напряжений в конструкциях с пола первого этажа на существующие железобетонные ригели, нижние поверхности плит, на стальные балки перекрытия были установлены прогибомеры и тензодатчики (рисунок 8, а).



- - Прогномер
- ▲ - Струнный тензодатчик
- - Блок передачи данных

а



б



в

а – схема расположения контрольных датчиков;
 б – замеры в датчике, установленном на нижней грани плиты;
 в – замеры в датчике, установленном в середине пролета металлической балки

Рисунок 8. – Испытание перекрытия над первым этажом

Одним из критериев оценки сооружения по результатам статических испытаний может служить соотношение намеренных упругих и остаточных деформаций (в основном прогибов), выражаемое показателем работы конструкции α [4], при этом оценка работы вновь построенных сооружений по соотношению упругих и остаточных деформаций производится по результатам первого нагружения конструкций испытательной нагрузкой (рисунок 8, б, в), близкой по величине к нормативной.

По результатам опытного нагружения выявлено, что показатель работы конструкции α , выраженный в соотношении намеренных упругих и остаточных прогибов, составляет 0...0,11, что свидетельствует о положительной оценке работы конструкции.

Кроме того, результаты проведенного испытания перекрытия показали, что значения коэффициента K (K – соответствие упругих факторов, измеренных в конструкции при воздействии испытательной нагрузки, значениям, найденным расчетным путем) для основных несущих конструкций перекрытия и его элементов по прогибу составляют 0,2...0,75, по напряжениям 0,16...1,0, что свидетельствует о положительной оценке работы конструкции и достаточной сходимости расчетной модели с натурной конструкцией – коэффициент K в большинстве своем находится в пределах 0,7...1,0.

Заключение

Применение современного научно-ориентированного подхода к проектированию и строительству позволило в достаточно сложных условиях успешно реализовать новые технические решения по усилению оснований и строительных конструкций, с достижением необходимого уровня надежности и экономичности и получить значимые научные результаты, обладающие новизной и актуальностью.

Так, устройство в достаточно сложных геологических условиях и в условиях стесненности буронагнетательных свай под лифтовую шахту позволило реализовать потребность в вертикальной транспортной связи проектируемого производства, а проведенный геотехнический мониторинг за осадками засвидетельствовал пригодность лифтовой шахты к эксплуатации и выявил факторы, оказывающие влияние на распределение нагрузки в свайно-плитном фундаменте.

Полученные результаты зондирования грунтов вокруг усиленных инъекцией оснований плитных фундаментов дополнительно загружаемых колонн указывали на факт упрочнения грунта и достаточности несущей способности основания.

Пространственный расчет каркаса здания с учетом усиления существующих и возведения новых конструкций подтвердил требуемую жесткость и устойчивость.

Дополнительное опытное нагружение перекрытия после реализации мероприятий по усилению конструкций свидетельствовало о правильности принятых расчетных предпосылок и проектных решений, возможности безопасной эксплуатации здания.

Опытное нагружение рекомендуется к применению в случаях сложных конструктивных систем в условиях как нового строительства, так и реконструкции зданий, находившихся в эксплуатации.

Исходя из методики проведенных испытаний и полученных результатов экспериментальных исследований сделаны следующие *выводы*:

- результаты проводимого контроля за осадками свайных фундаментов встраиваемой лифтовой шахты получены в период ее строительства с нагружением весом возводимых конструкций;
- качество буронагнетательного усиления оснований плитных фундаментов определено методом динамического зондирования, в результате которого установлено улучшение характеристик грунта (увеличение удельного веса, угла внутреннего трения, сцепления, модуля деформации);
- достаточность несущей способности усиленного перекрытия над первым этажом подтверждена опытными испытаниями статической и динамической подвижными нагрузками.

ЛИТЕРАТУРА

1. Техническое состояние и техническое обслуживание зданий и сооружений. Основные требования : ТКП 45-1.04-305-2016. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2017. – 111 с.
2. Вольфсон, В.Л. Реконструкция и капитальный ремонт жилых и общественных зданий : справочник производителя работ / В.Л. Вольфсон, В.А. Ильяшенко, Р.Г. Комисарчик. – 2-е изд. – М. : Стройиздат, 2004. – 252 с.
3. Реконструкция зданий и сооружений : учеб. пособие для строит. вузов / А.Л. Шагин [и др.] ; под ред. А.Л. Шагина. – М. : Высш. шк., 1991. – 352 с.
4. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2002. – 144 с.

5. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Геотехническая реконструкция. Правила проведения : ТКП 45-5.01-235-2011. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2011. – 120 с.
6. Нагрузки и воздействия : СНиП 2.01.07-85. – М. : Стройиздат, 1990. – 37 с.
7. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2012. – 107 с.
8. Рекомендации по применению буроналивных свай. – М. : НИИОСП, 1984. – 49 с.
9. Свайные фундаменты и заглубленные сооружения при реконструкции действующих предприятий / Е.М. Перлей [и др.] ; под ред. Е.М. Перлея. – Л. : Стройиздат, 1989. – 176 с.
10. Коновалов, П.А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П.А. Коновалов, В.П. Коновалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : АСВ, 2011. – 384 с.
11. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2008. – 136 с.

Поступила 04.12.2017

**BASE FOUNDATION AND BUILDING
FRAME BEARING CAPACITY INTEGRATED STUDY
IN TERMS OF RECONSTRUCTION**

S. IHNATOV

The results of a comprehensive study of the bearing capacity of foundations and the framework of a building under reconstruction are presented. The characteristic of engineering-geological conditions construction, technical and constructive description of the reconstructed building, the test procedure are given. Design solutions for the reconstruction of the building are implemented after the iterative numerical volume calculation of the entire frame of the building, taking into account the technical condition and load-carrying capacity of existing structures, as well as the measures for strengthening the measures to be implemented. To achieve this goal, the project provides for the division of the second floor into two, the integration of a new elevator shaft, the comprehensive reinforcement of the building's building structures to absorb new design loads.

Keywords: *drilled technology, deformation, building, testing, load calculation, strengthen.*

УДК 666.982.4

**УЧЕТ ВЛИЯНИЯ ОБЖАТИЯ СЕЧЕНИЯ ДОПОЛНИТЕЛЬНОЙ
ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ АРМАТУРОЙ
ПРИ РАСЧЕТЕ ИЗГИБАЕМЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ, УСИЛЕННЫХ В ЗОНЕ СРЕЗА**

д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД
(Белорусский национальный технический университет, Минск);
канд. техн. наук, доц. Е.Д. ЛАЗОВСКИЙ
(Полоцкий государственный университет)

Приводится разработанная авторами методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры. Предлагаемая методика основана на базе общей деформационной модели, а также на положениях модифицированной теории полей сжатия и позволяет учесть в расчетах разность напряженно-деформированных состояний основной и дополнительной поперечной арматуры, степень предварительно напряженного состояния дополнительной поперечной арматуры, обжатие сечения дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой при передаче усилий предварительно напряженного элемента через жесткие стальные распределительные пластины либо прокатные профили.

Ключевые слова: *изгибаемые железобетонные элементы, зона среза, усиление, деформационная модель, обжатие сечения, дополнительная предварительно напряженная поперечная арматура.*

Введение. Реконструкция зданий и сооружений – одно из важнейших направлений строительной отрасли, интенсивно развивающееся в условиях растущей экономики Республики Беларусь и стран СНГ, где всё большее внимание уделяется модернизации и техническому перевооружению существующих промышленных предприятий и гражданских объектов. Вследствие вносимых изменений в действующие ТНПА в ряде случаев это изменяет и проектные условия эксплуатации зданий и сооружений и зачастую приводит к необходимости замены либо усиления строительных конструкций. Кроме того, необходимость усиления строительных конструкций может быть вызвана неблагоприятным воздействием внешней среды и физико-геологических процессов, авариями, нарушением условий нормальной эксплуатации, ошибками на стадиях проектирования и строительства, а также иными факторами.

Нередко в строительной практике при реконструкции возникает необходимость в усилении изгибаемых железобетонных элементов у опор, где кроме комбинации изгибающих моментов и продольных усилий, могут действовать значительные по величине поперечные усилия.

Совершенствование методов расчета усиленных строительных конструкций играет важную роль в повышении надежности и экономичности принятых решений. Перспективным направлением совершенствования методов расчета железобетонных конструкций является переход от эмпирических подходов с рассмотрением комбинации из одного-двух видов внутренних усилий к физическим моделям, учитывающим полную комбинацию действующих в рассматриваемом сечении (фрагменте) внутренних усилий. В настоящее время активно развивается модифицированная теория полей сжатия для расчета железобетонных конструкций при совместном действии поперечного, продольного усилий и изгибающего момента, основанная на деформационной модели с использованием диаграмм деформирования бетона, продольной и поперечной арматуры.

Известно, что изгибаемые железобетонные элементы, усиленные в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры, имеют ряд особенностей деформирования и конструирования, заключающихся в наличии в железобетонных элементах при усилении начального напряженно-деформированного состояния от действия собственного веса, постоянных и временных нагрузок, различных по физико-механическим свойствам основной и дополнительной поперечной арматуры; обжатие сечения предварительно напряженной арматурой, что не учитывается в современных деформационных методах расчета зоны среза [5]. Использование таких методик при проектировании усиления строительных конструкций может приводить к перерасходу материалов и (или) недостаточной надежности усиленных элементов.

Предпосылки расчета. Системы уравнений НДС зоны среза элементов, усиленных в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры

Для работы под нагрузкой изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза путем установки дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры, характерны две стадии:

первая стадия – работа под нагрузкой усиливаемого элемента при его усилении; вторая стадия – работа изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, после усиления.

Предлагаемая методика расчета усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов на первой стадии работы основывается на предпосылках, принятых для деформационной модели и модифицированной теории полей сжатия [1; 3; 6].

Авторами [3; 4] для предлагаемой методики расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза, на второй стадии работы вводятся дополнительные предпосылки.

Рассмотрим поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза под нагрузкой. Согласно деформационной модели для плоской задачи, поперечное сечение железобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок-слоев и продольных арматурных стержней основного и дополнительного элементов, в пределах которых нормальные напряжения считаются равномерно распределенными, равными средним значениям. Согласно модифицированной теории полей сжатия для изгибаемых железобетонных элементов распределение касательных напряжений по высоте элементарных площадок принимается равномерным, а поперечная арматура – равномерно распределенной вдоль продольной оси элемента. Степень поперечного армирования усиливаемого изгибаемого железобетонного элемента:

- для основного элемента до его усиления

$$\rho_{sy,0} = \frac{A_{sy}}{bs}; \quad (1)$$

где A_{sy} – соответственно площадь (мм^2), шаг поперечной арматуры усиливаемого элемента, мм;

- для дополнительной арматуры после усиления без увеличения поперечного сечения элемента

$$\rho_{sy,ad} = \frac{A_{sy,ad}}{bs_{ad}}. \quad (2)$$

На первой стадии работы (рисунок 1) параметры напряженно-деформированного состояния усиливаемого элемента в момент усиления определяются из решения системы уравнений:

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b_i h_i + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} = N; \\ \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b_i h_i (y_{c,i} - y_0) + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_0) = M; \\ \sum_{i=1}^n \tau_{xy,i} b_i h_i = V; \\ \varepsilon_{x,i} = \frac{1}{r} (y_{c,i} - y_0) + \frac{N}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b_i h_i + \sum_{i=m+1}^n E'_{sx,i} A_{s,i}}; \\ \sigma_{c1,i} = f(\varepsilon_{c1,i}); \quad \sigma_{c2,i} = f(\varepsilon_{c2,i}); \quad \sigma_{sx,i} = f(\varepsilon_{sx,i}); \quad \sigma_{sy,i} = f(\varepsilon_{sy,i}); \\ \varepsilon_{x,i} = \varepsilon_{c2,i} \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \sin^2 \theta_i; \\ \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{c2,i} \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \cos^2 \theta_i; \\ \sigma_{cy,i} = \sigma_{c2,i} \sin^2 \theta_i + \sigma_{c1,i} \cos^2 \theta_i + \rho_{sy,0} \sigma_{sy,i}; \\ \tau_{xy,i} = (-\sigma_{c2,i} + \sigma_{c1,i}) \sin \theta_i \cos \theta_i; \\ \sigma_{cx,i} = \sigma_{c1,i} - \tau_{xy,i} / \tan \theta_i, \end{array} \right. \quad (3)$$

где $\sigma_{cx,i}$ – проекция на продольную ось нормальных напряжений в бетоне i -той элементарной площадки усиливаемого элемента, МПа; b_i , h_i – соответственно ширина, высота i -той элементарной площадки бетона усиливаемого элемента, мм; $A_{s,i}$ – площадь поперечного сечения i -того стержня продольной арматуры усиливаемого элемента, мм^2 ; $\sigma_{sx,i}$ – нормальные напряжения в продольной арматуре в i -том арматурном стержне усиливаемого элемента, МПа; N , M , V – соответственно продольное усилие (Н), изгибающий момент (Н·мм) и поперечное усилие (Н), действующие в сечении изгибаемого железобетонного элемента при усилении; $y_{c,i}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -той элементарной площадки бетона, мм; y_0 – рас-

стояние от выбранной оси до центра тяжести сечения усиляемого элемента, мм; $y_{s,i}$ – расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -того стержня продольной арматуры, мм; $\tau_{xy,i}$ – касательные напряжения в i -той элементарной площадке сечения усиляемого элемента, МПа; $\epsilon_{x,i}$ – проекция относительных деформаций на продольную ось элемента в i -той элементарной площадке бетона, в i -том стержне продольной арматуры, мм/мм; $1/r$ – кривизна усиляемого элемента (1/мм):

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b_i h_i (y_{c,i} - y_0)^2 + \sum_{i=m+1}^n E'_{sx,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_0)^2}; \quad (4)$$

$E'_{c,i}$, $E'_{sx,i}$ – секущий модуль деформаций соответственно бетона i -той элементарной площадки, i -того стержня продольной арматуры усиляемого элемента, МПа; $\sigma_{c1,i}$, $\sigma_{c2,i}$ – соответственно главные растягивающие, главные сжимающие напряжения в i -той элементарной площадке бетона усиляемого элемента, МПа; $\epsilon_{c1,i}$, $\epsilon_{c2,i}$ – относительные деформации по направлению соответственно главных растягивающих, главных сжимающих напряжений в i -той элементарной площадке бетона усиляемого элемента с учетом поперечной арматуры, мм/мм; $\sigma_{sx,i}$, $\sigma_{sy,i}$ – соответственно нормальные напряжения в i -том стержне продольной арматуры, нормальные напряжения в поперечной арматуре в i -той элементарной площадке бетона, МПа; $\epsilon_{y,i}$ – проекция относительных деформаций на поперечную ось усиляемого элемента в i -той элементарной площадке бетона с учетом поперечной арматуры, мм/мм; θ_i – угол наклона главных напряжений по отношению к продольной оси элемента в i -той элементарной площадке бетона усиляемого элемента с учетом поперечной арматуры, рад; $\sigma_{cy,i}$ – проекция нормальных напряжений в бетоне i -той элементарной площадки на поперечную ось усиляемого элемента, МПа.

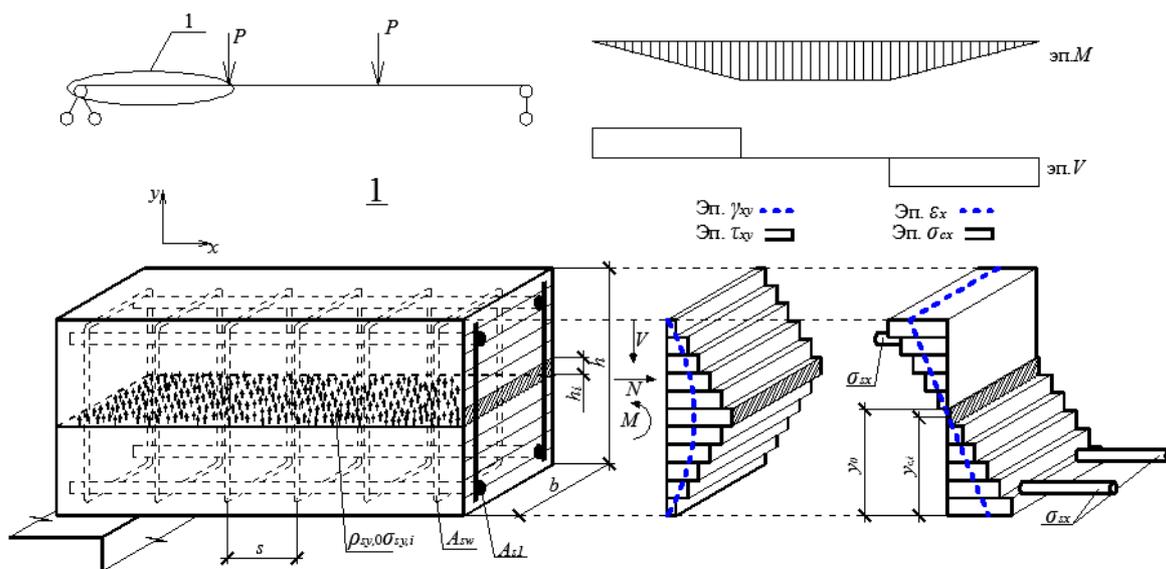


Рисунок 1. – Распределение касательных и нормальных напряжений и относительных деформаций в изгибаемом железобетонном элементе на первой стадии работы

Первые три уравнения в системе (3) являются условиями равновесия для рассматриваемого поперечного сечения в зоне среза усиляемого элемента, четвертое уравнение описывает распределение проекций относительных деформаций на продольную ось по высоте сечения элемента в соответствии с гипотезой плоских сечений. С пятого по восьмое уравнения системы (3) – принятые аппроксимации диаграмм деформирования соответственно бетона в условиях двухосного напряженно-деформированного состояния при растяжении, сжатии продольной и поперечной арматуры, девятое и десятое – уравнения совместности относительных деформаций для плоской i -той элементарной площадки. Три последних уравнения в системе (3) являются уравнениями равновесия для i -той элементарной площадки в поперечном и продольном направлениях в соответствии с модифицированной теорией полей сжатия.

При этом расчет параметров напряженно-деформированного состояния изгибаемого железобетонного элемента в зоне среза на первой стадии его работы выполняется от действия комбинации внутренних усилий (N , M , V), вызванных внешней нагрузкой в момент усиления. Решение системы уравнений (3)

позволяет получить распределение относительных деформаций растяжения-сжатия и сдвиговых деформаций, а также нормальных и касательных напряжений по высоте поперечного сечения элемента от действия внутренних усилий при усилении.

В случае усиления изгибаемого железобетонного элемента путем установки дополнительной поперечной арматуры с ее предварительным напряжением между первой и второй стадиями работы вводится дополнительная стадия, на которой параметры напряженно-деформированного состояния сечения изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, определяются воздействием комбинации внутренних усилий от внешней нагрузки в момент усиления и усилием обжатия дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры.

Усилие обжатия от дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры, согласно существующей практике, может передаваться на бетон усиливаемого элемента через жесткие стальные распределительные пластины либо прокатные профили. Как следствие, при отсутствии совместной работы элементов усиления с усиливаемым элементом предварительное напряжение в стержнях дополнительной поперечной арматуры имеет одинаковое значение.

Учитывая вышесказанное, можно допустить гипотезу о равномерности распределения вертикальных напряжений обжатия по усиленной зоне среза изгибаемого железобетонного элемента. Тогда система уравнений совместности относительных деформаций и уравнений равновесия в i -той элементарной площадке рассматриваемого сечения изгибаемого железобетонного элемента, усиленного дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой при жесткой равномерной передаче усилий предварительного обжатия на сечение элемента, имеет следующий вид [7]:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon_{yp,i} = \varepsilon_{y,i[1]} - \frac{\sigma_{sy,p}}{E_{c,red}} \rho_{sy,ad} \cdot \varepsilon_{yp,ad} = \frac{\sigma_{sy,p}}{E_{sy,ad}}; \\ \varepsilon_{xp,i} = \varepsilon_{x,i[1]} + \frac{\sigma_{sy,p}}{E_{c,red}} \rho_{sy,ad} \mu; \\ \varepsilon_{xp,i} = \varepsilon_{c2,i} \cdot \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \cdot \sin^2 \theta_i; \\ \varepsilon_{yp,i} = \varepsilon_{c2,i} \cdot \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{c1,i} \cdot \cos^2 \theta_i; \\ \sigma_{cy,i} = \sigma_{c2,i} \sin^2 \theta_i + \sigma_{c1,i} \cos^2 \theta_i + \rho_{sy,ad} \sigma_{sy,p} + \rho_{sy,0} \sigma_{sy,i}; \\ \tau_{xyp,i} = (-\sigma_{c2,i} + \sigma_{c1,i}) \cdot \sin \theta_i \cos \theta_i; \\ \sigma_{cx,i} = \sigma_{c1,i} - \tau_{xyp,i} / \tan \theta_i, \end{array} \right. \quad (5)$$

где $\sigma_{sy,p}$ – предварительное напряжение в дополнительной поперечной арматуре усиленного элемента, МПа; $\varepsilon_{yp,i}$ – проекция относительных деформаций в i -той элементарной площадке бетона с учетом относительных деформаций от действия усилия обжатия зоны среза дополнительной предварительно напряженной арматурой на поперечную ось, мм/мм; μ – коэффициент Пуассона; $\varepsilon_{yp,ad}$ – относительные деформации в дополнительной поперечной арматуре, соответствующие ее предварительному напряжению, мм/мм; $\varepsilon_{xp,i}$ – проекция относительных деформаций в i -той элементарной площадке бетона на продольную ось или относительные деформации в i -том стержне продольной арматуры усиленного дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента, мм/мм; $E_{c,red}$ – приведенный модуль деформаций элемента в поперечном направлении (МПа), вычисляемый по формуле

$$E_{c,red} = \frac{E_c (bs - A_{sy}) + E_{sy} A_{sy}}{bs}, \quad (6)$$

где E_c , E_{sy} – соответственно модули деформаций бетона, стали поперечной арматуры изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза, МПа.

Система уравнений для напряженно-деформированного состояния поперечного сечения изгибаемого железобетонного элемента после усиления только дополнительной предварительно-напряженной поперечной арматурой в зоне среза на второй стадии приобретает следующий вид [8]:

$$\left\{ \begin{array}{l}
 \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b h_i + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} = N + \Delta N; \\
 \sum_{i=1}^m \sigma_{cx,i} b h_i (y_{c,i} - y_{0,ad}) + \sum_{i=m+1}^n \sigma_{sx,i} A_{s,i} (y_{s,i} - y_{0,ad}) = M + \Delta M; \\
 \sum_{i=1}^n (\tau_{yp,i} + \tau_{y,ad,i}) b h_i = V + \Delta V; \\
 \varepsilon_{x,i} = \varepsilon_{yp,i} + \varepsilon_{x,ad,i}; \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{yp,i} + \varepsilon_{y,ad,i}; \\
 \varepsilon_{yp,ad} = \varepsilon_{yp,ad} + \sum_{i=1}^m \varepsilon_{y,ad,i}; \\
 \varepsilon_{x,ad,i} = \frac{1}{r_{ad}} (y_{c,i} - y_{0,ad}) + \frac{\Delta N}{\sum_{i=1}^m E'_{c,i} b h_i + \sum_{i=m+1}^n E'_{sx,i} A_{s,i}}; \\
 \sigma_{cl,i} = f(\varepsilon_{cl,i}); \sigma_{c2,i} = f(\varepsilon_{c2,i}); \sigma_{sx,i} = f(\varepsilon_{sx,i}); \sigma_{sy,i} = f(\varepsilon_{sy,i}); \sigma_{syp,ad} = f(\varepsilon_{syp,ad}); \\
 \varepsilon_{x,i} = \varepsilon_{c2,i} \cdot \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{cl,i} \cdot \sin^2 \theta_i; \varepsilon_{y,i} = \varepsilon_{c2,i} \cdot \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{cl,i} \cdot \cos^2 \theta_i; \\
 \varepsilon_{x,ad,i} = \varepsilon_{c2,ad,i} \cdot \cos^2 \theta_i + \varepsilon_{cl,ad,i} \cdot \sin^2 \theta_i; \varepsilon_{y,ad,i} = \varepsilon_{c2,ad,i} \cdot \sin^2 \theta_i + \varepsilon_{cl,ad,i} \cdot \cos^2 \theta_i; \\
 \sigma_{cy,ad,i} = \sigma_{c2,ad,i} \sin^2 \theta_i + \sigma_{cl,ad,i} \cos^2 \theta_i + \rho_{sy,0} \sigma_{sy,ad,i} + \rho_{syp,ad} \sigma_{syp,ad}; \\
 \tau_{y,ad,i} = (-\sigma_{c2,ad,i} + \sigma_{cl,ad,i}) \cdot \sin \theta_i \cos \theta_i; \\
 \sigma_{cx,i} = \sigma_{cl,i} - (\tau_{yp,i} + \tau_{y,ad,i}) / \tan \theta_i,
 \end{array} \right. \quad (7)$$

где $\varepsilon_{syp,ad}$, $\sigma_{syp,ad}$ – соответственно относительные деформации (мм/мм), напряжения в дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуре, МПа.

Последовательно увеличивая внутренние усилия в их комбинации, действующей в расчетном сечении, устанавливают значение, соответствующее образованию трещин в бетоне зоны среза. Нагрузка, при которой относительные деформации ε_{c1} по направлению главных растягивающих напряжений в бетоне достигают значения, соответствующего прочности бетона при растяжении по принятой диаграмме деформирования хотя бы в одной элементарной площадке основного или дополнительного бетона, соответствует началу образования трещин.

Прочность усиленного в зоне среза изгибаемого железобетонного элемента определяется методом последовательных нагружений [2]. Максимальное значение комбинации внутренних усилий от действующей нагрузки, при котором выполняются все условия системы уравнений (7), соответствует прочности в рассматриваемом сечении изгибаемого железобетонного элемента, усиленного в зоне среза. Для определения наиболее опасного сечения в зоне среза рассматриваются несколько сечений по длине зоны среза с различной комбинацией действующих внутренних усилий M , N , V .

Основные выводы

Разработанная авторами методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза при действии полной комбинации внутренних усилий для полного плоского напряженного состояния, позволяет учесть дополнительные усилия от обжатия сечения дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой. Предлагаемая методика позволяет учесть начальное напряженно-деформированное состояние усиливаемых в зоне среза элементов, различные физико-механические и геометрические характеристики усиливаемой и усиливающей частей элемента, а также эффект предварительного напряжения дополнительной поперечной арматуры при передаче усилий предварительного напряжения на бетон усиливаемого элемента через жесткие стальные распределительные пластины либо прокатные профили.

ЛИТЕРАТУРА

1. Vecchio, F.J. Analysis based on the Modified Compression Field Theory / F.J. Vecchio // IABSE Colloq. On Structural Concrete. – Report, V. 62. – Stuttgart, 1991. – P. 321–326.

2. Применение мягких вычислений для сглаживающей аппроксимации сложных сингулярных зависимостей / Д.О. Глухов [и др.] // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2012. – № 12. – С. 2–5.
3. Лазовский, Е.Д. Предпосылки, методика и программа для расчета напряженно-деформированного состояния усиленных в зоне среза изгибаемых железобетонных элементов / Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 16. – С. 33–39.
4. Пецольт, Т.М. Методика расчета изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Т.М. Пецольт, Е.Д. Лазовский, Д.О. Глухов // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 16. – С. 40–45.
5. Усиление железобетонных конструкций : пособие П1-98 к СНиП 2.03.01-84* / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 1998. – 189 с.
6. Тур, В.В. Расчет железобетонных конструкций при действии перерезывающих сил / В.В. Тур, А.А. Кондратчик. – Брест : БрГТУ, 2000. – 397 с.
7. Лазовский, Е.Д. Расчет изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза / Е.Д. Лазовский, Т.М. Пецольт // Архитектура, строительство, транспорт : материалы междунар. науч.-практ. конф. – Омск : СибАДИ, 2015. – С. 311–319.
8. Лазовский, Е.Д. Напряженно-деформированное состояние изгибаемых железобетонных элементов, усиленных установкой дополнительной предварительно напряженной поперечной арматуры / Е.Д. Лазовский, А.И. Колтунов // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. – Минск : БелНИИС, 2014. – С. 198–207.

Поступила 04.12.2017

**CONSIDERATION OF THE SECTION COMPRESSION EFFECT OF AN ADDITIONAL
PRESTRESSED TRANSVERSE REINFORCEMENT IN THE CALCULATION OF BENT RC
ELEMENTS STRENGTHENED IN THE SHEAR ZONE**

T. PETSOLD, Y. LAZOUSKI

This article describes the method developed by the authors for calculating bent reinforced concrete elements strengthened in the shear zone by installing additional prestressed transverse reinforcement. The method proposed by the authors is based on the general deformation model and also on the positions of the modified compression field theory and allows one to take into account the difference in the stress-strain states of the main and additional transverse reinforcement, the prestress of additional transverse reinforcement, the compression of the section by an additional prestressed transverse reinforcement during transmission forces of prestressing on the concrete of the reinforced element through rigid steel distribution boards astina or rolling profiles.

Keywords: *flexible reinforced concrete elements, the area of the cut, gain, the deformation model, compression sections, the additional pre-stressed transverse reinforcement.*

УДК 624.012

МЕТОДИКА РАСЧЕТА СОПРОТИВЛЕНИЯ СТАЛЕФИБРОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МЕСТНОМУ СЖАТИЮ

канд. техн. наук, доц. Н.А. РАК

(Белорусский национальный технический университет, Минск)

Представлены результаты анализа существующих методов расчета прочности элементов из сталефибробетона при местном сжатии. Предложена методика расчета прочности элементов из сталефибробетона при местном концентричном сжатии. Выполнено сопоставление точности предложенной методики и методик, представленных в нормативных документах. По своей точности предложенная методика расчета значительно превышает точность методик расчета, представленных в нормах.

Ключевые слова: *сталефибробетонные конструкции, прочность элементов, сопротивление местному сжатию, методы расчета.*

Введение. В настоящее время в Республике Беларусь ведется работа по расширению масштабов применения сталефибробетонных конструкций, одним из направлений которой является разработка нормативных документов по проектированию таких конструкций. Следует отметить, что методы расчета действовавших в СССР [1] и действующих в настоящее время в Российской Федерации [2] и Украине [3] нормативных документов по проектированию сталефибробетонных конструкций приняты по аналогии методам расчета норм проектирования армоцементных конструкций [4]. Кроме того, значения коэффициентов надежности по материалам в этих документах приняты в соответствии с требованиями норм [5; 6], что не отвечает требованиям действующих в Республике Беларусь отечественных [7] и европейских [8] нормативных документов. При этом более низкие значения коэффициентов по материалам, используемым в [1–6], могут привести к снижению надежности и долговечности проектируемых конструкций.

С целью повышения надежности расчета и увеличения долговечности конструкций при разработке рекомендаций по проектированию сталефибробетонных конструкций [9; 10] осуществлена адаптация положений рекомендаций [1] к требованиям действующих в Республике Беларусь норм [7]. Однако при этом сохранена аналогия с методами расчета норм проектирования армоцементных конструкций [4].

После накопления опыта применения перечисленных рекомендаций в практике проектирования и изготовления сталефибробетонных конструкций в 2013–2015 годах разработан нормативный документ более высокого уровня ТКП 45-5.03-300-2015 «Изделия и конструкции из сталефибробетона. Правила проектирования» [11].

Обзор методов расчета сопротивления сталефибробетонных элементов при местном сжатии. Одним из направлений разработки ТКП послужило изучение возможности применения для расчета сталефибробетонных элементов на местное сжатие методик расчета, приведенных в различных нормативных документах. В связи с этим был выполнен анализ основных положений свода правил Российской Федерации (СП РФ) [2] и Государственного стандарта Украины (ДСТУ) Украины [3], касающихся расчета сталефибробетонных элементов при местном сжатии.

Согласно СП РФ [2] расчет элементов на местное сжатие при фибровом армировании (рисунок 1) производят из условия:

$$N \leq \psi R_{fb,loc} A_{fb,loc}, \quad (1)$$

где N – местная сжимающая сила от внешней нагрузки; $A_{fb,loc}$ – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия); $R_{fb,loc}$ – расчетное сопротивление сталефибробетона сжатию при местном действии сжимающей силы; ψ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при равномерном и 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия.

Значение $R_{fb,loc}$ определяют по формуле:

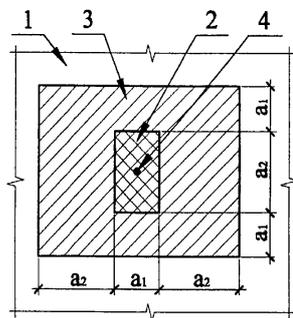
$$R_{fb,loc} = \varphi_{fb} R_{fb}, \quad (2)$$

где φ_{fb} – коэффициент, определяемый как

$$\varphi_{fb} = 0,8 \sqrt{\frac{A_{fb,max}}{A_{fb,loc}}}, \quad (3)$$

но принимаемый не более 2,5 и не менее 1,0.

В формуле (3) $A_{fb,max}$ – максимальная расчетная площадь, устанавливаемая по следующим правилам: центры тяжести площадей $A_{fb,loc}$ и $A_{fb,max}$ совпадают; границы расчетной площади $A_{fb,max}$ отстоят от каждой стороны площади $A_{fb,loc}$ на расстоянии, равном соответствующему размеру этих сторон (рисунок 1).



- 1 – элемент, на который действует местная нагрузка;
 2 – площадь смятия $A_{fb,loc}$;
 3 – максимальная расчетная площадь $A_{fb,max}$;
 4 – центр тяжести площадей $A_{fb,loc}$ и $A_{fb,max}$

Рисунок 1. – Схемы для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки вдали от краев элемента по [2]

Анализ приведенных выше формул показал, что раздел 6.5 «Расчет сталефибробетонных элементов на местное сжатие» СП РФ [2] полностью основан на положениях СП РФ [6], касающихся расчета железобетонных конструкций на местное сжатие. Однако для расчета в [2] применяется расчетная призматическая прочность сталефибробетона на сжатие вместо призматической прочности бетона по [6].

Раздел 6.4 «Розрахунок сталефібробетонних елементів на місцевий стиск» ДСТУ Украины [3] полностью повторяет раздел 6.5 «Расчет сталефибробетонных элементов на местное сжатие» СП РФ [2].

В стандарте Швеции [12] предложено дополнить раздел 6.7 EN 1992-1-1 абзацем следующего содержания: «(4) Для восприятия растягивающей силы, возникающей в результате действия нагрузки, должно быть предусмотрено армирование. Фибровое армирование может быть рассчитано в соответствии с разделом 6.5». Здесь следует отметить, что раздел 6.5 [12] регламентирует расчет по моделям «распорки и тяжи».

В рекомендациях SFRC Consortium [13], разработанных в Дании, предложения стандарта [12] были детализированы расчетной схемой, отражающей применение расчетной модели «распорка и тяжи» для случая плоской задачи. Согласно [13] проверка несущей способности должна основываться на использовании прямоугольной эпюры напряжений и расчетной прочности сталефибробетона осевому растяжению, учитывающей ориентацию фибр по отношению к направлению усилия в тяже.

Международной федерацией бетона FIB разработан FIB Model Code 2010 [13] в качестве основы для дальнейшего совершенствования нормативных документов по расчету конструкций из бетона. В [13] содержатся разделы, посвященные свойствам сталефибробетона как материала (раздел 5.6) и проверкам несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций из сталефибробетона (раздел 7.7). В FIB Model Code 2010 [13] не приведены рекомендации, касающиеся особенностей расчета сталефибробетонных конструкций при местном сжатии.

Методика расчета сопротивления сталефибробетонных элементов местному сжатию. При разработке ТКП по проектированию изделий и конструкций из сталефибробетона [11] для расчета местном сжатии была применена методика СНБ 5.03.01-02 [7]. Однако для более полного отражения физической сущности повышения прочности сталефибробетона при местном сжатии введено понятие коэффициента ψ_c , учитывающего относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим сталефибробетоном.

Значение коэффициента ψ_c следует определять при средней прочности сталефибробетона при осевом растяжении f_{ctm} и средней прочности сталефибробетона при осевом сжатии f_{cm} по формуле

$$\psi_c = \frac{f_{ctm}}{f_{cm}} \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right) \geq 0,07 \left(\sqrt{\frac{A_{c1}}{A_{c0}}} - 1 \right), \quad (4)$$

где A_{c0} – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия); A_{c1} – максимальная расчетная площадь, устанавливаемая согласно рисунку 2.

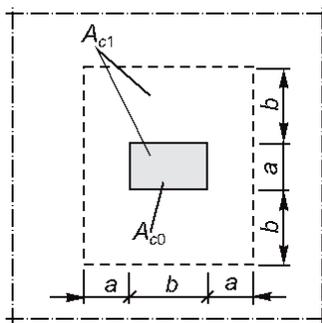


Рисунок 2. – Схема для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки вдали от краев элемента по [11]

Значения средних прочностей бетона при сжатии f_{fcm} и осевом растяжении f_{fcm} определяются расчетом с использованием средних прочностей бетона-матрицы при сжатии f_{cm} и осевом растяжении f_{cm} и средних значений прочности стальной фибры на растяжение.

Коэффициент повышения ω_u , учитывающий повышение прочности сталефибробетона при смятии (местном сжатии), определяется по формуле

$$\omega_u = 1 + k_c \cdot k_f \cdot \psi_c \leq \omega_{u,max}, \quad (5)$$

где k_c – коэффициент эффективности бокового обжатия, создаваемого окружающим сталефибробетоном; принимают равным 12,5; k_f – принимают по таблице 7.4 [11]; $\omega_{u,max}$ – предельное значение коэффициента повышения прочности сталефибробетона при смятии, принимают по таблице 7.4 [11].

Расчетную прочность сталефибробетона при местном сжатии f_{fcd} следует определять по формуле

$$f_{fcd} = \omega_u \cdot f_{fcd}, \quad (5)$$

где f_{fcd} – расчетная прочность бетона при осевом сжатии, определенная при частном коэффициенте по бетону, равном $\gamma_c = 1,6$.

Оценка точности предложенной методики расчета сопротивления сталефибробетонных элементов местному сжатию

Анализ экспериментальных исследований несущей способности сталефибробетонных элементов при местном сжатии показал, что такие исследования проводились с 1970-х годов в различных странах [15–23]. При этом использовались различные виды опытных образцов (кубы, призмы, цилиндры), виды стальных фибр (прямые, волнистые, с отгибами на концах и т.д.). Как правило, варьируемыми параметрами явились объемный процент армирования фиброй и отношение нагружаемой плоскости образца к площади приложения местной нагрузки. Следует отметить, что в большинстве перечисленных публикаций данные о результатах испытаний опытных образцов приведены в графическом виде или в относительных величинах, что не позволяет с достаточной достоверностью определить фактическую несущую способность образцов. Кроме того, во многих публикациях отсутствуют данные о виде контрольных образцов сталефибробетона и прочности на сжатие этих контрольных образцов, а также о виде применяемой стальной фибры. В связи с отсутствием в доступных источниках полных данных использовать результаты большинства из перечисленных экспериментальных исследований для дальнейшего анализа оказалось невозможным.

В связи с этим точность перечисленных выше методик расчета несущей способности сталефибробетонных элементов при местном сжатии была проверена по экспериментальным данным, приведенным в исследованиях [21; 23], в которых информация представлена в достаточном для дальнейшего анализа объеме. Следует отметить, что в этих исследованиях приведены результаты определения прочности сталефибробетона на сжатие по кубам согласно [24], определения прочности сталефибробетона на растяжение при раскалывании согласно стандарту [25]. В методике расчета норм [2; 11] при расчете несущей способности сталефибробетонных элементов при местном сжатии используется призматическая прочность. В связи с этим при расчете по нормам [2; 3] призматическая прочность принималась равной $R_{fb} = 0,72R_{fb,cube}$. В методике расчета норм [11] при расчете несущей способности сталефибробетонных элементов при местном сжатии используется цилиндрическая прочность сталефибробетона. Вследствие этого при расчете по [11] цилиндрическая прочность принималась равной $f_{cm} = 0,8f_{c,cube}$. Кроме того, в методике расчета норм [11] используется прочность сталефибробетона на осевое растяжение. В связи с этим прочность сталефибробетона на осевое растяжение принималась равной 90% от полученной при испытании при раскалывании по стандарту [25]. При расчете по всем методикам не принимались во внимание ограничения верхнего предела значений коэффициентов повышения прочности сталефибробетона при местном сжатии ϕ_{fb} и ω_u , а также внешним границам площади $A_{fb,max}$ и A_{c1} . Расчет выполнен по 18 сталефибробетонным образцам, испытанным при концентричном приложении нагрузки. При этом показатели варьировались: кубиковая прочность сталефибробетона на сжатие – от 53 до 94,5 МПа; объемный процент фибрового армирования – от 0,5 до 1%; отношение нагружаемой плоскости образца к площади приложения местной нагрузки – от 2,25 до 16.

Результаты выполненных по методикам норм [2; 3; 11] расчетов несущей способности показали (рисунок 3), что расчет по нормам [11] дает хорошее совпадение с экспериментальными значениями, а расчет по нормам [2; 3] – систематическое занижение по сравнению с экспериментальными значениями.

Кроме того полученные данные свидетельствуют о том, что среднее отношение расчетных по методике норм [11] значений к опытным составило 0,988 при коэффициенте вариации 0,059, а при расчете по методике норм [2; 3] – 0,666 при коэффициенте вариации 0,065.

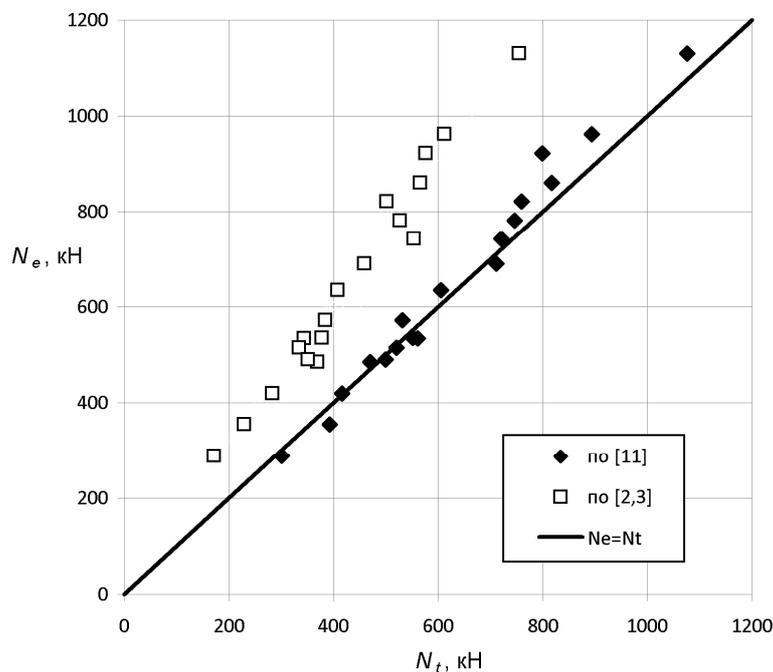


Рисунок 3. – Диаграмма сравнения экспериментальных значений несущей способности сталефибробетонных элементов на местное сжатие N_e с теоретическими значениями N_t

Заключение. В развитие положений норм [7] предложена методика расчета прочности при местном сжатии элементов из сталефибробетона, которая обеспечивает хорошую сходимость расчетных и экспериментальных значений прочности элементов. По своей точности предложенная методика расчета значительно превышает точность методик расчета норм [2; 3]; использовалась при разработке ТКП 45-5.03-300-2015 «Изделия и конструкции из сталефибробетона. Правила проектирования» [11].

ЛИТЕРАТУРА

1. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций. – М. : НИИЖБ Госстроя СССР, 1987. – 148 с.
2. Сталефибробетонные конструкции : СП 52-104-2006. – М. : ФГУП ЦПП, 2007. – 56 с.
3. Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій : ДСТУ-Н Б В.2.6-78:2009. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.
4. Армоцементные конструкции. Нормы проектирования : СНиП 2.03.03-85. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 24 с.
5. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования: СНиП 2.03.01-84*. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
6. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения : СП 63.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. – М. : Минрегион России, 2011. – 161 с.
7. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 132 с.
8. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1-2009. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2009. – 207 с.
9. Рекомендации по проектированию и изготовлению строительных сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением фрезерованной фибры ЗАО «Курган-стальмост». Р5.03.044.08. – Минск : РУП «Институт БелНИИС», 2008. – 88 с.
10. Рекомендации по проектированию и изготовлению сталефибробетонных конструкций и технологии производства сталефибробетона с применением стальной фибры БМЗ. Р5.03.054.09. – Минск : РУП «Институт БелНИИС», 2009.

11. Изделия и конструкции из сталефибробетона. Правила проектирования : ТКП 45-5.03-300-2015. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2015. – 44 с.
12. SS 812310:2014. Fiberbetong – Dimensionering av fiberbetongkonstruktioner.
13. Design Guideline for Structural Applications of Steel Fibre Reinforced Concrete. – SFRC Consortium, 2014. – 65 p.
14. FIB Model Code for Concrete structures 2010. – Berlin, Ernst&Sohn, 2013. – 402 p.
15. Chen, W.F. Bearing capacity of fiber reinforced concrete / W.F. Chen, J.L. Carson // ACI Special Publication. – SP-44. – 1974. – P. 209–220.
16. Kameswara Rao, C.V.S. Bearing strength of steel fibre reinforced concrete / C.V.S. Kameswara Rao, R.N. Swamy // Building Science. – 1974. – Vol. 9, I. 4. – P. 263–268.
17. Al-Feel, J.R. Bearing Capacity of Fibrous Concrete / J.R. Al-Feel // Scientific Jour. Of Tikrit University. – 2000. – Vol. 7, No. 1. – P. 56–64.
18. Al-Ta'an, S.A. Bearing capacity of steel fibrous concrete / S.A. Al-Ta'an, J.A. Al-Hamdony // Al-Rafidain Engineering. – 2005. – Vol. 14, No1. – P. 1–11.
19. Klotz, S. Ultrahochfester Beton unter Teilflächenbelastung : Dissertation for the degree Doctor of Engineering (Dr.-Ing.) / S. Klotz. – Universität Leipzig, 2008. – 225 p. (in German).
20. Zhao, J. Deep research on fundamental problems of local compression of concrete under anchorages / J. Zhao. – Harbin institute of technology, 2008.
21. Experimental and numerical study on the load-bearing behavior of steel fiber reinforced concrete for precast tunnel lining segments under concentrated loads / R. Breitenbücher [et al.] // Proceedings of Joint ACI-fib International Workshop : Fibre Reinforced Concrete : from Design to Structural Applications (FRC 2014). – P. 431–443.
22. Research of Local Compression Concrete Reinforced by Steel Fibres / V. Keras [et al.] // Journal of Sustainable Architecture and Civil Engineering. – 2015. – Vol. 2, No. 11. – P. 72–78.
23. Song, F. Steel Fiber Reinforced Concrete Under Concentrated Load : Dissertation for the degree Doctor of Engineering (Dr.-Ing.) / F. Song. – Ruhr University, Bochum, 2017. – 178 p.
24. EN 12390-3:2009. Testing hardened concrete. – Part 3 : Compressive strength of test specimens. – CEN, Brussels, 2009. – 22 p.
25. EN 12390-6:2009. Testing hardened concrete. – Part 6 : Tensile splitting strength of test specimens. – CEN, Brussels, 2009. – 14 p.

Поступила 08.12.2017

A BEARING STRENGTH DESIGN FOR STEEL FIBRE REINFORCED CONCRETE ELEMENTS

M. RAK

In article the analysis of existing methods of calculation of strength of steel fibre concrete elements is made at local compression. The design procedure of strength of steel fibre concrete elements is offered at local concentric compression. Comparison of accuracy of the offered design procedure and the procedures presented in standard documents is executed.

Keywords: *steel-fiber-concrete structures, strength of elements, resistance to local compression, calculation methods.*

УДК 624.012

УСТАНОВКА ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ДЛИНЫ ЗОНЫ ПЕРЕДАЧИ НАПРЯЖЕНИЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Н.Д. РЯБЕНКО

(Полоцкий государственный университет);

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР

(Брестский государственный технический университет)

Рассматривается актуальный в настоящее время вопрос определения длины зоны передачи напряжений с предварительно напряженной арматуры на бетон. С целью определения длины зоны передачи напряжений, а также длины зоны анкерования как характеристик сцепления предварительно напряженной арматуры с бетоном предложены два варианта модифицированной установки, принятой в методике ECADA. Методика ECADA базируется на измерении и анализе усилий в предварительно напряженной арматуре на стадиях напряжения и передачи усилия обжатия. Оба варианта, представленные в данной работе, имеют свои достоинства и могут быть использованы для определения вышеуказанных характеристик. Наиболее приемлемый вариант модифицированной установки был запроектирован и изготовлен. Также был проведен пробный эксперимент с целью подтверждения возможности использования данной установки для определения свойств сцепления арматуры с бетоном, в частности длины зоны передачи напряжений.

Ключевые слова: железобетонные элементы, предварительно напряженная арматура, зона передачи напряжений, зона анкерования, измерение усилий.

Определение длины зоны передачи напряжений. Передача предварительного напряжения с арматуры на окружающий ее бетон происходит благодаря сцеплению, которое существует по границе контакта арматуры с бетоном. Свойства сцепления предварительно напряженной арматуры с бетоном характеризуются величиной длины зоны передачи предварительного напряжения при ее отпуске и длиной зоны анкерования в предельном состоянии. В соответствии с терминологией, принятой в Model Code 2010 [1], а затем и в ТКП EN 1992-1-1 [2], длина зоны передачи напряжений определяется как длина участка, на котором напряжения в напрягающем элементе (канате, стержне, проволоке) изменяются от нуля до установившихся эффективных значений.

Ученые предлагали различные экспериментальные методики определения длины зоны передачи напряжений предварительно напряженной арматуры на бетон (рисунок 1). Одной из них является измерение продольных деформаций бетона при отпуске предварительно напряженной арматуры на длине зоны передачи напряжений (рисунок 1, в). Из-за низкой точности и зависимости от толщины слоя бетона над арматурой данная методика не находит применения в современных экспериментальных исследованиях. Недостаток методики измерения деформаций в предварительно напряженной арматуре по длине зоны передачи напряжений состоит в том, что крайне сложно произвести измерения размещенными в арматуре датчиками, не нарушив сцепления арматуры с бетоном (рисунок 1, з).

При использовании методики измерения величины вытягивания арматуры из тела бетона со стороны нагруженного торца элемента не воспроизводятся условия, имеющие место при передаче усилия обжатия с напрягающих элементов на бетон за счет сил сцепления, и не воспроизводится эффект Хойера для предварительно напряженной арматуры, который заключается в увеличении площади поперечного сечения арматуры до своего первоначального значения после отпуска со стороны торца элемента, у которого производился отпуск арматуры (рисунок 1, а) [3].

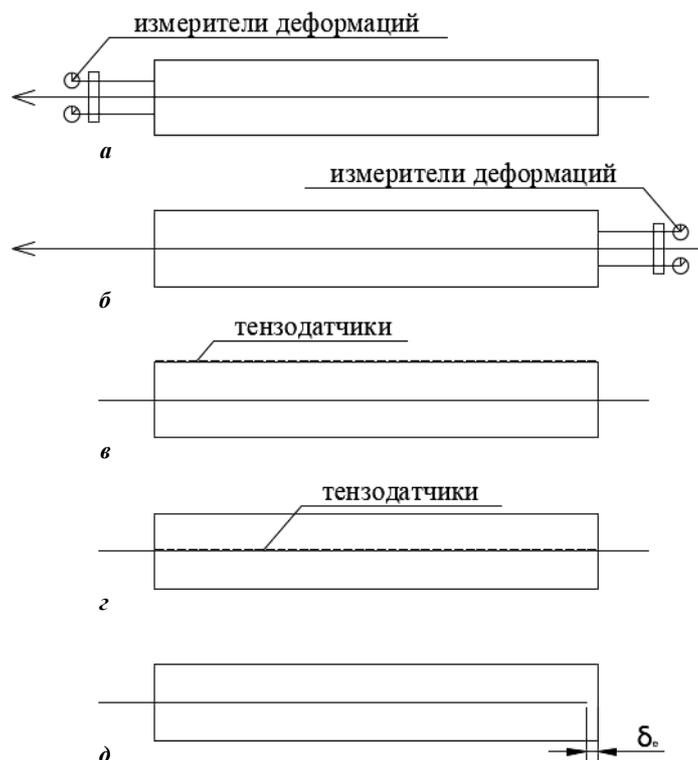
Большинство методик экспериментального определения длины зоны передачи напряжений предварительно напряженной арматуры базируется на получении величины вытягивания арматуры на концевом участке элемента по отношению к окружающему ее бетону как косвенного показателя (рисунок 1, б) [4].

Формула, предложенная Гийоном, связывает величину вытягивания на концевом участке элемента с длиной зоны передачи напряжения и включает в себя коэффициент α [5].

$$l_{pt} = \alpha \frac{\delta_e}{\varepsilon_{p,i}}, \quad (1)$$

где l_{pt} – длина зоны передачи напряжений; δ_e – величина вытягивания арматуры на свободном торце изделия (рисунок 1, д); $\varepsilon_{p,i}$ – относительная деформация арматуры непосредственно перед передачей усилия обжатия; α – коэффициент, зависящий от принятого закона сцепления и, соответственно, распределения напряжений в арматуре по длине зоны передачи напряжений.

Коэффициент α зависит от формы эпюры распределения касательных напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине зоны передачи напряжений. Проблема состоит в правильном определении величины коэффициента α . Многие ученые, базируясь на своих экспериментально-теоретических исследованиях, предлагали различные значения этого коэффициента – от $\alpha = 1$ до $\alpha = 4$ [6]. Также если говорить о производстве предварительно напряженных железобетонных конструкций по стендовой технологии безопалубочного формования в слипформерах, следует учитывать, что отпуск предварительно напряженной арматуры при нарезке железобетонных элементов происходит мгновенно, и известные экспериментальные методики определения длины зоны передачи напряжения не соответствуют требованиям. В связи с этим стоит вопрос о нахождении иной методики экспериментального определения длины зоны передачи напряжения как характеристики сцепления предварительно напряженной арматуры с бетоном, свободного от названных недостатков известных методик.

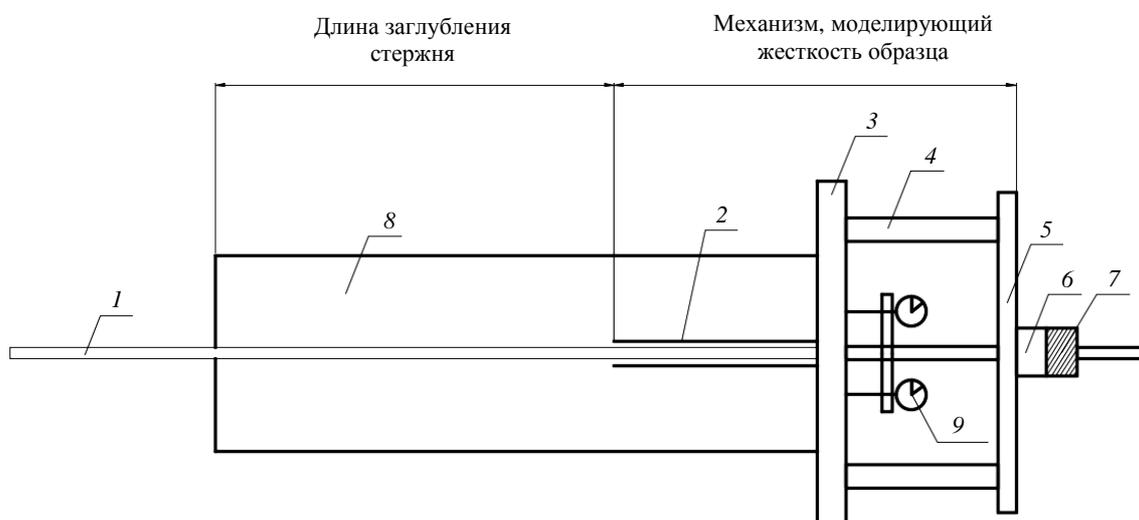


a – методика вытягивания арматуры из тела бетона; *б* – методика определения вытягивания арматуры;
в – методика определения продольных деформаций бетона; *г* – методика определения деформаций в арматуре;
 δ_0 – величина вытягивания арматуры на свободном конце изделия

Рисунок 1. – Схематическое изображение экспериментальных методик определения длины зоны передачи напряжений

Методика ECADA. Marti Vargas, J.R. из Политехнического Университета Валенсии предложил принципиально новую методику определения длины зоны передачи напряжений и длины зоны анкеровки. Эта методика получила название ECADA «Ensayo para Caracterizar la Adherencia mediante Destesado y Arrancamiento» – «Метод определения характеристик сцепления при отпуске и вытягивании [7–10]. Данная методика позволяет производить измерения усилия предварительного напряжения в арматуре в железобетонном элементе на всех стадиях работы железобетонного элемента, включая отпуск предварительного напряжения. Усилие в предварительно напряженной арматуре измеряется силовым динамометром внутри механизма, моделирующего жесткость железобетонного образца. Кроме того, может производиться измерение деформаций арматуры со стороны нагруженного конца образца (рисунок 2, поз. 9). При этом при одних и тех же начальных условиях рассматриваются элементы с различной длиной заделки арматуры в тело бетона. Длина железобетонного элемента, в котором фиксируется уменьшение первоначального усилия предварительного напряжения, соответствует длине зоны передачи напряжений. В методике ECADA испытание опытных образцов предлагается начинать с наименьшей длиной заделки арматуры в тело бетона и затем пошагово увеличивать ее пока не будет достигнута длина зоны передачи напряжений. Данный метод отличается тем, что часть бетонного элемента с предварительно напряжен-

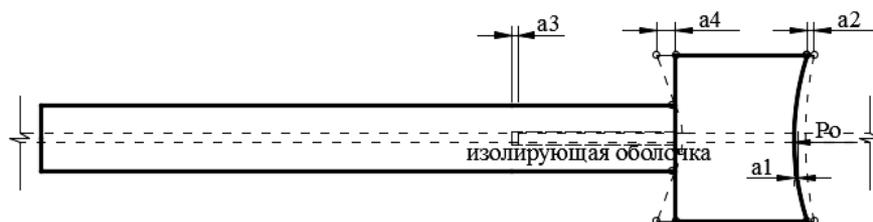
ной арматурой заменяется механизм, моделирующим жесткость элемента при растяжении (рисунок 2). Изолирующая оболочка на некоторой длине контакта арматуры с бетоном необходима для того, чтобы исключить влияние эффекта обоймы, создаваемого пластиной концевой рамы.



1 – предварительно напряженная арматура; 2 – изолирующая оболочка установленной длины; 3 – пластина концевой рамы; 4 – опоры концевой рамы; 5 – анкерная пластина; 6 – силовой динамометр; 7 – анкер; 8 – железобетонный элемент; 9 – измеритель деформаций [7; 8]

Рисунок 2. – Схема конструкции испытательной установки для определения длины зоны передачи напряжений и длины анкеровки по методике ECADA [7]

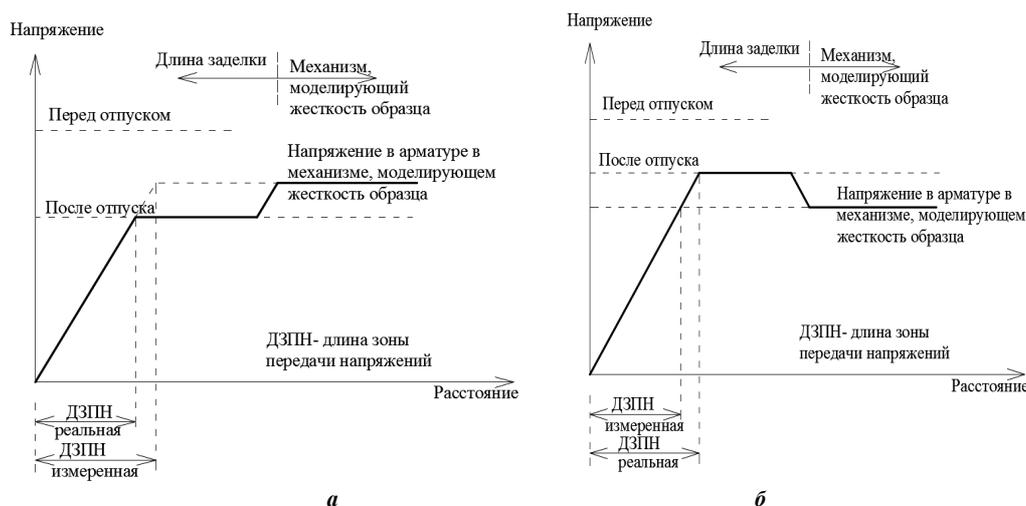
Механизм представляет собой две стальные пластины толщиной до 100 мм (рисунок 2, поз. 3, 5) с опорами концевой рамы (поз. 4). Железобетонный элемент с предварительно напряженной арматурой имеет размеры поперечного сечения меньше, чем расстояние в свету между опорами концевой рамы. Поэтому пластина концевой рамы при передаче усилия с железобетонного элемента и ее опирании на опоры концевой рамы также испытывает изгиб (рисунок 3). Жесткость механизма в направлении усилия предварительного напряжения моделируется названными стальными пластинами, испытывающими изгиб, и опорами концевой рамы, испытывающими продольное сжатие. Подбор требуемой жесткости механизма осуществляется экспериментально или расчетом с использованием программных комплексов на основе метода конечных элементов. Характеристики механизма, моделирующего жесткость железобетонного элемента данной методики ECADA, приведены в [7; 8; 10].



a_1 – изменение прогиба анкерной пластины после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»;
 a_2 – изменение укорочения опор концевой рамы после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»;
 a_3 – изменение длины бетонного элемента (участок с изолирующей оболочкой) после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»;
 a_4 – изменение прогиба концевой пластины после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»

Рисунок 3. – Изменение прогибов и длин элементов системы после отпуска предварительно напряженной арматуры в базовой установке по методике ECADA

Для получения наиболее точных результатов механизм, моделирующий жесткость заменяемого элемента, должен иметь равную с ним жесткость. При этом более предпочтительным является случай, когда жесткость механизма больше жесткости заменяемого элемента (рисунок 4, а). Случай, при котором жесткость механизма меньше жесткости заменяемого образца, является наихудшим вследствие того, что будет иметь место занижение значения длины зоны передачи напряжений (рисунок 4, б).

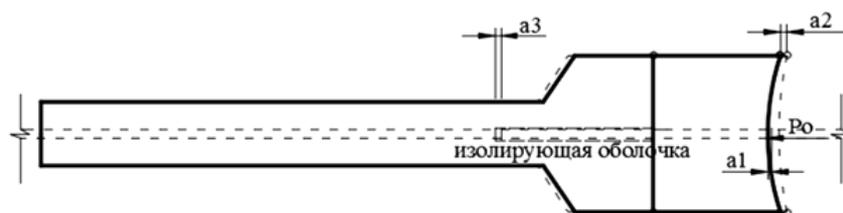


а – завышение значения длины зоны передачи напряжений (ДЗПН);
б – занижение значения длины зоны передачи напряжений (ДЗПН) [7]

Рисунок 4. – Схематическая диаграмма распределения напряжений в предварительно напряженной арматуре после отпуска по методике ECADA

Предлагаемая методика испытаний. Авторами усовершенствована установка для реализации методики экспериментального определения длины зоны передачи напряжений для предварительно напряженной арматуры железобетонных элементов ECADA, то есть при ее использовании измеряется усилие в предварительно напряженной арматуре и ее деформации со стороны загруженного конца в некотором количестве образцов различной длины при отпуске предварительного напряжения. Целью усовершенствования являлось упрощение механизма, моделирующего жесткость железобетонного образца, создание возможности выполнять расчет его жесткости для каждого конкретного железобетонного элемента.

Главное отличие механизма, моделирующего жесткость образца, от представленного в методике ECADA состоит в том, что в предлагаемой модификации плитные элементы концевой рамы заменены балочными из прокатных профилей (*вариант 1*). Изменяя поперечное сечение балок, можно проще и более точно моделировать жесткость испытываемого железобетонного образца при отпуске предварительного напряжения в арматуре. Расчет деформаций шарнирно опертой балки, работающей на изгиб, при действии сосредоточенного усилия предварительного напряжения в арматуре является более простым по сравнению с расчетом прямоугольной плиты, жестко опертой по углам на опоры концевой рамы при действии того же сосредоточенного усилия в центре плиты. Кроме того, с целью исключения деформирования стальных балок из прокатных профилей, заменяющих в усовершенствованной установке пластину концевой рамы и неконтролируемого обмятия ребер железобетонного образца в месте его опирания при отпуске предварительного напряжения предложена новая форма испытываемых образцов с утолщениями в месте опирания на концевую раму (*вариант 2*). Ширина утолщений определяется расстоянием в свету между опорами концевой рамы (рисунок 5). Утолщение железобетонного элемента рекомендуется выполнять короче, чем длина изолирующей оболочки, чтобы предотвратить влияние сжимающих напряжений, возникающих в поперечном сечении элемента из-за утолщения образца.



a1 – изменение прогиба анкерной балки после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»;
a2 – изменение укорочения опор концевой рамы после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»;
a3 – изменение длины бетонного элемента (участок с изолирующей оболочкой) после отпуска по сравнению с положением «до отпуска»

Рисунок 5. – Изменение прогибов и длин элементов системы после отпуска предварительно напряженной арматуры в предлагаемой установке по методике ECADA

Как было отмечено выше, производство многопустотных железобетонных плит в слипформерах предполагает мгновенный отпуск арматуры. Именно поэтому в усовершенствованной установке методики ECADA предусматривается возможность перерезания алмазным инструментом предварительно напряженной арматуры железобетонного образца при мгновенном отпуске арматуры (как в реальных конструкциях безопалубочной технологии). В данном варианте предлагается начать испытание опытных образцов с наибольшей предполагаемой длиной заделки арматуры в тело бетона. После испытания образца предлагается укорачивать его перерезанием алмазным инструментом и испытывать повторно. Этот процесс может продолжаться до тех пор, пока не будет определена длина зоны передачи напряжений. Таким образом возможно снизить материальные и временные затраты на проведение эксперимента.

Учитывая новую предложенную конструкцию установки, можно аналитически описать изменение усилия (ΔP_{est}) в предварительно напряженной арматуре (рисунок 6) после ее отпуска (длина заделки арматуры в тело бетона равна или больше длины зоны передачи напряжений) в зависимости от модификации (вариант 1 или вариант 2) следующими формулами:

$$\Delta P_{est,1} = A_p \cdot E_p \cdot \Delta \epsilon_{p,sist} = \frac{A_p \cdot E_p}{L_{sist}} \cdot \left[\Delta L_m - \Delta P_{est} \left(\frac{L_{eff,1}^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{s,1}} + \frac{L_{sep}}{A_s \cdot E_s} \right) \right], \quad (2)$$

$$\Delta P_{est,2} = A_p \cdot E_p \cdot \Delta \epsilon_{p,sist} = \frac{A_p \cdot E_p}{L_{sist}} \cdot \left[\Delta L_m + \frac{P_{ki} \cdot L_{con}^2 \cdot (L_{eff,2} - L_{con})}{4 \cdot E_s \cdot I_{s,2}} - \Delta P_{est} \left(\frac{L_{eff,1}^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{s,1}} + \frac{L_{sep}}{A_s \cdot E_s} \right) \right], \quad (3)$$

где $\Delta P_{est,1}$ – изменение усилия в предварительно напряженной арматуре после отпуска (вариант 1); $\Delta P_{est,2}$ – изменение усилия в предварительно напряженной арматуре после отпуска (вариант 2); A_p – площадь поперечного сечения предварительно напряженной арматуры; E_p – модуль упругости предварительно напряженной арматуры; $\Delta \epsilon_{p,sist}$ – изменение относительных деформаций в механизме, моделирующем жесткость образца; L_{sist} – полная длина механизма, моделирующего жесткость образца; ΔL_m – изменение длины участка арматуры в оболочке после отпуска; $L_{eff,1}$ – эффективная длина анкерной балки; E_s – модуль упругости анкерной балки, опор концевой рамы и балки концевой рамы; $I_{s,1}$ – момент инерции анкерной балки; $I_{s,2}$ – момент инерции концевой рамы; L_{sep} – длина опор концевой рамы; A_s – площадь поперечного сечения опор концевой рамы; L_{con} – длина консоли концевой рамы; $L_{eff,2}$ – эффективная длина концевой рамы; P_{ki} – усилие обжатия, передаваемое на бетон.

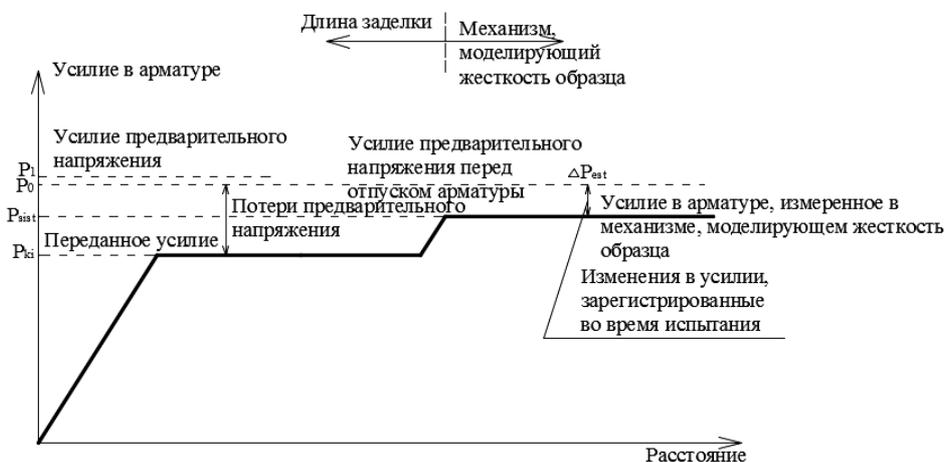


Рисунок 6. – Схематическая диаграмма усилия, возникающего в арматуре

С другой стороны, усилие обжатия, передающееся на бетон (P_{ki}) и изменение длины участка, на котором отсутствует сцепление арматуры с бетоном (ΔL_m), могут быть найдены по формулам:

$$P_{ki} = \frac{P_0}{1 + \left(\frac{A_p \cdot E_p}{A_c \cdot E_c} \right)}, \quad (4)$$

$$\Delta L_m = L_m \cdot \epsilon_c = L_m \cdot \frac{P_{ki}}{\nu \cdot E_c \cdot A_c}. \quad (5)$$

Здесь, в формулах (4) и (5), P_0 – усилие предварительного напряжения перед отпуском; E_c – модуль упругости бетона; A_c – площадь поперечного сечения бетонного элемента по длине изолированного участка; L_m – длина изолированного участка; ε_c – относительные деформации бетона на участке, не имеющем сцепления с арматурой; ν – коэффициент распределения напряжений, где имеет место уширение бетонного образца ($\nu = 2$ – для варианта 1; $\nu = 1$ – для варианта 2). Коэффициент ν получен методом конечных элементов с помощью программного комплекса SCAD.

Подставляя выражения (4) и (5) в выражения соответственно (2) и (3) получаем

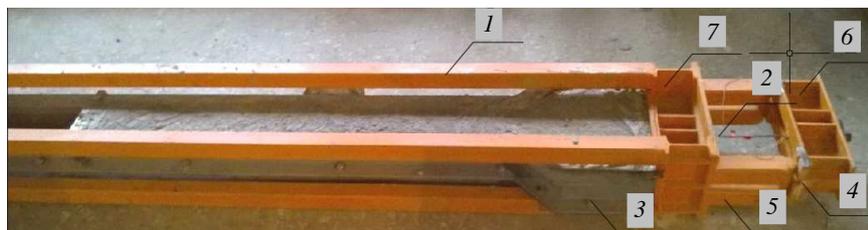
$$\Delta P_{est,1} = \frac{P_0 \cdot L_m}{\nu \cdot (A_c \cdot E_c + A_p \cdot E_p) \cdot \left(\frac{L_{sist}}{A_p \cdot E_p} + \frac{L_{eff,1}^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{s,1}} + \frac{L_{sep}}{A_s \cdot E_s} \right)}, \quad (6)$$

$$\Delta P_{est,2} = \frac{\frac{P_0 \cdot A_c \cdot E_c}{(A_c \cdot E_c + A_p \cdot E_p)} \cdot \left(\frac{L_m}{A_c \cdot E_c} + \frac{L_{con}^2 \cdot (L_{eff,2} - L_{con})}{4 \cdot E_s \cdot I_{s,2}} \right)}{\left(\frac{L_{sist}}{A_p \cdot E_p} + \frac{L_{eff,1}^3}{48 \cdot E_s \cdot I_{s,1}} + \frac{L_{sep}}{A_s \cdot E_s} \right)}. \quad (7)$$

Изменения (потери) усилия предварительного напряжения в арматуре в предлагаемом механизме, моделирующем жесткость образца, вычислены при помощи выражений: (6) – для варианта 1; (7) – для варианта 2. Выполнено сравнение с данными исходной установки [7] при сопоставимых начальных условиях.

Оба варианта предлагаемой установки, как следует из расчетов, дают минимальное завышение значения длины зоны передачи напряжений (в пределах 5,1%). Принимая во внимание меньшее значение завышения длины зоны передачи напряжений и упрощение расчета (отсутствие одного из слагаемых), целесообразно применение варианта 2 предлагаемой установки для определения длины зоны передачи напряжений предварительно напряженной арматуры железобетонных элементов.

Опытная установка для проведения испытаний. После анализа двух вариантов модифицированной методики была запроектирована и изготовлена конструкция для проведения испытаний (рисунок 7, а), состоящая из жесткой рамы 1, содержащей на торце отверстия для арматуры 2. Жесткая рама выполнена из квадратных труб с длиной стороны 50 мм. Внутри жесткой рамы размещена съемная опалубка 3, выполненная из балок швеллерного сечения высотой 100 мм с расширением на одном конце к торцевому элементу жесткой рамы.



а



б

1 – жесткая рама; 2 – предварительно напряженная арматура; 3 – опалубка; 4 – механизм, моделирующий жесткость образца; 5 – опоры концевой рамы; 6 – анкерная балка; 7 – концевая балка

Рисунок 7. – Установка для определения длины зоны передачи напряжений (а) с механизмом для натяжения предварительно напряженной арматуры железобетонных элементов (б)

Механизм, моделирующий жесткость испытуемого образца 4, выполнен с возможностью отделения от жесткой рамы. Изготовлен из металлических балочных элементов, содержащих разделительные стойки 5 из квадратных труб с длиной стороны 50 мм, установленные параллельно друг другу, и анкерную балку 6,

расположенную перпендикулярно разделительным стойкам. Анкерная балка изготовлена из швеллеров высотой поперечного сечения 100 мм, а концевая балка 7 – из швеллеров высотой поперечного сечения 100 мм и пластин толщиной 10 мм. Кроме того, для удобства натяжения арматуры разработан и изготовлен механизм для натяжения арматуры (рисунок 7, б), который представляет собой съемную раму из труб квадратного поперечного сечения с длиной стороны 50 мм.

Пробный эксперимент. Эксперимент проводился с образцом арматуры S1400 диаметром 5 мм (высокопрочная проволока), помещенным в жесткую раму, внутри которой размещена съемная опалубка и пропускался сквозь механизм, моделирующий жесткость испытуемого образца. Внутри механизма, моделирующего жесткость испытуемого образца, установлено измерительное устройство «Терем» для измерения линейных деформаций, содержащее датчики линейных перемещений и позволяющее производить сбор и регистрацию во времени показаний этих датчиков. До бетонирования было произведено натяжение арматуры на жесткую раму при помощи механизма для натяжения арматуры и гидравлического домкрата, выполнено ее закрепление на свободных концах фиксаторами арматуры. В качестве фиксаторов арматуры использовались цанговые зажимы. Один фиксатор арматуры располагался с одного торца жесткой рамы, второй фиксатор арматуры располагался с другого конца жесткой рамы за анкерной балкой. При этом часть предварительно напряженной арматуры до бетонирования была изолирована высокомолекулярным полиэтиленом (пластилином), тем самым была отрегулирована длина участка арматуры, имеющего сцепление с бетоном. После бетонирования и набора бетоном заданной прочности произведена передача усилия обжатия с предварительно напряженной арматуры на бетонный образец. Был применен мгновенный отпуск арматуры при помощи перерезания арматуры механизированным алмазным инструментом, аналогично нарезке плит безопалубочного формования в производственных условиях. Образец тестировался ступенчато, обрезался с шагом в 100 мм (рисунок 8). При помощи измерительного средства «Терем» производился сбор данных о линейных деформациях в арматуре. Длина зоны передачи напряжений определялась как наименьшая длина заделки предварительно напряженной арматуры в бетон, при которой наблюдалось отсутствие или незначительное изменение линейных перемещений в датчике, закрепленном на арматуре. Кроме того, вычисление усилия в арматуре по данным линейных деформаций дублировалось непосредственным измерением усилия в динамометре между анкерной балкой и цанговым зажимом на конце арматуры.

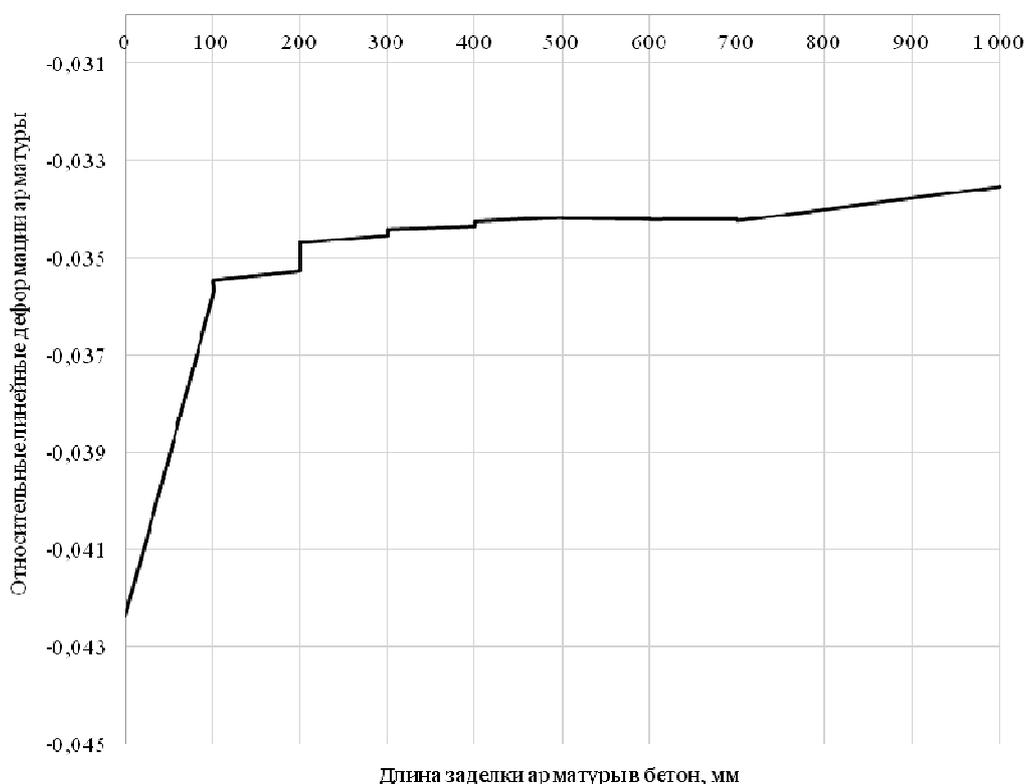


Рисунок 8. – Изменение относительных линейных деформаций в арматуре с изменением длины заделки арматуры в бетоне (мм)

Как видно из графика, представленного на рисунке 8, незначительные относительные деформации в арматуре появляются при уменьшении длины заделки арматуры в бетон до 400 мм, резко увеличи-

ваются при уменьшении заделки арматуры в бетон менее 200 мм. Длина зоны передачи напряжений будет наименьшей длиной заделки арматуры в бетон, при которой наблюдаются изменения в линейных деформациях арматуры.

Заключение. На основании проведенного исследования предложены два варианта модифицированной установки, принятой в методике ECADA для определения длины зоны передачи напряжений предварительно напряженной арматуры железобетонного элемента. Оба варианта, представленные в данной работе, имеют свои достоинства и могут быть использованы для определения вышеуказанной характеристики. Наиболее приемлемый вариант модифицированной установки был запроектирован и изготовлен. Также был проведен пробный эксперимент с целью подтверждения возможности использования данной установки для определения свойств сцепления арматуры с бетоном, в частности длины зоны передачи напряжений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Model Code 2010, First Complete Draft, Vol. 1, 2. – fib, 2010. – СН – 1015. – 293р.
2. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций : ТКП EN 1992-1-1:2009 / М-во архитектуры и строительства Респ. Беларусь. – Минск, 2010. – Ч. 1-1 : Общие правила и правила для зданий. – 207 с.
3. Transfer and development lengths of concentrically prestressed concrete / Jose. R. Martri-Vargas [et al.] // PCI Journal. – 2006. – September–October. – P. 74–85.
4. Rabenka, N. Control of length of a transmission zone using value of drawn-in of tensile elements in method of production of prestressing constructions / N. Rabenka, V. Tur // European and national dimension in research, April 28–29, 2010. – P. 31–39.
5. Gyon (1951). Béton Précontraint. – Paris, 1951.
6. Тур, В.В. Контроль длины зоны передачи напряжений при изготовлении предварительно напряженных конструкций / В.В. Тур, Н.Д. Рябенко // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2010. – № 6. – С. 24–34.
7. Martri-Vargas, J.R. Test method for determination of the transmission and anchorage length in prestressed reinforcement / J.R. Marti-Vargas // Magazine of concrete research. – 2006. – № 58, № 1. – P. 21–29.
8. Rabenka, N. Determination of transmission length in prestressed elements at compression stage / N. Rabenka, V. Tur // European and national dimension in research. – 2011. – April 27–28.
9. Reliability of Transfer Length Estimation from Strand End Slip / J.R. Marti-Vargas [et. al.] // ACI Structural Journal. – 2007. – July–August. – Technical Paper № 104–S47 – P. 487–494.
10. Martri-Vargas, J.R. Experimental study on bond of prestressing strand in high-strength concrete : PhD Thesis / J.R. Martri-Vargas ; Polytechnic University of Valencia, ProQuest Information and Learning Company, Michigan, 2003. – UMI number 3041710, p. 335. In Spanish.

Поступила 01.12.2017

SETTING TO DETERMINE THE LENGTH OF THE ZONE OF TRANSMISSION OF STRESS IN THE PRE-STRESSED REINFORCEMENT CONCRETE ELEMENTS

N. RYABENKO, V. TUR

The actual problem of determination of bond between prestressed reinforcement and concrete is considered. In order to estimate a transmission length and an anchorage length as main characteristics of bond between reinforcement and concrete two modifications of ECADA method are suggested. ECADA method allows determining transmission length by means of measuring the force supported by the tendon before and after release. Both variants presented in this paper are explained and have its advantages; they both can be used for estimation of the characteristics mentioned above. More reasonable variant of modified test plant has been calculated and manufactured. Trial experiment has been held in order to prove the possibility of using the plant for determination of bond characteristics such as transmission length.

Keywords: reinforced concrete elements, prestressed reinforcement, the transfer area stress, area of anchorage, the measurement effort.

УДК 624.014.2

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНАЯ ОЦЕНКА ДЕФОРМАЦИОННОГО МЕТОДА РАСЧЕТА ПОЛОГИХ СВОДОВ-ОБОЛОЧЕК ИЗ СТАЛЬНЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ХОЛОДНОГНУТЫХ ТРАПЕЦИЕВИДНЫХ ПРОФИЛЕЙ С ПОПЕРЕЧНЫМИ ГОФРАМИ

*Д.А. ЖДАНОВ; канд. техн. наук В.П. УЛАСЕВИЧ
(Брестский государственный технический университет)*

Представлены результаты серии экспериментальных исследований, направленных на определение напряженно-деформированного состояния и предельной несущей способности дугообразных профилей трапециевидного сечения с поперечными гофрами (типа МС-240) в сопоставлении с результатами расчета по предлагаемой модели сопротивления продольно-поперечному изгибу для профилей, содержащих на полках и стенках продольные промежуточные уголки жесткости или поперечные гофры. Отражены результаты экспериментального исследования натурной модели арочного покрытия в сопоставлении с теоретическими результатами, полученными по разработанному авторами нелинейному методу расчета таких конструкций, основу которого составляет деформационная модель эффектов от воздействий и модель сопротивления.

Ключевые слова: *дугообразные профили трапециевидного сечения, напряженно-деформированное состояние, продольно-поперечный изгиб, натурная модель арочного покрытия, нелинейный метод расчета.*

Введение. Последние десятилетия характеризуются значительным ростом объемов строительства зданий и сооружений, возводимых с использованием стальных каркасов из легких стальных тонкостенных конструкций (ЛСТК). Относительно новый вид сооружений из ЛСТК – бескаркасные сооружения в виде сводов-оболочек, состоящих из дугообразных профилей (типа МС-120 и МС-240), изготавливаемых непосредственно на строительной площадке с применением мобильного профилегибочного оборудования, получают все большее распространение на территории постсоветского пространства.

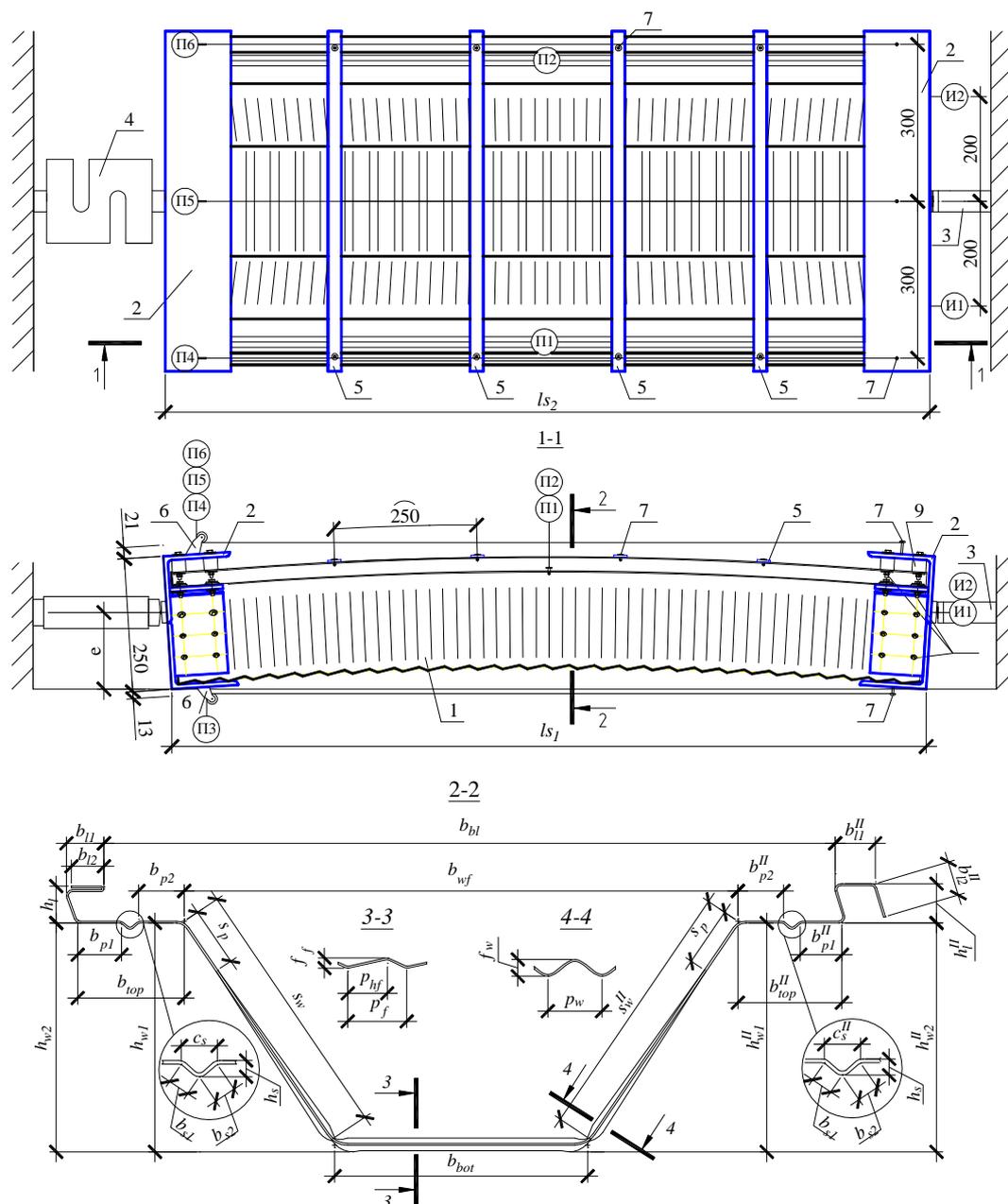
В предыдущих работах [1; 2] нами обоснована возможность и эффективность применения такого рода профилей для возведения пологих арочных покрытий зданий и сооружений различного назначения. Однако широкое применение такого рода покрытий сопровождается рядом проблем, одна из них – отсутствие на сегодняшний день общепринятых норм и правил расчета холодногнутого дугообразных профилей со сложной геометрией сечений, работа которых в составе конструктивных схем повышенной деформативности недостаточно изучена.

Среди характерных особенностей пологих арочных покрытий то, что в рабочем состоянии они находятся под одновременным воздействием как изгибающих, так и сжимающих усилий, причем с преобладанием последних. В паре с изначально присущей арочным покрытиям из СТП повышенной деформативностью (из-за их относительно невысокой жесткости), а также неравномерностью распределения напряжений по сечению профиля (вследствие их тонкостенности, наличия поперечных гофр, а также различного рода несовершенств) требуют особого подхода при оценке напряженно-деформированного состояния (НДС) и общей устойчивости рассматриваемых конструкций в процессе их проектирования [1; 3; 4].

В представляемом исследовании содержится описание экспериментальных испытаний профилей типа МС-240, результаты которых наряду с данными, полученными другими авторами в аналогичных исследованиях, использованы для оценки валидности предлагаемой модели сопротивления продольно-поперечному изгибу профилей такого рода. Также приведены результаты натурных испытаний на несущую способность фрагмента пологого арочного покрытия в сопоставлении с данными, полученными по разработанному авторами нелинейному методу расчета таких покрытий, основу которого составляют деформационная модель эффектов от воздействий и модель сопротивления стальных тонкостенных профилей со сложной геометрией сечений, содержащих на полках и стенках продольные промежуточные уголки жесткости или поперечные гофры.

Экспериментальные исследования фрагментов профилей типа МС-240. Экспериментальные исследования включали в себя испытания на внецентренное сжатие четырех фрагментов трапециевидного профиля с поперечными гофрами с целью выявления особенностей их поведения под нагрузкой на различных стадиях работы, а также определения предельной несущей способности поперечного сечения для дальнейшего применения этих данных при оценке надежности предлагаемой модели сопротивления.

Описание опытных образцов и испытательной установки. Для проведения испытаний подготовлено 4 образца длиной около 140 мм каждый. Как установлено при натурных обмерах, реальные размеры поперечного сечения образцов в некоторой степени отличались от размеров, заявленных производителем. Ввиду этого для каждого образца были определены фактические размеры поперечного сечения (рисунок 1), которые в дальнейшем усреднены для сопоставления с теоретическими расчетами (таблица 1).



1 – образец; 2 – опорный элемент; 3 – домкрат; 4 – динамометр; 5 – стяжка; 6 – блок;
7 – саморез; 8 – болт; 9 – вкладыш; П1...П6 – прогибомеры; И1...И2 – индикаторы

Рисунок 1. – Схема установки для испытаний фрагмента профиля

Установка для испытаний была запроектирована с учетом опыта предыдущих исследований [5–8] и включала в себя: две траверсы, соединенные тяжами; гидравлический домкрат; электронный универсальный динамометр и испытуемый образец, зафиксированный в опорных «кассетах» при помощи болтового соединения. Общий вид испытательной установки в сборе показан на рисунке 2.

Определение толщины основного металла и цинкового покрытия. Для получения достоверной информации о толщине металла и цинкового покрытия замер толщины четырех контрольных образцов выполнен дважды до и после снятия с образцов защитного цинкового покрытия. Замеры толщины проводились с использованием микрометра. В результате обработки серии измерений установлено, что толщина основного металла в среднем составляет 0,97 мм, а толщина цинкового покрытия – 0,04 мм.

Определение физико-механических характеристик стали. Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u элементов стальных тонкостенных профилей определены в результате испытаний в соответствии с [9]. Испытано 10 прямолинейных образцов длиной 100 мм и шириной 20 мм, вырезанных из фрагмента профиля. Испытания проводились на универсальной испыта-

тельной машине *Galdabini Quasar 25*. Обработка результатов испытания выполнена в соответствии с [10]. Характеристическое значение условного предела текучести стали $f_{yb} = 351,16$ МПа, условного предела прочности стали $f_u = 458,99$ МПа.

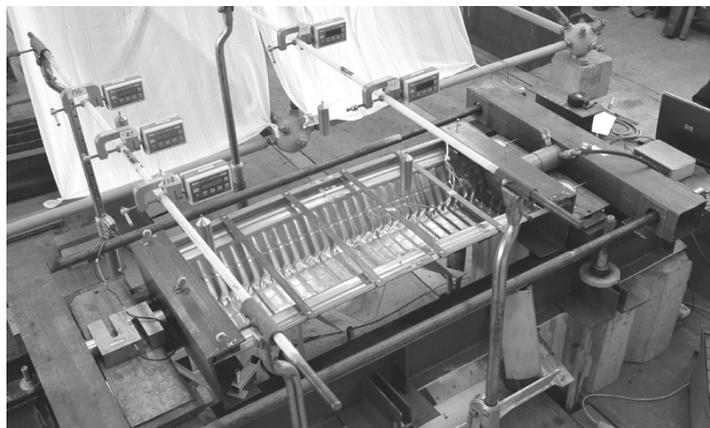


Рисунок 2. – Общий вид установки для испытаний фрагмента профиля

Методика и содержание испытаний. Одним из важных вопросов при проведении такого рода испытаний является точка приложения сжимающей нагрузки по высоте профиля. Проблема состоит в том, что действительное положение центра тяжести поперечного сечения при сжатии отличается от определенного стандартным образом из-за наличия на полках и стенках профиля поперечного гофрирования. На первом этапе испытаний приложение нагрузки осуществлялось на расстоянии $e = 130$ мм. В дальнейших испытаниях центр приложения был смещен ближе к эффективному центру тяжести при $e = 157$ мм. Нагрузка прикладывалась поэтапно с шагом 2,5 кН вплоть до разрушения образца. Оценка НДС осуществлялась как инструментально – посредством электронных прогибомеров, индикаторов часового типа и тензорезисторов, так и визуально. Усилия, создаваемые домкратом, фиксировались электронным динамометром.

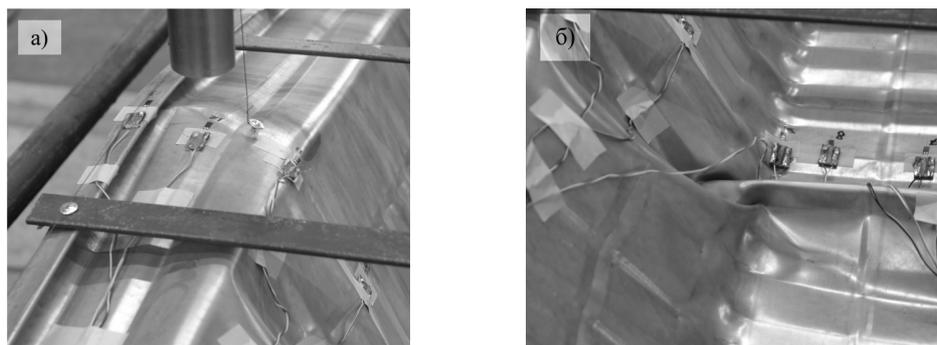
Прогибомеры П1 и П2 с ценой деления 0,01 мм использовались для измерения вертикального смещения верхней полки профиля в середине пролета; прогибомеры П3...П6 – для определения горизонтального смещения верхней и нижней поверхности «кассет». Индикаторы часового типа (И1...И2) с ценой деления 0,01 мм применялись для фиксации продольных деформаций образца, а тензорезисторы с базой 5 мм и номинальным сопротивлением 120 Ом – для оценки нормальных напряжений. Показания тензорезисторов регистрировались с помощью тензометрического комплекса ТИССА. Обработку показаний проводили на ПК.

Анализ результатов испытаний. В соответствии с поставленными задачами, при анализе результатов испытаний основное внимание было уделено исследованию картины распределения нормальных напряжений, местной устойчивости полок и стенок профиля, а также предельной несущей способности.

Анализируя полученные данные, можно заметить, что образцы сопротивлялись нагрузке несколько неравномерно: на начальных этапах нагружения (до 20 кН) в работе главным образом участвовала правая сторона сечения профиля, изображенного на рисунке 1. Данный эффект, по всей видимости, вызван несколько большей жесткостью профиля с правой стороны сечения. Когда же напряжения в ребрах профиля с правой стороны приблизились к пределу текучести (30 кН), к восприятию сжимающих напряжений «подключилась» и левая сторона сечения. В дальнейшем верхние полки профиля совместно с продольными промежуточными ребрами жесткости начинали терять местную устойчивость (потеря устойчивости формы сечения по [11]). Развитие амплитуды волны потери устойчивости, оценить величину которой можно было по показаниям прогибомеров П1 и П2, привело к снижению жесткости профиля в целом, а в последующем – к его разрушению в результате смятия ребер в местах наличия гофра в нижней части профиля (рисунок 3, а) и переломе ребер в верхней его части (рисунок 3, б).

Разрушающая нагрузка по результатам испытания № 1 составила 44,68 кН, что несколько ниже значений, полученных для испытаний № 2, 3, 4 (57,08 кН; 55,3 кН и 57,8 кН соответственно). Это расхождение вызвано различием расчетных схем, а именно различием значений эксцентриситета приложения сжимающей нагрузки e .

Оценка модели сопротивления. Расчетная модель теоретического сопротивления профиля типа МС-240, подверженного сжатию с изгибом, в сопоставлении с данными экспериментальных исследований, выполненных другими авторами [6–8], изложена в [4]. Расчеты теоретической несущей способности $F_{cr, теор}$ для экспериментальных образцов № 1...4 с геометрическими размерами, определенными в соответствии с рисунком 1, приведены в таблице 1.



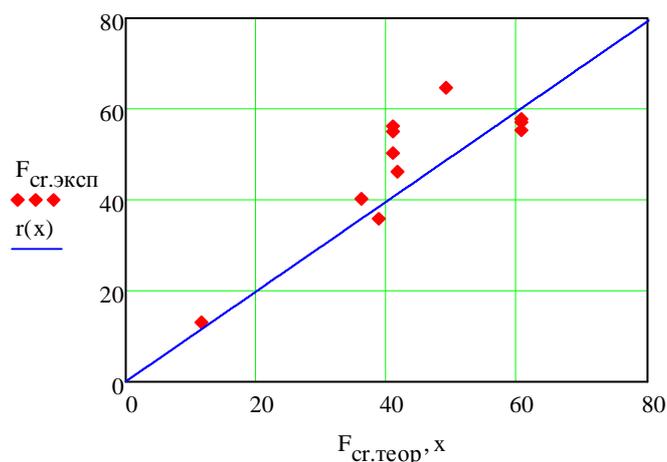
а – верхнее ребро; б – нижнее ребро

Рисунок 3. – Общий вид образца № 1 после разрушения

Таблица 1 – Сопоставление теоретических и экспериментальных данных

№ образца	t , мм	l , мм	f_y , МПа	f_w , мм	c_w , мм	f_f , мм	c_f , мм	$F_{cr,эксп}$, кН	$F_{cr,теор}$, кН
1	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	46,17	41,54
2	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	57,08	60,51
3	0,970	1390	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	55,30	60,51
4	0,970	1395	350,3	5,30	21,3	5,00	25,1	57,82	60,51

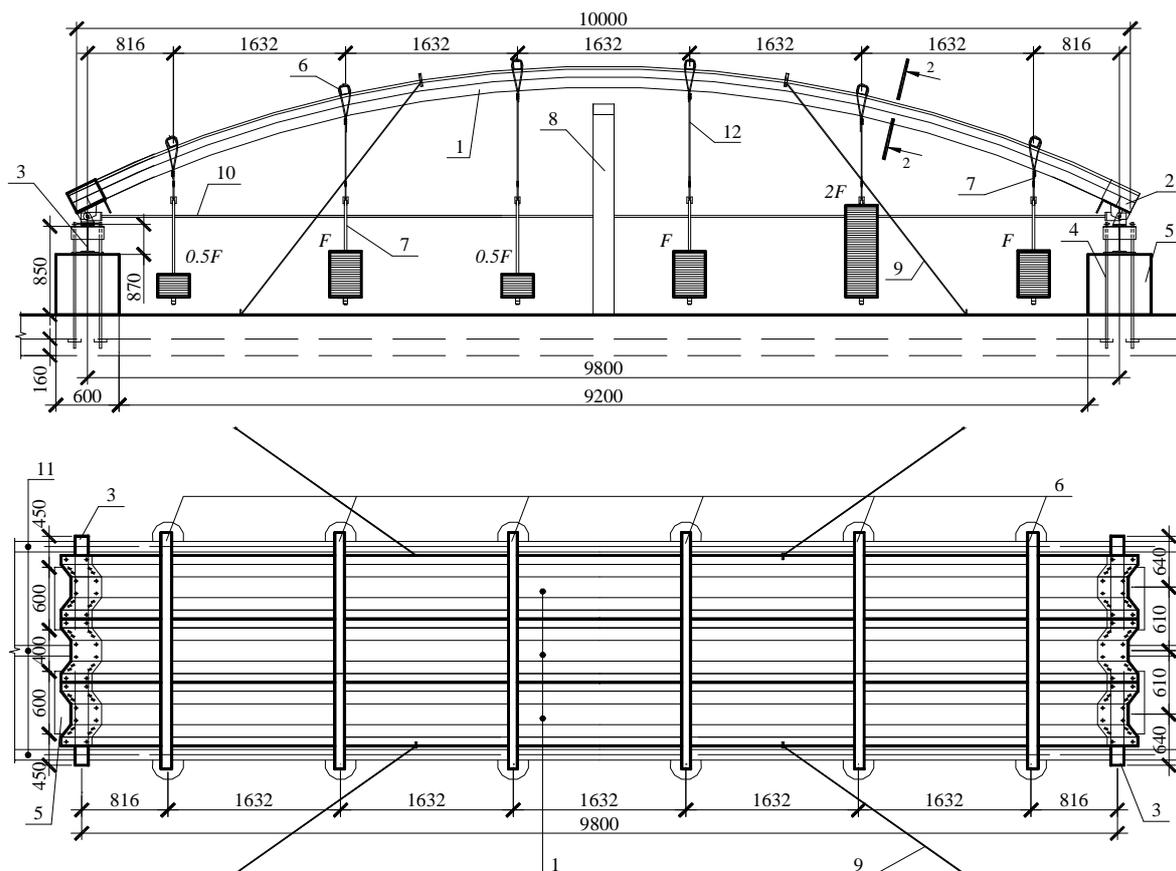
Точки, представляющие пары соответствующих значений $F_{cr,теор} - F_{cr,эксп}$ из таблицы 1, совместно с данными, приведенными в [4] для экспериментальных данных из [6–8], изображены на рисунке 4.

Рисунок 4. – Диаграмма « $F_{cr,теор} - F_{cr,эксп}$ »

Анализ результатов численной оценки предложенной модели сопротивления, выполненный в соответствии с [10], свидетельствует о достаточной точности и надежности ее применения при расчете прочности профилей типа МС-240, что подтверждается приемлемым коэффициентом вариации вектора ошибок $V_\delta = 20,9\%$ и углом наклона $\theta = 44,8^\circ$ прямой $r(x)$, близким к 45° .

В результате испытаний также установлено, что жесткостные параметры профиля существенно снижаются в результате наличия поперечного гофрирования стенок и нижней полки профиля, и их действительные значения могут быть получены с использованием предложенной расчетной модели путем снижения значения модуля упругости, величина которого должна быть дополнительно исследована.

Экспериментальные исследования фрагмента пологого арочного покрытия. Описание опытного образца и испытательной установки. Расчетная схема испытания арочного фрагмента – полая арка с затяжкой пролетом 9,8 м и стрелой подъема 1,14 м с нагрузкой из двух несимметричных треугольников по форме EN 1991-1-3 для сводчатых конструкций, закрепленная на шарнирно-неподвижной и шарнирно-подвижной опорах. Схема установки для испытания показана на рисунке 4. Фрагмент арочной оболочки состоял из трех дугообразных, с поперечными гофрами, профилей трапециевидного поперечного сечения типа МС-240, соединенных между собой посредством завальцовки фальцев. Фрагмент с каждой стороны крепился к опорной части на болтах М6 с шайбами.



1 – холодногнутый профиль типа МС-240; 2 – деталь опорная; 3 – балка опорная; 4 – тяз; 5 – блок ФБС; 6 – траверса; 7 – корзина; 8 – страховочная рама; 9 – оттяжка; 10 – затяжка; 11 – канал силового пола; 12 – подвес

Рисунок 5. – Схема установки для испытаний фрагмента арочного покрытия

В качестве опорной части использовались специально разработанные конструктивные элементы; каждый из них состоял из горячекатаного уголка 160×10 мм, на который с одной стороны приварены три холодногнутых элемента, повторяющих форму поперечного сечения профиля МС-240, а с другой – напротив каждого холодногнутого элемента по два парных уголка 125×7 мм, расположенных полками друг к другу и установленных с зазором 12 мм для крепления к опорной балке. Опорная часть шарнирно-неподвижной опоры крепилась к опорной балке, выполненной из двутавра № 27, через три фасонки толщиной 10 мм, приваренных к верхнему поясу балки. Фасонки располагались между парными уголками опорной части и фиксировались осью диаметром 24 мм, образуя тем самым шарнирное соединение. Каждая балка установлена на два бетонных блока ФБС. Для создания неподвижного закрепления к балке приварены 5 консолей в виде двух парных уголков 125×7 длиной 150 мм, через которые пропускались тязи с целью крепления к силовому полу. Опорная часть шарнирно-подвижной опоры опиралась на опорную балку через три вспомогательные детали (салазки), каждая из которых представляла собой тавр, расположенный полкой вниз. Стенка тавра помещалась между уголками опорной части и фиксировалась осью диаметром 24 мм. Полка тавра опиралась на верхний пояс опорной балки и могла свободно перемещаться в направлении, перпендикулярном ее оси, в то время как перемещения в двух остальных направлениях ограничивались пластинами, приваренными к верхнему поясу опорной балки. Затяжка представляла собой составной стержень диаметром 20 мм из четырех частей. На концах каждой части была нарезана резьба М20. Между собой части соединялись двумя втулками диаметром 30 мм с внутренней резьбой М20 и одним талрепом диаметром 40 мм, с правой резьбой М20 и левой М30. Затяжка была установлена в средней части оболочки и соединялась с опорной частью и опорной балкой через специальный П-образный элемент, который фиксировался осью. Для снижения силы трения все подвижные части установки были обработаны шрусовой смазкой.

Для обеспечения безопасности испытаний в середине пролета арки была установлена страховочная рама, а сама арка раскреплена из плоскости четырьмя тязями из троса. Для передачи нагрузки, а также обеспечения совместной работы трех панелей, составляющих арочную оболочку, по ее верху установлены 6 траверсы из квадратной трубы 80×5 . Траверсы крепились к фальцевым отгибам профилей, составляющих оболочку, через уголки 25×4 , соединенные на саморезах (самонарезающих винтах). Для переда-

чи нагрузки от траверс на верхний пояс под них подкладывалась обрезная доска толщиной 27 мм. Нагрузка на траверсы передавалась от корзин с грузами через подвесы из тросов, свободно крепившихся на концах траверс. Корзины представляли собой стержень диаметром 24 мм, с чугунной пластиной на нижнем конце.

Общий вид установки для испытания показан на рисунке 6. Оценка НДС осуществлялась посредством прогибомеров с ценой деления 0,01 мм, индикаторов часового типа и тензорезисторов. Прогибомеры (П1...П12) использовались для измерения вертикального смещения верхней полки среднего профиля по линиям приложения нагрузки, прогибомеры (П13...П16) – для определения угла поворота опоры, прогибомеры (П17...П20) – для определения осадок опор. Индикаторы часового типа (И1...И4) с ценой деления 0,001 мм применялись для фиксации величины удлинения затяжки; индикаторы (И5 и И6) с ценой деления 0,01 мм – для определения величины смещения подвижной опоры. Тензорезисторы с базой 5 мм и номинальным сопротивлением 200 и 120 Ом применялись для оценки нормальных напряжений на различных участках среднего профиля, а также в затяжке. Показания с тензорезисторов регистрировались с помощью тензометрических комплексов ТИССА. Обработку показаний проводили на ПК.



Рисунок 6. – Общий вид испытательной установки, образца и оборудования в процессе испытаний

Анализ результатов испытаний. Образец после нескольких предварительных испытаний в упругой стадии был испытан до разрушения. Нагрузка прикладывалась поэтапно. Величина приращения нагрузки на каждом этапе ΔF составляла 0,4 кН. Разрушение произошло после 17-го этапа нагружения при нагрузке $F = 6,8$ кН, что эквивалентно снеговой нагрузке с характеристическим значением $2,66$ кН/м². Разрушение носило пластичный характер: прогибы продолжали приращение в течение 5-ти минут после приложения нагрузки, а возле траверсы с максимальной нагрузкой образовались многочисленные зоны неупругой местной потери устойчивости на верхних полках и стенках. После этого пластические деформации ярко проявились на опорных участках, где профиль «сложился» по поперечным гофрам в зоне нижних полок и стенок.

Согласно показаниям тензодатчиков, напряжения во всех частях поперечного сечения вплоть до 17-го этапа нагружения не превышали предела текучести. Качественный вид эпюры нормальных напряжений на разных этапах нагружения был практически одинаковым и характеризовался, как и в случае профиля МПС-240 [5], следующими особенностями:

- максимальные напряжения по сечению возникали в зонах сопряжения стенки и верхней полки (ребрах) и были одинаковыми при различных вариантах приложения нагрузки;
- напряжения в гофрированной части широкой полки были значительно ниже напряжений в зонах сопряжения широкой полки со стенкой.

Смещение подвижной опоры проходило достаточно равномерно. Среднее значение смещения опоры по показаниям индикаторов И5 и И6 на 16-м этапе нагружения составило 8,04 мм.

Результаты измерений прогибов арочного фрагмента для 16-го этапа загрузки – усредненные для попарно установленных прогибомеров – приведены на рисунке 6. Прогибы носили явно нелинейный характер, особенно на последних этапах загрузки, что позволяет говорить о проявлении геометрической нелинейности.

Сопоставление с теоретическим расчетом. Для проверки надежности предлагаемого метода расчета [3] определим с использованием разработанной нами компьютерной программы STARS теоретическую разрушающую нагрузку экспериментального фрагмента пологого бескаркасного арочного

покрытия. В результате ряда расчетов, повторяющих последовательность загрузки экспериментального образца несимметричной нагрузкой, установлено, что теоретически предельное состояние наступает на 17-м этапе загрузки, что совпадает с результатом испытаний.

Результаты расчетов для 16-го этапа загрузки. Нагрузка на арку составила:

Собственный вес:

- вес профиля 1 м п.: $g_3 = 0,215$ кН/м (3 шт.);

- вес траверсы и 2-х подвесов $F_g = 0,55$ кН.

Вес грузов: $F = 6,4$ кН.

Жесткостные параметры, полученные по расчету, для сечения, состоящего из трех панелей:

- при сжатой верхней полке: $A_{eff3} = 11,957$ см², $I_{eff3} = 459,71$ см⁴, $z_c = 156,5$ см,

$$W_{eff3}^1 = \frac{I_{eff3}}{z_c} = \frac{459,71}{1,851} = 248,32 \text{ см}^3, \quad W_{eff3}^2 = \frac{I_{eff3}}{h - z_c} = \frac{459,71}{156,49} = 29,377 \text{ см}^3;$$

- при сжатой нижней полке: $A_{eff3} = 12,178$ см², $I_{eff3} = 460,4$ см⁴, $z_c = 156,81$ см;

$$W_{eff3}^1 = \frac{I_{eff3}}{z_c} = \frac{460,4}{1,819} = 253,12 \text{ см}^3, \quad W_{eff3}^2 = \frac{I_{eff3}}{h - z_c} = \frac{460,4}{156,81} = 29,36 \text{ см}^3.$$

Напряжения в поперечном сечении по результатам расчета в программе STARS составили:

- в средней части пролета: в верхнем ребре $\sigma_e = -65,78$ МПа, в нижней полке $\sigma_n = 267,33$ МПа;

- на правой опоре: в верхнем ребре $\sigma_e = -1,75$ МПа, в нижней полке $\sigma_n = -331,68$ МПа.

Результаты расчета прогибов в характерных сечениях арки в сопоставлении с экспериментальными данными приведены на рисунке 7. Различие в определении максимального прогиба составило 27,3%.

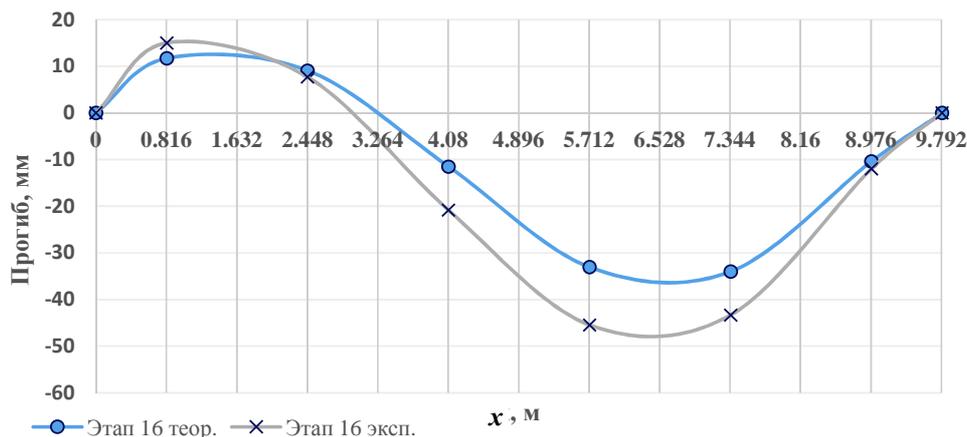


Рисунок 7. – Прогибы по длине пролета арки x на 16-м этапе загрузки

Резюмируя результаты экспериментальных исследований НДС дугообразных профилей трапециевидного поперечного сечения с поперечным гофрированием стенок и нижней полки, а также фрагмента пологого бескаркасного арочного покрытия из таких профилей в сопоставлении с данными теоретических исследований, сделаны следующие **выводы**:

- наличие поперечных гофр на стенках и полках профиля ведет к весьма неоднородному распределению сжимающих напряжений по сечению: большая часть напряжений воспринимается верхними полками и небольшими зонами в местах сопряжения полок и стенок. Уровень напряжений в гофрированных частях стенок и широкой полки, даже в случае сохранения ими устойчивого положения (отсутствия местной потери устойчивости), на порядок меньше напряжений в ребрах и верхней полке;

- поперечное гофрирование стенок и полок профиля приводит к уменьшению как продольной, так и изгибной жесткости, что в обязательном порядке должно быть учтено при разработке теоретической модели сопротивления;

- сопоставительная оценка предложенной в [4] модели сопротивления продольно-поперечному изгибу СТХП с поперечными гофрами с результатами экспериментальных данных, полученных в ходе настоящего исследования на коротких фрагментах профилей, а также данных, полученных другими авторами для такого же типа профилей, показала хорошую сходимость (коэффициент вариации вектора ошибок составил 20,9%);

- подтверждена надежность разработанного деформационного метода расчета [3], включающего в себя геометрически нелинейную модель оценки НДС и модель сопротивления, путем сопоставления

результатов расчета с результатами экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния опытного образца пологого арочного покрытия (теоретическое значение разрушающей нагрузки совпало с экспериментальным, а разница в значениях максимального прогиба составила 27,3%);

- с целью подтверждения универсальности предложенного деформационного метода расчета и модели сопротивления необходимо проведение дальнейших теоретических и экспериментальных исследований на профилях различной толщины, а также на фрагментах покрытий с различными вариантами закрепления и нагружения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Уласевич, В.П. Особенности напряженно-деформированного состояния гибких пологих арок из стальных тонкостенных гнутых профилей / В.П. Уласевич, Д.А. Жданов // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2012. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 104–110.
2. Жданов, Д.А. Бескаркасные арочные покрытия из стальных тонкостенных профилей: история, современное состояние и перспективы применения в Республике Беларусь / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2016. – № 1 : Строительство и архитектура. – С. 66–72.
3. Zhdanov D. A Nonlinear Analysis Method for Arch-Shaped Shell Roofs Made of Cold-Formed Steel Profiles / D. Zhdanov, W. Ulasevitch // Civil and Environmental Engineering. – 2016. – Vol. 7. – P. 187–191.
4. Жданов, Д.А. Оценка напряженно-деформированного состояния стальных тонкостенных холодногнуто-профилей с поперечно-гофрированными гранями / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич // Актуальные проблемы исследования материалов, конструкций, технологий и организации строительства в трансграничном аспекте : сб. ст. II Междунар. науч. конф., Брест, 18–20 окт. 2017 г. ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест, 2017. – С. 51–57.
5. Жданов, Д.А. Экспериментальные исследования фрагмента пологого арочного покрытия из тонколистового холодногнутого профиля типа МС-120 с поперечными гофрами / Д.А. Жданов, В.П. Уласевич, И.В. Зинкевич // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 8. – С. 33–40.
6. Stability and Bearing Capacity of Arch-shaped Corrugated Shell Elements: Experimental and Numerical Study / A. Piekarczyk [et al.] // Bulletin of the Polish Academy of Sciences, Technical Sciences. – 2015. – Vol. 63, – No. 1. – P. 113–123.
7. Theoretical and Experimental Study on Interactive Local Buckling of Arch-shaped Corrugated Steel Roof / Li-Li Wu [et al.] // Steel Structures. – 2006. – Vol. 6. – P. 45–54.
8. Натурные испытания фрагментов панелей из холодногнуто-профилей стальных профилей для арочных сводов / П.Г. Еремеев [и др.] // Монтажные и специальные работы в строительстве. – 2004. – № 9. – С. 5–9.
9. Metallic materials – Tensile testing / Method of test at room temperature : ISO 6892-1, 2016, BSI. – Brussels : European Committee for Standardization, 2001. Part 1. – 79 p.
10. Eurocode – Basis of structural design : EN 1990, 2002, BSI. – Brussels : European Committee for Standardization, 2001. – 114 p.
11. Eurocode 3 : Design of steel structures. Part 1-3 : Supplementary rules for cold-formed members and sheeting : EN 1991-1-3:2006. – Brussels : European Committee for Standardization, October 2006. – 134 p.

Поступила 04.12.2017

EXPERIMENTAL VERIFICATION OF THE VALIDITY OF A DEFORMATIONAL ANALYSIS AND DESIGN METHOD FOR SHALLOW ARCHED ROOF SYSTEMS MADE OF COLD-FORMED TRAPEZOIDAL PROFILES WITH TRANSVERSE CORRUGATIONS

D. ZHDANOV, V. ULASEVICH

The article contains the results of experimental research on both the strain-stress state and ultimate bearing capacity of trapezoidal cold-formed steel panels with transverse corrugations (the MIC-240 type) as compared to the analogous results obtained when analyzing the same type of profiles on the basis of a longitudinal-and-transversal bending resistance model which forms an integral part of a non-linear analysis method being developed by the authors for the analysis and design of shallow arched roof structures made of the above mentioned panels. The results of full-scale tests on bearing capacity of a section of an arched roof structure in comparison with the results of a numerical analysis of the same section on bearing capacity using the model under development have been also presented and discussed.

Keywords: *arc-shaped profiles of trapezoidal cross-section, stress-strain state, longitudinal-transverse bending, full-scale model of arch coating, nonlinear calculation method.*

УДК 624.131.2:624.154

ИННОВАЦИОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ И ТЕХНОЛОГИИ УСТРОЙСТВА НАБИВНЫХ СВАЙ ИЗ ГРУНТОБЕТОНА

канд. техн. наук, доц. В.Н. КРАВЦОВ
(Институт БелНИИС, Минск)

Приводятся основные результаты по исследованию, разработке и внедрению инновационных конструкций, технологий устройства набивных свай уплотнения и способов упрочнения грунтов с использованием грунтобетона, обеспечивающих снижение себестоимости фундаментов по сравнению с традиционными их решениями не менее чем на 50%. Показано, что грунтобетон на основе песчаных и глинистых грунтов белорусского региона может успешно применяться для изготовления набивных свай уплотнения длиной до 6 м и диаметром от 160 до 600 мм как в виде несущих конструкций фундаментов, так и ненесущих для упрочнения грунта (геомассивы). При этом прочность грунтобетона после 28 суток твердения находится в пределах 5...15 МПа, морозостойкость – не ниже марки М 25...50 при расходе цемента (по экономическим соображениям), не превышающем 0,15...0,30, воды 0,1...0,18 т на 1 м³ смеси. Плотность такого материала не менее 1,8 т/м³, а несущая способность свай из него по грунту до 300 кН. Для получения грунтобетона требуемой прочности и морозостойкости необходимо применять портландцемент или шлакопортландцемент марки не ниже М 400.

Ключевые слова: упрочняемый грунт, грунтобетон, вертикальное армирование грунта сваями уплотнения, исследования, несущая способность, технология, испытания, экономия.

Введение и постановка задачи. Анализ современной инвестиционной политики в Республике Беларусь показывает, что в новых экономических условиях преобладающим направлением развития строительного производства в рамках программ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь на 2015–2020 годы становится ресурсосбережение и вложение больших финансовых средств в инновационные материалы, конструкции, технологии [1]. Учитывая это в РУП «Институт БелНИИС» разработаны инновационные конструкции набивных грунтобетонных свай уплотнения и технологии их изготовления, используемые как в качестве несущих элементов фундамента, так и ненесущих армоэлементов для упрочнения грунта способом вертикального армирования. Отечественная и зарубежная практика [2 и др.] свидетельствует, что фундаменты из грунтобетона являются менее затратными и достаточно надежными конструкциями, так как для них используется местный грунт как самый дешевый исходный материал. Не менее эффективны также предложенные способ и конструкция закрепления (армирования) грунта грунтобетонными армоэлементами из свай уплотнения (геомассивы) [3–5]. Этот метод особенно эффективен в стесненных условиях городской застройки, когда необходимо исключить нежелательное вибродинамическое воздействие на существующие сооружения и инженерные сети, имеющее место при использовании традиционных строительных виброударных технологий и методов работ, обычно применяемых в настоящее время для упрочнения грунта. В данной работе приводятся основные результаты выполненного в РУП «Институт БелНИИС» исследования по разработке инновационных конструкций свай уплотнения (в том числе из грунтобетона) и технологий их изготовления в рамках программ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь [1 и др.].

Итоговые материалы по исследованию, апробации работы и анализ ее результатов. Основной задачей проведенных исследований являлась проверка конструктивных и технологических характеристик разработанных инновационных решений с использованием набивных свай уплотнения из грунтобетона (далее – свай СГ) и способов их реализации в производственных условиях. Параллельно решались задачи доводки оборудования, технологии возведения грунтобетонных свай уплотнения и геомассивов из них для целей массового внедрения результатов работы в практику строительства. В частности, отрабатывались такие вопросы:

- 1) *подбор* оптимальных составов грунтобетона для несущих и ненесущих свай СГ, устраиваемых в пробитых скважинах, по результатам лабораторных и полевых испытаний;
- 2) *оптимизация* конструкций штампов, лидеров-проходчиков (далее – лидеров), способов пробивки скважин на основе исследования характера работы рассматриваемых свай СГ в различных грунтах в полевых условиях (на опытных и производственных площадках);
- 3) *апробация* разработанных технологий, конструкций и оборудования в производственных условиях строительства.

Работы по пунктам 2 и 3 выполнены совместно с ООО «ОИФК» и ОАО «Стройкомплекс».

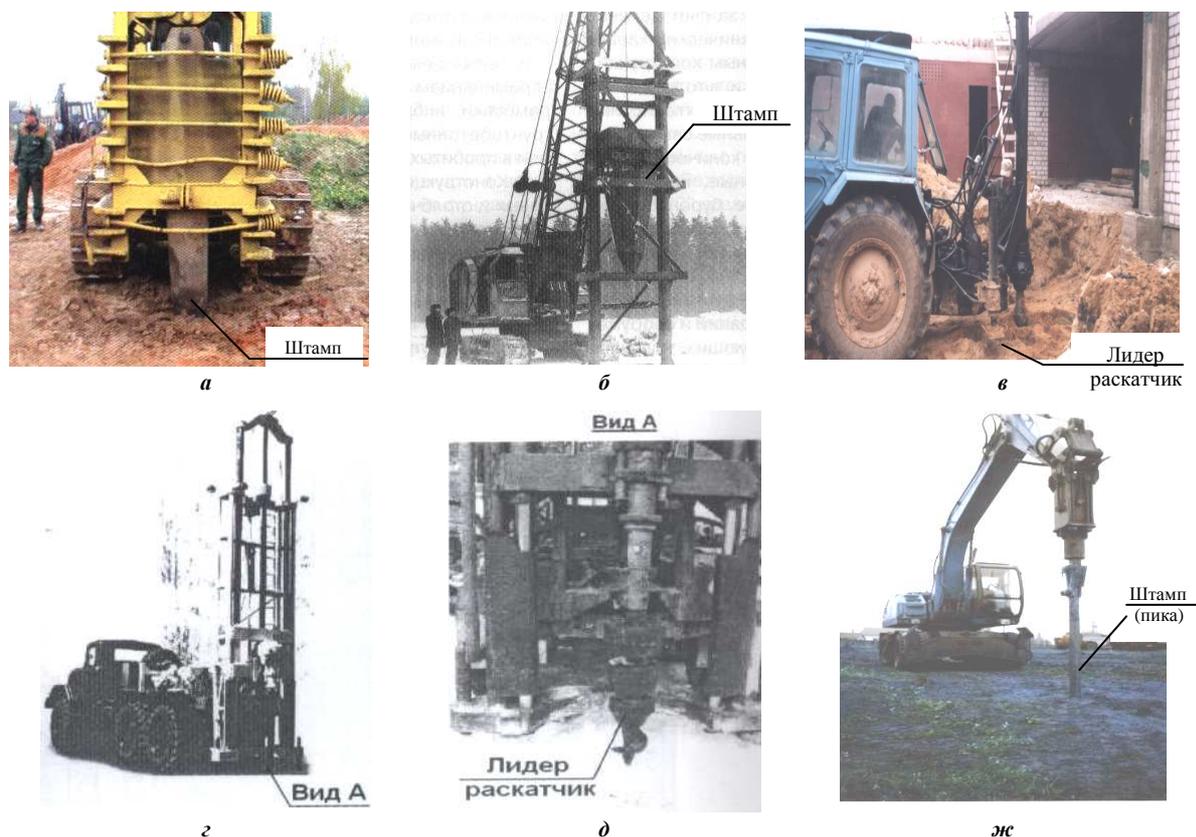
Разработаны и внедрены следующие конструкции набивных свай СГ в пробитых скважинах и технологии их устройства, в том числе для упрочнения грунта:

- а) *конструкции СГ*: ненесущие в пробитых скважинах для армоэлементов геомассивов; несущие в пробитых скважинах для свай и фундаментов из них;

б) технологии устройства СГ: *циклическая* – способ укладки предварительно приготовленной грунтобетонной или цементно-песчаной смеси (влажной или сухой) в заранее пробитые скважины с последующим послойным ее уплотнением трамбовкой или вибратором; *непрерывная* – способ одновременного устройства скважины пробивкой, заполнения ее грунтобетонной эмульсией под давлением с уплотнением рабочим органом (шнек, лидер) в процессе его извлечения из грунта и повторным его погружением в уложенную смесь (при необходимости ее доуплотнения). Смесь (эмульсия) в зону укладки подается через полую штангу рабочего органа.

При возведении фундаментов из грунтобетона рекомендуется применять сухой способ, так как отпадает необходимость в приготовлении и транспортировке водоцементной эмульсии. Это позволяет упростить и удешевить технологический процесс, отказаться от такого оборудования, как бетоно- или растворосмесители, растворобетонасосы, дозаторы и др. Кроме того, повышается надежность системы, поскольку устраняется вероятность засорения подающих эмульсию шлангов, баков и вентилях затвердевшим цементом, отпадает необходимость в их постоянной промывке после каждого цикла работ. Существенно по сравнению с традиционными буронабрызговыми технологиями упрощается агрегат и процесс для изготовления свай (армоэлементов) СГ.

Исходя из имеющихся в строительных организациях техники и оборудования, разработаны следующие виды грунтобетонных свай СГ и технологии для их изготовления (рисунок 1): сваи СГТ (СГШ) – в вытрамбованных (выштампованных) штампом любой конфигурации скважинах, посредством его циклического сбрасывания с заданной высоты или забивки-задавливания (*а, б*); сваи СГБ – в бурораздвижных скважинах, образованных лидером-раскатчиком (*в, г*); сваи СГП – в проколотых трубой (стержнем) диаметром 80...120 мм скважинах (*ж*).



а – свая типа СГТ (СГШ), изготавливается с использованием установки на базе трактора с навесным оборудованием для рыхления грунта (рыхлитель заменен на пирамидальный штамп с поперечным сечением в оголовке до 500×500 мм длиной до 3 м); *б* – то же, установка на базе механического экскаватора (поперечное сечение штампа в оголовке до 1000×1000 мм, длина до 7 м); *в* – свая типа СГБ, установка на базе трактора «Беларус» с навесным оборудованием для бурения ям, в котором буровой шнек заменен на лидер-раскатчик диаметром 100...250 мм; *г* – то же, установка на базе автомобиля ЗИЛ 130 с навесным буровым оборудованием ЛБУ-50, в котором шнек заменен на лидер-раскатчик (*д*); *д* – вид (фрагмент) А лидера-раскатчика для установок (*в, г*); *ж* – свая типа СГП в проколотых трубой скважинах, установка на базе экскаватора ЕК-14 с навесным гидромолотом МГ 300 (пневмопробойником), в котором пика заменена на штампы из трубы диаметром 80...120 мм длиной до 6 м

Рисунок 1. – Общий вид типовых строительных машин, модернизированных для целей пробивки скважин в грунте при устройстве свай СГ

Разработанное оборудование представляет собой технологический комплекс, состоящий из установки для устройства скважин (см. рисунок 1) и вспомогательного типового оборудования для изготовления грунтобетона и его укладки в скважину. Установки для изготовления скважин свай СГ состоят: из базовой машины с крутящим моментом на вале отбора мощности не менее 2,4 кН·м или рабочим давлением в гидросистеме не менее 0,6 МПа (например, тракторы «Беларусь», ЮМЗ, экскаватор ЕК и др.) с навесным оборудованием в виде направляющей краново-буровой или гидроманипуляторной штанги и съемного рабочего буровибрационного органа диаметром 80...250 мм для свай СГБ, СГП или 300...500 мм для свай СГТ и СГШ, длиной 1,5...7 м (см. рисунок 1). Изготовление скважин для свай типа СГТ (СГШ) производится с использованием крановых и сваебойных установок (в первом случае – для вытрамбовки, во втором – выштамповки скважин).

При изготовлении небольших объемов грунтобетонных коротких свай СГ для сельских домов, коттеджей и др. возможен также вариант применения легкой ручной переносной установки с треногой, грузом и лебедкой. В этом случае сваежинообразователь имеет диаметр 25...120 мм и уширение (при необходимости) в его верхней части до 250 мм, длину 1500...2500 мм [7].

Расход грунтобетона на изготовление одной короткой сваи СГ составляет 0,023...0,03 м³. Производительность установок – 40...200 свай в смену, в зависимости от их назначения, размеров, варианта оборудования и свойств грунта.

Вспомогательное оборудование (раствор – бетономешалки, насосы, шланги и др.) служит для изготовления грунтобетонной (бетонной) смеси (эмульсии) и подачи ее в зону укладки.

Устройство скважин для свай СГ производится без выемки грунта за счет его вдавливания в их стенки посредством: а) вытрамбовки скважин при циклическом сбрасывании штампа сечением от 260×300 мм до 1000×1000 мм для свай СГТ или их штамповки при задавливании штампа усилием ≥ 20 кН, или забивке сваебойной установкой для свай СГШ; б) прокалывания скважин трубой (стержнем сплошного сечения) $\varnothing 80...120$ мм для СГП и вибро-бурораздвижки грунта при вращении или вибропогружения цилиндрического лидера-сваежинообразователя со скоростью 6...14 мм/об с одновременной его принудительной подачей вниз давлением до 20 кН для свай СГБ. Готовые скважины заполняются предварительно изготовленной грунтобетонной смесью из местного грунта строительной площадки состава от 1:3 до 1:5 (цемент: грунт) согласно результатам лабораторных исследований в соответствии с методиками Рекомендаций [6; 7].

Для фундаментов применяется грунтобетон, представляющий собой искусственный конструктивный каменный материал, полученный в результате твердения однородной по составу смеси из природного грунта, цемента и воды.

В состав грунтобетона, кроме перечисленных компонентов, при соответствующем обосновании, могут также входить: известь, золы горючих сланцев, бурых углей, измельченные шлаки с повышенным содержанием кремнезема и специальные добавки, целью введения которых является улучшение свойств материала, снижение расхода цемента (без снижения качества), регулирование сроков схватывания и твердения смеси, улучшение ее прочностных и деформационных свойств. Грунтобетон, используемый для фундаментостроения, должен иметь достаточно надежные прочностные и деформативные характеристики и быть морозостойким (долговечным). Учитывая это, в РУП «Институт БелНИИС» основной упор при исследовании грунтобетонных свай СГ сделан на изучение прочностных свойств и морозостойкости их материала в лабораторных условиях с последующей верификацией полученных данных в натуральных условиях. Исследования в лаборатории [8; др.] проводились на смесях с различным содержанием цемента при изменяющейся плотности и влажности по стандартной методике на кубках-образцах размером (100×100) мм по ГОСТ [9; 10].

Для изготовления грунтобетонных образцов применялись пески, отобранные на территориях в районе Гомеля, Могилева и Минска, разной крупности, а также супесь и суглинки из Минского района. В качестве вяжущего использовался портландцемент М 400...500 Волковысского цементного завода с началом схватывания более 2 ч, активностью 528 кг/см², тонкостью помола 0,008 (12%).

Влияние количества цемента на прочность грунтобетона исследовалось в интервале его добавок к грунтовой массе от 5 до 40% и количестве воды от 5 до 30%. Цемент в грунтовую массу вводился в сухом состоянии и перемешивался с ней. После добавления воды смесь снова тщательно перемешивалась и укладывалась в стандартные формы по методике ГОСТ 10180 с уплотнением различной степени. Прочность и морозостойкость образцов оценивалась через 6, 28 и 90 суток нормально-влажностного (влажные опилки) хранения и в воде, по данным их испытаний согласно указаниям ГОСТ 10180 и ГОСТ 10060 [9; 10; др.].

Лабораторными исследованиями установлено, что качество грунтобетона из грунтов белорусского региона определяется [8; др.] показателями.

1. *Генезис и гранулометрическим составом грунта.* Оптимальному составу грунтобетонной смеси удовлетворяют грунты с содержанием глинистых фракций диаметром менее 0,005 мм – не более 30%; пылеватых 0,005...0,05 мм – 15...90%; песчаных 0,5...2 мм – не более 70% по массе. Максимальной прочностью обладают смеси следующего состава: глинистые частицы с фракциями до 0,005 мм – 5%

от веса воздушно-сухого грунта; пылеватые с фракциями до 0,05 мм – 20% и песчаные (0,2 мм) – не более 75%. Водородный показатель таких грунтов должен быть не менее 6, содержание водорастворимых солей и гумусированных веществ не более 3%.

2. *Количество и минералогический состав вяжущего.* В качестве вяжущего для грунтобетона следует использовать портландцемент (шлакопортландцемент) марки не ниже М 400 со сроком схватывания до 2 ч после затворения водой. Прочность грунтобетона напрямую зависит от дозировки вяжущего, которая определяется опытным путем с учетом свойств цемента, генезиса и типа (гранулометрического состава) грунта. Чем выше расход цемента, тем выше прочность материала. Для обеспечения требуемой прочности грунтобетона расход цемента должен составлять 0,15...0,25 т/м³ для несущих и не менее 0,05...0,10 т/м³ для ненесущих свай СГ.

3. *Влажность грунтобетонной смеси.* Для обеспечения эффективности уплотнения грунтобетонной смеси и заданной прочности расход воды на 1 м³ смеси рекомендуется в пределах 0,12...0,18 т/м³.

Проведенные лабораторные исследования подтвердили высокие физические и химические свойства грунтов белорусского региона и возможность их использования в качестве материала свай и фундаментов.

На основе вероятностно-статистического метода математической обработки результатов испытаний материала грунтобетона (ГОСТ 20522 [11]) и основных положений теории надежности определены его расчетные характеристики на сжатие и растяжение (доверительная вероятность принята $\alpha = 0,95$) $f_{cd,u}$, $f_{ctd,u}$ и разработаны рекомендации по проектированию свай СГ, фундаментов и геомассивов из них [6; 7].

Расчетные сопротивления $f_{cd,u}$, $f_{ctd,u}$, $f_{ctd,u}$ грунтобетона из оптимальных смесей для предельных состояний первой группы (с округлением) в зависимости от его класса по прочности на сжатие и осевое растяжение допускается назначать по таблице 1.

Таблица 1. – Расчетные сопротивления грунтобетона из оптимальных смесей

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления тяжелого ($D_{ц}$ 1800...2000) грунтобетона при его классе по прочности на сжатие МПа (кг/см ²)					
	$C_{ц}$ 2/3,5	$C_{ц}$ 4/5	$C_{ц}$ 6/7,5	$C_{ц}$ 8/10	$C_{ц}$ 12/15	$C_{ц}$ 16/20
Сжатие осевое (кубиковая прочность) $f_{cd,u}^k$	<u>1,90</u> 19,30	<u>2,70</u> 27,50	<u>4,00</u> 40,80	<u>5,00</u> 51,00	<u>8,00</u> 81,60	<u>10,00</u> 102,00
Сжатие осевое (призменная прочность) $f_{cd,u}$	<u>1,45</u> 14,70	<u>2,10</u> 21,00	<u>3,10</u> 31,00	<u>3,80</u> 38,80	<u>6,10</u> 62,00	<u>7,60</u> 77,60
Растяжение осевое $f_{ctd,u}$	<u>0,14</u> 1,45	<u>0,20</u> 2,10	<u>0,30</u> 3,10	<u>0,35</u> 3,55	<u>0,55</u> 5,65	<u>0,65</u> 6,65

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой в кг/см².
 2. Нормативные сопротивления грунтобетона определяются умножением расчетных сопротивлений на коэффициент безопасности по бетону при сжатии и растяжении $\gamma_f = 1,5$.
 3. Для грунтобетона из неоптимальных грунтовых смесей значения таблицы следует умножить на коэффициент $f_{b1} = 0,8$, а при эксплуатации в воде – на коэффициент $f_{b2} = 0,9$.
 4. Ориентировочные значения модуля упругости для грунтобетона из природных грунтов белорусского региона допускается принимать $E = 1 \cdot 10^3 \dots 20 \cdot 10^3$ МПа, коэффициента Пуассона – в пределах $\nu = 0,1 \dots 0,2$.

На втором этапе исследований произведена проверка разработанных материала, оборудования и ударно-вибро-бурораздвижных технологий устройства свай СГ в натурных условиях на 5-ти опытных площадках (ОП1...ОП5) размером от 12×12 м до 25×25 м с 3...5 участками (от 30 до 50) свай, выполненных по сетке от 300×300 мм до 800×800 мм. На каждой площадке проводились испытания грунта до устройства и после устройства свай СГ лабораторными и полевыми методами с использованием динамического зонда, штампом и контролем характеристик грунтов лабораторными методами.

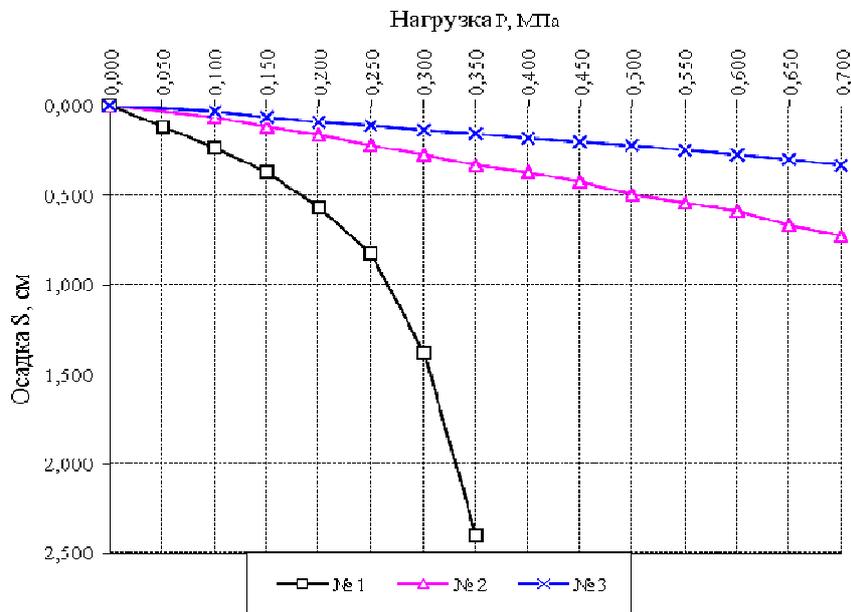
К рассмотрению приняты короткие набивные грунтобетонные сваи в скважинах диаметром от 100 до 500 мм и длиной 1,5...6 м, выполненных ударно-вибро-бурораздвижными способами.

В общей сложности было изготовлено 800 штук опытных скважин и до 50 штук грунтобетонных свай уплотнения в разных грунтах. Устройство скважин производилось с помощью навесного бурового оборудования к трактору «Беларус» (ямобур) и автомобилю ЗИЛ 130 со съёмным скважинообразующим бурораздвижным лидером диаметрами 120, 150, 200 и 250 мм (см. рисунки 1, в...д) или навесного гидропробойника к экскаватору ЕК 14 со съёмной пикой диаметром до 120 мм и вытрамбовкой пирамидальным штампом с размером оголовка 500×500 мм (см. рисунки 1, а, ж).

Анализ результатов исследований показал, что прочность армированных оснований после применения предлагаемого способа в песчаных и глинистых грунтах при оптимальном шаге свай СГ повышается, например, в случае использования свай СГБ не менее чем в 3...5 раз (рисунок 2).

Для проверки результатов лабораторных исследований по подбору грунтобетонных смесей из опытных свай на площадках ОП2, ОП4 и ОП5 через 10, 30 и 90 суток после их изготовления были вырезаны кубики 100×100 мм с интервалом по длине 0,5 м. После обмера и взвешивания выпиленные образцы были испытаны на сжатие по методике ГОСТ 10180 [9]. Результаты исследования грунтобетона натуральных свай СГБ с ОП5 представлены в таблице 2.

В процессе откопки свай СГ были также выполнены исследования по определению их активной зоны (уплотнения грунта) вдоль ствола и под нижним концом.



1 – осредненная кривая $s = f(P)$ неармированного основания;

2 – то же, вертикально армированного типовыми буронабивными сваями;

3 – то же, армированного инновационными набивными сваями СГБ в бурораскатанных скважинах

Рисунок 2. – Характерные осредненные графики $s = f(P)$ испытаний штампом $A = 2500 \text{ см}^2$ основания из грунтов по таблице 2, армированного сваями СГБ диаметром 120 мм на ОП5 (процент армирования 30% на 1 м^3 грунта)

Таблица 2. – Пример паспорта испытания грунтобетона опытной сваи СГБ на ОП5 из натурального грунта неоптимального состава

Характеристика грунта основания	Интервал отбора образцов по длине сваи СГБ	Дозировка цемента марки М 400 по глубине, %	В/Ц	Номер образца	Средние размеры образца, см	Плотность при естественной влажности, кг/м ³	Сопротивление осевому сжатию, $R_{сж}$, МПа	Коэффициент однородности
Супесь пластичная: $\rho = 2010 \text{ г/см}^3$, $\rho_d = 1800 \text{ г/см}^3$, $c = 0,018 \text{ МПа}$; $\varphi = 22^\circ$, $E = 15 \text{ МПа}$; Пылевато-глинистые фракции: < 0,1 мм – 15% < 0,01 мм – 25%	0...500	20	0,8	1...3	10,3×10,4×9,8 (h)	2077	4,68	0,84
	500...1500	15	0,8	4...6	10,8×10,4×9,6 (h)	2048	2,03	0,65
	1500...2500	10	0,8	7...10	10,4×10,5×9,9 (h)	2045	1,92	0,60
Примечания: 1. Скважина изготовлена бурораздвижным способом с диаметром лидера $\varnothing 250 \text{ мм}$. 2. Образцы вырезаны из сваи в возрасте 90 дней.								

Зона уплотнения определялась следующим образом. После испытания основания, армированного сваями СГ зондированием и штампом, грунт вокруг них послойно снимался, для каждого уровня определялись его плотность, влажность и динамическое сопротивление погружению конуса зонда.

На каждом уровне проведено 5 испытаний грунта зондированием с отбором проб для контроля плотности и влажности в лабораторных условиях стандартными методами.

Точки, соответствующие границе зоны деформирования на каждом уровне, определялись по изменению графика: $p = f(l)$ и $\rho_d = f(l)$, где l – расстояние точки испытания от наружной грани свай СГ. Шаг испытаний составлял 100...200 мм.

В тех местах, где найденные величины p и ρ_d не отличались от их природных значений более чем на 0,1 МПа или 0,1 кг/см³, устанавливалась граница деформируемой зоны относительно оси свай СГ.

Для песчаных грунтов указанная зона составила $(1,5...2)d$, а для пылевато-глинистых $(1...1,5)d$, где d – диаметр СГ, мм.

По итогам проведенных в РУП «Институт БелНИИС» исследований и разработанных на их основе инновационных конструкций и технологий устройства грунтобетонных свай СГ можно сделать следующие **выводы**:

1. Тело свай СГ по длине достаточно однородно (см. таблицу 2), без пустот и раковин, при этом условия твердения в необходимом грунте оказывают благоприятное влияние на получение материала необходимой прочности, который на сжатие соответствует классу бетона С_ц4/5...С_ц12/15 для оптимальных грунтовых смесей при расходе цемента 100...300 кг/м³, что соответствует данным лабораторных исследований.

2. Сваи СГ длиной до 6000 мм и диаметром до 500 мм из грунтобетона на основе неоптимальной грунтовой смеси обеспечивают восприятие нагрузки по грунту и материалу от 100 до 200 кН в зависимости от размеров, технологии изготовления и состава грунтобетона, а при оптимальной грунтовой смеси и расходе цемента 250 кг/м³ – до 300 кН.

3. Грунтобетонные сваи, изготовленные по разработанным технологиям, достаточно надежны и пригодны для малопогруженных (дома, коттеджи и др.) зданий, временных сооружений и упрочнения грунтов с доведением их свойств до требуемых (устройством геомассивов) как под новое строительство, так и при реконструкции эксплуатируемых объектов.

В заключение необходимо отметить, что экономия материалов и стоимости фундаментов при использовании свай СГ для возведения фундаментов и геомассивов составит не менее 50% по сравнению с традиционными буронабивными и готовыми сваями заводского изготовления, а также с традиционными виброударными технологиями упрочнения грунтов (укатка, трамбовка и др.) за счет использования в качестве одного из основных компонентов грунтобетона дешевого местного грунта и инновационных набивных свай уплотнения (СГТ, СГБ, СГП).

ЛИТЕРАТУРА

1. Основные направления социально-экономического развития Республики Беларусь на 2016–2020 годы // Белорусский правовой портал [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pravoby.info>. – Дата доступа: 27.11.2017.
2. Токин, А.Н. Фундаменты из цементогрунта / А.Н. Токин. – М. : Стройиздат, 1984. – 184 с.
3. Джоунс, К.Д. Сооружения из армированного грунта / К.Д. Джоунс ; пер. с англ. В.С. Забавина ; под ред. В.Г. Мельника. – М. : Стройиздат, 1989. – 280 с. ; Earth Reinforcement and Soil Structures / C.J. Jones. – Butter worth and C^o. (Publishers) Ltd, 1985.
4. Мирсояпов, И.Т. Исследование прочности и деформируемости просадочных грунтовых оснований, армированных вертикальными элементами / И.Т. Мирсояпов, В.Р. Мустакимов // Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика : тр. междунар. конф. по геотехнике. Т. 2. – СПб. : ПГУПС, 2005. – С. 40–45.
5. Легеченко, В.А. К вопросу определения приведенных деформационных характеристик армированных жесткими вертикальными элементами грунтовых оснований / В.А. Легеченко, В.Г. Шаповал, В.С. Андреев // Збірник наукових праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво / Полтавський нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка ; редкол.: С.Ф. Пічугін (гол. ред.) [та ін.]. – Полтава, 2013. – С. 232–236.
6. Рекомендации по проектированию и устройству вертикально армированных оснований (геомассивов) для плитных фундаментов зданий и сооружений в грунтовых условиях Республики Беларусь : Р 1.02.133-2014. – Минск : Стройтехнорм, 2014. – 28 с.

7. Рекомендации по проектированию и устройству грунтобетонных свай в бурораздвижных скважинах. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2005. – 51 с.
8. Кравцов, В.Н. Исследование грунтобетона и его применение для изготовления свай и упрочнения грунтов / В.Н. Кравцов // Проблемы современного бетона и железобетона. Вып. 7 ; М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь ; РУП «Институт БелНИИС» ; редкол.: О.Н. Лешкевич (гл. ред.) [и др.]. – Минск, 2015. – С. 53–64.
9. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам : ГОСТ 10180-2012. – Взамен ГОСТ 10180-90 ; введ. РБ 14.04.15. – Минск : Белорус. гос. ин-т стандартизации и сертификации, 2004. – 33 с. – (Система стандартов по информации, библиотечному и издательскому делу).
10. Бетоны. Базовый метод определения морозостойкости : ГОСТ 10060.1-95. – Взамен ГОСТ 10060-87 ; введ. РБ 01.04.97. – Минск : Белорус. гос. ин-т стандартизации и сертификации, 2004. – 8 с. – (Система стандартов по информации, библиотечному и издательскому делу).
11. ГРУНТЫ. Методы статистической обработки результатов испытаний : ГОСТ 20522-2012. – Взамен ГОСТ 20522-96 ; введ. РБ 01.04.97. – Минск : Белорус. гос. ин-т стандартизации и сертификации, 2004. – 20 с. – (Система стандартов по информации, библиотечному и издательскому делу).

Поступила 11.12.2017

INNOVATIVE STRUCTURES AND INSTALLATION TECHNOLOGIES OF MOULDED-IN-PLACE SOIL-CONCRETE PILES

V. KRAVTSOV

The article presents main results of the research, elaboration and implementation of innovative structures, installation technologies of moulded-in-place density piles and implementation of methods of soil strengthening with application of soil-concrete that reduces labor and materials costs. In comparison with traditional solution the presented ones reduce the costs up to 50%. It is shown that soil-concrete, based on sand and clay soils of Belarusian region, may be successfully used for the production of moulded-in-place density piles up to 6 m in length and from 160 to 600 mm in diameter. It may be used in load bearing structures of foundations as well as in nonbearing ones for soil strengthening (geomassive). In so doing after 28 days of hardening process the soil-concrete solidity is within the range of 5...15 MPa, frost-resistance – is not lower than grade M (25...50), while cement consumption (for economic reasons) does not exceed 0,15...0,30 tonne, water consumption does not exceed 0,1...0,18 tonne per 1 m³ of mixture. The density of the material is not less than 1,8 t/m³, bearing capacity of soil-concrete piles is up to 300 kN. In order to get soil-concrete with the required characteristics of solidity and frost-resistance it is necessary to use Portland cement or Portland slag cement of grade not lower than M400.

Keywords: *hardened soil, ground concrete, vertical reinforcement of soil density piles, research, bearing capacity, technology, testing, economy.*

УДК 725.94.025.4

**РЕСТАВРАЦИЯ С РЕКОНСТРУКЦИЕЙ ДОМИКА ПЕТРА I В ГОРОДЕ ПОЛОЦКЕ
НА ОСНОВЕ ПРИМЕНЕНИЯ НЕРАЗРУШАЮЩИХ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ
ПРИ ТЕХНИЧЕСКОМ ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЯ**

*канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ; канд. техн. наук Н.В. ДАВЫДЕНКО;
канд. техн. наук, доц. А.М. ИВАНЕНКО
(Полоцкий государственный университет)*

Рассмотрено объемно-планировочное и конструктивное решение Домика Петра I в Полоцке. Приведены результаты технического обследования здания, полученные с применением неразрушающих методов контроля. Работы проводились с использованием ферроскана, георадара и ударно-импульсного метода определения прочности. Описаны технологические процессы реставрации и реконструкции в здании с указанием применяемых отечественных и зарубежных материалов. Предложен вариант усиления каменного фундамента, реализованный при реконструкции здания. Проведенный комплекс восстановительных работ обеспечил увеличение выставочных площадей в Домике Петра I в 2 раза, задействовав помещения подвала, значительно увеличил эксплуатационный период для здания до следующих ремонтных мероприятий и позволил привлечь на выставку новые категории посетителей.

Ключевые слова: Домик Петра I, техническое обследование, неразрушающий контроль, реставрация, реконструкция, усиление фундамента.

Введение. Домик Петра I в Полоцке (рисунок 1) построен в 1692 году на месте деревянного здания. Дата постройки считается довольно условной, так как отсутствуют документы XVII – начала XVIII века относящиеся к жизни Полоцка того времени или событиям Северной войны. Также отсутствуют первоначальные чертежи здания и проекты его перестройки.

Проживание Петра I в Полоцке связано с ведением боевых действий в период Северной войны (1700–1721 годов) между Россией и Швецией на территории современной Беларуси. До настоящего времени не выявлено прямых документальных подтверждений, что именно в этом доме останавливался Петр I. Создание легенды приписывается иезуитам, которые могли сочинить эту историю к прибытию в Полоцк российской императрицы Екатерины II [1]. При этом вероятность посещения хотя бы на короткое время этого дома царем достаточно высока. Царь Петр I мог посетить или остановиться в доме после высадки на берег с корабля, на котором он прибыл в Полоцк по Двине из Суража. На тот момент домик располагался рядом с местом высадки и как раз на пути следования царя к Спасскому монастырю иезуитов, где для него были подготовлены кельи. Кирпичный дом выделялся своей архитектурой на фоне обветшалых деревянных жилых построек, поэтому император мог зайти в него ненадолго, пока шла выгрузка с кораблей и формировался обоз для переезда в монастырь.



Рисунок 1. – Внешний вид Домика Петра I со стороны улицы Нижне-Покровская (2007 г.)

Домик перестраивался в конце XVIII – начале XIX века. Здание, построенное в стиле барокко, эксплуатировалось как жилой дом. Об архитектурном стиле здания свидетельствуют декорированные окна, главный и торцевые фасады. Настоящим раритетом здания являются старинные резные филенчатые двери в «сарматском стиле», литая чугунная плита с готическим узором и кованый козырек над входом. Здание располагается в историческом центре Полоцка, на Нижне-Покровской улице, проходящей вдоль

правого берега реки Западная Двина. Исторический объект примечателен еще и тем, что представляет собой одно из немногих каменных зданий на территории Беларуси, относящихся к типу городского жилого дома периода Речи Посполитой [2].

За время Великой отечественной войны (1941–1945) здание значительно пострадало, но уже в 1949 году Домик Петра I был восстановлен. В послевоенные годы в Домике Петра I располагалась детская библиотека имени Льва Толстого. Перед главным фасадом со стороны Нижне-Покровской улицы у здания долгое время стоял памятник великому русскому писателю Льву Толстому. С 1998 года в здании располагается стационарная выставка «Прогулка по Нижне-Покровской». Эта первая в Беларуси монографическая экспозиция, посвященная истории одной улицы. Экспозиция знакомит с историей улицы, интерьерами некоторых зданий начала XX века, располагавшихся на Нижне-Покровской улице, дает представление о людях, которые здесь жили, отображая их быт и профессиональную деятельность.

Домик Петра I в Полоцке включен в Список историко-культурных ценностей Республики Беларусь и охраняется государством. За период эксплуатации (последние 60 лет) несущие конструкции здания подверглись износу и получили повреждения.

Начиная с 2007 года проводилось техническое обследование здания, на основании которого выполнен проект на ремонтно-реставрационные работы историко-архитектурного объекта «Домик Петра I в Полоцке» и проведена его реставрация с элементами реконструкции, включая благоустройство прилегающей территории.

Объемно-планировочное и конструктивное решение здания. Домик Петра I – одноэтажное здание в форме неправильного прямоугольника с размерами в плане 18470×8830×18640×8210 мм и подвальными помещениями. Планы здания и подвальных помещений приведены на рисунках 2, 3.

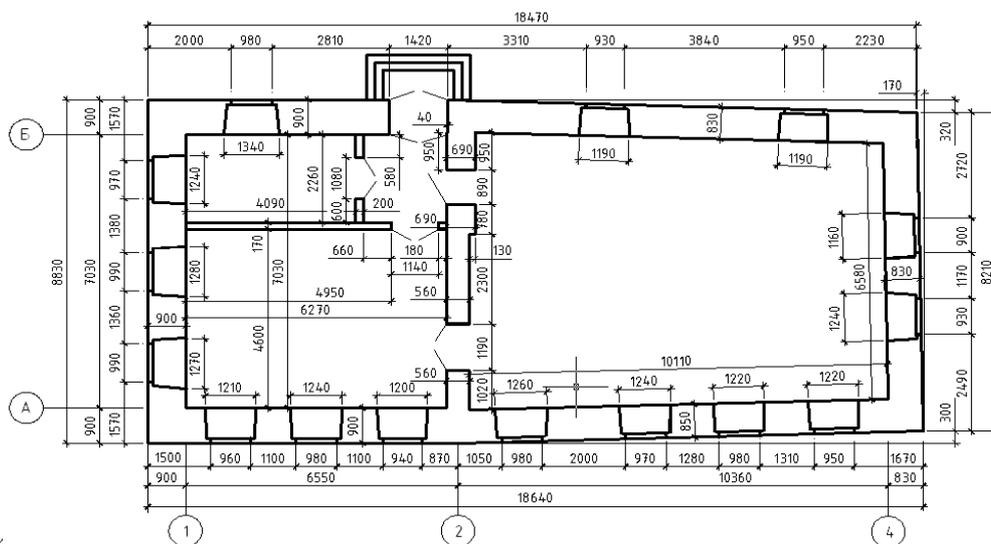


Рисунок 2. – План здания

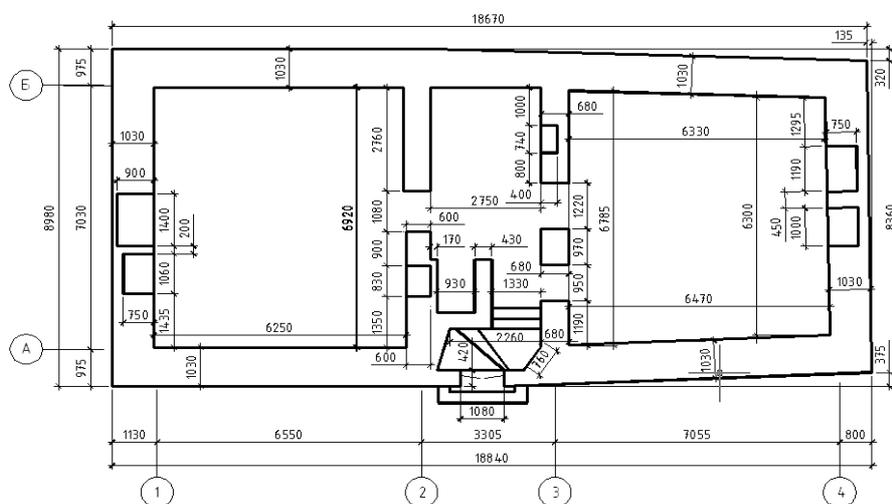


Рисунок 3. – План подвала

Наружные и внутренние стены здания выполнены из керамического полнотелого кирпича, обожженного при невысокой температуре до образования стеклофазы. Кладка выполнялась на известково-песчаном растворе буровато-кремового цвета с количественным соотношением компонентов 1:2. Бурый оттенок раствора обусловлен наличием глинистого вещества в кладочном растворе в виде примеси в использованном песке.

Перегородки на первом этаже здания дощатые с оштукатуренной по дранке поверхностью известково-песчаным раствором.

Перекрытие между первым этажом и подвальными помещениями выполнено в виде кирпичных сводов с опиранием на наружные стены в осях «1» – «2» и «3» – «4» (пролет свода 6,52...6,6 м, верхняя точка свода 2,55...2,69 м от уровня пола подвала), а в осях «2» – «3» на наружные и внутренние стены (пролет свода 2,75×4,5 м, верхняя точка свода 2,3 м от уровня пола подвала).

Чердачное перекрытие устроено из деревянного бруса сечением 180×180(н) мм, с шагом 1500±50 мм. Утепление по чердачному перекрытию произведено в виде засыпки шлаком толщиной слоя 160...180 мм.

Конструкция крыши выполнена в виде двухскатной стропильной системы. Деревянные стропильные ноги сечением 190(н)×160 мм расположены с шагом 1550±50 мм. Верхняя затяжка стропильных ног размером 190(н)×40 мм расположена на высоте 1260...1360 мм, нижняя затяжка выполнена в виде бруса сечением 200(н)×200 мм. Обрешетка размером 70(н)×70 мм устроена с шагом 230 мм. По периметру наружных стен расположены мауэрлаты сечением 150(н)×200 мм.

Пол на первом этаже дощатый по деревянным лагам. В подвальных помещениях основанием пола служит грунт, покрытие пола отсутствует.

Фундаменты возведены из керамического полнотелого кирпича на известково-песчаном растворе с включениями из бутового камня. Глубина заложения фундамента составляет 2,2 м от уровня земли у входа в подвальные помещения [3].

Методики исследований. Плотность керамического кирпича из кладки определяли по ГОСТ 7025-91 «Кирпич и камни керамические и силикатные. Методы определения водопоглощения, плотности и контроля морозостойкости», а прочность при сжатии и изгибе по ГОСТ 8462-85 «Материалы стеновые. Методы определения пределов прочности при сжатии и изгибе» и СТБ EN 772-1-2014 «Методы испытаний изделий для каменной кладки. Часть 1. Определение прочности при сжатии».

Образцы раствора из швов кладки подготавливали и испытывали на прочность при сжатии согласно ГОСТ 5802 «Растворы строительные. Методы испытаний».

На прочность при изгибе и сжатии отобранные из массива деревянных элементов перекрытия и стропильной системы образцы исследовали по ГОСТ 16483.3-84 «Древесина. Метод определения предела прочности при статическом изгибе» и ГОСТ 16483.10-73* «Древесина. Методы определения предела прочности при сжатии вдоль волокон».

Отдельные работы по техническому обследованию здания и прилегающей территории проводили с применением неразрушающих методов контроля, используя ферроскан, георадарный комплекс и прибор, основанный на ударно-импульсном методе определения прочности.

Техническое обследование здания. Конструкции исторического объекта длительное время на протяжении более 300 лет функционируют в климатических условиях с ярко выраженными сезонными изменениями температуры, количества и вида атмосферных осадков. Таким образом, для Полоцкого региона климатические условия обуславливают протекание процессов попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии конструкционных материалов здания в осенне-зимний и весенний периоды. Естественным образом при таких условиях эксплуатации ограждающие конструкции здания могли получить серьезные повреждения. Работы по техническому обследованию Домика Петра I проводились в соответствии с техническим заданием администрации Национального Полоцкого историко-культурного музея-заповедника. При техническом обследовании здания установлено, что несущие наружные и внутренние кирпичные стены находятся в основном в хорошем состоянии. Однако на фасаде наружной стены по оси «А» по цокольной части дома происходит разрушение штукатурного слоя (рисунок 4), в отдельных местах наблюдается разрушение штукатурного слоя по карнизу стены в результате попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии. На стене отмечается шелушение окрасочного покрытия. На фасаде стены по оси «4» в цокольной части происходит разрушение штукатурного слоя по той же причине. В результате осмотра наружной стены по оси «Б» отмечено разрушение штукатурного слоя в цокольной части стены и по карнизу, происходит шелушение окрасочного покрытия стены, в нижней части стены присутствует плесень на отделочных слоях. Кроме того, по штукатурному слою стены в месте пересечения осей «Б» и «1» зафиксировано присутствие горизонтальной трещины (рисунок 5). Обследование стены по оси «1» позволило установить разрушение штукатурного слоя в результате размораживания и отсутствие стального отлива в одном оконном проеме. Отмечено отсутствие отмостки вдоль стен по периметру здания [3].

С помощью ферроскана Hilti PS-200 определено наличие металлических тяжей в стенах, позволяющих увеличить прочность кирпичной кладки и избежать образования вертикальных трещин из-за неравномерной усадки основания в начальный период эксплуатации здания. В результате сканирования выявлено присутствие металлических тяжей по периметру здания в наружных стенах над оконными проемами. Металлические тяжи закладывались в кирпичную кладку между внутренними рядами кирпича и представляют собой кованные полосы металла длиной 1,5...2 м сечением 35...40(h)×5...6 мм. На концах каждой полосы выкованы соединительные петли. Полученные изображения ферроскана позволили установить, что сплошной тяж на всю длину стены выполнялся соединением отдельных полос путем наложения петель соседних полос одна на другую и фиксации этих петель металлическим шкворнем [4]. Кирпичные стены со стороны подвального помещения в основном находятся в удовлетворительном состоянии. Однако на всех стенах наблюдается частичное разрушение кладки на глубину до 70 мм в результате попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии (рисунок 6), так как отсутствует вертикальная и горизонтальная гидроизоляция, а подвальные помещения не отапливаются в зимний период.

По результатам обследования установлено, что сводчатые перекрытия между этажом и подвалом находятся в удовлетворительном состоянии. При этом на отдельных участках в осях «1» – «2» и «3» – «4» зафиксировано разрушение кладки сводов на глубину до 50 мм (рисунок 7), а также разрушение штукатурного слоя свода в осях «2» – «3» в результате попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии.



Рисунок 4. – Разрушение штукатурного слоя цокольной части стены по оси «А»



Рисунок 5. – Трещина по штукатурному слою стены по оси «Б» на пересечении с осью «1»



Рисунок 6. – Разрушение кладки наружной стены подвала по оси «4»

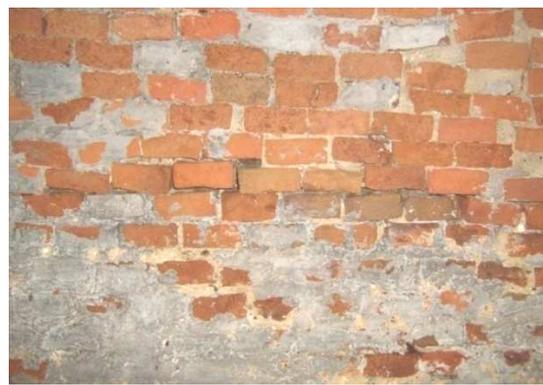


Рисунок 7. – Разрушение кирпича и раствора кладки в верхней части свода в осях «3» – «4»

Определение прочности при сжатии керамического кирпича и кладочного раствора в кладке стен, сводчатом перекрытии и фундаментах выполняли с помощью ударно-импульсного прибора ИПС МГ 4.03, а также на отобранных из кладки образцах. По итогам испытаний установлено, что керамический полнотелый кирпич обладает прочностью на сжатие 9...11 МПа, а известково-песчаный раствор прочностью 0,8...1,1 МПа.

В тамбуре входа в подвальное помещение перекрытие выполнено из кирпичной кладки по каркасу из металлического профиля. Металлические элементы каркаса находятся в неудовлетворительном состоянии, наблюдается сквозная коррозия (рисунок 8).

Техническое обследование чердачного перекрытия по деревянным балкам позволило выявить серьезные повреждения. В результате недостаточной жесткости деревянных балок перекрытия в местах примыкания потолка к стенам по всему периметру помещений образовались трещины (рисунок 9). Кроме того, на одной из балок чердачного перекрытия в осях «1» – «2» имеется значительное загнивание.

При осмотре деревянной стропильной системы крыши отмечено загнивание обрешетки (около 70% от общего количества) и верха стропильных ног (около 60%) в результате замокания, также наблюдаются следы плесени. Зафиксировано загнивание пяти стропильных ног в опорных узлах по оси «Б» (рисунок 10), провисание двух нижних деревянных затяжек, отсутствует фрагмент древесины в стропильной ноге по оси «А».

Определение прочности при сжатии и изгибе деревянных элементов чердачного перекрытия и стропильной системы выполнено по неразрушающей методике путем выпиливания образцов древесины. По результатам испытаний прочность древесины балок чердачного перекрытия и элементов стропильной системы при сжатии вдоль волокон составила 47 МПа, а прочность при изгибе – 38 МПа.

Покрытие кровли из металлических листов непригодно к дальнейшей эксплуатации. Наблюдаются многочисленные протекания покрытия на чердаке в результате некачественного выполнения замкового соединения между кровельными металлическими листами, что приводит к замоканию и загниванию деревянных элементов стропильной системы.

В процессе обследования также установлено не вполне удовлетворительное состояние кирпичного фундамента. По всему периметру фундамента происходит разрушение наружной и внутренней версты кладки на глубину до 150 мм (рисунок 11) в результате попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии. Кроме того, установлено отсутствие вертикальной и горизонтальной гидроизоляции [3].



Рисунок 8. – Сквозная коррозия элементов из металлопроката



Рисунок 9. – Трещины в местах примыкания потолка к наружной стене по оси «А»



Рисунок 10. – Загнивание и плесень на стропильной ноге в опорном узле по оси «Б»



Рисунок 11. – Разрушение внутренней версты кладки фундамента на пересечении осей «Б» и «4»

По результатам технического обследования и утвержденного проекта по восстановлению здания для дальнейшей надежной эксплуатации несущих конструкций Домика Петра I в Полоцке выполнялся комплекс ремонтно-реставрационных работ.

Восстановление поврежденных фрагментов керамического кирпича в кладке сводов и стен. Для выполнения работ на кирпичных сводах в подвальных помещениях устанавливались поддерживаю-

шие леса с кружалами на всю поверхность сводов. Разрушенные на большую глубину кирпичи (более половины ширины кирпича) извлекали из кладки и заменяли новыми полнотелыми керамическими кирпичами. Для укладки нового кирпича использовали кладочный раствор следующего состава: известь – 0,8 части; цемент – не более 0,2 части; песок средней зернистости – 3 части. Перед нанесением нового раствора поверхность очищали от остатков старой ветхой кладки и обеспыливали. Для кладочного раствора использовали известь I сорта и промытый песок, не содержащий пылевидных и глинистых примесей.

Участки поврежденного кирпича с небольшой поверхностной деструкцией (до 20 мм в глубину) восполняли реставрационным раствором «Funcosil Restauriermoertel» (производитель фирма «Remmers», Германия), производимым из чистого минерального сырья. Цвет реставрационного раствора подбирали в процессе производства восстановительных работ.

Для реставрации участков кирпича с более глубокой поверхностной деструкцией (более 20 мм в глубину) выполняли надстройку пломбы с помощью грунтовочного раствора «Funcosil Grundiermoertel» в два слоя. После грунтовки восстанавливаемые участки обрабатывались сжатым воздухом и хорошо просушивались. После этого на поверхность наносили раствор «Funcosil Restauriermoertel» жидкой консистенции, а затем этот же состав, но пластичной консистенции. Обязательно сохраняли сечение швов кирпичной кладки для последующего заполнения кладочным раствором. Лицевую поверхность восстановленного кирпича зачищали микропористой резиной [5].

Восполнение разрушенного кладочного раствора в кирпичных сводах и стенах. Разрушенный кладочный раствор удаляли механическим способом с использованием щеток с металлическим ворсом и электроинструмента. Швы промывали водой от пыли и остатков раствора после механической обработки. Пространство поврежденного шва в кладке открывали на глубину 20 мм. Перед заполнением раствором основание шва увлажняли. Для заполнения кладочных швов использовали состав «Funcosil Fugenmoertel». Заполнение швов выполняли в два приема при тщательном вдавливании раствора в швы. После заполнения поверхность шва выровняли шпателем.

Дополнительно выполняли гидрофобизацию поверхности кладки сводов и стен водоотталкивающей пропиткой «Funcosil Fassadencreme». Консервацию кирпича и раствора водоотталкивающей пропиткой проводили через 4 недели после выполнения работ по восполнению фрагментов кладки. Состав наносили на поверхность кладки один раз. Первоначальный белый цвет гидрофобизационного слоя полностью исчезал через 15...20 минут после нанесения на поверхность кладки

Работы по усилению кирпичного фундамента. Для последующей надежной эксплуатации кирпичного фундамента здания выполнялись восстановительные работы по его усилению согласно чертежам на рисунке 12 [3; 4].

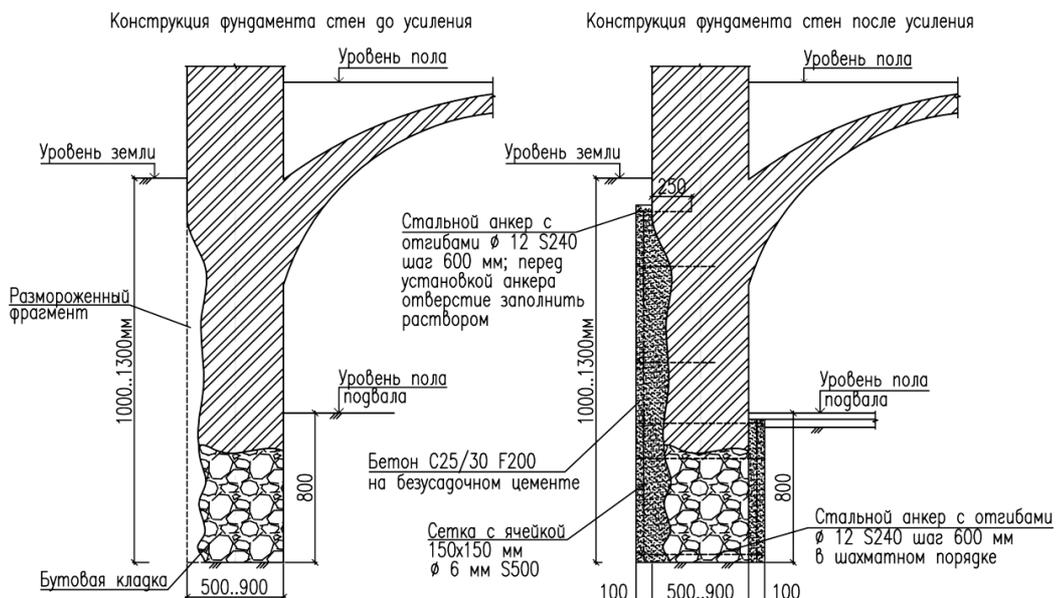


Рисунок 12. – Усиление каменного фундамента

При изучении грунтов оснований в старой части города Полоцка часто обнаруживаются фундаменты ранее существовавших зданий, заброшенные подземные коммуникации, которые могут представлять определенную угрозу для расположенных рядом зданий. Для оценки дальнейшей надежной работы фундамента Домика Петра I сотрудниками Полоцкого государственного университета проведено геора-

диолокационное зондирование прилегающей территории георадаром ProEx производства фирмы Mala GeoScience AB (Швеция). В условиях плотной городской застройки, как правило, применяются экранированные антенны. Поэтому в поисковых работах на прилегающей территории к объекту использовалась экранированная антенна 250 МГц [6].

В результате зондирования на расстоянии 25 м от Дома Петра I обнаружены остатки подземной части и фундамента здания купеческих складов и дренажной галереи. На рисунке 13 приведен результат интерпретации георадарного профиля, пройденного над арочными сводами и остатками дренажной системы. Анализ полученной информации показал, что остатки складов и дренажа не представляют опасности для нормального функционирования фундамента Домика Петра I. При разработке котлована под возводимое в непосредственной близости офисное здание данные георадара по определению остатков подземных сооружений складов и дренажной системы полностью подтвердились (рисунок 13).

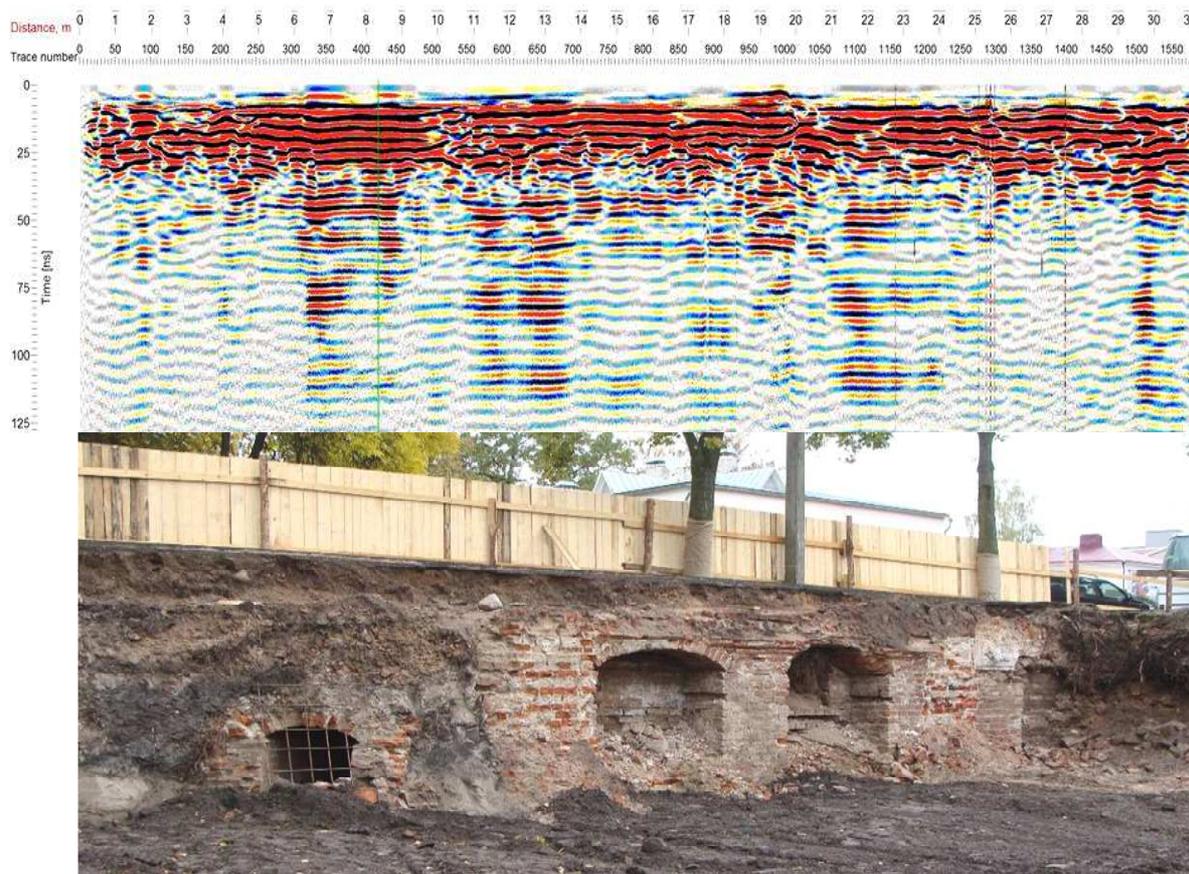


Рисунок 13. – Результаты георадарного профиля подземной части купеческих складов и дренажной системы

Работы по горизонтальной и вертикальной гидроизоляции стен. С целью исключения насыщения кирпичных стен влагой выполнялся комплекс мероприятий. Для этого выполнена вертикальная планировка поверхности земли прилегающей к зданию территории с учетом особенностей рельефа местности, включая возведение подпорной железобетонной стены вдоль дома по оси «Б» с отделкой декоративным бетоном. Произведено устройство отмостки из тротуарной бетонной плитки по периметру здания шириной 700 мм.

Для предотвращения капиллярного подсоса влаги и образования высолов на поверхности стен, приводящих к разрушению кладки и штукатурного слоя, выполнялись работы по устройству горизонтальной гидроизоляции методом инъектирования в кладку специальных химических составов (в шахматном порядке в два ряда) на уровне «стена – пол подвала» и в уровне «стена – низ балочного перекрытия над подвалом».

В качестве гидроизоляционного материала для инъектирования использовали состав «Elakvablok» (производитель компания «Баумит-Бел», Беларусь). В наружных стенах инъекции на уровне «стена – пол подвала» выполняли со стороны помещений через отверстия диаметром 16 мм с шагом 150 мм, которые сверлялись под углом 20...30° на глубину около 2/3 толщины в два ряда. Второй ряд отверстий сверлили

на высоте 100 мм со сдвигом в шахматном порядке. Гидроизолирующий состав заливали в отверстия самотеком из пластиковых емкостей. На внутренних стенах в уровне «стена – пол подвала» и наружных стенах в уровне «стена – низ балочного перекрытия над подвалом» отсечка влаги методом инъектирования выполнялась через просверленные отверстия с двух сторон стен.

Вертикальную гидроизоляцию наружной поверхности фундаментов на всю высоту до уровня отметки земли и стен здания на высоту 0,5 м от планировочной отметки земли выполняли гидроизоляционным составом «Полимикс-ГС» (производитель предприятие «ПК Радекс», Беларусь).

Для обеспечения нормального микроклимата в подвальных помещениях выполнено устройство вентиляционных каналов, высушивание (санирование) поверхности стен и произведена установка отопительных приборов.

Восстановление поврежденных участков штукатурных покрытий. Большие деструктивные фрагменты штукатурки со значительной глубиной повреждения удаляли механическим способом с помощью жестких металлических щеток и скребков, на отдельных участках использовалась промывка теплой водой под давлением. При выполнении очистки фасадов с использованием воды производилось устройство организованного отвода воды от цокольной части здания. Удаление штукатурки производили небольшими участками.

Для мест ремонта с небольшими повреждениями (растрескивание, шелушение), повреждения устранялись перетиркой штукатурки с предварительной расшивкой трещин. С помощью металлических скребков снимался деструктированный верхний слой, поверхность смачивалась водой и перетиралась известково-песчаным составом. Одновременно с этим процессом трещины в штукатурке расшивались и заполнялись известковым раствором с мраморной или каменной пылью, а затем затирались теркой.

Раскрытые трещины на штукатурной поверхности и утраченные фрагменты штукатурки выравнивались до уровня примыкающих участков поверхности следующим составом: известь – 0,5...0,7 части, цемент – 0,3...0,5 части, песок – 3 части. Для растворной смеси использовалась известь с содержанием активных СаО и MgO не менее 65% (первый сорт) и цемент марки М500. Перед оштукатуриванием поверхность тщательно обеспыливалась, очищалась от остатков разрушенной штукатурки.

Так как на поверхности штукатурки имеются колонии биоразрушителей (грибки, плесень), которые оказывают разрушительное действие на штукатурный слой, то перед проведением консервационных работ особо тщательно выполнялось удаление биодеструкторов. Для микробиологической обработки (дезинфекции) поверхности использовали растворы биоцидных препаратов «Baumit Sanier Losung» (производитель компания «Баумит-Бел», Беларусь) и «Histolit Algen-Entferner» (производитель компания «SaraGol», Германия). Поверхностная обработка стен антисептиками выполнялась вручную с помощью малярных кистей в два приема. Интервал между приемами составлял не менее 12 часов. При нанесении препаратов на обрабатываемые поверхности температура окружающего воздуха составляла не менее +15 °С при относительной влажности 40...70% [5].

Для укрепления поверхности старых слоев штукатурки, выравнивания впитывающей способности новой и старой штукатурки поверхность стен обрабатывалась укрепляющей грунтовкой. Окрасочные составы на стены наносились не ранее, чем через 4 недели после выполнения штукатурных работ.

Выполнение других ремонтно-восстановительных работ. В подвальном помещении произведено устройство бетонного пола толщиной 100 мм по грунту с устройством гидроизоляции. Для пола использовали бетон класса $C^{25}/_{30}$.

В результате существенного повреждения металлического каркаса перекрытия тамбура входа в подвальное помещение произведен демонтаж перекрытия. После установки опалубки произведено устройство железобетонного перекрытия в тамбуре из бетона класса $C^{30}/_{37}$.

Поверочные расчеты балок чердачного перекрытия и элементов стропильной системы с учетом фактических геометрических размеров показали, что прочности элементов не достаточно для восприятия действующих нагрузок. Согласно теплотехническому расчету сопротивление чердачного перекрытия теплопередаче недостаточно и составляет $1,23 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ [3].

С учетом установленных повреждений и выполненных расчетов произведен демонтаж чердачного перекрытия и стропильной системы крыши. В соответствии с проектом на реконструкцию здания произведено устройство нового чердачного перекрытия по деревянным балкам, выполнена новая стропильная система. Утепление чердачного перекрытия выполнено из минераловатных плит толщиной 400 мм. Осуществлен вывод вентиляционных кирпичных труб из клинкерного кирпича на поверхность кровли. Покрытие кровли выполнено из стальных листов с полимерным красочным покрытием темно-зеленого цвета и устройством организованного водостока с крыши (рисунок 14). Во всех оконных проемах установлены новые оконные деревянные блоки с двухкамерными стеклопакетами и стальные отливы с полимерным красочным покрытием темно-зеленого цвета. В дверном проеме входной группы установлены резные деревянные двери в соответствии с сохранившимися описаниями и фотодокументами (рисунок 15).

После ремонтно-реставрационных работ на прилегающем участке выполнено благоустройство с установкой декоративного ограждения по периметру территории (рисунок 16).



Рисунок 14. – Внешний вид здания во время реставрационных работ после замены крыши и кровельного покрытия (2011 г.)



Рисунок 15. – Восстановленные резные деревянные двери



Рисунок 16. – Внешний вид здания и прилегающей территории после выполненных восстановительных работ (2015 г.)

Резюмируя результаты проведенного исследования, получены следующие **выводы**:

- 1) применение неразрушающих методов контроля при комплексном техническом обследовании здания позволило принимать правильные технологические решения при ремонтно-реставрационных работах, направленных на обеспечение надежной эксплуатации Домика Петра I;
- 2) подобранные для реставрации отечественные и зарубежные материалы с учетом выявленных повреждений конструктивных элементов значительно повысили качество восстановительных работ и увеличили эксплуатационный период здания до следующих ремонтных мероприятий;
- 3) реализованное техническое решение по усилению фундамента предотвратило дальнейшее разрушение кладки и позволило задействовать подвальные помещения для выставочной экспозиции, что существенно повысило привлекательность здания для посетителей;
- 4) реставрационные работы с элементами реконструкции Домика Петра I обеспечили дальнейшее функционирование стационарной выставки «Прогулка по Нижне-Покровской». Кроме того подвальные помещения после реставрации используются для проведения с группами детей, посещающих выставку, тематических занятий по истории города с демонстрацией различных предметов культуры и быта жителей Полоцка в XIX – начале XX века.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соловьев, А.А. Усадебный комплекс «Домик Петра I в городе Полоцке»: История. Владельцы. Легенды / А.А. Соловьев. – Полоцк : Полоц. книж. изд-во, 2015. – 123 с.

2. В Полоцке отреставрирован Домик Петра I [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.ais.by/story/15597>. – Дата доступа: 14.06.2016.
3. Обследование несущих и ограждающих конструкций Домика Петра I : науч.-техн. отчет по теме № 27584 / А.А. Бакатович, А.М. Иваненко, Д.Н. Шабанов ; Полоц. гос. ун-т. – Новополоцк, 2007. – 74 с.
4. Rehabilitation of historical masonry buildings in Belorussia: The House of Peter the Great in Polotsk and Liubcha castle case studies / A. Bakatovich [et al.] // Non-Destructive Techniques for the Assessment and Preservation of Historic Structures / L. Gonçaves [and others], ed. by L. Gonçaves, H. Rodrigues, F. Gaspar. – CRC Press Taylor & Francis Group, 2017. – P. 173–194.
5. Синявский, В.П. Комплексные научные изыскания по объекту «Реставрация с реконструкцией историко-культурной ценности 2-й категории (Домик Петра I) в г. Полоцке по ул. Ленина, № 33» / В.П. Синявский, Л.И. Усоская // УП «Проект реставрация». – Минск, 2008. – 11 с.
6. Кремнёв, А.П. Георадиолокационное зондирование грунтов в инженерно-строительной практике / А.П. Кремнёв, А.Н. Поляков, С.В. Пивоварова // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : сб. тр. XV Междунар. науч.-метод. семинара, Полоцк, 27–28 ноября 2008 г. – Новополоцк : ПГУ, 2008. – С. 191–196.

Поступила 05.12.2017

**RESTORATION WITH RECONSTRUCTION OF THE HOUSE OF PETER I
IN THE CITY OF POLOTSK ON THE BASIS OF APPLICATION OF NON-DESTRUCTIVE
METHODS OF CONTROL AT THE TECHNICAL SURVEY OF THE BUILDING**

A. BAKATOVICH, N. DAVYDENKO, A. IVANENKO

The volume-planning and constructive solutions of the House of Peter I in Polotsk are considered. The results of the technical survey of the building obtained with the use of nondestructive testing methods are given. The work was carried out using ferroskan, georadar and shock-impulse device. The technological processes of restoration and reconstruction in the building are described, indicating the applied domestic and foreign materials. A variant of strengthening the stone foundation, implemented during the reconstruction of the building, is proposed. The complex of restoration works provided an increase in exhibition space in the House of Peter by using the basement premises 2 times, significantly increased the operational period for the building to the next repair measures and allowed to attract new categories of visitors to the exhibition.

Keywords: *the House of Peter, technical inspection, non-destructive testing, restoration, reconstruction, strengthening of the foundation.*

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ

УДК 697:721.011.25

ЭНЕРГОРЕСУРСООБЪЕКТИВНАЯ ТЕПЛОВАЯ ВЕНТИЛЯЦИЯ ГАЗИФИЦИРОВАННЫХ КУХОНЬ

канд. техн. наук, доц. В.И. ЛИПКО;
О.Н. ШИРОКОВА; А.С. ЛАПЕЗО
(Полоцкий государственный университет)

Представлены результаты исследований вентиляции газифицированных кухонь, предназначенные для создания воздухообменного процесса внутри жилых зданий с функцией подогрева приточного вентиляционного воздуха с использованием теплоты уходящих газов. Проанализированы и обобщены результаты полученных данных теоретических исследований по математическому моделированию теплообменных процессов устройства тепловой вентиляции газифицированных кухонь и данных, полученных при проведении экспериментальных исследований для оценки эффективности утилизации тепловых выбросов от бытовой газовой плиты для предварительного подогрева приточного вентиляционного воздуха.

Ключевые слова: микроклимат, энергоресурсосбережение, воздухоснабжение, газоснабжение, теплоснабжение, рекуперация, утилизация, модернизация, инновации.

Несовершенство технологии использования топливно-энергетических ресурсов в градостроительной отрасли и коммунально-бытовом секторе экономики, потребляющих более трети всех видов твердого, жидкого и газообразного топлива и электроэнергии, является обременительным для всего народнохозяйственного комплекса Республики Беларусь, импортирующей большую их часть, что значительно повышает энергоемкость валового национального продукта и существенно снижает конкурентоспособность производимой продукции. В связи с этим дальнейшее совершенствование инженерных систем теплогазоснабжения и воздухоснабжения зданий с наружными ограждениями повышенной теплозащиты и герметичности, направляемых на энергоресурсосбережение в условиях комфортного проживания, является одним из важнейших направлений государственных программ научных исследований Республики Беларусь.

Основная часть. Для обеспечения комфортных условий проживания, отвечающих современным санитарно-гигиеническим требованиям к качеству воздушной среды внутри отапливаемых и вентилируемых помещений, необходим комплексный подход к решению сложнейших научно-технических проблем, таких как:

- обеспечение нормативного воздухообмена с естественной вентиляцией за счет инфильтрации в условиях практически полной герметизации наружных ограждающих конструкций;
- улучшение качества микроклимата, снижение загазованности и переувлажнения в условиях открыто сжигаемого природного и сжиженного газа с выделением вредных веществ непосредственно внутри жилых помещений;
- перерасход газообразного топлива из-за несовершенства конструктивно-технологического исполнения бытовых газовых плит;
- отсутствие использования теплоты продуктов сжигания газа бытовых газовых плит в теплоутилизационных устройствах перед выбросом в атмосферу для предварительного подогрева приточного вентиляционного воздуха, снижающего нагрузку на систему отопления от внешних энергоисточников.

Для успешной реализации этих проблем предлагается к внедрению *инновационная разработка* Полоцкого государственного университета многофункциональной бытовой газовой плиты с широкими экологически безопасными энергоресурсоэффективными возможностями ее использования, подтвержденными патентами Республики Беларусь [1; 2].

На основании результатов использования многофункциональных бытовых газовых плит данной конструкции разработано устройство тепловой вентиляции газифицированных кухонь, предназначенной для создания воздухообменного процесса внутри жилых зданий с функцией подогрева приточного вентиляционного воздуха, изображенной схематично на рисунке 1 и состоящей: из воздухозаборной решетки 1, воздушного фильтра 2, приточного вентиляционного теплоизолированного воздуховода 3, входного патрубка 4, клинообразного воздухораспределителя 5 с кольцевыми отверстиями 6 со стороны теплообменной камеры 7 кожухотрубного теплообменника 8, клинообразного воздухосборника 9 с кольцевыми отверстиями 10 со стороны теплообменной камеры 7, приточного патрубка 11 и регулируемой жалюзийной решетки 12 образующих нагревательный контур кожухотрубного теплообменника 8, теплообменных трубок 15, расположенных в теплообменной камере 7 и соединяющих приемную камеру 14

с верхним клинообразным воздухоборником 16, присоединенным через выходной патрубок 17 к вытяжной системе вентиляции здания 18.

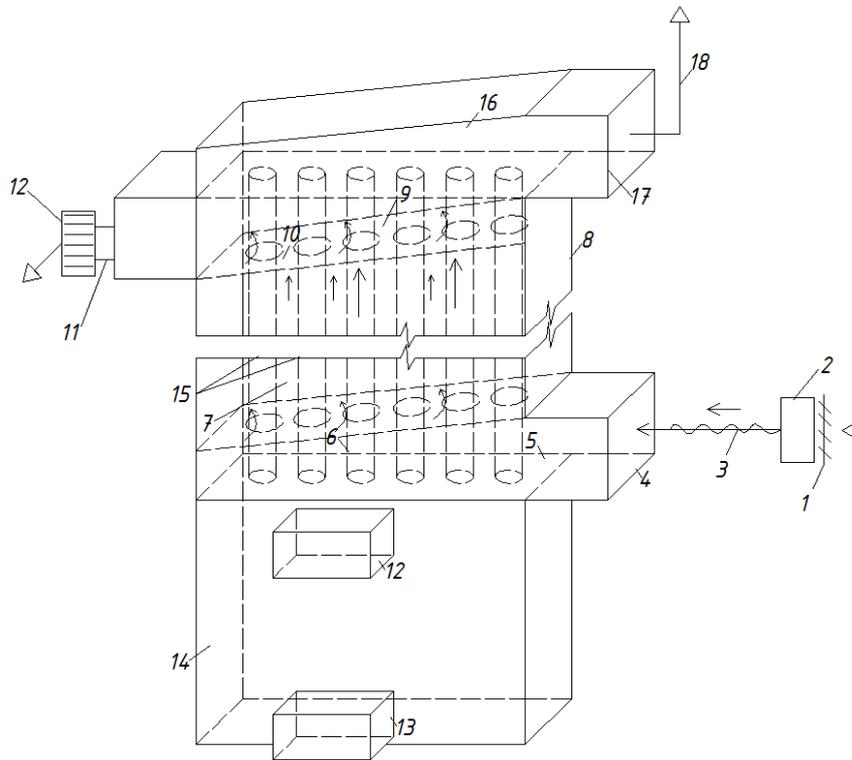


Рисунок 1. – Схема тепловой вентиляции газифицированных кухонь

Кожухотрубный теплообменник 7 габаритами 0,5×0,1×2,5 (рисунок 2) устанавливается в нише капитальной стены помещения кухни за универсальной бытовой газовой плитой [1; 2], не загромождая пространство кухни. Замена воздушного фильтра 2 выполняется через открывающееся кухонное окно.

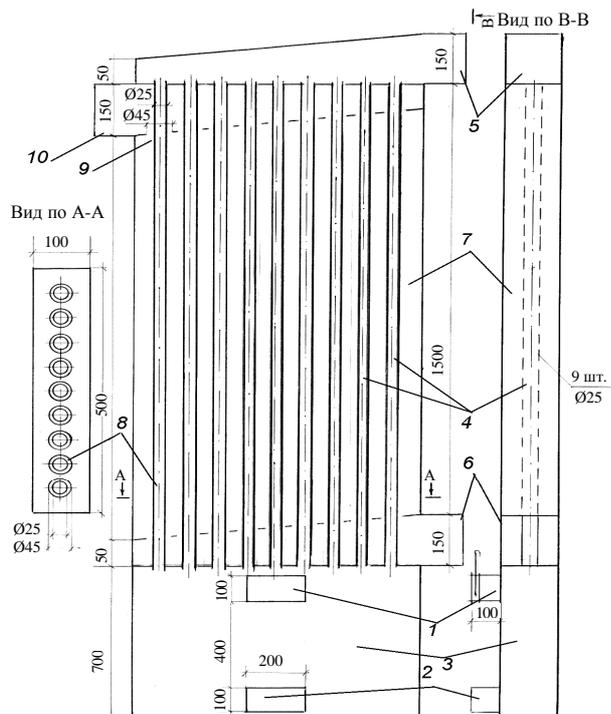


Рисунок 2. – Рекуперативный теплоутилизатор универсальной бытовой газовой плиты

Технологически принцип работы устройства тепловой вентиляции газифицированных кухонь заключается в том, что под действием работы системы вытяжной вентиляции здания 18 с наружными ограждениями повышенной теплозащиты и герметичности продукты сжигания газа из универсальной бытовой газовой плиты [1; 2] с температурой $t_2 > 100$ °С через верхний 12 или нижний 13 (см. рисунок 1) присоединительные патрубки поступают в приемную камеру 14 кожухотрубного рекуперативного теплообменника 8 и движутся по теплообменным трубкам 15 снизу вверх по теплообменной камере 7, передавая при этом через контактные наружные поверхности теплообменных трубок 15 теплоту греющих продуктов сжигания газа холодному наружному приточному воздуху, который также движется снизу вверх в межтрубном пространстве теплообменной камеры 7, а затем через верхний клинообразный воздухоотборник 16, выходной патрубок 17 и вытяжную систему 18 вентиляции здания выбрасывается в атмосферу, формируя таким образом греющий контур кожухотрубного рекуперативного теплообменника 8. В нагреваемом контуре наружный воздух заходит через воздухозаборную решетку 1, воздушный фильтр 2, приточный теплоизолированный воздуховод 3, входной патрубок 4, клинообразный воздухоотборник 5 с кольцевыми отверстиями 6 в теплообменную камеру 7, из которой через кольцевые отверстия 10, клинообразный воздухоотборник 9, приточный патрубок 11 и регулирующую жалюзийную решетку 12 поступает в помещение газифицированной кухни в предварительно подогретом состоянии, снижая при этом тепловую нагрузку на систему отопления здания, выполняя тем самым функцию энергосбережения теплопотребления от внешних энергоисточников.

При рассмотрении тепломассообменных процессов, протекающих в устройстве тепловой вентиляции газифицированных кухонь, на основе теории теплотехники в прямоточном газоздушном рекуперативном теплообменнике изменение температур теплообменивающихся сред осуществляется по графику (рисунок 3). Изменение температур теплоносителей при их движении вдоль поверхности теплообмена происходит нелинейно. Учитывая это обстоятельство, средняя разность температур Δt_{cp} определяется по логарифмическому уравнению:

$$\Delta t_{cp} = \frac{\Delta t_{\delta} - \Delta t_{\mu}}{\ln \frac{\Delta t_{\delta}}{\Delta t_{\mu}}}, \quad (1)$$

где Δt_{δ} – большая разность температур греющего и нагреваемого теплоносителей, °С; Δt_{μ} – меньшая разность температур греющего и нагреваемого теплоносителей, °С.

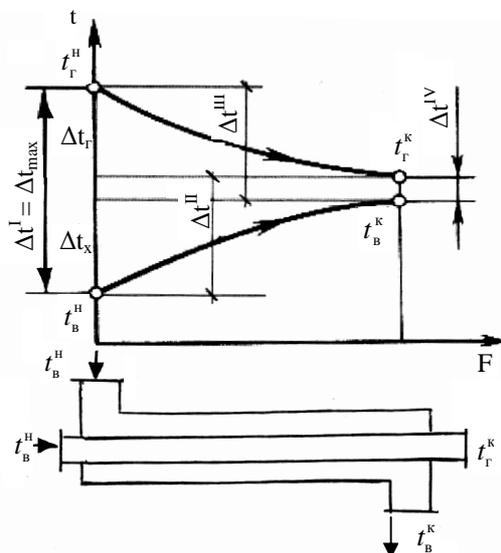


Рисунок 3. – График изменения температур теплообменивающихся сред в прямоточном газоздушном рекуперативном теплообменнике

Общее количество теплоты, передаваемой от нагретых газов через стенку F нагреваемому воздуху, определяется из выражения

$$Q = k \cdot F \cdot \Delta t_{cp}, \quad (2)$$

где k – коэффициент теплопередачи, Вт/м² °С; F – площадь поверхности теплообмена, м².

Коэффициент теплопередачи k через стенку газохода определяется из выражения

$$k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha_e} + \frac{\delta}{\lambda} + \frac{1}{\alpha_n}}. \quad (3)$$

Здесь α_e – коэффициент тепловосприятия от греющего теплоносителя к внутренней поверхности стенки газохода, Вт/м² °С; α_n – коэффициент теплоотдачи от наружной поверхности стенки газохода нагреваемому теплоносителю, Вт/м² °С; δ – толщина стенки газохода, м; λ – теплопроводность материала стенки газохода, Вт/м °С.

$$\alpha_n = 11,6 + 7\sqrt{V_{в.в}}, \quad (4)$$

где $V_{в.в}$ – скорость нагреваемого вентиляционного воздуха при его движении внутри теплообменника, м/с.

Поверхность теплопередачи через стенку газохода определяется из выражения

$$F_{н.с} = \pi \cdot d_n \cdot l, \quad (5)$$

где d_n – наружный диаметр газохода, м; l – длина газохода в зоне контакта м.

Для оценки интенсивности теплообмена при утилизации теплоты горячих газов, локально удаляемых от бытовой газовой плиты через рекуперативный теплообменник устройства тепловой вентиляции газифицированных кухонь, используется безразмерный критериальный коэффициент теории подобия критерий Нуссельта, определяемый по формуле

$$Nu = 0,0207 \cdot Re^{0,8} \cdot Pr^{0,43} \cdot \theta, \quad (6)$$

где Re – критерий Рейнольдса; Pr – критерий Прандтля; $\theta = 1 + 2 \cdot d_{вн} / l$ – поправочный коэффициент; $d_{вн}$ – внутренний диаметр газохода, м.

По значению критерия Nu определяется величина коэффициента α :

$$\alpha = Nu \cdot \frac{\lambda}{d}, \text{ Вт/м}^2 \text{ °С}. \quad (7)$$

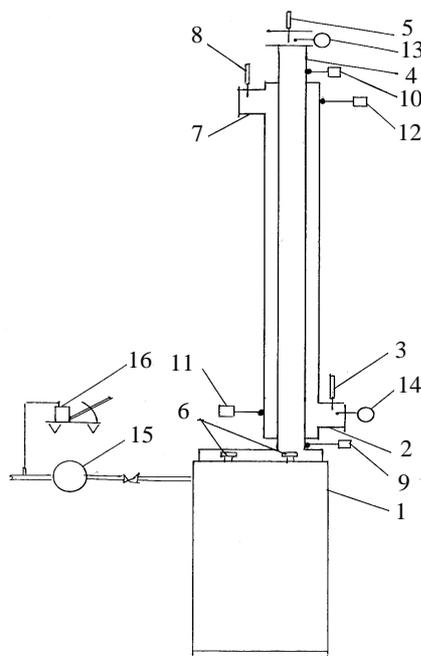


Рисунок 4. – Экспериментальный стенд для исследования теплообменника газовой плиты

Для определения закономерностей изменения теплопроизводительности теплообменника устройства тепловой вентиляции газифицированных кухонь зданий с повышенной теплозащитой и герметичностью наружных ограждений при переменных тепловых и аэродинамических режимах выполнены экспериментальные исследования.

Экспериментальная установка, представленная на рисунке 4, состоит из газовой плиты 1, теплообменника, включающего греющий газоход 4 круглого сечения, диаметром d_n , нагреватель воздуха квадратного сечения с входным 2 и выходным 7 патрубками.

Для фиксации температур греющего и нагреваемого теплоносителей, а также температур поверхностей установлены термометры стеклянные 3, 5, 8 и контактные 9, 10, 11, 12.

Для фиксации скорости движения и расходов греющего и нагреваемого воздушных теплоносителей на установке используются крыльчатые анемометры 13, 14.

Для определения расхода сжигаемого газа в установке использован газовый бытовой счетчик 15, а для фиксации давления газа – микроманометр 16.

При розжиге газа от горелки 6 продукты сгорания газа вместе с эжектируемым воздухом образуют смесь греющих газов, направляемую в газоход 4 конвективным потоком, имеющим начальную температуру $t_{н.с}^H$ и температуру на выходе $t_{с.с}^K$, фиксируемую термометром 5.

Средняя температура теплоотдающей поверхности $t_{9,10}^{cp}$ газохода 4 измеряется контактными термометрами 9 и 10 и определяется из выражения (8):

$$t_{9,10}^{cp} = \frac{t_9^h + t_{10}^k}{2}, \quad (8)$$

где t_9^h, t_{10}^k – соответственно начальная температура поверхности газохода и конечная, °С.

Количество теплоты $Q_{z.c.n}$, затрачиваемой на нагрев вентиляционного воздуха с поверхности газохода, определится как

$$Q_{z.c.n} = K_z \cdot F_{n.z} \cdot (t_{9,10}^{cp} - t_{8,14}^{cp}), \quad (9)$$

где K_z – коэффициент теплоотдачи через стенку газохода 4, Вт/м²·°С; $F_{n.z}$ – теплоотдающая поверхность газохода, м²; $t_{9,10}^{cp}$ – средняя температура газовой смеси в газоходе, °С; $t_{8,14}^{cp}$ – средняя температура нагреваемого вентиляционного воздуха, °С.

Теплоотдающая поверхность газохода определяется из выражения

$$F_{n.z} = \pi \cdot d_z \cdot l_T, \quad (10)$$

где d_z – диаметр газохода, м; l_T – длина теплообменника, м.

При установившемся режиме количество теплоты $Q_{z.c.n}$, передаваемой от первичного теплоносителя (газовой смеси) через стенку газохода, равно количеству теплоты, переходящей по теплообменнику к нагреваемому вентиляционному воздуху, то есть

$$Q_{z.c.n} = Q_{n.z}. \quad (11)$$

Величина $Q_{n.z}$ численно равна количеству теплоты, отдаваемой с поверхности газохода:

$$Q_{n.z} = \alpha_n \cdot F_{n.z} \cdot (t_{z.c}^{cp} - t_{6.8}^{cp}), \quad (12)$$

где все входящие величины известны и определяются расчетом или экспериментально.

Вычислив значение $Q_{n.z}$ из выражения (12), с учетом выражения (11) решим уравнение (9) относительно величины $t_{z.c}^k$:

$$t_{z.c}^{cp} = t_{6.8}^{cp} + \frac{Q_{z.c.n}}{K \cdot F_{n.z}}, \quad (13)$$

а величину начальной температуры газовой смеси $t_{z.c}^h$ определим из выражения

$$t_{z.c}^h = 2 \cdot t_{z.c}^{cp} - t_{z.c}^k. \quad (14)$$

Значения критерия Re для определения величины α_n вычисляются расчетным путем:

$$Re = \frac{V_{z.c} \cdot d_z}{\nu}, \quad (15)$$

где d_z – диаметр газохода 4, м; $V_{z.c}$ – скорость движения газовой смеси по газоходу, замеряемая экспериментально анемометром 13 (рисунок 4), м/с; ν – коэффициент кинематической вязкости, м²/с (для средней температуры газовой смеси).

Данные экспериментальных исследований и результаты их обработки по вышеизложенной методике представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Результаты исследования теплообменника

№	$L_1, \text{м}^3 / \text{с}$	$V_{ав}$	α_n	$Q_{n.z}, \text{Вт}$	$\Delta t_{вх}$	$\Delta t_{вых}$	$\ln \frac{\Delta t_{вх}}{\Delta t_{вых}}$	$\frac{\Delta t_{вх}}{\Delta t_{вых}}$	$t_{3,8}^{cp}$	$\Delta t_{cp} = t_{9,10}^{cp} - t_{3,8}^{cp}$	K
1	0,0067	0,22	14,9	82,4	8,3	5,7	0,375	1,456	27,90	7,00	15,07
2	0,0071	0,24	15,0	67,5	10,4	1,0	2,340	10,400	31,50	5,70	21,25
3	0,006	0,20	14,7	58,1	9,0	1,0	2,200	9,000	32,50	5,00	20,20
4	0,0074	0,25	15,1	75,2	12,0	0,6	3,000	20,000	35,00	6,30	25,05
5	0,008	0,27	15,2	108,7	15,0	3,0	1,610	5,000	36,25	9,05	18,50
6	0,0085	0,28	15,3	111,8	16,5	2,0	2,110	8,250	37,25	9,25	20,60
7	0,0087	0,29	15,4	149,0	20,0	4,5	1,490	4,440	38,75	12,25	18,14

Анализируя и обобщая результаты полученных данных теоретических исследований по математическому моделированию тепломассообменных процессов устройства тепловой вентиляции газифицированных кухонь [3; 4] и данных, полученных при проведении экспериментальных исследований для оценки эффективности утилизации тепловых выбросов от бытовой газовой плиты [1; 2], предназначенных для предварительного подогрева приточного вентиляционного воздуха, можно сделать **выводы и общее заключение**.

В целях энергоресурсосбережения и снижения отопительной нагрузки на системы обогрева зданий в отопительный период, улучшения качества воздушной среды за счет локализации вредных выделений при сжигании газообразного топлива в бытовых газовых плитах, обеспечения необходимого нормативного воздухообмена газифицированных кухонь и жилых помещений в условиях практически полной герметизации наружных ограждающих конструкций, снижения расхода газообразного топлива за счет конструктивных усовершенствований бытовой газовой плиты, обеспечения социально-экономической и экологической, санитарно-гигиенической безопасности, комфортного проживания предлагается к реализации *новационная разработка Полоцкого государственного университета*, подтвержденная патентами и результатами выполненных теоретических и экспериментальных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Газовая плита : пат. ВУ 4338 / В.И. Липко, С.В. Липко. – Оpubл. 03.01.2012.
2. Газовая плита : пат. ВУ 8117 / В.И. Липко. – Оpubл. 30.04.2012.
3. Липко, В.И. Энергоресурсоэффективное тепловоздухоснабжение гражданских зданий : в 2-х т. / В.И. Липко. Т. 1. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2004. – 212 с.
4. Липко В.И. Энергоресурсоэффективное тепловоздухоснабжение гражданских зданий : в 2-х т. / В.И. Липко. Т. 2. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2004. – 392 с.

Поступила 05.12.2017

ENERGY-EFFICIENT HEAT VENTILATION OF GASIFICATED KITCHEN

V. LIPKO, V. SHIROKAVA, A. LAPEZO

The results of studies of ventilation of gasified kitchens, intended to create an air exchange process inside residential buildings with the function of heating the supply ventilation air with the use of the heat of the exhaust gases are presented. The results of the obtained theoretical research data on mathematical modeling of heat and mass exchange processes of the device for thermal ventilation of gasified kitchens and the data obtained during the pilot studies to evaluate the efficiency of utilization of thermal emissions from a household gas cooker for preheating the fresh air ventilation air are analyzed and summarized.

Keywords: *microclimate, energy conservation, air supply, gas supply, heat supply, recuperation, recycling, modernization, innovation.*

УДК 697.922

**МОДЕЛИРОВАНИЕ ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ ВЕНТИЛЯЦИОННЫХ
И КОНВЕКТИВНЫХ ПОТОКОВ В ЦЕХАХ ЛИТЕЙНОГО ПРОИЗВОДСТВА****О.Н. ШИРОКОВА***(Полоцкий государственный университет)*

Рассмотрены производственные процессы в литейных цехах, сопровождающиеся выделением в воздух помещений вредных паров, газов, пыли и тепла, которые могут влиять на самочувствие работающих в результате ухудшения состояния воздушной среды помещений. Показаны основные пути борьбы с выделением вредных веществ – совершенствование технологических процессов, создание безотходных производств или малоотходных технологических циклов. Выполнено физическое и математическое моделирование естественной вентиляции производственных помещений с точечными источниками теплоты методом аэрации с учетом условий внешней аэродинамики зданий и теплового режима внутри помещений с организованным и регулируемым воздухообменом. Разработана технологическая схема экранно-иторной аэрации, ограничивающая тепловые горизонтальные воздействия на персонал в рабочей зоне и методика проведения исследований по определению эффективности действия с возможностью визуальной и инструментальной фиксации аэродинамических и теплотехнических параметров.

Ключевые слова: местная и общеобменная вентиляция, аэрация, естественная и вынужденная конвекция, моделирование, источник теплоты.

Литейное производство предприятий характеризуется значительными выделениями в атмосферу помещений вредных веществ (пыли, газов, избыточной влаги и теплоты), что оказывает отрицательное воздействие на здоровье работающих, а также на оборудование и строительные конструкции. При плавке 1 тонны металла из вагранки выбрасывается 1000 м³/ч газов с концентрацией окиси углерода до 25% и 10...25 кг пыли. Несколько меньше загрязняют воздушную среду дуговые сталеплавильные печи, при работе которых выделение газов достигает 250 м³/ч, а вынос пыли 2,3...3,6 кг/ч на 1 тонну выплавляемой стали.

Несмотря на совершенствование технологии производства, герметизацию газо- и пылевыводящего оборудования, теплоизоляцию и экранирование источников теплоты, часть выделяющихся вредных веществ проникает в производственные помещения. Результаты обследований микроклимата литейных цехов показывают, что нередко температура воздуха на рабочих местах превышает нормируемую на 10...15 °С. В этих условиях важнейшими средствами создания в рабочих зонах условий, соответствующих санитарно-гигиеническим нормам, является широкое применение местной вытяжной вентиляции и организация общего воздухообмена помещений. Общеобменная вентиляция литейных цехов организуется совместно с достаточно мощной местной вытяжной вентиляцией. Их рациональное сочетание позволяет поддерживать необходимый состав воздушной среды цеха при меньших расходах вентиляционного воздуха. Кроме того, общеобменная вентиляция литейных цехов применяется для регулирования их теплового режима – ассимиляции и отвода избытков теплоты в летний период и воздушного отопления в холодный период года [1].

Основные пути борьбы с выделением вредных веществ – совершенствование технологических процессов, создание безотходных производств или малоотходных технологических циклов. Для поддержания в производственных помещениях чистоты воздуха и метеорологических условий, удовлетворяющих санитарно-гигиеническим требованиям, устраивается вентиляция. В общем случае процесс аэрации как один из способов естественной вентиляции производственных помещений с теплоизбытками зависит от условий внешней аэродинамики здания и теплового режима внутри помещений. Для обеспечения активного воздухообмена при аэрации используется ветровой напор и разность температур наружного и внутреннего воздуха. Следует принять к сведению, что метод аэрации для удаления из помещений избытков теплоты будет эффективным только при низких температурах наружного воздуха, а при сближении температур наружного и внутреннего воздуха действие аэрации сводится к нулю, что требует устройства принудительной вентиляции, работающей дополнительно по параллельной схеме.

Наиболее часто применяемые в вентиляционной практике приемы расчета аэрации методами «нейтральной зоны» и «уровня нулевых давлений» в большинстве случаев оказываются неточными из-за неравномерности температур внутри помещений по причине изменяющихся параметров внешних воздействий (ветрового давления, направления ветра, температуры наружного воздуха, разрегулировки площади приточных и вытяжных отверстий, инфильтрации и т.д.) [2; 3].

Для определения естественного перепада давлений используется формула

$$\Delta P = h \cdot g \cdot (\rho - \rho_0) = h \cdot g \cdot \rho \cdot \beta \cdot \Delta T, \quad (1)$$

в которой h – расстояние по вертикали между приточными и вытяжными отверстиями, м; g – ускорение свободного падения, м/с²; ρ , ρ_0 – плотность наружного и внутреннего воздуха соответственно, кг/м³;

$\beta = \frac{1}{T} = \frac{1}{273}$ – температурный коэффициент, $^{\circ}\text{C}^{-1}$; ΔT – разность температур внутреннего и наружного воздуха, $^{\circ}\text{C}$.

При моделировании аэрации применимо следующее критериальное уравнение:

$$\text{Eu} = \frac{2 \cdot \Delta P}{\rho \cdot \omega^2}, \quad (2)$$

где ΔP – перепад давления в потоке, Па; $\frac{\rho \cdot \omega^2}{2}$ – кинетическая энергия потока, Па.

После преобразования получим критериальное уравнение Архимеда:

$$\frac{\Delta P}{\rho \cdot \omega^2} = \frac{h \cdot g \cdot \rho}{\rho \cdot \omega^2} \cdot \beta \cdot \Delta T = \text{Ar}.$$

Таким образом, критерий Архимеда является определяющим при рассмотрении процессов аэрации зданий, так как в его составе величины, входящие в условие однозначности.

Аэрацию следует рассматривать как процесс естественной конвекции, состоящей из двух групп: внешней и внутренней естественной конвекции. Под внешней конвекцией подразумевается явление теплоотдачи от нагретой поверхности теплоисточника в окружающую среду, а под внутренней – явление теплоотдачи в замкнутом воздушном пространстве через ограничивающие стенки (например, экранно-шторного укрытия) с фиксацией полей температур и скоростей аэродинамики воздушных восходящих конвективных потоков [4].

При больших сосредоточенных восходящих потоках над точечными источниками за счет естественной конвекции математическое моделирование осуществляется с использованием равенства

$$\text{Re}^2 = \text{Gr} / \text{Ar}, \quad (3)$$

где $\text{Re} = \frac{\omega \cdot d}{\nu}$ – критерий Рейнольдса; $\text{Gr} = \frac{g \cdot L^3}{\nu^2} \cdot \beta \cdot \Delta T$ – число Грасгофа; $\beta = \frac{1}{T} = \frac{1}{273 + t_o}$ – температурный коэффициент, $^{\circ}\text{C}^{-1}$; L – определяющий характерный линейный размер поверхности теплообмена, м; $\Delta T = (t_c - t_o)$ – соответственно разность температур поверхности теплообмена и окружающей среды, $^{\circ}\text{C}$; ν – коэффициент кинематической вязкости, $\text{м}^2/\text{с}$; $\text{Ar} = 1$ – критерий Архимеда.

Соотношение (3) подтверждает то обстоятельство, что единственным результатом работы подъемной силы является кинетическая энергия восходящего воздушного потока, величина скорости которого определяется по уравнению

$$\frac{\rho \cdot \omega^2}{2} = g \cdot \rho \cdot \beta \cdot \Delta T \cdot Z, \quad (4)$$

из которого следует, что

$$\omega = \sqrt{2g \cdot \beta \cdot \Delta T \cdot Z}.$$

Тогда значение критерия Re примет вид:

$$\text{Re} = \frac{\omega \cdot d}{\nu} = \sqrt{\text{Gr} \cdot \frac{Z}{d}}, \quad (5)$$

где Z – расстояние по высоте от источника, м; d – диаметр восходящего потока, м.

Таким образом, теплообмен при естественной и вынужденной конвекции будет происходить в соответствии с критериальными уравнениями подобия (3) и (5) при соизмеримых скоростях воздушного потока.

Удаление вентиляционного воздуха при аэрации здания осуществляется через специальные аэрационные фонари с вытяжными отверстиями, расположенными выше крыши, или вытяжные шахты. Для количественного регулирования расхода вентиляционного воздуха в приточных и вытяжных отверстиях устанавливаются регулируемые решётки.

В процессе естественной циркуляции воздушных потоков внутри помещений горячих цехов с интенсивными тепlopоступлениями образуется несколько зон с различными температурами.

Для определения физической картины аэростатических, аэродинамических и тепломассообменных процессов, протекающих в условиях изменяющихся температур, необходимо изначально представить помещение, как сосуд, заполненный газовой смесью, тогда по законам аэростатики изменение давления dP в слое dh газа переменено по высоте и составляет

$$dP = \frac{\rho \cdot g}{F} \cdot dV, \quad (6)$$

где ρ – плотность газа (воздуха), кг/м³; g – ускорение свободного падения, м/с²; F – площадь поперечного сечения помещения, м²; $V = h \cdot F$ – объем столба газа (воздуха), м³.

Так как $dV = F \cdot dh$, то выражение (6) будет иметь вид

$$dP = \rho g dh. \quad (7)$$

Интегрируя выражение (7), получим

$$P_h = P_a - g \int_0^h \rho \cdot dh, \quad (8)$$

где P_a – атмосферное давление на поверхности земли при $h = 0$.

В стационарных условиях без каких-либо теплоступлений температура воздуха внутри помещения остаётся неизменной. Тогда и плотность воздуха постоянна, а после интегрирования выражение (8) примет вид

$$P_g = P_a - \rho gh, \text{ Па.} \quad (9)$$

Физическая картина описанных выше аэростатических процессов выражениями (6)...(9) представлена на рисунке 1.

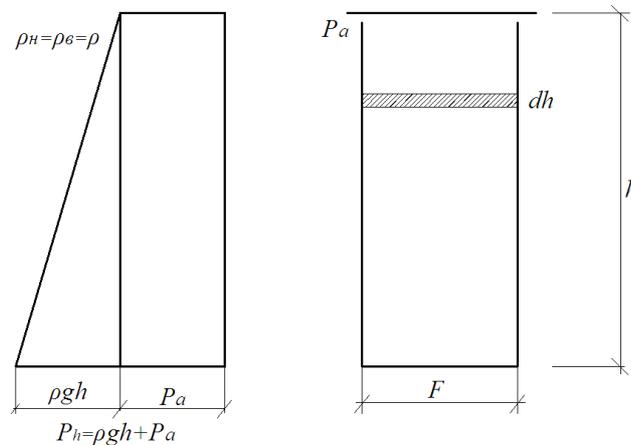


Рисунок 1. – Изменение аэростатического давления по высоте помещения при равенстве значений температур воздуха внутри и снаружи помещения

Если в рассматриваемом помещении установлен источник теплоступлений 4 (рисунок 2), физическая картина кардинально изменяется при $t_n < t_g$. Линия I на графике (рисунок 2) соответствует изменению аэростатического давления снаружи здания согласно выражению $P_n = P_a - \rho_n gh$, а линия II – изменению аэростатического давления внутри здания $P = P_a - \rho g h$, тогда оставшаяся заштрихованная часть графика будет соответствовать перепаду аэростатических давлений снаружи и внутри здания, то есть

$$\Delta P = P_n - P_g = P_a + \rho_n gh - P_a - \rho_g g h, \quad (10)$$

откуда после преобразований получим

$$P_{cp} = \Delta P = gh(\rho_n - \rho_g). \quad (11)$$

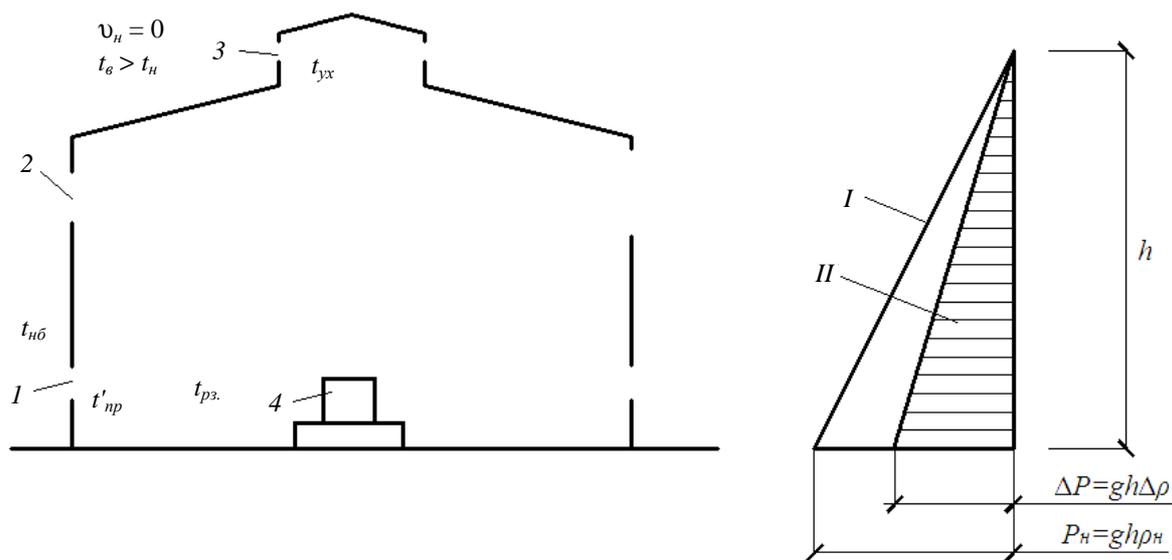
На графике (рисунок 2) заштрихованная часть является расчётной эпюрой избыточного гравитационного (аэростатического) давления при действии только сил гравитации.

В процессе естественной циркуляции воздушных потоков внутри помещений с теплоизбытками образуется несколько характерных зон с различными температурами.

При аэрации зданий снаружи помещений с теплоизбытками принимается наружная температура $t_{нв}$ воздуха для расчёта вентиляции летнего и зимнего периодов года.

Температура воздуха внутри помещений со стороны приточных отверстий t_{np} принимается на $+5\text{ }^\circ\text{C}$ выше, чем температура наружного воздуха.

Суммарное воздействие на здание гравитационного P_{gp} и ветрового ΔP_v давлений определит построение эпюр давлений на здание для летнего и зимнего периодов года.



1 – приточные отверстия летом; 2 – приточные отверстия зимой; 3 – вытяжные отверстия

Рисунок 2. – Изменение аэростатического давления по высоте помещения при $t_n < t_e$

На рисунке 3 выполнено построение эпюр давлений для летнего и зимнего периодов года при совместном воздействии на здание гравитационного P_{gp} и ветрового ΔP_v давлений, формирующих тепловой и воздушный режимы зданий при аэрации.

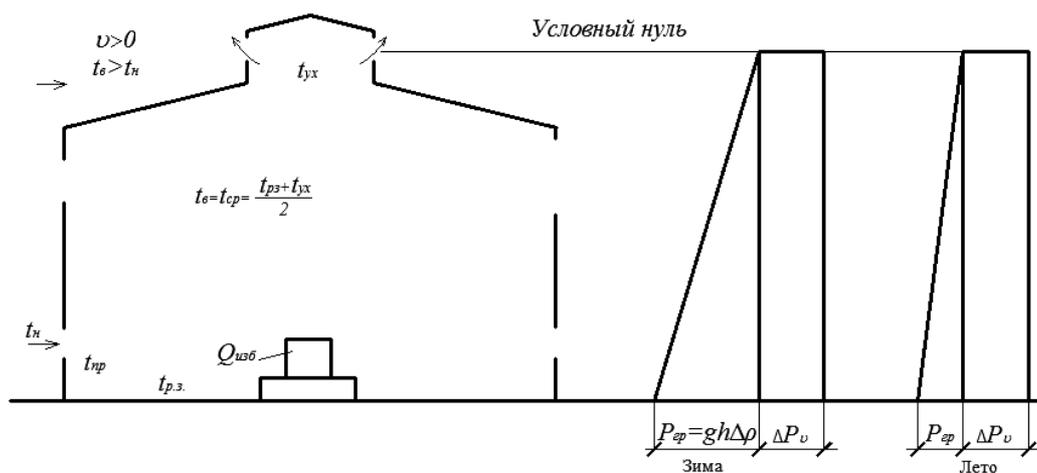


Рисунок 3. – Построение эпюры давлений при совместном воздействии гравитационного и ветрового давлений на здание летом и зимой

Динамические процессы в горячих цехах тесно связаны с тепломассообменом. Суммарные тепловыделения от нагретых поверхностей печей остывающего и расплавленного металла осуществляются за счёт конвекции и лучеиспускания [5–7]. В целях снижения вредного воздействия на персонал высоких

температур от нагретых поверхностей активных источников теплоступлений предлагается в горячих цехах применять технологическую схему управляемой экранно-шторной аэрации, ограничивающей зону высоких температур от рабочей зоны помещений так, как это показано на рисунке 4.

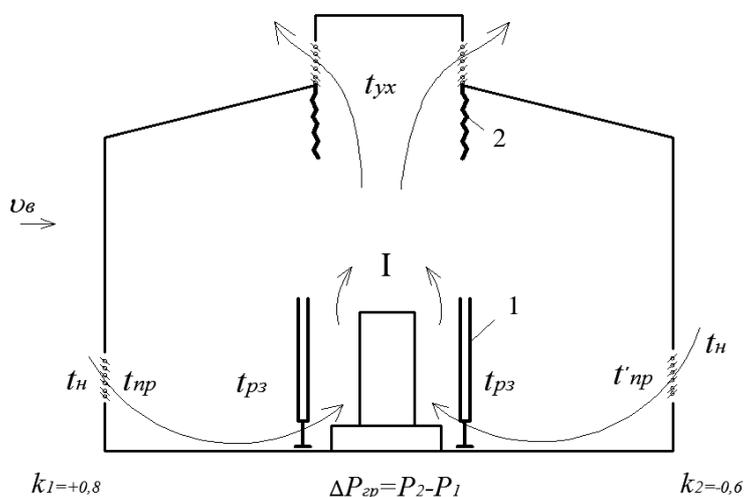


Рисунок 4. – Схема управляемой экранно-шторной аэрации, ограничивающей тепловые горизонтальные воздействия в рабочей зоне, с возможностью перемещения избыточной теплоты восходящими вертикальными конвективными потоками I, формирующими циркуляцию внутри здания

Легкие переносные экраны *1*, выполненные из листовых материалов, хорошо отражающих лучистую энергию от расплавленного металла или нагретых поверхностей оборудования горячих цехов (например, алюминиевой фольги с жестким каркасом из профильного металла), создадут экранированную защиту рабочей зоны. Шторы *2* из термостойкого материала (например, из стеклоткани) спускающиеся сверху от конструкции аэрационного фонаря или вытяжной шахты, установленной на крыше, позволяют максимально изолировать рабочую зону от активного воздействия проникающей тепловой радиации от горячих источников, от которых вверх поднимаются конвективные потоки перегретого воздуха.

Предлагаемые технические решения для борьбы с тепловой радиацией от источника теплоты горячих цехов отличаются от всех известных аналогичных устройств простотой конструктивного исполнения, экономичностью в изготовлении, малой массивностью, мобильностью в эксплуатации, так как их конструкции могут перемещаться по цеху в пространстве по площади и по высоте и при необходимости устанавливаться в любом месте или демонтироваться на некоторое время. Высота экранов *1*, а также глубина свесов штор *2* может регулироваться при необходимости для достижения максимального эффекта локализации тепловых воздушных потоков и вывода избыточной теплоты из рабочей зоны горячих производственных помещений.

В процессе экспериментальных исследований изменялись параметры мощности теплового потока от источника теплоты, расстояние переносных экранов *1* и свес штор *2* от теплоисточника по горизонтали и высоте и одновременно фиксировались визуально и инструментально температуры и расходы воздуха в сечении шторного укрытия *2*, которые изменялись в зависимости от мощности источника теплоты. Скорость воздуха фиксировалась крыльчатым анемометром в сечении вытяжного зонта.

Параметры микроклимата в рабочей зоне фиксировались психрометром и термопреобразователями сопротивления ТС-Б типа Pt 100, подключенными к устройству УКТ38-Щ4-ТС для измерения и контроля температуры.

Система сбора и обработки информации реализовалась в виде двухуровневого программно-аппаратного комплекса. При этом на нижнем уровне сбора информации использовались термопреобразователи сопротивления, объединенные через контроллер с помощью последовательного интерфейса RS-232 с компьютером. Программно-аппаратный комплекс верхнего уровня состоит из компьютера и программы. Передача данных на верхний уровень производилась непосредственно по магистралям RS-232. Для наблюдения и архивирования данных использовался пакет программ Owen Process Manager 1. X. с отображением результатов (рисунок 5).

В процессе моделирования учтены условия геометрического, аэродинамического и термодинамического подобия. Геометрическое подобие осуществлено путем масштабирования модели и натуре. Аэроди-

намическое подобие выполнено за счет равенства критерия Рейнольдса, а термодинамическое подобие модели и натуры осуществлялось путем равенства критерия Нуссельта:

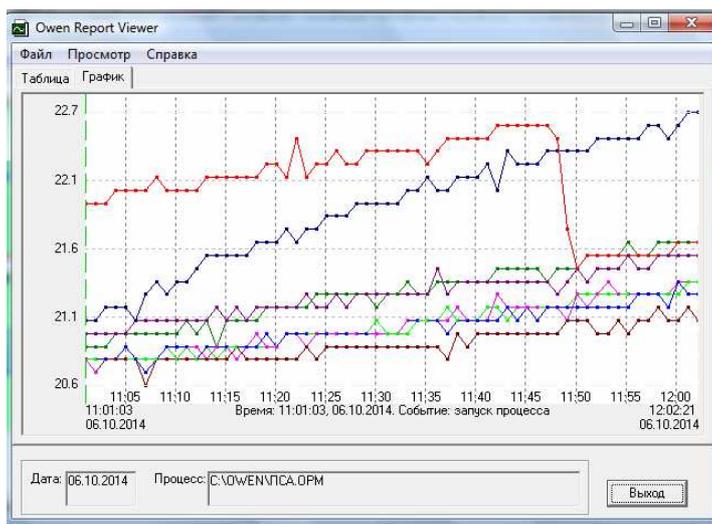
$$Nu = \frac{\alpha \cdot L}{\lambda}, \quad (12)$$

где α – коэффициент теплоотдачи, Вт/м²·°С; L – линейный размер, м; λ – коэффициент теплопроводности материала, Вт/м·°С.

ДАТА	ВРЕМЯ	СОБЫТИЕ	ССЫЛКА	ОПИСАНИЕ	ЗНАЧЕНИ
06.10.2014	12:03:21	Сохранение значения	7	Ссылка № 7	21.6
06.10.2014	12:03:21	Сохранение значения	4	Ссылка № 4	21.4
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	5	Ссылка № 5	22.7
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	8	Ссылка № 8	21.6
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	6	Ссылка № 6	21.1
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	4	Ссылка № 4	21.4
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	3	Ссылка № 3	21.4
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	2	Ссылка № 2	21.7
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	1	Ссылка № 1	21.3
06.10.2014	12:04:21	Сохранение значения	7	Ссылка № 7	21.6
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	8	Ссылка № 8	21.7
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	1	Ссылка № 1	21.3
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	2	Ссылка № 2	21.7
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	3	Ссылка № 3	21.4
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	4	Ссылка № 4	21.6
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	5	Ссылка № 5	22.8
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	6	Ссылка № 6	21.1
06.10.2014	12:05:21	Сохранение значения	7	Ссылка № 7	21.6

Дата: 06.10.2014 Процесс: C:\OWEN\PCSA.DPM Выход

а



б

Рисунок 5. – Главное окно программы сбора информации в файлы протоколов (а) и обработки информации в графическом виде (б)

Обработка данных выполненных экспериментов по оценке эффективности действия экранно-шторной аэрации определится на основании критериальных зависимостей теории подобия аэродинамических и теплообменных процессов с целью оптимизации режимных параметров эксплуатации [8–9].

Основные выводы

1. При аэрации цехов с теплоизбытками на формирование воздушных потоков совместное влияние оказывают силы гравитации с направленным движением «снизу – вверх» и горизонтально направленные перемещения воздушных масс под действием ветрового давления.

2. Тепловое воздействие на работающих от нагретых поверхностей происходит как за счет лучеиспускания, так и конвекции, что вызывает дискомфорт в рабочей зоне.

3. Предлагаемые технические решения для борьбы с тепловой радиацией от источника теплоты литейных цехов с целью защиты работающих отличаются от всех известных аналогичных устройств

простотой конструктивного исполнения, экономичностью в изготовлении, малой массивностью, мобильностью в эксплуатации, так как их конструкции могут перемещаться по цеху в пространстве по площади и по высоте и при необходимости устанавливаться в любом месте или демонтироваться на некоторое время.

ЛИТЕРАТУРА

1. Обеспыливание в литейных цехах машиностроительных предприятий / В.А. Минко [и др.]. – М. : Машиностроение, 1987. – 224 с.
2. Рысин, С.А. Вентиляционные установки машиностроительных заводов : справочник / С.А. Рысин. – М. : Машиниздат, 1964. – 704 с.
3. Внутренние санитарно-технические устройства : в 2-х ч. / под ред. И.Г. Старовойтова. – М. : Стройиздат, 1978. – 510 с.
4. Королёва, Т.И. Управление конвективными потоками для удаления вредностей от источников теплогазовыделений / Т.И. Королёва, О.Н. Широкова // Вестн. Витеб. гос. технол. ун-та. – 2010. – № 1(18). – С. 119–124.
5. Королёва, Т.И. Моделирование свободных конвективных потоков от линейных источников теплоты / Т.И. Королёва, О.Н. Широкова // Новое в технике и технологии в текстильной и легкой промышленности : материалы докл. междунар. науч.-техн. конф. / Витеб. гос. технол. ун-т. – Витебск, 2015. – С. 277–278.
6. Широкова, О.Н. Методические разработки к расчету управляемой аэрации цехов с теплоизбытками для нормализации микроклимата / О.Н. Широкова, В.И. Липко // Материалы докл. 49 Междунар. науч.-практ. конф. преподавателей и студентов : в 2 т. / ВГТУ. – Витебск, 2016. – С. 315–317.
7. Широкова, О.Н. Основы теории аэростатики, аэродинамики, тепломассообменных процессов и методики расчета аэрации цехов с теплоизбытками / О.Н. Широкова, В.И. Липко // Актуальные научно-технические и экологические проблемы сохранения среды обитания : сб. ст. междунар. науч.-практ. конф. / БрГТУ. – Брест, 2016. – С. 290–297.
8. Широкова, О.Н. Экспериментальный стенд и методика исследования эффективности действия экранно-шторной аэрации от теплового воздействия точечного теплоисточника / О.Н. Широкова, В.И. Липко // Материалы докл. 50 Междунар. науч.-техн. конф. преподавателей и студентов, посвящ. году науки : в 2-х т. / ВГТУ. – Витебск, 2017. – С. 322–324.
9. Липко, В.И. Моделирование аэрации производственных цехов с точечными источниками тепловыделений / В.И. Липко, О.Н. Широкова // Инновационные технологии в текстильной и легкой промышленности : материалы докл. междунар. науч.-техн. конф., посвящ. году науки / Витеб. гос. технол. ун-т. – Витебск, 2017. – С. 223–226.

Поступила 06.12.2017

MODELLING THE INTERACTION OF VENTILATION AND CONVECTION THREADS IN THE SHOPS OF THE FOUNDRY

O. SHIROKOVA

Examined production processes in foundries shopfloor, accompanied by the release into the indoor air of harmful vapours, gases, dust and heat, which can affect the health working in the degradation of the air environment of premises. The main ways of combating emissions are: improvement of technological processes, the creation of non-waste or low-waste production technology cycles. Performed physical and mathematical modeling of natural ventilation in production areas with point sources of heat aeration method subject to the conditions of the external aerodynamics of buildings and the thermal mode in premises with an organized and regulated exchange. Design the technological scheme of the screen-curtain aeration limiting horizontal thermal impact on the working in the working area and methods of research to determine the effectiveness of actions with the possibility of visual and instrumental fixation of the aerodynamic and thermal parameters.

Keywords: local and general ventilation, aeration, natural and forced convection, model analysis, heat source.

УДК 697.9

МЕТОДИКА РАСЧЁТА СИСТЕМ ВОЗДУШНОГО ОТОПЛЕНИЯ

канд. техн. наук, доц. В.И. ЛИПКО; С.В. ЛАНКОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)

На основе действующей нормативной базы показано построение методики расчёта систем воздушного отопления зданий повышенной теплозащиты и герметичности наружных ограждающих конструкций с выполнением теплотехнического расчёта. Методика расчёта базируется на основных положениях теории аэродинамики и тепломассообмена, а также воздухообмена по нормативным параметрам с осреднением в пределах допустимых погрешностей для определения температуры приточного воздуха в помещениях и суммарного расхода тепловой энергии для систем воздушного отопления, совмещённого с активной вентиляцией.

Ключевые слова: воздушное отопление, теплопотери, теплопоступления, тепломассообменные процессы, воздухообмен, наружное ограждение, теплотехнический расчёт, утеплитель.

Введение. Последние научные разработки в области эффективного домостроения позволяют осуществить несложный переход к более энергоэкономичным системам воздушного отопления зданий, совмещённого с активной вентиляцией, что продуктивно в условиях постоянного увеличения в градостроительной практике использования абсолютно непроницаемых для воздуха материалов, таких как бетон, стекло, металл, пластмассы, клеи, герметики, мастики, гидро- и пароизоляционные материалы, исключающие возможность использования технологии естественной вентиляции, основанной на инфильтрации наружного воздуха через неплотности наружных ограждающих конструкций.

Широко применяемые в настоящее время в домостроении водяные системы отопления должны компенсировать не только теплопотери зданий через наружные ограждения, но ещё в большей степени нагревать воздух, поступающий неорганизованным путём в отапливаемые помещения, за счёт инфильтрации, что значительно увеличивает металлоёмкость и энергопотребление в процессе строительства и эксплуатации зданий в условиях длительного, свыше 200 суток отопительного периода для Республики Беларусь, при том, что и металл, и энергоресурсы импортного происхождения влияют на стоимость единицы национального валового продукта.

Основная часть. В соответствии с действующей нормативной базой [1–3] для систем водяного отопления суммарные теплопотери здания Q , Вт определяются по формуле:

$$Q_{\Sigma} = Q_m + Q_i - Q_b, \quad (1)$$

где Q_m – трансмиссионные основные и добавочные теплопотери наружных ограждающих конструкций здания, Вт; Q_i – расход теплоты на нагрев наружного воздуха за счёт инфильтрации, Вт; Q_b – бытовые теплопоступления жилых помещений и кухонь, Вт;

Трансмиссионные основные и добавочные теплопотери наружных ограждающих конструкций здания определяются по формуле

$$Q_m = Q_{НС} + Q_{ОК} + Q_{ПОЛ} + Q_{ПОКР}. \quad (2)$$

Здесь $Q_{НС} = \frac{F_{НС}}{R_{НС}}(t_g - t_n) \cdot (1 + \sum \beta) \cdot n$ – трансмиссионные основные и добавочные теплопотери через на-

ружные стены, Вт; $Q_{ОК} = \frac{F_{ОК}}{R_{ОК}}(t_g - t_n) \cdot (1 + \sum \beta) \cdot n$ – трансмиссионные основные и добавочные теплопоте-

ри через окна, Вт; $Q_{ПОЛ} = \frac{F_{ПОЛ}}{R_{ПОЛ}}(t_g - t_n) \cdot n$ – трансмиссионные теплопотери через полы нижнего этажа или

перекрытие над подвалом неотапливаемого подвала, Вт; $Q_{ПОКР} = \frac{F_{ПОКР}}{R_{ПОКР}}(t_g - t_n) \cdot n$ – трансмиссионные те-

плопотери через верхнее покрытие или перекрытие верхнего этажа потолка, Вт; $F_{НС}, F_{ОК}, F_{ПОЛ}, F_{ПОКР}$ – расчётная площадь охлаждаемых поверхностей наружных ограждений: стен, окон, пола нижнего этажа и потолка верхнего этажа, м²; $R_{НС}, R_{ОК}, R_{ПОЛ}, R_{ПОКР}$ – термическое сопротивление теплопередаче наружных ограждений: стен, окон, пола нижнего этажа и потолка верхнего этажа, м²·°С/Вт; t_g, t_n – расчётные нормативные внутренняя и наружная температуры воздуха соответственно, °С; β – коэффициент процентного отношения добавочных теплопотерь; n – коэффициент учёта расположения наружного ограждения.

Расход теплоты на нагрев наружного воздуха за счёт инфильтрации, Вт, определяемый из следующего выражения:

$$Q_i = 0,28 \cdot L_{np} \cdot \rho_n \cdot c \cdot (t_e - t_n) \cdot K, \text{ Вт}, \quad (3)$$

где $L_{np} = 3 \cdot F_n$ – расход наружного воздуха, поступающего в жилые помещения и кухню за счёт инфильтрации, м³/ч; $F_n = F_{жс} + F_{к}$ – расчётная площадь пола жилых помещений и кухни, м²; $\rho_n = \frac{353}{273 + t_n}$ – плотность наружного воздуха как функция от t_n , кг/м³; c – теплоёмкость воздуха, кДж/кг; K – коэффициент учёта влияния встречного теплового потока в конструкциях наружных ограждений.

Бытовые тепlopоступления согласно изменениям № 4 СНБ 4.02.01-03 определяются по формуле:

$$Q_{\sigma} = Q_h \cdot (1 - \eta), \text{ Вт}. \quad (4)$$

Здесь $Q_h = 9 \text{ Вт/м}^2$ – бытовые тепlopоступления для жилых зданий; η – коэффициент, зависящий от способа регулирования системы отопления здания.

Приведенное сопротивление теплопередаче R_0 теплотехнически ограждающей конструкции с последовательно расположенными однородными слоями [2, табл. 5.9 и 5.10]:

$$R_0 = r \cdot \left(\frac{1}{\alpha_e} + \sum \frac{\delta_i}{\lambda_i} + \frac{1}{\alpha_n} \right), \text{ м}^2 \cdot \text{°C/Вт}, \quad (5)$$

где r – расчетный коэффициент, учитывающий нарушения теплотехнической однородности ограждающей конструкции (коэффициент теплотехнической однородности); α_e – коэффициент теплоотдачи, принимается согласно [1, таблица 5.4]; δ_i – толщина слоя, м; λ_i – расчетный коэффициент теплопроводности материала слоя, многослойной наружной конструкции [2, таблица 4.2]; α_n – коэффициент теплоотдачи наружной поверхности, ограждающей конструкции для зимних условий, Вт/м²·°C.

Для расчёта толщины утеплителя δ_{ym} при равномерном утеплении ограждающих конструкций рассмотрим бесчердачное здание с плоской кровлей и неотапливаемым подвалом, представленное схематично на рисунке 1.

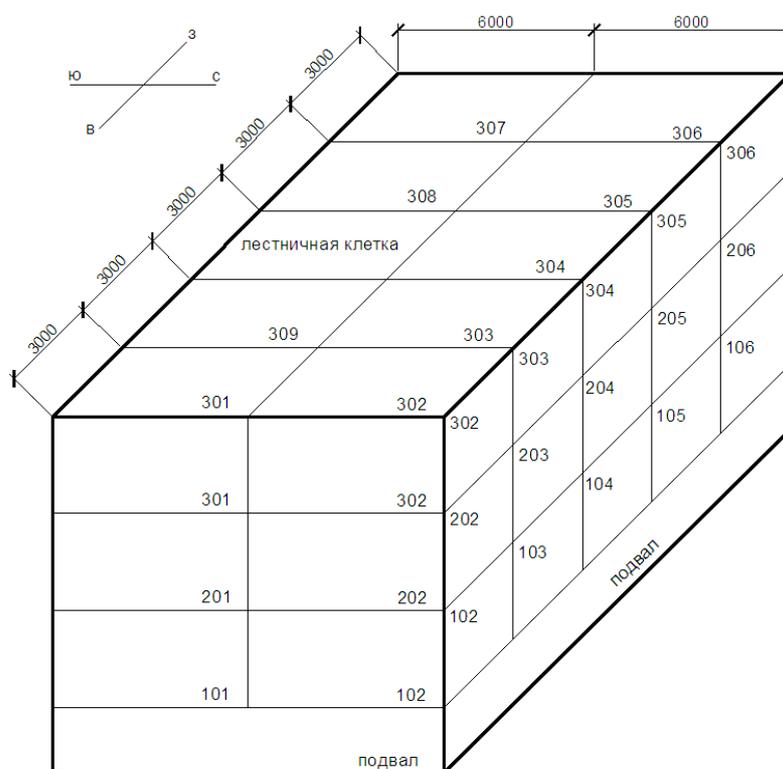


Рисунок 1. – Схема расположения жилых помещений и лестничной клетки в объёме здания

Планировка квартир представлена на рисунке 2, конструкции ограждений – на рисунках 3–5. Географический район строительства – город Минск. Ориентация здания показана на схеме (см. рисунок 1).

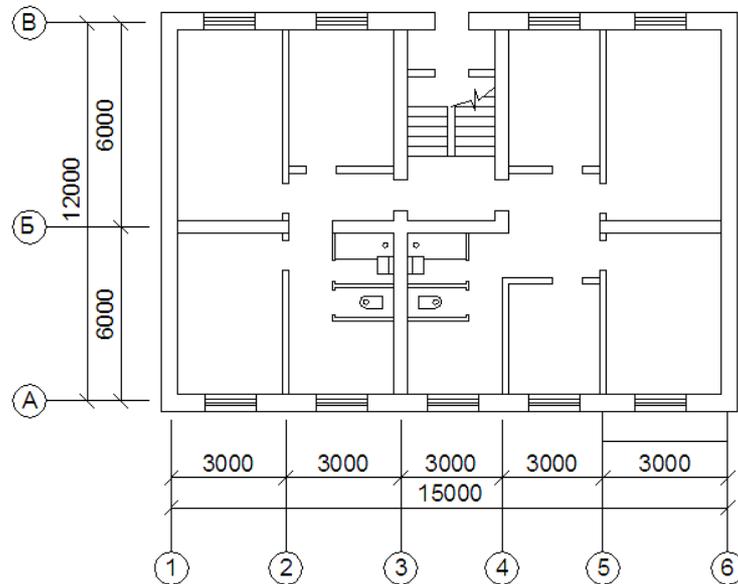
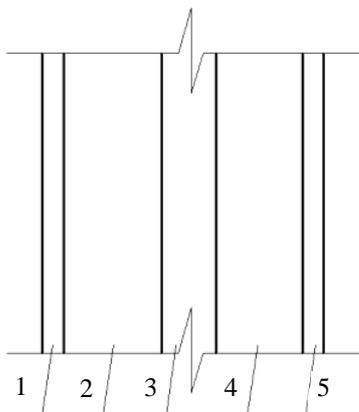


Рисунок 2. – Планировка квартир жилого дома

Конструктивно стеновая панель (рисунок 3) состоит из 5-ти слоев:



1 – слой наружной цементно-песчаной штукатурки

$\delta_1 = 0,02$ м, $\lambda_1 = 0,93$ Вт / м · °С, $s_1 = 11,09$ Вт / м² · °С;

2 – слой железобетона

$\delta_2 = 0,09$ м, $\lambda_2 = 2,04$ Вт / м · °С, $s_2 = 19,7$ Вт / м² · °С;

3 – слой утеплителя из плит пенополистирольных

$\delta_3 = 0,02$ м, $\lambda_3 = 0,05$ Вт / м · °С, $s_3 = 0,48$ Вт / м² · °С;

4 – слой железобетона

$\delta_4 = 0,06$ м, $\lambda_4 = 2,04$ Вт / м² · °С, $s_4 = 19,7$ Вт / м² · °С;

5 – слой внутренней известково-песчаной штукатурки

$\delta_5 = 0,02$ м, $\lambda_5 = 0,81$ Вт / м · °С, $s_5 = 9,76$ Вт / м² · °С

Рисунок 3. – Конструкция наружного ограждения

Запишем формулу (4) в развёрнутом виде для конструкции принятой к рассмотрению стеновой панели:

$$R_m = r \left(\frac{1}{\alpha_{\text{в}}} + \frac{\delta_1}{\lambda_1} + \frac{\delta_2}{\lambda_2} + \frac{\delta_3}{\lambda_3} + \frac{\delta_4}{\lambda_4} + \frac{\delta_5}{\lambda_5} + \frac{1}{\alpha_{\text{н}}} \right); \quad (6)$$

$$R_m = 0,8 \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,02}{0,93} + \frac{0,09}{2,04} + \frac{0,2}{0,05} + \frac{0,06}{2,04} + \frac{0,02}{0,81} + \frac{1}{23} \right) = 3,4 \text{ м}^2 \cdot \text{°С} / \text{Вт}.$$

Нормативное сопротивление теплопередаче наружной стены здания согласно [2, таблица 5.1] принимается равным $R_{m \text{ норм}} = 3,2 \text{ м}^2 \cdot \text{°С} / \text{Вт}$.

Таким образом, на основании выполненного теплотехнического расчета в соответствии с действующей нормативной базой для здания, принятого к рассмотрению, толщина эффективного слоя утепления стеновых панелей всех помещений будет одинаковой и составит 0,2 м.

Для определения величины расчетной наружной температуры t_n определим значение величины тепловой инерции принятой к рассмотрению стеновой панели согласно [1, п. 5.3] по формуле

$$D = \sum R_i \cdot s_i = R_1 \cdot s_1 + R_2 \cdot s_2 + R_3 \cdot s_3 + R_4 \cdot s_4 + R_5 \cdot s_5 = \frac{\delta_1}{\lambda_1} \cdot s_1 + \frac{\delta_2}{\lambda_2} \cdot s_2 + \frac{\delta_3}{\lambda_3} \cdot s_3 + \frac{\delta_4}{\lambda_4} \cdot s_4 + \frac{\delta_5}{\lambda_5} \cdot s_5; \quad (7)$$

$$D = \frac{0,02}{0,93} \cdot 11,09 + \frac{0,09}{2,04} \cdot 19,7 + \frac{0,2}{0,05} \cdot 0,48 + \frac{0,06}{2,04} \cdot 19,7 + \frac{0,02}{0,81} \cdot 9,76 =$$

$$= 0,238 + 0,869 + 1,92 + 0,579 + 0,241 = 3,847 < 4.$$

Применяем в расчетах в качестве температуры наружного воздуха среднюю температуру наиболее холодных суток обеспеченностью 0,92 $t_{ext} = -28^\circ\text{C}$ для города Минска.

Конструктивно покрытие над неотапливаемым подвалом (рисунок 4) состоит из 4-х слоев:



Для конструкции покрытия над неотапливаемым подвалом сопротивление теплопередачи определяется по формуле (6):

$$R_m = 0,9 \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,1}{0,05} + \frac{0,015}{0,81} + \frac{0,05}{0,38} + \frac{1}{23} \right) = 2,2 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}.$$

Конструктивно чердачное покрытие (рисунок 5) состоит из 5-ти слоев:



Для конструкции чердачного покрытия сопротивление теплопередачи определим по формуле (6):

$$R_m = 0,9 \left(\frac{1}{8,7} + \frac{0,22}{2,04} + \frac{0,06}{0,17} + \frac{0,2}{0,05} + \frac{0,7}{0,93} + \frac{0,3}{0,17} + \frac{1}{12} \right) = 6,5 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}.$$

Нормативное сопротивление теплопередаче чердачного покрытия здания согласно [2, табл. 5.1] принимается равным $R_{m \text{ норм}} = 6,0 \text{ м}^2 \cdot ^\circ\text{C/Вт}$.

Для зданий с системами водяного отопления при естественной вентиляции путём неорганизованного притока наружного воздуха за счёт инфильтрации его нагревание непосредственно в помещении от расчетной температуры наружного воздуха t_n до температуры внутреннего воздуха t_a осуществляется системой отопления.

Для систем воздушного отопления здания, совмещённого с активной вентиляцией, в строгом соответствии с тепловым и воздушным балансом, необходимо равенство приточного и удаляемого воздуха для каждого помещения в объёме нормативного воздухообмена и полной компенсации сбалансированных теплопотерь и теплопоступлений, что обеспечивается за счёт перегрева централизованно обработанного приточного вентиляционного воздуха и подачи его в жилые помещения и кухню с температурой t_{np}

$$t_{np} = t_g + \Delta t, \quad (8)$$

где $\Delta t = \frac{Q_{\Sigma}}{0,28 \cdot \rho \cdot c \cdot L_{np}}$ – перегрев приточного воздуха для компенсации суммарных теплопотерь и теплопоступлений, °С.

Перепишем выражение для Δt в развёрнутом виде с подстановкой нормативных значений входящих величин и после преобразований получим

$$\Delta t = \frac{Q_{\Sigma}}{0,28 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot F_n} = \frac{Q_{\Sigma}}{1,176 \cdot F_n} \text{ °С.} \quad (9)$$

Разложив Q_{Σ} на составляющие, получим

$$\begin{aligned} \Delta t &= \frac{Q_{\Sigma}}{1,176 \cdot F_n} = \frac{Q_{НС}}{1,176 \cdot F_n} + \frac{Q_{ОК}}{1,176 \cdot F_n} + \frac{Q_{ПОЛ}}{1,176 \cdot F_n} + \frac{Q_{ПОКР}}{1,176 \cdot F_n} + \frac{Q_i}{1,176 \cdot F_n} - \frac{Q_b}{1,176 \cdot F_n} = \\ &= \frac{F_{НС} \cdot (t_g - t_n) \cdot (1 + \Sigma\beta) \cdot n}{1,176 \cdot R_{НС} \cdot F_n} + \frac{F_{ОК} \cdot (t_g - t_n) \cdot (1 + \Sigma\beta) \cdot n}{1,176 \cdot R_{ОК} \cdot F_n} + \frac{F_{ПОЛ} \cdot (t_g - t_n) \cdot n}{1,176 \cdot R_{ПОЛ} \cdot F_n} + \frac{F_{ПОКР} \cdot (t_g - t_n) \cdot n}{1,176 \cdot R_{ПОКР} \cdot F_n} + \\ &+ \frac{0,28 \cdot \rho \cdot c \cdot 3 \cdot F_n \cdot K}{1,176 \cdot F_n} - \frac{9 \cdot F_n \cdot (1 - 0,2)}{1,176 \cdot F_n} = \frac{F_{НС} \cdot (19 + 28) \cdot 1,15 \cdot 1}{1,176 \cdot 3,4 \cdot F_n} + \frac{F_{ОК} \cdot (19 + 28) \cdot 1,15 \cdot 1}{1,176 \cdot 1 \cdot F_n} + \\ &+ \frac{F_{ПОЛ} \cdot (19 + 28) \cdot 0,6}{1,176 \cdot 2,2 \cdot F_n} + \frac{F_{ПОКР} \cdot (19 + 28) \cdot 1}{1,176 \cdot 6,5 \cdot F_n} + \frac{0,28 \cdot 1,4 \cdot 1 \cdot 3 \cdot F_n \cdot 0,7}{1,176 \cdot F_n} - \frac{9 \cdot F_n \cdot (1 - 0,2)}{1,176 \cdot F_n} = \\ &= \frac{13,5 \cdot F_{НС}}{F_n} + \frac{46 \cdot F_{ОК}}{F_n} + \frac{10,9 \cdot F_{ПОЛ}}{F_n} + \frac{6,1 \cdot F_{ПОКР}}{F_n} + 0,7 - 6,1 = \\ &= \frac{(13,5 \cdot F_{НС} + 46 \cdot F_{ОК} + 10,9 \cdot F_{ПОЛ} + 6,1 \cdot F_{ПОКР})}{F_n} - 5,4, \text{ °С.} \end{aligned} \quad (10)$$

Приняв за среднее значение $t_g = \frac{18 + 20}{2} = 19 \text{ °С}$, в соответствии с формулой (10) температура приточного воздуха для систем воздушного отопления здания определится из выражения

$$\begin{aligned} t_{np} &= 19 + \frac{13,5 \cdot F_{НС} + 46 \cdot F_{ОК} + 10,9 \cdot F_{ПОЛ} + 6,1 \cdot F_{ПОКР}}{F_n} - 5,4 = \\ &= 13,6 + \frac{13,5 \cdot F_{НС} + 46 \cdot F_{ОК} + 10,9 \cdot F_{ПОЛ} + 6,1 \cdot F_{ПОКР}}{F_n}. \end{aligned} \quad (11)$$

Таким образом, для любого здания по конструктивным размерам можно быстро и легко по формуле (10) определить температуру t_{np} приточного воздуха и суммарный расход теплоты на отопление и вентиляцию здания при воздушном отоплении по формуле

$$Q_{e.o} = 0,28 \cdot L_{np} \cdot \rho_n \cdot c \cdot (t_{np} - t_n), \text{ Вт.} \quad (12)$$

Заключение. Результаты исследований в области создания энергоэффективных систем воздушного отопления в обогреваемых зданиях с наружными ограждающими конструкциями повышенной теплозащиты и герметичности свидетельствуют о том, что формированию комфортных параметров микроклимата в помещениях наиболее полно удовлетворяют системы воздушного отопления, совмещённые с активной вентиляцией [4].

Построение вышеизложенной методики расчёта температуры приточного воздуха t_{np} (11) и суммарного расхода тепловой энергии $Q_{e.o}$ (12) для систем воздушного отопления, совмещённого с активной вентиляцией, базируется на основных положениях теории аэродинамики и теплообмена, на определении воздухообмена по нормативным параметрам и осреднении в пределах допустимых погрешностей.

Для систем воздушного отопления, совмещённых с активной вентиляцией, при которой в каждое вентилируемое помещение поступает тёплый воздух из единого приточного центра с одинаковой температурой t_{np} и в количестве, соответствующем нормативному воздухообмену с одновременной компенсацией всех теплопотерь без дополнительной установки кондиционеров-доводчиков, важным является разработка неоднородной системы утепления наружных стен каждого отапливаемого помещения с различной толщиной эффективного слоя утеплителя с целью выравнивания удельных теплопотерь, что ляжет в основу дальнейших научных исследований по минимизации энергопотребления от внешних источников за счёт более широкого использования вторичных и природных энергоресурсов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Отопление, вентиляция и кондиционирование воздуха : СНБ 4.02.01-03. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2003.
2. Технический кодекс установившейся практики : ТКП 45-2.04-43-2006 (02250). Строительная теплотехника. Строительные нормы проектирования – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2007. – 32 с.
3. Жилые здания. Минстройархитектуры : СНБ 3.02.04-03 Респ. Беларусь. – Минск, 2003.
4. Липко, В.И. Вентиляция герметизированных зданий / В.И. Липко. Т. 1. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2000. – 300 с.
5. Липко, В.И. Вентиляция герметизированных зданий / В.И. Липко. Т. 2. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2000. – 246 с.
6. Липко, В.И. Энергоресурсоэффективное тепловоздухоснабжение гражданских зданий : в 2-х т. / В.И. Липко. Т. 1. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2004. – 212 с.
7. Липко В.И. Энергоресурсоэффективное тепловоздухоснабжение гражданских зданий : в 2-х т. / В.И. Липко. Т. 2. – Новополоцк : Полоц. гос. ун-т, 2004. – 392 с.
8. Технологический чердак здания : пат. ВУ 9618 / В.И. Липко, Е.С. Добросольцева, С.В. Липко, С.В. Ланкович. – Оpubл. 30.10.2013.
9. Рекуперативное устройство приточно-вытяжной вентиляции здания : пат. ВУ 8381 / В.И. Липко, С.В. Липко. – Оpubл. 04.03.2012.
10. Здание с утепляющей оболочкой : пат. ВУ 008576 / Л.Н. Данилевский, В.М. Пилипенко, В.А. Потерщук. – Оpubл. 06.09.2007.
11. Отопительно-вентиляционная система здания : пат. ВУ 1134 / В.И. Липко, В.А. Борванов. – Оpubл. 01.08.2003.
12. Липко, В.И. Энергоресурсоэффективное устройство тепловой вентиляции здания с технологическим чердаком с использованием вторичных и природных энергоисточников / С.В. Ланкович, В.И. Липко // Устойчивое развитие: региональные аспекты : междунар. науч.-практ. конф. молодых учёных, Брест, 20–21 апреля 2017 г. – Брест, 2017.
13. Широкова, О.Н. Экологически и экономически эффективные системы тепловоздухоснабжения индивидуально отапливаемых и активно вентилируемых малоэтажных зданий / О.Н. Широкова, В.И. Липко // Материалы докл. 50-й междунар. науч.-техн. конф. преподавателей и студентов, посвящ. году науки : в 2-х т. – Минск, 2017. – С. 319–322.
14. Липко, В.И. Энергоресурсоэффективные системы тепловоздухоснабжения жилых зданий повышенной теплозащиты / В.И. Липко, О.Н. Широкова, А.С. Лапезо // Новое в технике и технологии в текстильной и легкой промышленности : материалы докл. междунар. науч.-техн. конф. ; Витеб. гос. технол. ун-т. – Витебск, 2015. – С. 285–287.

Поступила 08.12.2017

THE METHOD OF CALCULATION OF AIR HEATING SYSTEMS

V. LIPKO, S. LANKOVICH

Based on the functional of the statutory framework shows the development of methodology for calculation of air heating systems of buildings with advanced thermal protection and tightness of enclosing structures with the thermotechnical calculation. The method of calculation is based on the basic theory of aerodynamics and heat and mass transfer and air exchange on regulatory parameters with averaging within the tolerance band to determine supply air temperature in the premises and the total consumption of thermal energy for air heating systems, combined with active ventilation.

Keyword: air heating, heat losses, heat input, air temperature, heat-and-mass transfer processes, air change, outer shell, thermotechnical calculation, heater warmer, heat-transfer resistance.

УДК 628.12

**ИЗУЧЕНИЕ ПРИЧИН ПОТЕРЬ ВОДЫ В НАСЕЛЕННЫХ ПУНКТАХ
С УЧЕТОМ РАБОТЫ ИНЖЕНЕРНЫХ СЕТЕЙ И СООРУЖЕНИЙ**

*канд. техн. наук, доц. В.Д. ЮЩЕНКО; Е.В. ЛЕСОВИЧ
(Полоцкий государственный университет);*

Ю.В. ЗЫКОВА

(Жилищно-ремонтная эксплуатационная организация, Новополоцк)

Представлены результаты исследований причин потерь воды при ее подаче от водозаборных сооружений к потребителям населенных пунктов. Произведена оценка каждого вида потерь воды на основании обработки данных производственного коммунального унитарного предприятия «Новополоцк-водоканал» и Новополоцкого коммунального унитарного предприятия «Жилищно-ремонтная эксплуатационная организация». Выполнен анализ полученных результатов.

Ключевые слова: *питьевая вода, коммунальное водоснабжение, жилищный фонд, утечки воды, объем водопотребления, экономия воды, обезжелезивание, обеззараживание воды.*

Общая характеристика потерь воды. Улучшение обеспечения населенных пунктов питьевой водой высокого качества и рациональное использование водных ресурсов являются приоритетными задачами жилищно-коммунальной реформы. На современном этапе развития коммунального водоснабжения городов Беларуси особую актуальность для сокращения водопотребления и устранения непроизводительных затрат приобретают вопросы оценки и управления утечками воды, поскольку они оказывают существенное влияние на себестоимость услуг как водопроводно-канализационных, так и промышленных предприятий с учетом местных производств. Для населения большие потери воды приводят к увеличению оплаты за услуги систем внутреннего холодного и горячего водоснабжения.

Вода, используемая в населенных пунктах, имеет большую ценность как природный, так и производственный ресурс, распоряжаться которым необходимо с большой ответственностью. Один из способов снижения энергозатрат в системах водоснабжения – устранение причин утечек и нерационального использования воды, в том числе и питьевого качества [1; 5].

Потери воды ухудшают экономические показатели, происходит рост накладных расходов при обслуживании жилых зданий, а также при работе предприятий с увеличением себестоимости продукции. Это приводит к нерациональному расходованию средств и материальных ресурсов на реагенты и электроэнергию для очистки и перекачки теряемой воды, амортизацию и текущий ремонт необходимых для этого сооружений, так как прибыль от продаж не может компенсировать неоправданные издержки на дополнительные работы эксплуатационных служб водопровода.

Организация рационального использования воды, сокращение ее потерь требуют управления процессами водопотребления, направленного на разработку оптимальных подходов к решению имеющейся проблемы, что может быть обеспечено только при условии широкого внедрения комплекса взаимосвязанных технико-организационных мероприятий по оптимизации систем водоснабжения, совершенствованию методов планирования и экономического стимулирования как у водоканалов, так и у потребителей, дальнейшего улучшения нормирования, повышения эффективности учета и контроля расходования воды.

Экономическая оценка стоимости питьевой воды во многом связана со значительными объемами ее потерь и утечек, вызванных нерациональным расходованием, прежде всего при использовании питьевой воды для собственных нужд водопроводно-канализационных предприятий, и высокой степенью износа сетей и оборудования. Сегодня остро стоит проблема рационального использования воды в жилом секторе.

Основными причинами, которые вынуждают бороться с утечками воды из водопроводной сети, как и с другими видами ее потерь, являются [2; 5; 6]: *истощаемость водных ресурсов, как существующих, так и потенциальных; финансовые и экономические проблемы; вероятность вторичного загрязнения питьевой воды в случае снижения напора в месте утечки; необходимость привлечения новых источников воды и, как следствие, дополнительных мощностей сооружений и капитальных вложений.*

К числу организационно-технических мероприятий по воздействию на основные элементы системы водоснабжения с целью доставки питьевой воды потребителю с минимальными потерями относятся: активный поиск и контроль за утечками; скорость и качество ремонта; интенсификация аварийно-восстановительных и планово-профилактических работ; управление инфраструктурой – модернизация и реконструкция сети.

Таким образом, *причинами, приводящими к значительным потерям воды и повышенным энергозатратам в системах водоснабжения, являются:*

- неудовлетворительное техническое состояние наружных водопроводных сетей;
- отсутствие должного контроля и учета рабочих параметров работы систем водоснабжения;

- неудовлетворительный гидравлический режим работы водопроводных систем (избыточные напоры, гидравлические удары, воздушные пробки и т.п.);
- несовершенное и устаревшее оборудование насосных станций, водозаборных и водоочистных комплексов;
- несовершенное регулирование работы насосов;
- большие потери воды во внутренних водопроводных сетях и водоразборной арматуре и нерациональное ее использование;
- завышенные нормы водопотребления, связанные с устаревшей водоразборной арматурой и отсутствием учета водопотребления.

Потери воды во внутренних и наружных сетях водоснабжения в первую очередь зависят от их технического состояния, что на сегодня является наиболее значимой проблемой. Начинать работу по снижению водопотребления и, соответственно, снижению энергопотребления предлагается с сетей внутреннего и наружного водоснабжения. Снижение потерь воды в системах внутреннего водоснабжения зданий можно осуществлять за счет своевременного и качественного текущего и капитального ремонта трубопроводов, применения новой водосберегающей арматуры, установки регуляторов давления, квартирных водосчетчиков и расширения систем горячего водоснабжения с рециркуляцией воды.

Объекты обследования: производственное коммунальное унитарное предприятие (ПКУП) «Новополоцкводоканал» и Новополоцкое коммунальное унитарное предприятие (НКУП) «Жилищно-ремонтная эксплуатационная организация».

Новополоцкий водопровод – это на 100%-ная подземная артезианская вода, которая добывается на водозаборе «Окунево». Скважины (43 шт.) имеют глубину от 100 до 182 м, что в высокой степени предохраняет ее от загрязнений. Вода после водозабора «Окунево» соответствует всем нормативным санитарным показателям, кроме содержания железа ($4,5 \text{ мг/дм}^3$), при предельно допустимой концентрации железа $0,3 \text{ мг/дм}^3$ [3; 8]. Повышенное содержание железа устраняется до $0,1 \text{ мг/дм}^3$ на станции обезжелезивания, где осуществляется его безреагентное удаление упрощенной аэрации с последующим фильтрованием через песчаную загрузку в сочетании физико-химических и биологических методов. Приняты 12 скорых фильтров, площадь каждого 30 м^2 . Растворенное в воде двухвалентное железо окисляется до трехвалентного (нерастворимого в воде), которое легко осаждается на фильтрующем материале.

Для обеззараживания перед резервуарами чистой воды вводится гипохлорит натрия NaOCl , содержание остаточного активного хлора в распределительной сети города и у потребителей принято не менее $0,3 \text{ мг/дм}^3$ (при предельно допустимой концентрации согласно санитарным нормам от $0,8$ до $1,2 \text{ мг/дм}^3$). Процесс дозирования гипохлорита натрия в воду полностью автоматизирован. Все технологические операции находятся под контролем микропроцессора управления, который регулирует дозирование реагента в зависимости от расхода воды, контролирует работу дозирующих насосов. Возможность передозировки реагента полностью исключена.

Жилищно-ремонтная эксплуатационная организация состоит из 5 жилищно-эксплуатационных служб, аварийно-диспетчерской службы, транспортной базы, ремонтно-строительной службы, котельной. Общая площадь обслуживаемого жилого фонда 2217 тыс. м кв., что составляет 509 жилых домов, в том числе 118 коттеджей. Основной сферой деятельности предприятия являются создание благоприятных условий для жизнедеятельности населения города, максимальное удовлетворение потребностей населения города в жилищно-коммунальных услугах.

Основные задачи работы предприятия:

- надлежащее содержание и эксплуатация жилищного фонда города;
- максимальное удовлетворение потребностей населения в жилищно-коммунальных услугах;
- получение прибыли для удовлетворения интересов собственника и социально-экономических потребностей членов трудового коллектива;
- осуществление контроля за обеспечением сохранности жилфонда;
- своевременное принятие мер по устранению аварий, неисправностей и неполадок в работе инженерного оборудования, строительных конструкций жилищного и нежилищного фонда;
- выполнение заявок населения по обеспечению бесперебойной работы инженерного оборудования и строительных конструкций жилых домов и т.д.

Изучение причин утечек воды в населенных пунктах от водоисточника до ее подачи к потребителю с учетом работы инженерных сетей и сооружений и явилось целью представляемой работы.

Для разработки методов сокращения, устранения непроизводительных затрат и утечек воды необходимо решить следующие задачи: произвести анализ структуры объемов потребления воды, определить величины потерь воды в системах коммунального водоснабжения, оценить объемы водопотребления.

Решение поставленных задач заключается в разработке и реализации мер, обеспечивающих повышение эффективности и надежности работы систем водоснабжения, совершенствование систем подачи и распределения воды, развитие нормативно-правовой базы и хозяйственного механизма водопользо-

вания, стимулирующего экономию питьевой воды. Для контроля за водопотреблением существенное значение имеет правильный учет воды, выполняемый с помощью средств измерений, которые должны применяться на всех стадиях подачи и реализации воды.

Результаты обследования и их обсуждение. Общие потери воды состоят из использования на собственные нужды при заборе из водоисточника, водоочистки, утечки и неучтенный ее расход. К собственным нуждам воды при работе водопроводных сооружений, прежде всего, относят промывные воды от скважин и скорых фильтров. Утечки и неучтенный расход воды представляют собой разность между количеством поданной в городскую сеть и полезно отпущенной, т.е. проданной воды потребителю, в частности населению. Термин «неучтенный расход» воды не исчерпывает всех потерь, имеющихся при эксплуатации городского водопровода. В ряде случаев расход воды может быть учтен и оплачен, но вода израсходована нерационально [1; 6]. По данным ПКУП «Новополоцкводоканал», в сеть для обеспечения водоснабжением г. Новополоцка скважинами поднято воды за 2013–2015 гг. соответственно 7 840 320; 7 975 200 и 7 663 800 м³, а средние значения за месяц составили 653 360, 664 600 и 638 650 м³ и за эти годы 652 200 м³/мес. При этом общие ее потери (средние за месяц) за эти годы составили: 108 800, 115 850 и 114 820 м³, за рассматриваемый период – 113 157 м³/мес., или 16,7; 17,4; 18 и 17,4%. Общие потери представляют собой сумму неучтенных потерь и утечки воды на собственные нужды прокачки скважин и станции обезжелезивания, потерь воды в аварийных ситуациях, местные утечки в наружной водопроводной сети и потери воды во внутренних домовых и производственных системах хозяйственно-питьевого водоснабжения. Объемы потраченной воды на собственные нужды водозабора и станции обезжелезивания г. Новополоцка составляют в среднем в месяц 26800, 29620 и 37370 м³ за период 2013–2015 годов, в среднем за эти годы – 31360 м³/мес., или в % от общих потерь – 2,5, 2,6, 3,3 и 2,8%.

Потери воды в системах внутреннего холодного и горячего водоснабжения ввиду наличия разноэтажных зданий в микрорайонах города Новополоцка определить достаточно сложно. В качестве характерного принят микрорайон № 9. Используя данные НКУП «Жилищно-ремонтная эксплуатационная организация», разность в усредненных данных по замерам водосчетчиков в этом микрорайоне, в частности в жилых домах по улице Генова, и подачи воды от наружных водопроводных сетей можно считать как потери воды, в среднем составившие порядка 8,6%. Тогда неучтенные потери воды в аварийных ситуациях и на местные утечки в наружной водопроводной сети будут равны в среднем 6%.

На рисунке 1 представлены значения по месяцам рассматриваемого периода по годам в % от общего объема поднятой и реализованной воды, также ее общих потерь по пути «скважины – потребители» (население и промышленность) для города Новополоцка. Результаты полученных данных показывают:

- в 2015 году объем поднятой воды значительно снизился по отношению к 2013 и 2014 годам, что обусловлено как требованием на государственном уровне, так и применением новых ресурсосберегающих технологий на предприятиях и снижением потребления воды на бытовые нужды в связи с повышением ее стоимости и применения в быту стиральных, посудомоечных машин и другой бытовой техники нового поколения;

- общий баланс по потерям составит: $2,8 + 8,6 + 6,0 = 17,4\%$.

- по нормативным данным [8], потери на собственные нужды водозаборных и водоочистных сооружений не превышает 4%, то есть установленные значения потерь воды в данных сооружениях можно считать достоверными и не превышающими этой величины;

- неучтенные потери воды в аварийных ситуациях и местные утечки в водопроводных сетях составляют около 45% от общих потерь. Эти потери являются непредсказуемыми, но сравнительно небольшими по сравнению с другими населенными пунктами, прежде всего городами Республики Беларусь. В связи с тем, что большая часть системы городского водоснабжения была построена еще в советское время, а трубопроводы ввели в эксплуатацию свыше 50–80 лет назад, износ систем очевиден. Имеются сведения, что в большинстве населенных пунктах потери воды в сетях водоснабжения могут достигать до половины из общего ее объема, которую подготовили, очистили и доставили потребителю. Одна из причин потери воды – неудовлетворительное техническое состояние водопроводных сетей. Износ водопроводных и канализационных сетей наружных и внутренних систем может достигать 50% от объемов подаваемой воды (для города Новополоцка – 17,4) и приближается к критическому уровню. Установлено, что для предотвращения полного износа необходимо ежегодно заменять не менее 3% сетей, но фактически заменяется в два раза меньше. Это неизбежно приводит к систематическому аварийному выходу сетей из строя, потерям и перебоям в подаче воды. Кроме того, утечки из неплотных соединений и поврежденных труб подземных водопроводных сетей могут разрушать подземные коммуникации, вызывать провалы мостовых и тротуарных покрытий, подмывы фундаментов зданий, размыв кабельных сетей, оседание трамвайных путей и т.д., что нередко приводит к авариям и увеличивает затраты на устранение повреждений [7].

- данные о потерях и неучтенных расходах воды свидетельствует о том, что значительный удельный вес занимают потери воды во внутренних домовых и производственных сетях. В связи с этим к уменьшению потерь воды должны быть привлечены не только персонал водопроводных хозяйств, но также население, организации жилищного хозяйства и промышленные предприятия.

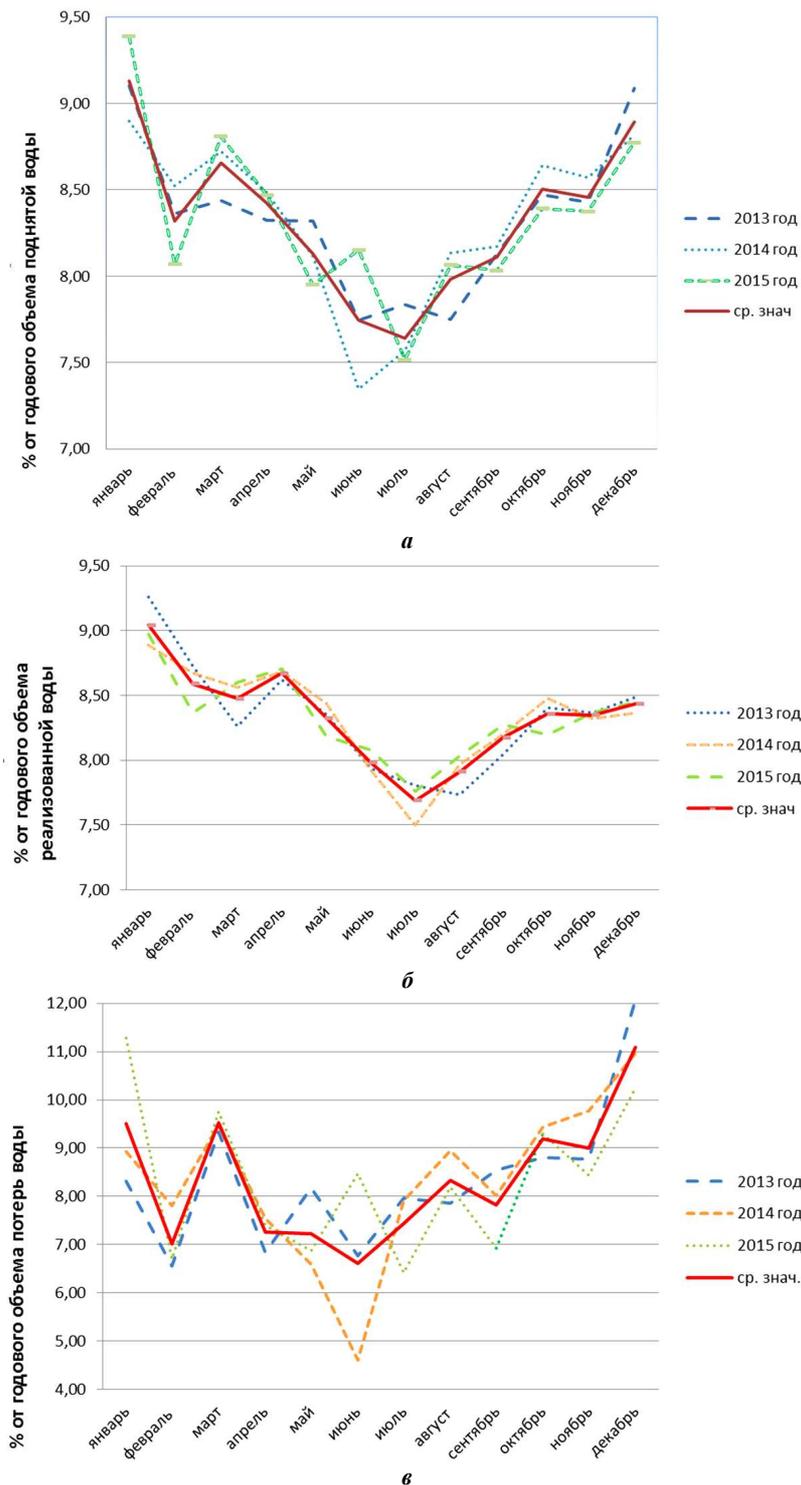


Рисунок 1. – Объемы воды по месяцам рассматриваемого периода по годам, в % от общего объема поднятой и реализованной воды, также ее общих потерь по пути «скважины – потребители» (население и промышленность) для города Новополюцка

Все потери и утечки делятся на неучтенные, то есть потери из труб до водомера, которые возникают при авариях и хищениях, и учтенные, но бесполезно расходуемые, – утечки из кранов из-за перепадов давления при регулировании температуры, а также неучтенные водомером, но полезно расходуемые (расходы на пожаротушение и полив территории). Причиной утечки воды из кранов смесителей и водоразборных кранов являются неплотности между прокладкой и седлом корпуса крана из-за каверн в седле. Такой дефект устраняют установкой втулки из полиэтилена на седло крана. Суммарное количество потерь может достигать 90% от всех при эксплуатации внутренних систем холодного и горячего водоснабжения.

Зимой из-за плохо выполненных утеплительных работ имеют место случаи замерзания стояков внутреннего водопровода или трубопроводов на вводах в подвальных помещениях. Устранение этого явления сопровождается местными потерями воды.

Часто в трубах может происходить их сужение, из-за отложения на стенках труб растворенных в воде солей кальция, магния, железа и взвешенных частиц, что является причиной снижения напоров, а также появления шумов. Чтобы устранить зарастание трубопроводов, необходимо промыть водопроводные сети водой, подаваемой с повышенной скоростью. При значительных отложениях применяют гидropневматический способ прочистки, при котором сжатый воздух от компрессора, поступая в водопровод, наполненный водой, расширяется и разбивается на отдельные воздушные пробки. При этом создаются значительные скорости воды с барботированием, разрушающие отложения в трубах.

Исходя из причин возникновения указанных проблем, можно выделить *мероприятия по снижению общих потерь воды*, в первую очередь неучтенные во внутреннем водопроводе, на более затратных направлениях:

- заменить старые сети в проблемных участках на новые. Это мероприятие требует выделения значительных средств, создавая длительные неудобства для жителей города в связи с отключением водоснабжения и обязательными земляными работами по дворовой территории микрорайонов города;
- достичь снижения потерь воды за счет замены труб посредством внедрения в них новых трубопроводных линий. С учетом особенностей систем этот метод применим только на определенных участках;
- при превышении требуемых напоров воды в зданиях и сооружениях необходимо их снижение до нормального уровня, и если потери воды не могут быть устранены полностью, необходимо хотя бы снизить их количество. Этот метод довольно доступный и не требует капитальных земляных работ и огромных финансовых инвестиций [4; 5; 8].

Заключение. Полученные данные по потерям воды позволяют решать вопросы при разработке мероприятий по их снижению, которые должны привести к устранению потерь и существенно сократить объемы водопотребления и водоотведения, повысив качество работы водопроводных и канализационных систем без дополнительного расширения, в том числе нового строительства. Ликвидация потерь и утечек в жилищном фонде позволит увеличить полезную мощность внутреннего водопровода и канализации, исключить отрицательное воздействие утечек воды на фундаменты и другие строительные конструкции зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иванов, С.Г. Прогнозирование и оценка скрытых утечек из водопроводных сетей : автореф. дис. ... канд. техн. наук / С.Г. Иванов. – Вологда, 1997. – 20 с.
2. Никитин, А.И. Совершенствование проектирования водопроводных сетей с учётом надёжности водоснабжения потребителей / А.И. Никитин // Изв. вузов. Строительство. – 2000. – № 11. – С. 72–78.
3. Санитарные правила и нормы. Питьевая вода. Гигиенические требования к качеству воды централизованных систем питьевого водоснабжения. Контроль качества : СанПиН 10-124 РБ 99 / Минздрав Респ. Беларусь. – Минск, 1999.
4. Белецкий, Б.Ф. Санитарно-техническое оборудование зданий (монтаж, эксплуатация и ремонт) / Б.Ф. Белецкий. – Ростов н/Д : Феникс, 2002. – 512 с.
5. Системы внутреннего водоснабжения зданий. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-4.01-52-2007. – Минск, 2008. – 47 с.
6. Справочник проектировщика. Внутренние санитарно-технические устройства / Ю.Н. Саргин [и др.] ; под ред. И.Г. Старовойтова и Ю.И. Шиллера. – 4-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1990. – Ч. 2 : Водопровод и канализация. – 247 с.
7. Музалевская, Г.Н. Инженерные сети городов и населенных пунктов : учеб. пособие / Г.Н. Музалевская. – М. : Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2006. – 148 с.
8. Сооружения водоподготовки. Обезжелезивание подземных вод. Правила проектирования : ТКП 45-4.01-201-2010 (02250). – Минск, 2011. – 68 с.

Поступила 17.08.2017

CAUSES OF WATER LOSSES IN SETTLEMENTS TAKING INTO ACCOUNT THE WORK OF ENGINEERING NETWORKS AND STRUCTURES

V. YUSHCHENKO, E. LESOVICH, Y. ZYKOVA

The results of studies of the causes of water losses during its supply from water intake facilities to consumers of settlements are presented. Each type of water loss was evaluated on the basis of data processing of the production communal unitary enterprise Novopolotsk-water canal and the Novopolotsk municipal unitary enterprise Housing and Repair Operating Organization. The analysis of the results is performed.

Keywords: drinking water, municipal water supply, housing stock, water leakage, water consumption volume, water saving, deferrization, water disinfection.

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

УДК 528.22.551.24

СОВРЕМЕННЫЕ ДВИЖЕНИЯ ЗЕМНОЙ КОРЫ В РАЙОНАХ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА
(Полоцкий государственный университет)

Представлен анализ выполненных исследований современных движений земной коры геодезическими методами в районах энергетических сооружений Беларуси. Сделан вывод о необходимости продолжения работ по обозначению опасных геологических участков магистральных трубопроводов на территории республики, по организации геодинамических полигонов по всему каскаду ГЭС на реке Западная Двина, по модернизации геодезических исследований на ГДП «Белорусская АЭС» и созданию нормативной базы по выполнению геодинамических исследований геодезическими методами в Республике Беларусь и их классификации как научно-исследовательских.

Ключевые слова: *современные движения земной коры, повторные геодезические измерения, энергетические сооружения.*

Экономическое развитие государства во многом определяется степенью его энергетической безопасности. В последние десятилетия в Беларуси наряду с ранее действующими ГЭС (41 станция) построены новые: Гродненская (2012 г.), Витебская (2017 г.), Полоцкая (2017 г.); находятся в ожидании реализации проекта: Бешенковичская, Верхнедвинская и Немновская ГЭС; возводится атомная электростанция в Гродненской области (г. Островец), а также активно развиваются другие источники электрической энергии. Кроме того, по Беларуси проходят такие транспортные артерии энергетического сырья, как магистральные трубопроводы, на которых нередко случаются аварии. В комплексе с природной сейсмотектонической обстановкой это не может не оказывать влияния на состояние равновесия в земной коре и экологию окружающей среды.

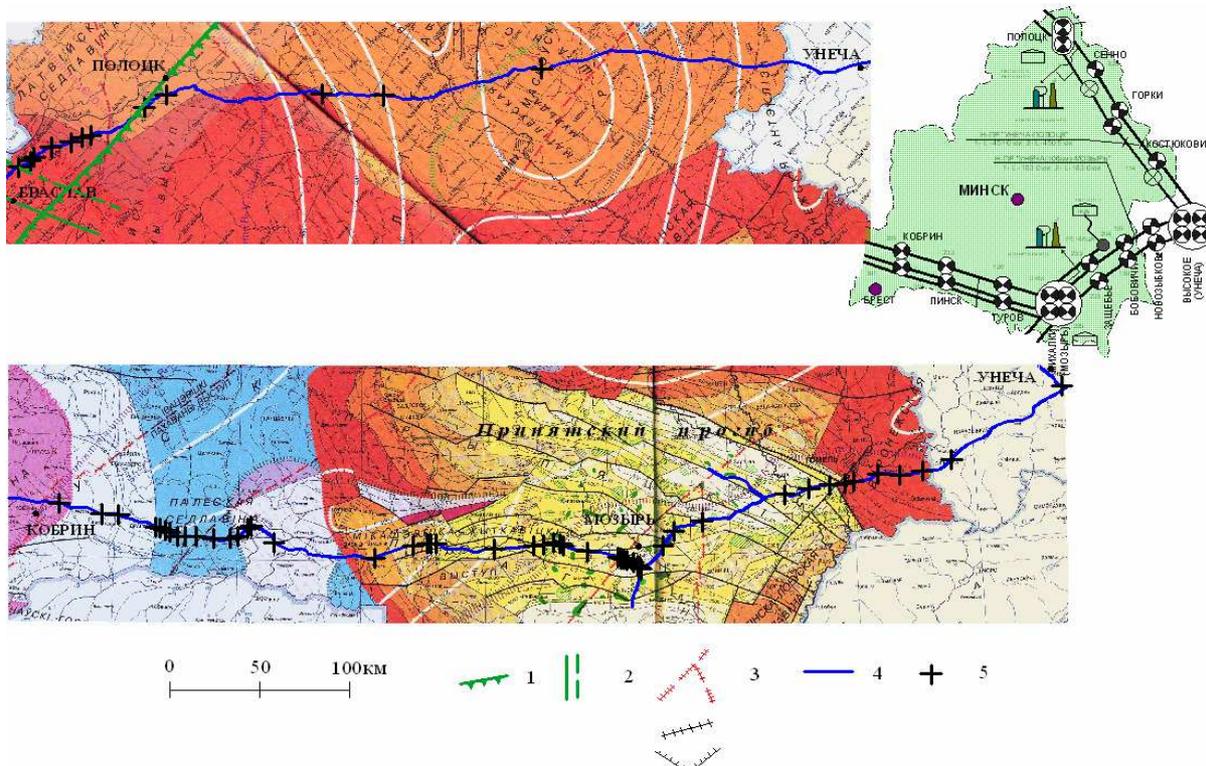
Так, выполненные нами исследования [1] расположения аварий на магистральных нефтепроводах Беларуси показали, что в более чем 70% случаев они приурочены к тектоническим разломам и активным тектоническим структурам (таблица 1, рисунок 1).

Таблица 1. – Сопоставление числа аварий, активности тектонических структур и скоростей современных вертикальных движений земной коры на анализируемых участках трубопроводов

Наименование участка трубопровода (тектонической структуры), протяженность	Число аварий	Скорость медленных СВДЗК, мм/год
Полоцк – Браслав (Полоцко-Курземский пояс тектонических разломов, активный), 100 км	10	от –1,3 до +1,0
Полоцк – Унеча (Витебская и Могилевская мульды, спокойные тектонические структуры), 450 км	3	–1,0
Унеча – Восточный край Припятского прогиба (район Гомеля), 166 км	7	–1,7
Припятский прогиб, активная тектоническая структура, 330 км	44	(–3,6)...(–1,6)
Западный край активного Припятского прогиба Полесская седловина – Кобрин, 210 км	22	(–2,8)...(–1,1)

На наш взгляд, данную статистику нельзя игнорировать, и исследования по обозначению опасных геологических участков магистральных трубопроводов на территории Республики Беларусь необходимо продолжить. Что касается гидроэлектростанций, то здесь следует обратить внимание, прежде всего, на ГЭС реки Западная Двина: вновь построенные Полоцкую и Витебскую ГЭС; запроектированные Бешенковичскую и Верхнедвинскую гидроэлектростанции, а также возведенные еще в 1930–1970 годы латвийские ГЭС (Кегумская, Плявиньская и Рижская общей мощностью более 1000 МВт), которые представляют собой гидроэнергетический каскад, отнесенный к одной реке Западная Двина и принадлежащий к одной активной тектонической структуре – Полоцко-Курземскому поясу тектонических разломов (рисунок 2) [2]. Поэтому влияние всех перечисленных гидроэлектростанций на состояние

равновесия в земной коре, на тектоническую активность и окружающую среду следует рассматривать в данном случае в комплексе, а не в отдельности.



- 1 – Полоцкий краевой региональный разлом; 2 – тектонические нарушения Полоцко-Курземского пояса разломов;
3 – тектонические разломы и стыки тектонических структур юга Беларуси;
4 – положение магистрального нефтепровода; 5 – места аварий

Рисунок 1. – Схема расположения аварий на магистральных трубопроводах и основные тектонические структуры территории Республики Беларусь

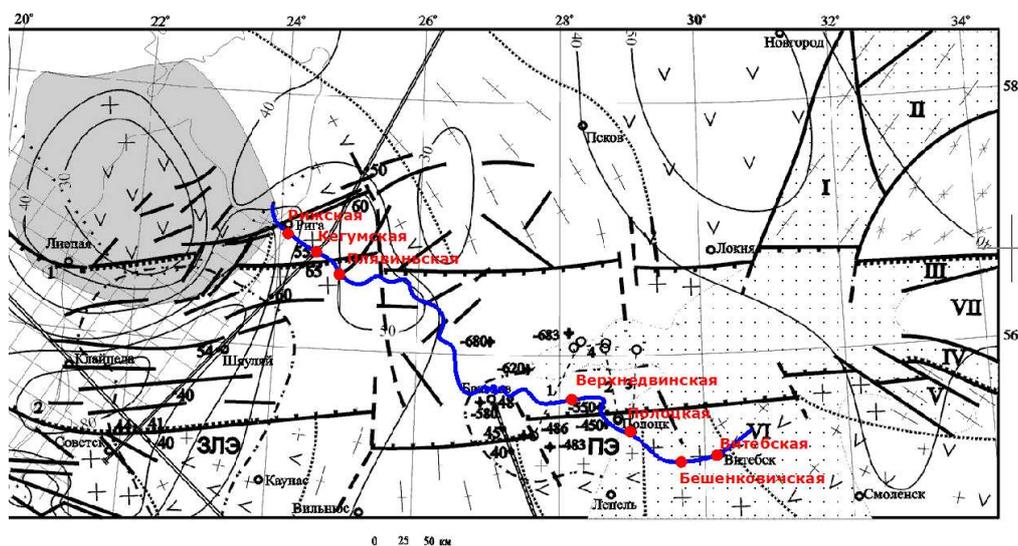
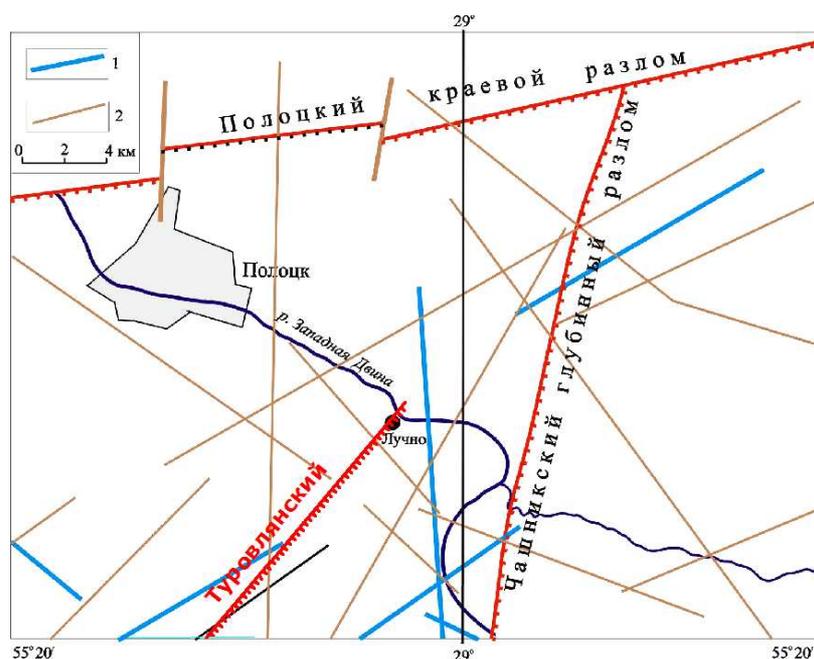


Рисунок 2. – Полоцко-Курземский пояс тектонических разломов и расположение каскада ГЭС на реке Западная Двина (Рижская, Кегумская, Плявиньская, Верхнедвинская, Полоцкая, Бешенковичская, Витебская)

Статистика сейсмической активности в районе латвийских ГЭС за последние 50 лет свидетельствует о том, что здесь происходили землетрясения до 6 баллов по шкале Рихтера.

В результате выполненных Полоцким университетом совместно с Институтом геологических наук и Центром геофизического мониторинга НАН Беларуси в районе Полоцкой ГЭС предпроектных геодинамических исследований получены следующие *выводы* [3]:

- территория Полоцкой ГЭС расположена в зоне влияния тектонических разломов: Полоцкого, Чашникского и Туровлянского (рисунок 3);
- на площадке строительства Полоцкой ГЭС присутствует [А.Г. Аронов, Р.Р. Сероглазов, 2006] сейсмическая опасность от возникновения местных небольших, а также сильных землетрясений других регионов;
- на устойчивость данного инженерного сооружения могут неблагоприятно влиять и ослабленные грунты тектонических разломов, где максимально проявляются деформации не только тектонического происхождения, но и вследствие действия сезонных и технологических факторов;
- рекомендуемый уровень сейсмостойкости – 7 баллов.



1 – флексурно-разломные зоны активизации; 2 – разломы кристаллического фундамента

Рисунок 3. – Схема расположения тектонических разломов в районе Полоцкой ГЭС (д. Лучно) [по Каратаеву] (Туровлянский разлом установлен по данным геофизических исследований 2006 г.)

В рамках Государственной программы научных исследований в 2015–2016 годах специалистами Полоцкого университета создан геодинамический полигон «Полоцкая ГЭС» по мониторингу указанных выше разломов. Организация ГДП осуществлена в строгом соответствии с разработанной нами комплексной технологией выполнения геодинамических исследований [4], состоящей из следующих процессов:

- разработка научного обоснования и проектирование геодезических построений;
- выбор конструкции центров знаков и мест их закладки;
- методика высокоточных повторных геодезических измерений с использованием современного оборудования и требуемой точности определения характеристик исследуемых деформаций;
- методика математической обработки результатов повторных измерений с получением характеристик деформаций земной коры необходимой точности и их наглядного представления;
- интерпретация полученных результатов и прогноз развития СДЗК во времени и в пространстве;
- оценка взаимообусловленного влияния тектонических и техногенных факторов на устойчивость инженерных сооружений.

Известно, что стоимость высокоточных геодезических работ высокая. А если они выполняются с целью изучения СДЗК, геодезические работы следует классифицировать как научно-исследовательские, для этого должно быть разработано научное обоснование. Геодезические работы на ГДП выполняют под научным руководством, с контролем, по утвержденным методикам, опытными специалистами, обладающими способностями исследователя. Именно этим постулатом мы руководствовались, когда организовывали ГДП «Полоцкая ГЭС».

Ясно, что территориально полигон должен охватывать показанные на рисунке 3 разломы: Полоцкий, Чашникский, Туровлянский. Места закладки центров пунктов относительно опрашиваемых разломов на полигоне тщательно выбирались нами с привлечением специалистов по геологии из отдела аэрокосмических исследований государственного предприятия «НПЦ по геологии» НАН Беларуси. На этапе проектирования по нашей заявке геологи выполнили структурное дешифрирование материалов аэрокосмических съемок (МАКС) на площади 670 кв. км в районе ГЭС. Исходными данными послужили космические снимки Landsat 5TM масштабов 1:100 000, 1:500 000 и 1:1 000 000, а также комплект материалов аэрофотосъемки различных масштабов и лет залета, необходимых для расшифровки и уточнения спутниковых данных. Методика исследований с привлечением технологий ГИС изложена в материалах конференции [5]. Выполненное структурное дешифрирование МАКС в исследуемом районе, в результате которого была получена космоструктурная карта, показало, что территория ГДП «Полоцкая ГЭС» в структурном отношении имеет разломно-блоковое строение, отражающее интенсивные глубинные процессы, происходящие в земной коре на современном этапе тектонического развития. Положение тектонических разломов Полоцкого, Чашникского и Туровлянского на рисунке 3 в точности совпало с положением разломов с повышенной проницаемостью осадочного чехла на космоструктурной карте. Таким образом, геологи подтвердили потенциальную опасность проявления современных геодинамических процессов в исследуемом районе, а также конкретизировали наиболее рациональное размещение мест закладки глубинных реперов на геодинамическом полигоне «Полоцкая ГЭС», что и было учтено нами при создании ГДП (рисунок 4).

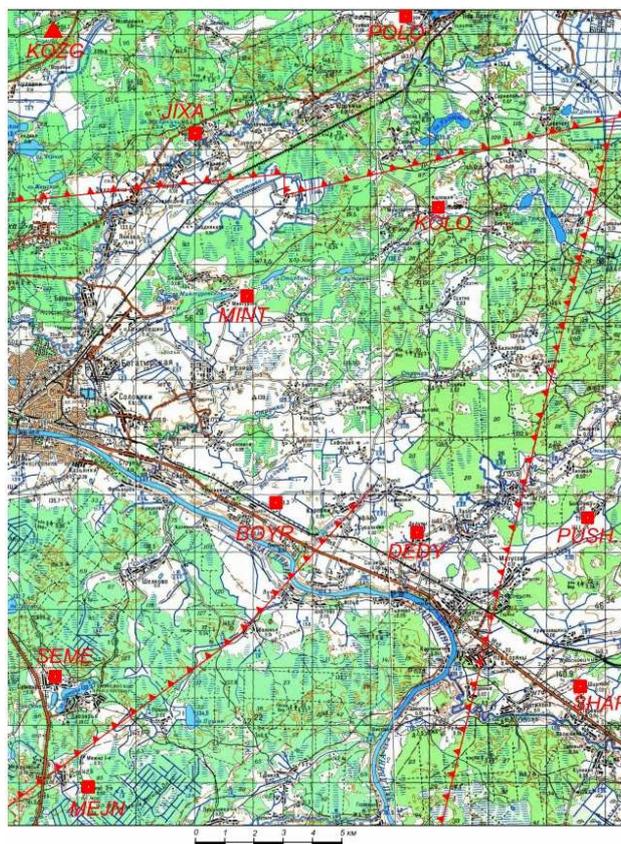


Рисунок 4. – Расположение тектонических разломов и пунктов геодинамического полигона в районе Полоцкой ГЭС: DEDY, BOYR, SEME, MEJN – пункты, контролирующие Туровлянский разлом; POLO, KOLO, JIXA, MINT – Полоцкий; DEDY, KOLO, PUSH, SHAR – Чашникский

Для закрепления пунктов полигона были выбраны надежные центры, устойчивость которых к влияниям нетектонического характера проверена в течение 12 лет на Полоцком геодинамическом профиле [5; 6], с устройствами для принудительного центрирования.

Геодезическое оборудование производства ГНСС измерений выбраны исходя из необходимости достижения точности измерений не хуже 2...3 мм в плане и 5...7 мм по высоте. На основании приборной точности оборудования принято решение в процессе измерений использовать пять двухчастотных спутниковых приемников фирмы Trimble: четыре приемника R7 с антенной Zephyr Geodetic Model-2 и один приемник R8 с антенной Internal Model-2.

Для выполнения ГНСС наблюдений в сети ГДП (рисунок 5) запроектировано три расстановки спутниковых приемников, которые образуют серию. Программа ГНСС наблюдений в сети состоит из двух серий измерений, произведенных с интервалом не менее суток, с контролем сходимости результатов между сериями. Длительность сеанса в каждой расстановке составляет 6 часов.

Полевые наблюдения на ГДП «Полоцкая ГЭС» планируется выполнять ежегодно в сентябре строго по вышеизложенной методике, сохраняя ее неизменной, включая и порядок расстановки приемников в сериях наблюдений.

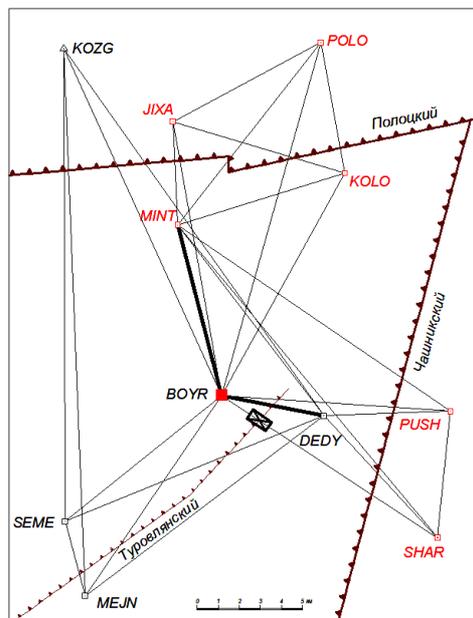


Рисунок 5. – Схема геодезической сети на ГДП «Полоцкая ГЭС»
(выделены общие линии в соседних расстановках приемников (1 и 2; 2 и 3))

Методика математической обработки результатов ГНСС наблюдений на ГДП, как и методика полевых измерений, принята одинаковой во все эпохи наблюдений с использованием программного продукта Trimble Business Center версия 1.11. Система координат отнесена к пункту *BOYR* (Бояры).

Для обеспечения контроля результатов измерений и обработки уравнивание в каждую эпоху принято выполнять трижды: каждая серия отдельно, а затем обе серии совместно. По результатам раздельной обработки каждой серии выполняется оценка точности по известной формуле разностей двойных измерений:

$$m = \sqrt{\frac{\sum (d^2)}{2n}},$$

где m – средняя квадратическая погрешность измерения; d – разность между сериями оцениваемой величины, полученной из уравнивания каждой серии измерений в эпоху; n – число разностей (линий или превышений).

Характеристики точности результатов спутниковых наблюдений на ГДП «Полоцкая ГЭС» представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Характеристики точности результатов спутниковых наблюдений на ГДП «Полоцкая ГЭС»

m_s , мм		m_h , мм	
2014	2015	2014	2015
± 0,9	± 2,9	± 6,7	± 6,0

По результатам выполненных измерений можно получить следующие характеристики горизонтальных деформаций земной коры, широко используемые при математической обработке результатов повторных геодезических измерений на геодинамических полигонах и их интерпретации [7]:

- разности наклонных дальностей;
- векторы горизонтальных смещений;
- компоненты деформации (дилатация; максимальное и минимальное растяжения, их направления; сдвиг; вращение).

Аналогичные геодезические полигоны желательно создать по всему каскаду ГЭС реки Западная Двина. Учитывая принадлежность этого каскада к одной тектонической структуре и современные спутниковые средства измерений, полезно связывать эти полигоны ГНСС наблюдениями с какой-то периодичностью (например, один раз в пять лет), а на локальных ГДП выполнять наблюдения ежегодно, или не реже одного раз в 3 года. В этом проекте, на наш взгляд, будет заинтересована не только Республика Беларусь, но и страны Прибалтики.

Следует отметить и ГДП «Белорусская АЭС», геодезические работы на котором выполняются под руководством Нижегородской инженеринговой компании Атомэнергопроект (ОАО «НИАЭП»). Результаты геодезических исследований на Белорусской АЭС не публикуются. Кафедра геодезии и геоинформационных систем Полоцкого университета выступала экспертом по геодезическим работам на Белорусской АЭС, поэтому мы познакомились с некоторыми отчетами по геодезическим исследованиям. На ГДП «Белорусская АЭС» выполняются высокоточные повторное нивелирование и повторные ГНСС наблюдения. Наши замечания, в основном, следующие:

- пункты спутниковой сети не обеспечены устройствами для принудительного центрирования, и наблюдения выполняются со штативов;

- методика ГНСС наблюдений и их математическая обработка с целью получения характеристик деформаций земной коры в районе сооружений АЭС требует более серьезного исследования.

На ГДП «Белорусская АЭС» спутниковая сеть состоит из 17 пунктов и включает 4 долговременных (на которых выполняются практически месячные серии наблюдений, но со штативов) и 13 рядовых пунктов. Долговременные пункты привязаны к пяти пунктам IGS сети (рисунок 6, показаны только долговременные пункты ГДП).

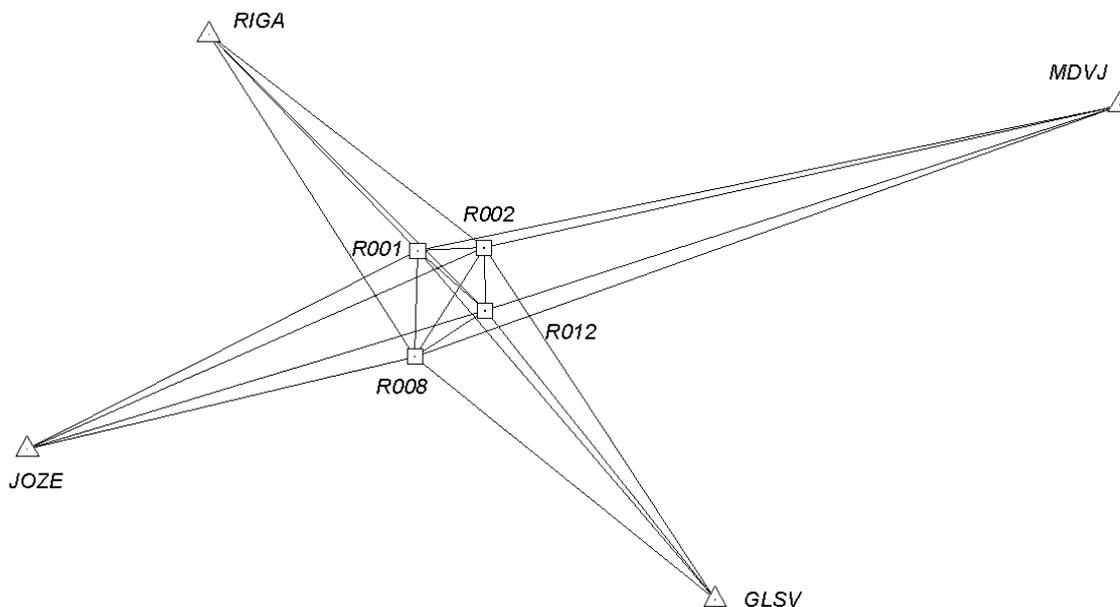


Рисунок 6. – Схема привязки 4-х долговременных пунктов (R001, R002, R008, R012) ГДП «Белорусская АЭС» к пунктам IGS сети (RIGA, MDVJ (Менделеево); JOZE, GLSV (Киев))

Уравнивание выполняется в 2 этапа:

- 1) определение координат долговременных пунктов в каждую эпоху от пунктов IGS сети (рисунок 6) из уравнивания по программе обработки длиннобазисных спутниковых сетей, например, Bernese [7]. Координаты пунктов получают, соответственно, для каждой эпохи различные;

- 2) уравнивание каждой эпохи измерений всей сети ГДП, принимая координаты на долговременных пунктах за исходные, по программному продукту к используемым спутниковым приемникам, например, Trimble business Centre.

По полученным в результате 2-го этапа уравнивания координатам вычисляют векторы горизонтальных смещений, которые, как правило, оказываются нереально большими. Трансформирование координат по параметрам трансформирования, найденным по координатам двух эпох на долговременных пунктах, практически не улучшает результат.

Изложенный подход к выполнению математической обработки был исследован в [8]. Результаты исследования показали, что он не оправдал себя, так как усложнил методику измерений и математической обработки, в результате которой получились нереально большие векторы смещений, и привел к возникновению большого числа вопросов, включая и проблему ошибок исходных данных. Там же сделан вывод,

что оптимальным подходом к обработке сетей на локальных ГДП является уравнивание в программном продукте используемого высокоточного спутникового оборудования относительно одного центрального пункта сети ГДП, принятого за стабильный, без привязки к IGS пунктам. На наш взгляд, такой подход максимально приближает к уравниванию геодезических сетей ГДП как свободных, без исходных пунктов, что принято при определении параметров горизонтальных деформаций в мировой практике.

На основании проведенного исследования сделаны следующие **выводы**:

1. Организовать ГДП по всему каскаду ГЭС на реке Западная Двина с применением комплексной методики геодинимических исследований, использованной на ГДП «Полоцкая ГЭС».
2. Продолжить работу по выявлению геологически опасных участков земной коры, пересекаемых магистральными трубопроводами.
3. Усовершенствовать организацию работ на ГДП «Белорусская АЭС».
4. Геодезические работы на геодинимических полигонах рассматривать как научно-исследовательские. Их проектирование, методика наблюдений, математическая обработка и интерпретация должны выполняться в соответствии с научным обоснованием, научным руководством и обязательным полевым контролем. Математическая обработка должна быть грамотной и учитывать уже наработанные подходы к определению параметров деформаций земной коры из повторных геодезических измерений.
5. Оптимальным подходом для выполнения геодинимических исследований может явиться совместная работа научно-образовательных и производственных организаций. Совместную работу следует начать с создания четкой нормативной базы для выполнения геодинимических исследований методом высокоточных повторных геодезических измерений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Геолого-тектонические условия возникновения аварийности на магистральных нефтепроводах Белоруссии / Г.А. Шароглазова [и др.] // Автоматизированные технологии изысканий и проектирования. – СПб., 2008. – № 1. – С. 58–60.
2. Полоцко-Курземский пояс разломов / Р.Г. Гарецкий [и др.] // Докл. Нац. акад. наук Беларуси. – 2002. – Т. 46. – № 6. – С. 85–89.
3. Выполнение предпроектных геодинимических исследований в районе предполагаемого строительства Полоцкой ГЭС : отчет НИР / рук. Г.А. Шароглазова ; исполн. Г.И. Каратаев [и др.]. – Новополоцк, 2006. – 64 с. – № ГР 6-1153/26552.
4. Диагностика современных движений земной коры по результатам высокоточных геодезических измерений и данным геолого-геофизических исследований : Проект НИ-ТЕСН Полоц. гос. ун-та : выставка-ярмарка, Санкт-Петербург, 24–26.03.2013.
5. Организация геодинимического полигона «Полоцкая ГЭС» / Г.А. Шароглазова [и др.] // Геодезия, картография, кадастр, ГИС – проблемы и перспективы развития : материалы междунар. науч.-техн. конф., Новополоцк, 9–10 июня 2016 г. – Новополоцк : ПГУ. – Ч. 1. – С. 90–103.
6. Шароглазова, Г.А. Опыт выполнения геодинимических исследований на локальных вытянутых зеленых участках земной поверхности / Г.А. Шароглазова, С.К. Товбас, А.Н. Соловьев // Геодезия и картография. – М., 2013. – № 6. – С. 38–42.
7. Шароглазова, Г.А. Применение геодезических методов в геодинимике : учеб. пособие / Г.А. Шароглазова. – Новополоцк : ПГУ, 2002. – 192 с.
8. Шароглазова, Г.А. Анализ методики обработки повторных ГНСС наблюдений на геодинимических полигонах АЭС / Г.А. Шароглазова, В.В. Ялтыхов, К.И. Маркович // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 16. – С. 114–117.
9. Bernese GNSS Software, Version 5.2 Tutorial.

Поступила 01.12.2017

THE MODERN MOVEMENTS OF THE EARTH'S CRUST IN AREAS OF ENERGY FACILITIES

G. SHAROGLAZOVA

The analysis of the implementation of studies of modern movements of the earth's crust by geodetic methods in the areas of energy facilities of the Republic of Belarussia is presented. The conclusion is made about the need: continuation of works on identification of dangerous geological sections of main pipelines on its territory; organization of geodynamic polygons throughout the cascade of hydroelectric power stations on the Western Dvina River; modernization of geodetic surveys at the Belarussian NPP; creating a normative base for the implementation of geodynamic studies in geodetic methods in the Republic of Belarus and their classification as research.

Keywords: modern movements of the earth's crust, repeated geodetic measurements, power structures.

УДК 528.71

АНАЛИЗ ТОЧНОСТИ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КООРДИНАТ ТОЧЕК МЕСТНОСТИ ПО СНИМКАМ, ПОЛУЧЕННЫМ АЭРОКАМЕРОЙ ADS-100

канд. техн. наук, доц. А.А. МИХЕЕВА;
канд. техн. наук, доц. В.В. ЯЛТЫХОВ
(Полоцкий государственный университет);
Е.В. ЛАКОТКА
(Мозырский нефтеперерабатывающий завод)

Рассматривается аэрофотосъемка, выполняемая аэрокамерой ADS-100. В фокальной плоскости объектива аэрокамеры расположены три ПЗС-линейки, отстоящие друг от друга таким образом, что одна из них обеспечивает съемку в направлении «вперед», другая – в направлении точки надира, третья – в направлении «назад». Таким образом, каждая точка местности оказывается снятой тремя сенсорами, обеспечивая тройное перекрытие, что создает дополнительный контроль при определении координат точек. В работе выполнена оценка точности полученных результатов по эллипсам погрешностей в трех вариантах: при съемке местности линейками ПЗС в направлениях вперед и назад; при съемке – вперед и в надира и при съемке в надира и назад. Самым точным оказался первый способ. Совместное использование всех трех вариантов позволяет повысить точность на 20% при сравнении с первым вариантом.

Ключевые слова: аэрокамера, съемка, координаты точек местности, оценка точности, эллипсы погрешностей.

В аэрокамере ADS-100 заложен принцип формирования кадра посредством накопления непрерывной последовательности полос съемки (рисунок 1). Получение изображения реализуется линейным ПЗС-приемником, работающим по принципу классического щелевого фотографирования [1]. В фокальной плоскости объектива расположены три ПЗС-линейки, отстоящие друг от друга таким образом, что одна из них обеспечивает съемку в направлении «вперед», другая – в направлении точки надира, третья – в направлении «назад».

Вдоль маршрута углы отклонения сенсоров от надира равны следующим значениям: передний сенсор (2) – $25,6^\circ$; надириный сенсор (1) – 0° ; задний сенсор (3) – $17,7^\circ$ (рисунок 1) [2].

Таким образом, каждая точка местности оказывается снятой тремя сенсорами. Известно, что для построения стереоскопического изображения достаточно иметь двойное перекрытие. Однако тройное перекрытие позволяет значительно повысить степень автоматизации при создании цифровых моделей рельефа (ЦМР) [3].

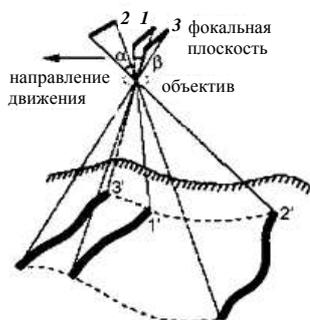


Рисунок 1. – Принцип работы линейного ПЗС-приемника

В таблице 1 представлены основные технические характеристики сканерной съемочной системы ADS100 [2]. В системе ADS100 используется комплексное GPS/IMU-устройство NovAtel SPAN CPT – совместная разработка компаний NovAtel (Канада) и KVH Industries (США) [4]. Это решение объединяет

спутниковые (GPS) и инерциальные (IMU) технологии и реализовано в виде отдельного измерительного блока. Данные GPS и ИНС (IMU) обрабатываются по алгоритму SPAN СРТ. В ходе обработки определяются пространственные координаты, скорость и элементы ориентирования в наиболее сложных условиях, когда спутниковые сигналы блокируются препятствиями [4]. В таблице 2 представлены точностные характеристики IMU-системы в зависимости от модели инерциального блока [5].

Таблица 1. – Технические характеристики аэрокамеры ADS100

Число объективов	1
Число CCD-сенсоров	SH100: 13 линеек 4 линейки R, G, B, N (вперед) 4 линейки R, G, B, N (назад) 5 линеек R, G, G, B, N (в надир)
Число фрагментов результирующего кадра	Съемка ведется непрерывно
Размер пиксела, мкм	5
Фокусное расстояние, мм (пикселов)	62,5 (12 500)
Углы поля зрения поперек маршрута	65,2°; 72,5°; 77,3° в зависимости от направления линеек вперед, назад или в надир
Радиометрическое разрешение, бит/пиксел	14
Спектральные диапазоны	R, G, B, NIR
R – линейка, снимающая местность в красной зоне спектра; G – в зеленой; B – в синей (голубой); NIR – в инфракрасной зонах спектра.	

Таблица 2. – Точность определения элементов ориентирования

Модели инерциального блока	Азимут (курс) (κ)	Крен (ω)	Тангаж (α)
FSAS	2'27,6"	54"	54"
HG1700 (H58/H62)	1' 51,6"	46,8"	46,8"
LN200	1' 30"	36"	36"
В скобках указаны обозначения углов, применяемые в фотограмметрии: α – продольный угол наклона; ω – поперечный угол наклона; κ – угол поворота в плоскости снимка.			

Наиболее точным из представленных в таблице 2 является вариант – инерциальный блок LN200. Вычислим, какую погрешность в определении положения пиксела получим, используя данную модель инерциального блока (рисунок 2).

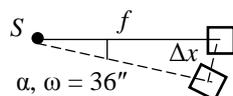


Рисунок 2. – Погрешность в положении пиксела

На основании рисунка 2: Δx – искомая погрешность: $\Delta x = f \operatorname{tg}(36'') = 10,9$ мкм. Учитывая, что размер пиксела $l = 5$ мкм (см. таблицу 1), погрешность довольно большая, что снизит точность определения координат точек местности. В связи с этим при дальнейших расчетах примем погрешность измерения по снимкам $\sigma = l = 5$ мкм. При обработке аналоговых снимков в цифровых технологиях принимают $\sigma = l/2$, где l – размер пиксела при сканировании [6; 7].

Вследствие того, что ADS100 является сканерной съемочной системой, геометрия получаемых изображений несколько отличается от центральной проекции; каждая строка снимка имеет собственные элементы внешнего ориентирования (ЭВО) [8]. Вследствие такого изменения ЭВО геометрически не преобразованные снимки, которые в терминологии компании Leica Geosystems называются изображениями уровня Level 0, содержат существенные геометрические искажения. Поэтому перед выполнением фотограмметрических процессов изображения Level 0 преобразуются в так называемые изображения уровня Level 1, лишенные упомянутых недостатков. Для выполнения этого преобразования используется программное обеспечение GPrо, которое входит в комплект поставки съемочного комплекса ADS100 [8].

Для анализа точности определения координат по снимкам, полученным аэрокамерой ADS 100, выберем масштаб фотографирования $1:m = 1:20000$. Анализ расчетов показал, что углы засечки не зависят от масштаба фотографирования, а точностные характеристики изменяются пропорционально масштабу съемки, точность окончательных результатов для других масштабов фотографирования легко определить.

Рассчитаем разрешение на местности L и высоту фотографирования H для выбранного масштаба съемки по формулам [9]:

$$L = l \cdot m, \quad (1)$$

где l – геометрическое разрешение (размер пиксела), мкм; m – значение знаменателя масштаба;

$$H = f \cdot m. \quad (2)$$

Здесь f – фокусное расстояние аэрокамеры; H – высота съемки.

Результаты вычислений приведем в таблице 3.

Таблица 3. – Расчет разрешения на местности и высоты съемки

Масштаб	Геометрическое разрешение, мкм	Разрешение на местности, см	Высота съемки H , м
1:20 000	5	10,0	1250,0

Следующий рассчитываемый нами параметр съемки – условный базис для наблюдения стереоэффекта. Рассмотрим способы нахождения условного базиса при съемке тремя линейками ПЗС, снимающими местность под разными углами.

Первый способ: используются линейки ПЗС, снимающие местность вперед под углом $\alpha_1 = 25,6^\circ$ и назад под углом $\alpha_2 = 17,7^\circ$ [2] (рисунок 3).

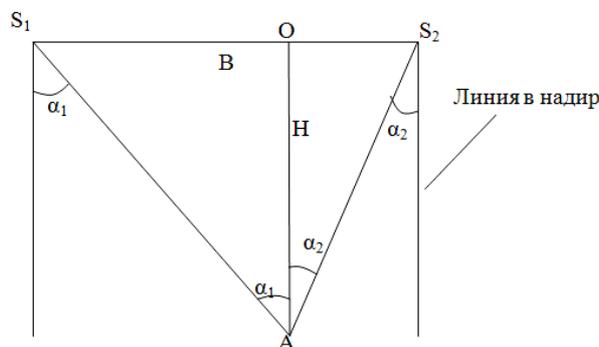


Рисунок 3. – Съемка местности под углами α_1 и α_2

Согласно рисунку 3, $S_1S_2 = B$ – базис, $OA = H$ – высота съемки.

Значение базиса найдем как сумму отрезков S_1O и S_2O из прямоугольных треугольников S_1OA и S_2OA :

$$B = S_1O + S_2O = H(\operatorname{tg}\alpha_1 + \operatorname{tg}\alpha_2). \quad (3)$$

Результаты выполненного вычисления сведем в таблицу 4.

Таблица 4. – Расчет условного базиса для первого способа съемки

Масштаб	H , м	S_1O , м	S_2O , м	B , м
1:20 000	1250	600	400	1000

Второй и третий способы: одна из линеек снимает в надир; вторая – при отклонении проектирующего луча на угол $\alpha_1 = 25,6^\circ$ и $\alpha_2 = 17,7^\circ$ (рисунок 4).

Согласно рисунку 4, выразим базис B_i :

$$B_i = H \cdot \operatorname{tg}\alpha_i. \quad (4)$$

Рассчитанные по формулам (3) и (4) значения базисов для вариантов засечек, возникающих при съемке аэрокамерой ADS 100, представим в таблице 5.

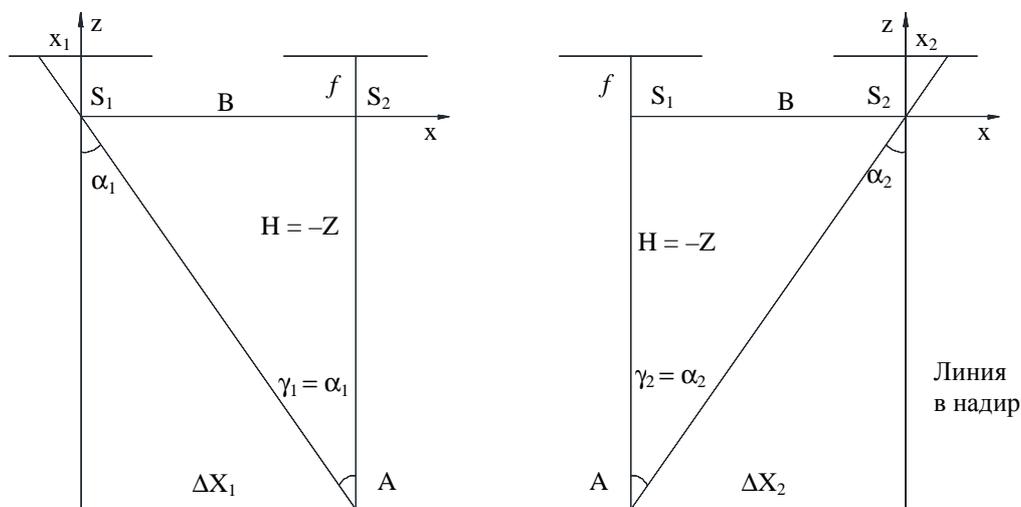


Рисунок 4. – Съемка местности линейками ПЗС в надир и под углом α_i

Таблица 5. – Значения условного базиса для наблюдения стереоэффекта

Масштаб	H, м	1-й способ		2-й способ		3-й способ	
		Направление проектирующих лучей					
		$\alpha_1 = 25,6^\circ$ $\alpha_2 = 17,7^\circ$		$\alpha_1 = 25,6^\circ$ надир		$\alpha_2 = 17,7^\circ$ надир	
		Значения базисов: B – на местности; b – на снимке					
		B, м	b, мм	B, м	b, мм	B, м	b, мм
1:20 000	1250	1000	50	600	30	400	20

В литературе [1; 10] встречается утверждение, что чем больше отношение B/H , тем выше точность определения отметок точек местности. Рассчитанные значения B/H приведены в таблице 6.

Таблица 6. – Значения отношений B/H

Способ наблюдения стереоэффекта	1-й	2-й	3-й
Базис/высота B/H	0,8	0,48	0,32

На основании [1; 10] и согласно данным, представленным в таблице 6, самым точным должен быть первый способ. Проверим это на основе эллипсов погрешностей. В фотограмметрии положение точек на местности определяется путем решения прямых угловых засечек. Для условий аэрофото-съемки с использованием аэрокамеры ADS 100 возможны три варианта засечки.

Как отмечено в работах [11; 12], средние квадратические ошибки определения абсцисс m_x и ординат m_y равны между собой, поэтому мы будем рассматривать координаты X и Z и их ошибки. В случае съемки тремя ПЗС-линейками, по всей площади снимка будет обеспечено тройное перекрытие, что создаст дополнительный контроль при определении координат точек [3].

Как видно из рисунка 3 и 4, ни одна из засечек не представляет собой равнобедренный треугольник, поэтому можно отметить, что эллипсы погрешностей будут занимать различное положение в данной системе координат – у каждого эллипса будет присутствовать угол разворота. В этом случае средними квадратическими ошибками будут основания касательных, проведенных параллельно осям координат X и Z , или СКО рассчитываются по формулам в работе [18].

На основе рассчитанных элементов эллипсов погрешностей определим, какой из представленных на рисунках 3 и 4 случаев засечки позволит получить наименьшие СКО m_x и m_z определения координат точек местности.

Первый способ: засечка образована проектирующими лучами, идущими под углами $\alpha_1 = 25,6^\circ$ и $\alpha_2 = 17,7^\circ$, как показано на рисунке 5. В образовании стереопары участвуют линейки ПЗС, снимающие местность в направлениях вперед ($\alpha_1 = 25,6^\circ$) и назад ($\alpha_2 = 17,7^\circ$).

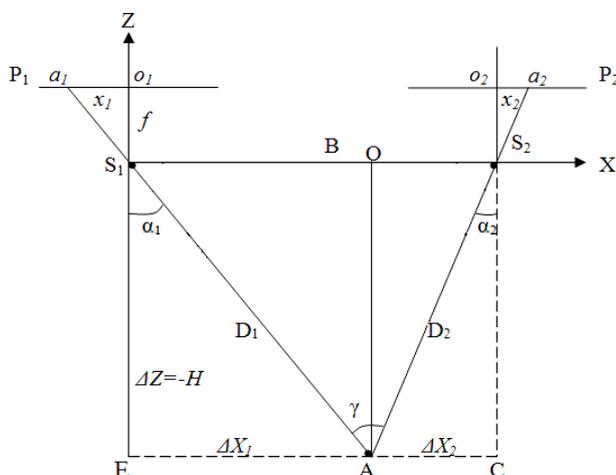


Рисунок 5. – Прямая фотограмметрическая засечка из направлений вперед-назад

Согласно рисунку 5, точность определения координат X и Z будет зависеть от точности определения углов α_i . В нашем случае углы α_i нам известны.

В работе [13] получены формулы связи между измеренными координатами точки, значением фокусного расстояния и углами α и γ на основе засечки в виде равнобедренного треугольника:

$$\alpha = \arctg \frac{x}{f}, \quad (5)$$

а угол γ получим на основании рисунка 5:

$$\gamma = \alpha_1 + \alpha_2, \quad (6)$$

где x – измеренная абсцисса точки местности на снимке; f – фокусное расстояние аэрофотокамеры.

Преобразуем формулу (5) применительно к засечке, показанной на рисунке 5. Значение x_1 получим из подобия треугольников $S_1o_1a_1$ и S_1DA , а x_2 – из треугольников $S_2o_2a_2$ и S_2CA :

$$x_1 = \frac{\Delta X_1}{H} = \frac{S_1Of}{H} = \frac{S_1O}{m}, \quad (7)$$

$$x_2 = \frac{\Delta X_2}{H} = \frac{S_2Of}{H} = \frac{S_2O}{m}. \quad (8)$$

Выше мы рассчитали значения отрезков S_1O и S_2O (таблица 4). Значение x_1 для всех масштабов получили 30 мм, а для x_2 получили –20 мм.

Углы засечек: $\alpha_1 = 25,6^\circ$, $\alpha_2 = 17,7^\circ$.

Углы для засечек, показанных на рисунках 3 и 5, сведем в таблицу 7.

Таблица 7. – Значения углов для засечек и координат точек снимка для разных способов съемки

Параметры	α_1	α_2	γ	x_1 , мм	x_2 , мм
1-й способ	$25^\circ 36'$	$17^\circ 42'$	$43^\circ 18'$	30	–20
2-й способ	$25^\circ 36'$	0°	$25^\circ 36'$	30	0
3-й способ	0°	$17^\circ 42'$	$17^\circ 42'$	0	–20

Для дальнейших вычислений необходимо определить СКО углов α_1 и α_2 . Для решения этой задачи формулу (5) дифференцируют по переменным x и f и возводят в квадрат [13].

Таким образом, имеем

$$m_{\alpha}^2 = \left(\frac{\partial \alpha}{\partial x} \right)^2 \rho^2 \sigma^2 + \left(\frac{\partial \alpha}{\partial f} \right)^2 \rho^2 m_f^2, \quad (9)$$

где m_{α} – СКО угла α ; σ – СКО измерения координат на снимке; m_f – СКО определения фокусного расстояния. Как отмечено выше, СКО определения координат на снимке примем $\sigma = 5$ мкм – размер пиксела. Средние квадратические ошибки определения фокусного расстояния определим из соотношения [13]:

$$\frac{m_f}{f} = \frac{1}{10000}, \quad (10)$$

откуда $m_f = 0,006$ мм.

Найдя частные производные уравнения (5), подставив их в формулу (9) и выполнив преобразования, авторы работы [13] получили следующую формулу:

$$m_{\alpha} = \frac{\rho}{f^2 + x^2} \sqrt{f^2 \sigma^2 + x^2 m_f^2}. \quad (11)$$

Рассчитанные значения СКО для рассматриваемых вариантов съемки приведены в таблице 8

Таблица 8. – Значения средних квадратических ошибок и весов

Способ	1-й способ	2-й способ	3-й способ
$m_{\alpha 1}$	15,47693	15,47693	16,5012
$m_{\alpha 2}$	16,03409	16,5012	16,03409
P_1	1,073295	1,136741	1
P_2	1	1	1,059113

Так как СКО определения углов m_{α} отличаются между собой, то измерения не равноточные и необходимо ввести веса P . В качестве ошибки единицы веса μ мы приняли наибольшую ошибку из вычисленных СКО $m_{\alpha 1}$ и $m_{\alpha 2}$. Значение веса вычислили по формуле [14]:

$$P_i = \frac{\mu^2}{m_{\alpha_i}^2}. \quad (12)$$

Для определения координат точек местности в фотограмметрии можно применить параметрический способ уравнивания. Значения координат будут получены по формулам [15]:

$$X = X_0 + \Delta X, \quad Z = Z_0 + \Delta Z, \quad (13)$$

где ΔX и ΔZ – поправки к приближенным значениям координат точки A (рисунки 3, 4, 5); X_0, Z_0 – приближенные значения координат, которые, согласно рисунку 5, будут равны:

$$X_0 = \Delta X_1; \quad Z_0 = -H. \quad (14)$$

Величины поправок в координаты ΔX и ΔZ находят по способу наименьших квадратов с использованием дифференциальной формулы угла α [15], которая применительно к системе координат, показанной на рисунке 5, имеет вид:

$$d\alpha = \frac{(a)}{L} dX + \frac{(b)}{L} dZ, \quad (15)$$

где $(a) = \rho \sin \alpha$, $(b) = \rho \cos \alpha$.

Запишем формулу (15) согласно обозначениям, принятым на рисунке 5.

$$d\alpha_1 = \frac{\rho \sin \alpha_1}{L_1} dX + \frac{\rho \cos \alpha_1}{L_1} dZ, \quad (16)$$

$$d\alpha_2 = \frac{\rho \sin \alpha_2}{L_2} dX + \frac{\rho \cos \alpha_2}{L_2} dZ. \quad (17)$$

Значения углов α_i известны. Отрезки L_1 и L_2 получены из треугольников S_1DA и S_2CA (рисунок 5):

$$L_1 = \sqrt{\Delta X_1^2 + \Delta Z^2}; \quad L_2 = \sqrt{\Delta X_2^2 + \Delta Z^2}. \quad (18)$$

В свою очередь, на основании рисунков 4 и 5 $\sin \alpha_i = \frac{\Delta X_i}{L_i}$; $\cos \alpha = -\frac{\Delta Z}{L_i}$. Знак плюс или минус у значения $\sin \alpha$ будет зависеть от знака ΔX_i , а знак у $\cos \alpha$ всегда будет иметь знак «минус».

На основании работы [13] введем обозначения:

$$\frac{\rho \sin \alpha_1}{L_1} = a_1; \quad \frac{\rho \cos \alpha_1}{L_1} = b_1, \quad (19)$$

$$\frac{\rho \sin \alpha_2}{L_2} = a_2; \quad \frac{\rho \cos \alpha_2}{L_2} = b_2. \quad (20)$$

После этого формулы (16) и (17) примут вид:

$$d\alpha_1 = a_1 dX + b_1 dZ, \quad (21)$$

$$d\alpha_2 = a_2 dX + b_2 dZ. \quad (22)$$

В матричной форме уравнения (21)...(22) запишутся в следующем виде [13]:

$$\begin{vmatrix} d\alpha_1 \\ d\alpha_2 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} a_1 & b_1 \\ a_2 & b_2 \end{vmatrix} \cdot \begin{vmatrix} dX \\ dZ \end{vmatrix} = A \cdot \begin{vmatrix} dX \\ dZ \end{vmatrix}. \quad (23)$$

Матрица коэффициентов нормальных уравнений B получится в результате перемножения матриц A^T на A [16; 17]:

$$B = A^T \cdot A = \begin{vmatrix} (p_1 a_1 a_1 + p_2 a_2 a_2) & (p_1 a_1 b_1 + p_2 a_2 b_2) \\ (p_1 a_1 b_1 + p_2 a_2 b_2) & (p_1 b_1 b_1 + p_2 b_2 b_2) \end{vmatrix}, \quad (24)$$

где p_i – вес i -го измерения, рассчитываемый по формуле (12).

Для удобства записи последующих формул введем обозначения:

$$\begin{aligned} p_1 a_1 a_1 + p_2 a_2 a_2 &= c, \\ p_1 a_1 b_1 + p_2 a_2 b_2 &= e, \\ p_1 b_1 b_1 + p_2 b_2 b_2 &= d. \end{aligned} \quad (25)$$

На основе обратной матрицы коэффициентов нормальных уравнений $Q = B^{-1} = \begin{vmatrix} Q_{11} & Q_{12} \\ Q_{21} & Q_{22} \end{vmatrix}$ можно определить СКО координат точек по формулам [18]:

$$\begin{aligned} m_z &= \mu \sqrt{Q_{11}}, \\ m_{x,y} &= \mu \sqrt{Q_{22}}, \end{aligned} \quad (26)$$

где Q_{11} и Q_{22} – диагональные элементы обратной матрицы; μ – СКО единицы веса, приведенные в таблице 8.

Рассчитанные значения коэффициентов уравнений поправок по формулам (19)...(20) и коэффициентов нормальных уравнений по формулам (25), значения μ и средние квадратические ошибки m_z и $m_{x,y}$ для вариантов засечек, представленных на рисунках 4 и 5, приведены в таблице 9.

Направление искажений показывает эллипс погрешностей.

По вычисленным значениям c , e , d можно определить угол разворота осей эллипса погрешностей θ относительно принятой системы координат [16]:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2e}{c-d}. \quad (26)$$

Таблица 9. – Расчет коэффициентов уравнений поправок и нормальных уравнений для первого, второго и третьего вариантов засечек

Определяемые параметры	Масштаб съемки 1:20000		
	1-й вариант	2-й вариант	3-й вариант
x_1 , мм	30	30	0
x_2 , мм	-20	0	-20
ΔX_1 , м	600	600	0
ΔX_2 , м	-400	0	-400
ΔZ , м	-1250	-1250	-1250
L_1 , м	1386,54246	1386,54246	1250
L_2 , м	1312,44047	1250	1312,44047
a_1	64,373992	64,373992	0,000000
b_1	-134,112484	-134,112484	-165,012000
a_2	-47,898984	0,000000	-47,898984
b_2	-149,684325	-165,012000	-149,684325
c	6742,058683	4710,667033	2429,936373
e	-2096,410425	-9813,889701	7593,551166
d	41709,850357	47674,56379	50958,80754
μ''	16,03409	16,5012	16,5012
$m_{x,y}$, см	7,91	10,00	10,00
m_z , см	19,68	31,81	45,79

Наличие коэффициентов нормальных уравнений позволяют определить значения большой R_{max} и малой R_{min} полуосей эллипса погрешностей по формулам [17]:

$$R_{max}^2 = \frac{2\mu^2}{c + d - \sqrt{(c-d)^2 + 4e^2}}, \quad (27)$$

$$R_{min}^2 = \frac{2\mu^2}{c + d + \sqrt{(c-d)^2 + 4e^2}}. \quad (28)$$

В случае если угол разворота осей эллипса погрешностей θ равен нулю, величина малой полуоси эллипса будет соответствовать значению СКО $m_{x,y}$, а величина большой полуоси – СКО m_z [19].

Рассчитаем угол разворота и значения большой и малой полуосей эллипса погрешностей по формулам (27)–(28) для засечек, представленных на рисунках 4 и 5. Результаты вычислений занесем в таблицу 10. Эллипсы погрешностей для рассматриваемых вариантов приведены на рисунке 6.

Таблица 10. – Расчет элементов эллипса погрешностей для трех вариантов засечек

Определяемые параметры	Значения масштаба 1:20000		
	1-й вариант	2-й вариант	3-й вариант
θ	3° 25' 13,6"	12° 16' 57,79"	-8° 41' 35,37"
R_{max} , см	19,72	32,52	46,30
R_{min} , см	7,84	7,40	7,02

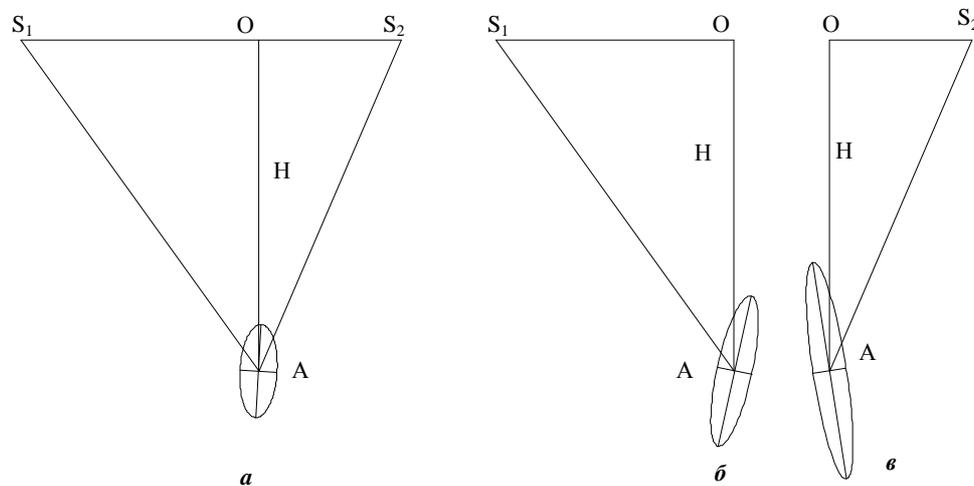


Рисунок 6. – Эллипсы погрешностей для рассматриваемых вариантов

На основании данных таблицы 10 и рисунка 6 углы засечек γ во всех вариантах меньше 90° , а следовательно, отметки будут определены грубее, чем плановые координаты, что подтверждают и данные таблицы 9. Наиболее точным из представленных получился первый вариант засечки, так как ее вид более близок к равнобедренному треугольнику и угол засечки γ больше, чем для других вариантов. Кроме этого, ранее мы рассчитали отношение B/H , которое, как утверждает автор [1], является критерием точности определения отметок. Рассчитанное значение B/H оказалось больше у первого варианта засечки и, как видно из таблицы 9, ей соответствует наименьшее значение ошибки по высоте: $m_z = 19,68$ см.

Согласно работе [8], по снимкам, полученным камерой ADS100, можно получить следующую точность определения координат:

$$m_{x,y} = L, \quad (29)$$

$$m_z = 1,5L, \quad (30)$$

где L – размер пиксела (разрешение) на местности.

Величину разрешения на местности L мы рассчитали ранее в таблице 3. Оттуда видно, что $L = 10$ см. Тогда согласно формулам (29)...(30) получим: $m_{x,y} = 10$ см; $m_z = 15$ см. Сравнив их со значениями в таблице 9, видим, что плановые координаты получили несколько точнее. Однако для производства, возможно, следует принять $m_{x,y} = L$. Для первого варианта съемки высоты получили грубее $m_z = 19,68$ см. Для второй засечки – почти в два раза хуже ($m_z = 31,81$), для третьей – ($m_z = 45,79$) т.е. еще грубее.

Учитывая, что для производства желательно увеличить допуск, формула (30) должна иметь вид:

$$m_z = 2,0 L. \quad (31)$$

Это для случая, если в обработку принят первый вариант съемки.

На ЦФС (например, PHOTOMOD) обработку снимков производят совместно, для дополнительного контроля и отбраковки грубых измерений. Рассмотрим, позволит ли это повысить точность определения высот, если в стереоскопических наблюдениях участвуют:

- стереопары, образованные двумя способами засечек (например, первой и третьей, второй и третьей);
- стереопары, образованные всеми тремя способами засечки.

Средние квадратические ошибки наиболее надежного измерения (среднее весовое) рассчитываются [20] по формуле:

$$m_z = \frac{\mu}{[P]}, \quad (32)$$

где μ – ошибка единицы веса, равная наибольшей из СКО m_z ; P – вес i -го измерения, рассчитываемый по формуле (12).

Согласно таблице 9, ошибка единицы веса будет равна $\mu = 45,79$ см.

Вычисление среднего весового m_z сведем в таблицу 11.

Таблица 11. – Вычисление среднего весового m_z

Способ засечки	m_z , см	P_i	m_z , см		m_z , см
			варианты 1, 3	варианты 2, 3	варианты 1, 2, 3
1	19,68	5,416	18,08	26,13	15,72
2	31,81	2,072			
3	45,79	1			

Как видим по данным таблицы 11, при любой комбинации засечек точность по высоте повысилась. При совместной обработке всех трех вариантов засечек точность по высоте улучшилась на 4 см по сравнению с $m_z = 19,68$ см, что составляет 20% от самой величины m_z и говорит о целесообразности совместной обработки снимков, полученных при съемке всеми тремя линейками ПЗС.

ЛИТЕРАТУРА

1. Севастьянова, М.Н. Цифровые аэрофотосъемочные системы : метод. пособие по курсу «Техника и технология аэрокосмической съемки» / М.Н. Севастьянова, С.А. Серебряков – М. : Изд-во МИИГАиК, 2015. – 58 с.
2. Зинченко, О.Н. Цифровые камеры для топографической аэрофотосъемки. Обзор моделей [Электронный ресурс] / О.Н. Зинченко. – М. : Ракурс. – Режим доступа: <http://www.racurs.ru/?page=784>.
3. Сечин, А.Ю. Некоторые аспекты использования современных цифровых фотограмметрических камер [Электронный ресурс] / А.Ю. Сечин. – М. : Ракурс. – Режим доступа <http://www.credodialogue.com>.
4. Янкуш, А.Ю. Оборудование NovAtel SPAN СРТ / А.Ю. Янкуш / Геопрофи. – 2008. – № 3. – С. 40–41.

5. Янкуш А.Ю. Высокоточное комплексное позиционирование ГНСС+ИНС / А.Ю. Янкуш // От снимка к карте: цифровые фотограмметрические технологии : VIII междунар. науч.-техн. конф., Пореч (Хорватия), 15–18 сентября 2008 г. – Пореч : ООО «ГРСС плюс», 2008.
6. Евстратова, Л.Г. Технология создания цифровых карт в свободной системе координат / Л.Г. Евстратова // Геодезия и картография. – 2004. – № 9. – С. 42–44.
7. Книжников, Ю.Ф. Зависимость точности стереоскопических измерений от размера пиксела цифровых снимков / Ю.Ф. Книжников // Геодезия и картография. – 2003. – № 4. – С. 32–41.
8. Титаров, П.С. Фотограмметрическая обработка снимков ADS 40 в программе Photomod [Электронный ресурс] / П.С. Титаров. – Режим доступа <http://www.racurs.ru>.
9. Михеева, А.А. Прикладная фотограмметрия : учеб.метод. компл. для студентов специальности 1-56 02 01 «Геодезия» / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов. – Новополоцк : ПГУ, 2006. – 320 с.
10. Обзор космических съемочных систем высокого разрешения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://vinek.narod.ru/satellites.htm>.
11. Минько, В.Ю. Технологическое проектирование аэрофотосъемки / В.Ю. Минько. – М. : Недра, 1991. – 154 с.
12. Ackremann, F. Application of GPS for Aerial Triangulation / F. Ackremann, H. Schade // Photogrammetric Engineering Remote Sensing. – 1993. – Vol. 59, № 11. – P. 1625–1632.
13. Михеева, А.А. Оценка формул расчета разрешения при сканировании аэрофотоснимков и формул предрасчета точности определения координат точек местности по эллипсам погрешностей / А.А. Михеева, В.И. Медведев // Вестник Полоцкого государственного университета. Серия F, Строительство. Прикладные науки. – Новополоцк, 2011. – № 8. – С. 159–169.
14. Голубев, В.В. Теория математической обработки геодезических измерений : учеб. пособие / В.В. Голубев. – М., 2005. – 62 с.
15. Селиханович, В.Г. Геодезия / В.Г. Селиханович. – М. : Недра. – 388 с.
16. Мицкевич, В.И. Применение нелинейного программирования при обработке геодезических сетей : дис. ... канд. техн. наук / В.И. Мицкевич. – Новосибирск, 1981. – 232 с.
17. Кель, Н.Г. Высшая геодезия и геодезические работы / Н.Г. Кель, В.А. Баринов. – Москва ; Ленинград ; Новосибирск, 1933. – 508 с.
18. Гудков, В.М. Математическая обработка маркшейдерско-геодезических измерений : учеб. для вузов / В.М. Гудков, А.В. Хлебников. – М. : Недра, 1990. – 335 с.
19. Чеботарев, А.С. Способ наименьших квадратов с основами теории вероятности / А.С. Чеботарев. – М. : Геодезиздат, 1958. – 606 с.
20. Теория математической обработки геодезических измерений : учеб. пособие. – М. : МИИГАиК, 2016. – Ч. I : Теория ошибок измерений. – 56 с.

Поступила 23.11.2017

THE ANALYSIS OF ACCURACY OF COORDINATES DEFINITION USING IMAGES MADE BY CAMERA ADS-100

A. MIKHEEVA, V. YALTYKHOV, E. LAKOTKA

In the recent time the aerial survey in Belarus is made with the air camera ADS-100. There are three CCD rulers located on the focusing plane of the air camera lens in such a way that one of them provides the footage in the front, the second – in the plate nadir direction, the third – in the back. Therefore, each point is shot with three sensors providing triple coverage, which creates additional control over the point coordinates determination. The paper examines the accuracy of the results using ellipse of errors for three options: aerial survey with the CCD rulers in the front and back; in the front and in the plate nadir direction, and in the plate nadir direction and back. The first method proved to be the most accurate. The combination of the three methods increases the accuracy by 20% compare to the first method.

Keywords: *aerocamera, survey, coordinates location, accuracy assessment, the ellipses of errors.*

УДК 528.4:629.783

ОСОБЕННОСТИ ПРОИЗВОДСТВА ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗЫСКАНИЙ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ СТРОИТЕЛЬСТВА МАГИСТРАЛЬНЫХ ГАЗОПРОВОДОВ

канд. техн. наук В.А. БОНДАРЕНКО
(Полоцкий государственный университет)

Рассматриваются современные технологии производства геодезических изысканий для обеспечения строительства линейных сооружений. Выполнен анализ практического применения спутниковых и других современных методов выполнения геодезических изысканий для проектирования магистральных газопроводов, сделаны обоснованные выводы.

Ключевые слова: геодезические изыскания, методы, магистральные газопроводы, беспилотные летательные аппараты, электронные тахеометры.

В последние годы темпы строительства магистральных газопроводов как в России, так и в Беларуси значительно возросли. Примерно 2/3 всего объема работ в России приходится на Крайний Север и производится в районах с малой плотностью геодезической основы для производства инженерно-геодезических изысканий. Для выполнения изысканий в кратчайшие сроки и в экстремальных условиях геодезические службы взяли на вооружение самое передовое оборудование: высокоточное GPS-оборудование, беспилотные летательные аппараты и электронные тахеометры.

Выполним анализ практического применения спутниковых и других современных методов выполнения геодезических изысканий для проектирования магистральных газопроводов на примере магистрального газопровода, имеющего следующие характеристики:

- основной диаметр труб – 1420 мм;
- рабочее давление – 120 атмосфер;
- количество компрессорных станций – 9;
- суммарная проектная производительность двух газопроводов – 115 млрд куб. м в год.

При проведении инженерно-геодезических изысканий магистрального газопровода производится камеральное и полевое трассирование, которое заключается в предварительном выборе конкурентно-способных вариантов трассы, согласовании ее местоположения [1]. При этом для аэрофотосъемки узкой полосы местности (50...300 м) значительной протяженности целесообразно применять беспилотные летательные аппараты (БПЛА) самолетного типа класса «Е» (рисунок 1). На основе полученных снимков путём их дешифрирования и обработки средствами ГИС-технологий в программах для БПЛА получают ситуационный план полосы трассы масштабов 1:2000...1:5000 (рисунок 2), необходимый для камерального трассирования магистрального газопровода [2].



Рисунок 1. – БПЛА самолетного типа класса «Е»

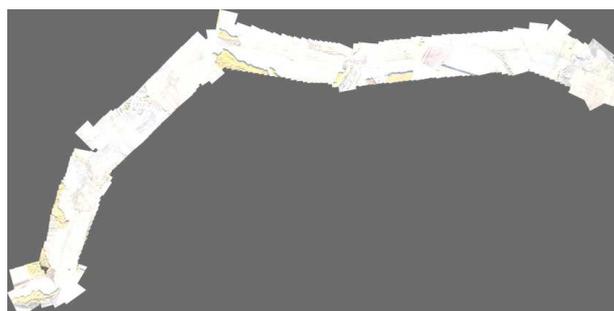


Рисунок 2. – Фрагмент съемки участка магистрального газопровода, сделанный с помощью БПЛА

Геодезическое GPS-оборудование (рисунок 3) и ГЛОНАСС/GPS-системы позволяют выполнять измерения высокой точности в любое время суток, в любой точке, независимо от климатических условий. Спутниковая геодезическая аппаратура может быть использована как для построения опорной (съёмочной) геодезической основы, так и для топографо-геодезической съемки района работ.

Непосредственно перед съемкой производят спутниковые геодезические измерения с целью определения координат пунктов съёмочной (разбивочной) основы, расположенных в непосредственной близости от района работ на открытых местах для беспрепятственного приема сигналов спутниковой геодезической аппаратурой в прямой видимости друг от друга. Координаты передают с двух базовых пунктов

с известными координатами в местной системе координат [3]. На территории Республики Беларусь это постоянно действующие пункты спутниковой сети точного позиционирования (ПДП ССТП). На территории России в качестве базовых пунктов при проведении работ можно использовать пункты международной сети постоянно действующих станций GPS IGS или пункты региональных сетей GPS.



Рисунок 3. – Спутниковый приемник Leica GS16 3.75G и контроллер LEICA CS20

При проектировании геодезического обоснования для съёмки конкретного объекта в требуемом масштабе с заданной высотой сечения рельефа выбирают метод спутниковых определений – статический, быстрый статический или метод реокупации – метод спутниковых определений (таблица 1).

Таблица 1. – Рекомендации по применению методов развития съёмочного обоснования и методов спутниковых определений для различных масштабов съёмки и высот сечения рельефа

Масштаб съёмки; высота сечения рельефа	Плановое обоснование		Планово-высотное или высотное обоснование	
	Метод развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии	Метод спутниковых определений	Метод развития съёмочного обоснования с использованием спутниковой технологии	Метод спутниковых определений
1:10000, 1:5000; 1 м	Определение висячих пунктов	Быстрый статический или реокупация	Построение сети	Быстрый статический или реокупация
1:2000, 1:1000, 1:500; 1 м и более	Построение сети	Быстрый статический или реокупация	Построение сети	Быстрый статический или реокупация
1:5000; 0,5 м	Определение висячих пунктов	Быстрый статический или реокупация	Построение сети	Статический
1:2000, 1:1000, 1:500; 0,5 м	Построение сети	Быстрый статический или реокупация	Построение сети	Статический

Двухчастотным геодезическим приемником в режиме быстрой статики координаты пунктов разбивочной основы получают передачей с базовых пунктов с точностью 1...3 мм (таблица 2).

Таблица 2. – Технические характеристики GPS-съёмок

Название технологии, время измерения	Точность, м	Область применения
Кинематика «real-time», 20...30 секунд на точку	0,1...0,3	Локальные топографические съёмки и разбивочные работы с небольшими препятствиями прохождения спутникового радиосигнала. Координаты вычисляются прямо в поле. Необходимо наличие радиомодема
Кинематика «continuous», непрерывное слежение	0,05...0,2	Локальные топографические съёмки линейных и площадных объектов в условиях очень хорошего приема спутникового радиосигнала
Кинематика «stop-and-go», 20...30 секунд на точку	0,01...0,03	Локальные топографические съёмки с небольшими препятствиями прохождения спутникового радиосигнала, создание съёмочного обоснования
Быстрая статика, 20...30 минут на точку	$(1...3) \cdot 10^{-3}$	Высокоточные геодезические работы, создание опорного обоснования, наблюдения за деформациями земной поверхности, с длинами векторов до 10 км
Статика, 40...60 минут на точку и более	$(1...3) \cdot 10^{-3}$	Высокоточные геодезические работы, создание опорного обоснования, наблюдения за деформациями земной поверхности, с длинами векторов до 2000 км

Топографическую съемку района работ целесообразно выполнять в комплексе, одновременно используя беспилотные летательные аппараты и GPS-аппаратуру.

В условиях Крайнего Севера съемку в 90% случаев выполняют беспилотными летательными аппаратами (рисунок 4, 5) [4]. Это обусловлено техническими возможностями БПЛА:

- могут быть использованы в пасмурную погоду с высотой полета ниже уровня облаков;
- могут работать при неблагоприятных условиях (дождь, снег, туман, пересеченная местность);
- мобильность комплекса позволяет в течение одного светового дня выполнить аэрофотосъемку площади до 70 км²;
- позволяют получить высокое разрешение изображения, до 5 см, (при полете на низкой высоте) [4].

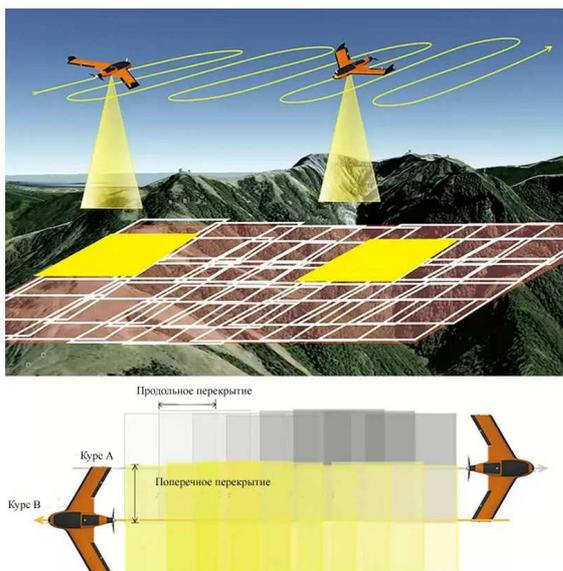


Рисунок 4. – Съемка территории БПЛА

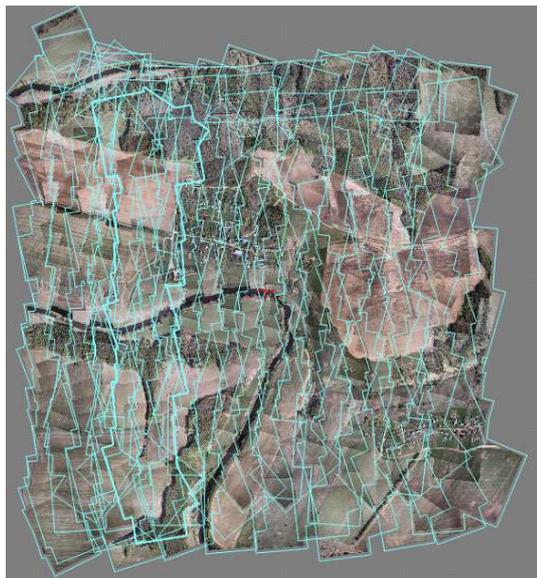


Рисунок 5. – Результат накладки монтажа при съемке территории БПЛА

Локальные топографические съемки с небольшими препятствиями прохождения спутникового радиосигнала выполняют кинематическим методом съемки в режиме «stop-and-go» с точностью 1...3 см. Использование в качестве базовых станций постоянно действующих пунктов (ПДП) спутниковой системы точного позиционирования (ССТП) позволяет с такой же точностью выполнять съемку в режиме «real-time». После обработки полученной информации создается топографический план территории работ (рисунок 6).

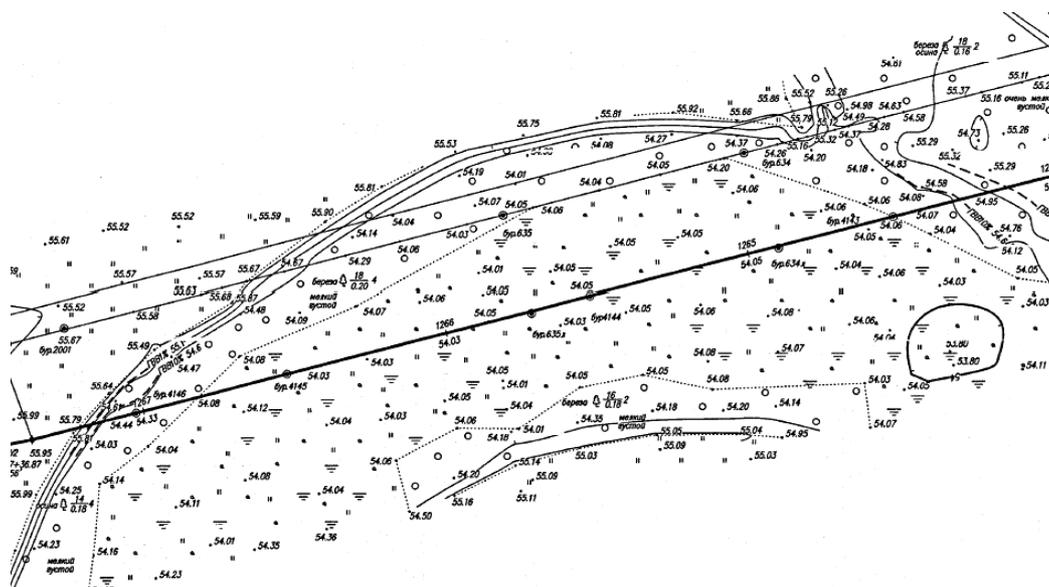


Рисунок 6. – Топографический план GPS-съемки

Анализ применения спутниковых приёмников и беспилотных летательных аппаратов при производстве геодезических работ для обеспечения проектирования магистральных газопроводов показал:

- спутниковые приёмники целесообразно применять при большом расстоянии между исходными и определяемыми точками, находящимися вне визуальной досягаемости, как для создания опорной геодезической сети, так и для съёмочных и разбивочных работ. Это связано с обеспечением высокой скорости получения результатов, с определением координат в любое время суток и в любых погодных условиях;
- использование беспилотных летательных аппаратов позволяет мобильно выполнять аэросъёмку больших территорий с минимальными временными и экономическими затратами [5];
- применение современных методов и новейшей геодезической аппаратуры позволяет проводить в максимально сжатые сроки колоссальный объём работ при участии минимального количества людей и дополнительной техники и достигать требуемой точности (10 мм).

ЛИТЕРАТУРА

1. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Инженерные изыскания для строительства : СНБ 1.03.02-96. – Введ. 01.06.1996. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1996.
2. Петров, М.В. Практический опыт использования БПЛА Swinglet производства компании Sensefly (Швейцария) / М.В. Петров // Интерэкспо ГЕО-Сибирь-2013. IX междунар. науч. конф. «Геодезия, геоинформатика, картография, маркшейдерия»: сб. материалов : в 3 т. – Новосибирск : СГГА, 2013. – Т. 1. – С. 152–157.
3. Инструкция по развитию съёмочного обоснования и съёмке ситуации и рельефа с применением глобальных навигационных спутниковых систем ГЛОНАСС и GPS (ГКИНП (ОНТА)-02-262-02) : утв. Роскартографией 18.01.2002. – М. : ЦНИИГАиК, 2002.
4. Попова, Л.Н. Применение беспилотных летательных аппаратов в условиях Крайнего Севера / Л.Н. Попова // Молодой ученый. – 2016. – № 24. – С. 105–108.
5. Оценка экономической эффективности использования беспилотных аэрофотосъёмочных комплексов / В.Н. Никитин, Д.Н. Раков // «Вестн. Сиб. гос. ун-та геосистем и технологий (СГУГИТ). Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 16. – С. 109–113.

Поступила 04.12.2017

FEATURES THE PRODUCTION OF GEODESIC SURVEYS FOR THE CONSTRUCTION GAS PIPELINE

V. BONDARENKO

In this article, modern technologies for the production of geodetic surveys for the provision of construction of linear structures are considered, an analysis of the practical application of satellite and other modern methods for performing geodetic surveys for the design of main gas pipelines is made, and substantiated conclusions are drawn.

Keywords: *geodetic surveys, methods, main gas pipelines, unmanned aerial vehicles, electronic total stations.*

УДК 631.815:631.879.34

**ЭКОЛОГО-ЭКОНОМИЧЕСКИЕ АСПЕКТЫ ЭФФЕКТИВНОСТИ
АЛЬТЕРНАТИВНЫХ ВИДОВ ОРГАНИЧЕСКИХ УДОБРЕНИЙ**

*канд. экон. наук, доц. В.В. КОНОНЧУК; А.Н. ЛИЦКЕВИЧ
(Полесский аграрно-экологический институт НАН Беларуси, Брест);
М.В. ГУЛЬКОВИЧ
(Институт природопользования НАН Беларуси, Минск)*

Рассматриваются эколого-экономические аспекты эффективности альтернативных видов органических удобрений. Дана сравнительная экономическая оценка использования нового органического удобрения «Эко-Диво» различными составами машинно-тракторных агрегатов и в целом. Приведен расчет экономического эффекта от применения нового органического удобрения на основе отходов промышленного производства.

Ключевые слова: *эколого-экономическая эффективность, новые виды органических удобрений, отходы производства, экономический эффект.*

Введение. Повышение эколого-экономической эффективности и устойчивости развития национальной экономики выступает как важнейшая задача в агропромышленном комплексе Республики Беларусь на современном этапе. Среди ключевых составляющих в этом направлении – экономически обоснованное увеличение продуктивности сельскохозяйственных культур и улучшение качества продукции при снижении материально-денежных затрат на производство, повышении окупаемости имеющихся ресурсов, в том числе удобрений, воспроизводство запасов элементов питания и гумуса в почвах [1].

В растениеводстве применение органических и минеральных удобрений – одно из основных условий повышения качественного показателя развития отраслей, а именно урожайности сельскохозяйственных культур. Систематическое применение органических удобрений способствует накоплению гумуса, улучшает физико-химические свойства почвы: увеличивает запас питательных веществ, понижает кислотность, повышает влагоемкость, обогащает почву микрофлорой, усиливает ее биологическую активность. К наиболее распространенным органическим удобрениям в Беларуси относятся подстилочный и бесподстилочный навоз, птичий помет, сапропель, торф, зеленое удобрение, а также различные компосты [2].

В Республике Беларусь к настоящему времени созданы и используются различные виды новых органических удобрений. Для апробации их эффективности и изучения продуктивного действия наиболее приемлемой культурой является кукуруза. Кукуруза особенно требовательна к почвенному плодородию и потребляет питательные вещества в течение всего периода вегетации, хорошо отзывается на применение навоза и других органических удобрений. Средняя доза подстилочного навоза под кукурузу составляет 70...80 т/га, жидкого навоза крупного рогатого скота и свиней составляет 200...250 т/га и 150...180 т/га соответственно [2; 3].

Внесение значительных и высоких доз органических удобрений нецелесообразно как с агрономической, так и с экономической точки зрения. В связи с этим и возникает необходимость разработки новых видов органических удобрений, имеющих высокую питательную ценность, окупаемость и предполагающих невысокие дозы внесения.

Результаты и обсуждение. Для создания и производства новых видов органических удобрений необходимо использовать органосодержащие отходы производств, одними из которых являются осадки сточных вод (ОСВ) молокоперерабатывающих предприятий. Необходимость утилизации ОСВ является актуальной и требует повышенного внимания. Вовлечение ОСВ в производство удобрений имеет важное как *экономическое*, выражающееся в получении дополнительной сельхозпродукции и экономии средств на уплату различных экологических сборов, так и *природоохранное значение*, позволяющее включить в биологический круговорот веществ огромное количество биогенных элементов.

В республике насчитывается около 70 молокоперерабатывающих предприятий, на каждом из которых образуется от 600 до 2000 м³/сут производственных сточных вод. В связи с изменением технологии работы многих очистных сооружений и повышением эффективности очистки производственных сточных вод молокоперерабатывающих предприятий в процессе очистки образуется большое количество ОСВ, требующих утилизации. Таким образом, образование ОСВ на предприятиях молочной промышленности, как и других видов отходов, в Беларуси постоянно увеличивается, что актуализирует необходимость разработки и внедрения технологий переработки осадков и получения на их основе вторичных материальных ресурсов.

Осадки сточных вод имеют сложный элементный состав с преобладающим содержанием органического вещества, азота и зольных элементов, в первую очередь фосфора, что свидетельствует о высокой питательной (удобрительной) ценности этих отходов и возможности использования в виде органических удобрений. Кроме этого, следует отметить, что в ОСВ присутствуют необходимые для питания растений микроэлементы (Cu, Zn, Mn).

Однако в осадках могут содержаться патогенные микроорганизмы (основные виды санитарно-показательных микроорганизмов: бактерии группы кишечной палочки, энтерококки, патогенные энтеробактерии, клостридии), следовательно, необходимо обязательное обеззараживание ОСВ перед их внесением в почву при использовании в процессе производства удобрений. Необходимо также ликвидировать неприятные запахи и обеспечить нужную влажность ОСВ, обеспечение которой обусловлено как технологическими параметрами их дальнейшей переработки, так и экономическими возможностями предприятия, способного в полной мере обеспечить дорогостоящее принудительное обезвоживание субстратов.

Существует несколько *способов подготовки и переработки ОСВ в органические удобрения*. Наиболее распространенным является *компостирование*. Компостирование – сложный процесс взаимодействия органических отходов с микроорганизмами в присутствии влаги и кислорода. Применение технологии компостирования, по сравнению с другими видами обработки ОСВ, позволяет стабилизировать органическую составляющую осадков, обеспечить максимальное обеззараживание, снизить содержание подвижных форм тяжелых металлов. К тому же такой технологический прием переработки осадков не требует высоких материальных затрат. При компостировании ОСВ смешивают с наполнителями (торф, солома, древесные отходы) и оставляют на длительное время, периодически перемешивая эту массу [4; 5].

В Полесском аграрно-экологическом институте НАН Беларуси получен *новый вид твердых органических удобрений «Эко-Диво»* на основе отходов производства молокоперерабатывающей промышленности. Объектом исследований явились отходы производства ОАО «Щучинский маслосырзавод», на котором ежегодно образуется около 2190 тонн обезвоженного ОСВ, и отходы сахарного производства ОАО «Скидельский сахарный комбинат». В настоящее время маслосырзавод не перерабатывает ОСВ, весь объем осадка вывозится на полигон твердых бытовых отходов, что требует значительных финансовых затрат не только на транспортировку, но и на уплату экологических сборов.

Учитывая важную органическую ценность ОСВ, его целесообразно использовать в качестве органического удобрения. Для создания нового вида удобрения в качестве наполнителя, разрыхлителя и детоксиканта использован отход свеклосахарного производства – фильтрационный осадок (дефекат). Совместная переработка ОСВ и дефеката позволила получить органическое удобрение с невысокой стоимостью.

Химический состав (усредненные данные) нового органического удобрения «Эко-Диво» характеризуется показателями, представленными в таблице 1.

Таблица 1. – Агрохимическая характеристика органического удобрения «Эко-Диво»

Удобрение	Влажность, %	pH _{KCl}	Содержание, % на абсолютно сухое вещество			
			Органическое вещество	N _{общ}	P ₂ O ₅	K ₂ O
«Эко-Диво»	80	6,8	52	2,0	1,8	0,9

Результаты анализов химического состава исследуемого удобрения по обеспеченности питательными веществами подтверждают его высокую удобрительную ценность. Продуктивное действие и экономическая эффективность нового органического удобрения «Эко-Диво» изучена при возделывании кукурузы сорта «Полтава 202 СВ». Исследования проводились на дерново-подзолистой супесчаной почве.

В схему опыта включен вариант с традиционной системой выращивания кукурузы (эталон) и два варианта с экспериментальным удобрением с дозами «Эко-Диво» 20 и 30 т/га. Расчет доз органического удобрения «Эко-Диво» проведен исходя из потребности сельхозкультуры в азоте (80 и 120 кг N/га).

Исследования показали, что внесение созданного органического удобрения повышает урожайность зеленой массы кукурузы на 13,7% при дозе 20 т/га, а при внесении 30 т/га – на 6,8%.

Таким образом, использование нового органического удобрения на основе ОСВ молокоперерабатывающего предприятия возможно в аграрном производстве, так как позволяет получить существенную прибавку урожайности. Однако для комплексной оценки возможного использования отходов перерабатывающих предприятий в аграрном производстве важно сравнить в стоимостном выражении возможную прибавку с дополнительными издержками при использовании.

Для определения экономической эффективности применения в аграрном производстве «Эко-Диво» произведен расчет внесения различными составами машинно-тракторных агрегатов (таблица 2).

Таблица 2. – Экономическая эффективность использования органического удобрения «Эко-Диво» различными составами машинно-тракторных агрегатов

Показатели	МТЗ-80, 82, 1221 + МТТ-9			МТЗ-1221 + ПСС-10			МТЗ-952 + ПРТ-7		
	Традиционная технология	20 т/га	30 т/га	Традиционная технология	20 т/га	30 т/га	Традиционная технология	20 т/га	30 т/га
Урожайность, ц/га	389,5	442,8	416,0	389,5	442,8	416,0	389,5	442,8	416,0
Прибавка урожайности, ц/га	0,0	53,3	26,5	0,0	53,3	26,5	0,0	53,3	26,5
Внесение минеральных удобрений, ц: аммофоска	1,0			1,0			1,0		
карбомидно-аммиачная смесь (КАС)	2,0			2,0			2,0		
Внесение органических удобрений, т/га	60,0	20,0	30,0	60,0	20,0	30,0	60,0	20,0	30,0
Затраты на внесение минеральных удобрений, руб./га	2,561			2,56			2,56		
Затраты на органические удобрения, руб./га									
приготовление		0,48	0,72		0,48	0,72		0,48	0,72
погрузка	8,44	2,81	4,22	8,43	2,66	3,99	8,44	2,81	4,22
доставка и внесение	16,90	5,63	8,45	16,48	5,22	7,83	17,35	5,78	8,67
Всего затрат на доставку и внесение удобрений, руб./га	27,91	8,93	13,39	27,47	8,36	12,54	30,87	9,82	14,74
Количество вносимых удобрений, усл. ед.	18,97	8,62	12,93	18,97	8,62	12,93	18,97	8,62	12,93
Затраты на удобрения, всего, руб./га	208,36	8,93	13,39	207,92	8,36	12,54	211,33	9,82	14,74
Стоимость продукции, руб./га: всего	2726,5	3099,6	2912,0	2726,5	3099,6	2912,0	2726,5	3099,6	2912,0
в том числе дополнительной		373,1	185,5		373,1	185,5		373,1	185,5
Окупаемость удобрений* (в пересчете на усл. ед.), ц	20,5	51,4	32,2	20,5	51,4	32,2	20,5	51,4	32,2
руб.	143,7	359,7	225,2	143,7	359,7	225,2	143,7	359,7	225,2
Окупаемость затрат на внесение удобрений, всего	13,09	347,17	217,44	13,11	370,73	232,20	12,90	315,50	197,60
в том числе дополнительной продукции		41,79	13,85		44,63	14,79		37,98	12,59

* Примечание. Норматив окупаемости для кукурузы на зеленую массу (В.В. Лапа, 2011):

кормами, ц корм. ед.	8,62
продукцией, кг	190,0
по расчету:	190,0
кормами, ц корм. ед.	11,75
продукцией, кг	221,4
	138,7

Как видно из таблицы 2, использование нового вида органического удобрения «Эко-Диво» продуктивно не только с агрономической точки зрения, но и оправданно экономически, причем наибольшую окупаемость удобрение дает при внесении машинно-тракторным агрегатом в составе трактора МТЗ-1221 и разбрасывателя ПСС-10. Сравнение различных доз органического удобрения свидетельствует, что наиболее целесообразным является внесение 20 т/га, так как прибавка урожайности максимальная, а затраты на внесение минимальные, то есть окупаемость затраченных ресурсов и средств является максимальной.

Общий экономический эффект возможного использования в аграрном производстве ежегодно образующегося количества отходов ОАО «Щучинский маслосырзавод» представлен в таблице 3.

Таблица 3. – Экономический эффект использования органического удобрения «Эко-Диво»

Показатели	Ед. изм.	20 т/га	30 т/га
Количество удобрений	т	2190	2190
Экологический налог	руб.	9920,7	9920,7
Расчетная площадь для внесения «Эко-Диво»	га	109,5	73
Потребность в минеральных удобрениях: аммофос	ц	109,5	73
КАС	ц	219	146
Затраты на удобрения при традиционной технологии	руб.	22799,1	15199,4
Затраты на погрузку и внесение органических удобрений	руб.	972,2	972,20
Экономия денежных средств при использовании «Эко-Диво»	руб.	31747,6	24147,9
Экономический эффект, всего	руб.	72602,0	37689,4
в том числе на 1 га	руб.	663,03	516,29

Таким образом, использование органического удобрения на основе обезвоженного осадка сточных вод ОАО «Щучинский маслосырзавод» в аграрном производстве позволяет получить значительный экономический эффект, выражающийся не только в получении дополнительной продукции, но и в экономии денежных средств, связанных с утилизацией ОСВ, уплатой экологического налога, и снижении затрат на внесение удобрений.

Выводы

1. Использование в аграрном производстве органических удобрений со сравнительно низкой стоимостью, созданных на основе отходов перерабатывающих предприятий, позволяет не только решить проблему утилизации и хранения отходов, но и получить дополнительный экономический эффект.

2. Исследования показывают высокий положительный эффект разработанного нового органического удобрения «Эко-Диво», созданного на основе осадка сточных вод молокоперерабатывающего предприятия, в сравнении с традиционными технологиями использования органических удобрений.

3. Наибольшая экономическая окупаемость нового органического удобрения при влиянии на урожайность зеленой массы кукурузы достигнута при внесении 20 т/га.

ЛИТЕРАТУРА

1. Система применения удобрений : учеб. пособие / В.В. Лапа [и др.] ; под ред. В.В. Лапы. – Гродно : ГГАУ, 2011. – 418 с
2. Босак, В.Н. Органические удобрения на пахотных землях Республики Беларусь / В.Н. Босак, Н.М. Жуков // Белорусское сельское хозяйство. – 2007. – № 9. – С. 59–61.
4. Справочник агрохимика / В.В. Лапа [и др.] ; под ред. В.В. Лапы. – Минск : Белорус. наука, 2007. – 390 с.
5. Скрыльник, Е.В. Трансформация органического вещества осадков сточных вод в процессе биоконверсии / Е.В. Скрыльник, В.А. Гетманенко // Почвоведение и агрохимия. – 2015. – № 1. – С. 172–179.
6. Пахненко, Е.П. Осадки сточных вод и другие нетрадиционные органические удобрения : учеб. пособие / Е.П. Пахненко. – М. : БИНОМ. Лаборатория знаний, 2007. – 311 с.

Поступила 12.06.2017

ECOLOGICAL AND ECONOMIC ASPECTS OF THE EFFECTIVENESS OF ALTERNATIVE TYPES OF ORGANIC FERTILIZERS

V. KONONCHUK, A. LITSKEVICH, M. GULKOVICH

A comparative economic evaluation of the use of the new organic fertilizer «Eco-Divo» by various tractor and machine aggregates and in general is considered. The calculation of the economic effect from the application of a new organic fertilizer based on industrial waste is given.

Keywords: economic efficiency, new types of organic fertilizers, economic effect, waste production.

СОДЕРЖАНИЕ

ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ И ГРАДОСТРОИТЕЛЬСТВО

<i>Габрусь Т.В.</i> Дыялог з Небам: генезіс і семантыка кампазіцыйных дамінант у сакральным дойдлістве Беларусі.....	2
<i>Платонова Р.М., Зеленков А.Т.</i> Формирование архитектурного облика площади Ленина города Поставы	10
<i>Бадзяка В.А., Кабаева М.В., Захаркіна Г.І.</i> Сучасныя аспекты выяўлення асноўных характарыстык нацыянальнага каларыту ў колеравай культуры і архітэктуры Беларусі	20

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

<i>Павлова И.П., Беломесова К.Ю.</i> Экспериментально-теоретические исследования состава и свойств расширяющегося фиброторкрет-бетона.....	26
<i>Невейков А.Н., Дедок В.Н.</i> Исследование напряженно-деформированного состояния песчаного основания коротких буронабивных свай из напрягающих бетонов в большом геотехническом лотке и при помощи ПК Plaxis 2D.....	31
<i>Гончаров Э.И., Пивоварова С.И.</i> Сохранение свойств строительных растворов в зимних условиях	38

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

<i>Лазовский Д.Н., Хаткевич А.М.</i> Расчет сопротивления сжатию каменных и армокаменных элементов с учетом физической нелинейности	41
<i>Пецольд Т.М., Латыш В.В.</i> Практика применения механических соединений арматуры при строительстве «Гостинично-делового комплекса с теннисным центром в городе Минске»	51
<i>Тур А.В., Тур В.В.</i> О применении нелинейного анализа при проектировании конструктивных систем из железобетона.....	55
<i>Глухов Д.О., Богущ Р.П., Лазовский Е.Д., Глухова Т.М.</i> Полный вероятностный расчет надежности конструктивного железобетонного элемента	67
<i>Игнатов С.В.</i> Комплексные исследования несущей способности оснований фундаментов и каркаса здания в условиях реконструкции.....	77
<i>Пецольд Т.М., Лазовский Е.Д.</i> Учет влияния обжатия сечения дополнительной предварительно напряженной поперечной арматурой при расчете изгибаемых железобетонных элементов, усиленных в зоне среза	87
<i>Рак Н.А.</i> Методика расчета сопротивления сталефибробетонных элементов местному сжатию	93
<i>Рябенко Н.Д., Тур В.В.</i> Установка для определения длины зоны передачи напряжений предварительно напряженной арматуры железобетонных элементов	98
<i>Жданов Д.А., Уласевич В.П.</i> Экспериментальная оценка деформационного метода расчета пологих сводов-оболочек из стальных тонкостенных холодногнутых трапециевидных профилей с поперечными гофрами.....	106
<i>Кравцов В.Н.</i> Инновационные конструкции и технологии устройства набивных свай из грунтобетона.....	114
<i>Бакатович А.А., Давыденко Н.В., Иваненко А.М.</i> Реставрация с реконструкцией домика Петра I в городе Полоцке на основе применения неразрушающих методов контроля при техническом обследовании здания	121

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ

<i>Липко В.И., Широкова О.Н., Ланзоз А.С.</i> Энергоресурсоэффективная тепловая вентиляция газифицированных кухонь	131
<i>Широкова О.Н.</i> Моделирование взаимодействия вентиляционных и конвективных потоков в цехах литейного производства	137
<i>Липко В.И., Ланкович С.В.</i> Методика расчета систем воздушного отопления	144
<i>Ющенко В.Д., Лесович Е.В., Зыкова Ю.В.</i> Изучение причин потерь воды в населенных пунктах с учетом работы инженерных сетей и сооружений	150

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

<i>Шароглазова Г.А.</i> Современные движения земной коры в районах энергетических сооружений	155
<i>Михеева А.А., Ялтыхов В.В., Лакотка Е.В.</i> Анализ точности определения координат точек местности по снимкам, полученным аэрокамерой ADS-100	162
<i>Бондаренко В.А.</i> Особенности производства геодезических изысканий для обеспечения строительства магистральных газопроводов	172
<i>Конончук В.В., Лицкевич А.Н., Гулькович М.В.</i> Эколого-экономические аспекты эффективности альтернативных видов органических удобрений	176