

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 29.12.2016. Бумага офсетная 65 г/м². Формат 60×84¹/₈. Ризография.
Усл. печ. л. 22,09. Уч.-изд. л. 26,62. Тираж 100 экз. Заказ .

ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ

УДК 72.03; 347.787(476)

АКТУАЛЬНЫЯ СРОДКІ АРХІТЕКТУРНА-МАСТАЦКАЙ ВЫРАЗНАСЦІ СУЧАСНЫХ КАТАЛІЦКІХ ХРАМАЎ БЕЛАРУСІ

д-р мастацтвазнаўства Т.В. ГАБРУСЬ

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

Аналізуюцца ўзаемадзейні традыцый і інавацый у архітэктуры больш за 80-ці сучасных касцёлаў Беларусі. Выяўлена, што прыцыпы формаўтварэння ў сучасным будаўніцтве каталіцкіх храмаў абумоўлены дамінаваннем ідэалагічных стэрэатыпаў канфесіі, якія арыентаваны на гістарычныя заходнееўрапейскія стылі, а таксама на этнічныя эстэтычныя стэрэатыпы. У мастацкай мове сучасных касцёлаў назіраецца свабодная інтэрпрэтацыя гістарычнай архітэктурнай класікі, акцэнтацыя пластычнасць формаў, асіметрыя, сэнсавыя інверсіі.

Ключавыя словы: *сучасная архітэктура каталіцкіх храмаў Беларусі, канфесійныя і этнічныя мастацкія стэрэатыпы, традыцыі і інавацыі.*

Гісторыя эвалюцыі дойлідства сведчыць, што пры ўсёй разнастайнасці творчых праяў іх дыялектыка грунтуецца на ўзаемадзейні традыцый і інавацый, якія ў рэшце рэшт складаюцца ў дастаткова стабільны і пазнавальны прыцып формаўтварэння альбо стыль. Паняцце стыля ўключае не толькі мастацкія асаблівасці пэўнага жанру, напрамку, эпохі ў дойлідстве ці культуры ў цэлым, але і індывідуальную творчую манеру аўтара. Сродкі і прыёмы выяўлення архітэктурнай задумы, якія выкарыстоўваюцца свядома ці на падставе існуючых стэрэатыпаў, забяспечваюць новую мастацкую цэласнасць і самабытнасць твораў у агульным гісторыка-культурным кантэксце. Сучасная архітэктура адмаўляецца як ад простых геаметрычных аб'ёмаў мадэрнізму, так і ад дыскамфортнай для чалавечай душы аднастайнасці і механістычнасці функцыяналізму, а таксама культу тэхнікі і канструкцый, уласцівых сучаснаму “хайтэку”. У эпоху постмадэрнізму архітэктурная творчасць можа быць не толькі сур'ёзнай, ідэйна насычанай, але і гарэзлівай, эпатажнай, падражальнай, заснаванай на стылізацыі, імітацыі запазычанага стылю.

У сучаснай архітэктуры ў цэлым і сакральнай у прыватнасці эстэтычная канкрэтызацыя аўтарскай задумы вырашаецца з дапамогай мэтанакіраванай камбінаторыкі сродкаў вобразнай выразнасці, якая практычна бясконца ў сваіх інтэрпрэтацыях. Мастацкая мова найноўшай архітэктуры заснавана на прыцыпах кантэкстуалізму – складаных асацыяцыях, зашыфраваных сімвалах і кодах. Яна звяртаецца да архетыпаў, метафарычнай вобразнасці і знакавых формаў мінулых стыляў, сімвалічнай арнаментыкі і колеру. Пры гэтым ёй уласцівы неабмежаваная фантазія і тэатральны пачатак, выдумка і гульня, пры захаванні павялі да гісторыка-культурнай спадчыны і навакольнага прыроднага асяроддзя.

Для выяўлення асноўных характарыстык мастацкай мовы сучаснай каталіцкай архітэктуры Беларусі намі ажыццёўлены мастацтвазнаўчы аналіз звыш 80-ці касцёлаў, пабудаваных у 1990–2000 гады. У аснову архітэктонікі большасці з іх закладзена традыцыйная для заходняга хрысціянства (як для аўтэнтчных гістарычных, так і для псеўдагістарычных стыляў) семантыка Каўчэга Выратавання альбо карабля, выцягнутага прамавугольнага нефа, а таксама вытворная ад папярэдняй структура трохнефавай базілікі. У шэрагу выпадкаў ідэйна-канфесійная праграма каталіцкай царквы выяўляецца дадаткова ўвядзеннем у архітэктурную кампазіцыю папярочнага нефа – трансепта, што фарміруе прасторавае ядро збудавання ў выглядзе лацінскага крыжа. Пры аднанефавым варыянце лацінскі крыж выяўлены ў аб'ёмна-прасторавай кампазіцыі ад падмуркаў, у крыжовых базіліках – на ўзроўні карніза збудавання. Амаль усе сучасныя касцёлы няўхільна адпавядаюць гэтай канфесійна-праграмавай ідэі, але пры гэтым прадстаўляюць значную колькасць арыгінальных варыяцый яе інтэрпрэтацыі ў кантэксце авангардных постмадэрнісцкіх канцэпцый.

Для заходнехрысціянскіх сакральных збудаванняў аўтэнтчных і псеўдагістарычных стыляў традыцыйным спосабам гарманізацыі, упарадкавання кампазіцыі заўжды з'яўлялася сіметрыя. У мясцовай каталіцкай архітэктурнай традыцыі часоў готыкі, ренесанса і барока найбольш пашыранай была падоўжна-восевая сіметрыя, уласцівая аднанефавай ці базілікальнай структуры касцёла. Як сведчыць гісторыя айчынай архітэктуры, у касцёлах готыка-рэнэсанснага тыпу XVI – пачатку XVII стагоддзя падоўжная плоскасць сіметрыі збудавання была акцэнтавана размяшчэннем на галоўным фасадзе адной цэнтральна-восевай вежы, а ў больш позніх барочных касцёлах – дзвюх вуглавых вежаў, што падкрэслівала білатэральную (люстэркавую) сіметрыю галоўнага фасада. Прынамсі, гэтыя прыёмы размяшчэння вертыкаль-

ных домінант кампазіцыі вызначаюць устойлівы архітэктурна-мастацкі вобраз каталіцкіх храмаў Беларусі гістарычных стыляў. Асіметрычнае размяшчэнне вышынных домінант з'яўляецца толькі ў канцы XIX стагоддзя, разам з павевамі эстэтыкі мадэрна, напрыклад, адну асіметрычна пастаўленую вежу маюць неараманскія касцёлы ў Вілейцы і Мінску (св. Сымона і Алены) ці касцёлы ў стылі мадэрна ў Ражанцы і Солах. У сучаснай новай хвалі архітэктурнай эклектыкі менавіта па спосабу гарманізацыі архітэктурных мас (сіметрыя – асіметрыя) найбольш ярка выяўляюцца канцэптэуальныя стылістычныя кірункі – гістарызму і рэтраспектывізму ці пастмадэрнісцкай радыкальнай эклектыкі.

Накшталт таго, як у сучасным праваслаўным храмабудаўніцтве адметнай канфесійна-знакавай формай з'яўляецца тэма старажытнарускай закамары (паўцыркульнай аркі, якая завяршае частку сцяны, альбо дэкаратыўнай), у каталіцкіх храмах Беларусі лейтматывам фарміравання архітэктурнага вобраза з'яўляецца найперш двухсхільны дах з падоўжным вільчыкам, што падкрэслівае дынаміку кампазіцыі храма-карабля, сімвалічна – Каўчэга Выратавання. На галоўным фасадзе тарэц даху часцей за ўсё вырашаны ў выглядзе шчыта, схілы якога ўтвараюць прамы, тупы альбо востры вугал, што знакава надае нейкую “неагатычную” вобразнасць. Адрозна ад франтона, шчыт не мае гарызантальнага карніза, які замыкае яго ў трохвугольнік. Плоскасць шчыта непасрэдна працягвае сцяну фасада, надаючы яму большую вытанчанасць і вертыкальную дынаміку. Гарманічную аб'ёмна-прасторавую кампазіцыю многіх касцёлаў фарміруюць разнастайныя рытмічныя суадносіны аб'ёмаў і вячачаючых мас збудаванняў.

Паколькі істотным знаковым кампанентам сусветнага хрысціянскага дойлідства спрадвечу з'яўляецца вертыкальная домінанта, адзначым, што для большасці сучасных касцёлаў Беларусі характэрны высокія чацверыковыя прызматычныя вежы пастаяннага сячэння, непадзеленыя візуальна на ярусы. Іх архітэктурны вобраз генетычна звязаны з сярэдневяковымі італьянскімі званіцамі-кампаніле, структура якіх (устойлівасць пры невялікім папярочным сячэнні) тлумачыцца спрыяльным кліматам Італіі і будаўніцтвам з натуральнага каменю. У айчыннай традыцыі сакральнага дойлідства вышынныя домінанты, якія ўзводзіліся з цэглы, былі больш масіўнымі і падзяляліся па вертыкалі на ярусы, якія паступова змяняліся, каб зрокава надаць ім большую вытанчанасць. У архітэктурцы сучасных касцёлаў вежы тыпу кампаніле звычайна накрыты чатырохграннымі шатрамі, вышыня якіх роўная боку аснавання, г. зн. некалькі больш высокімі, чым традыцыйныя для мясцовага дойлідства шатры-“каўпакі”, вышыня якіх звычайна была роўнай палавіне дыяганалі аснавання. Акрамя таго, у авангардных аўтарскіх праектах строга пірамідальная форма шатра іншы раз наўмысна ўскладнёная і дэфармаваная.

Будаўніцтва сучасных касцёлаў з авангарднымі тэндэнцыямі ў стылістыцы ажыццяўляецца пераважна ў заходніх рэгіёнах Беларусі, дзе значная частка насельніцтва гістарычна мае каталіцкае веравызнанне. Да 1990-х гадоў у горадзе Баранавічы дзейнічаў толькі адзін касцёл Узвышэння Святога Крыжа, пабудаваны з дрэва ў 1924–1925 гадах у характэрным для часоў другой Рэчы Паспалітай стылі нацыянальнага рамантызму з элементамі неагатыкі і мадэрна. За апошнія 20 гадоў у гэтым буйным горадзе рэспубліканскага падпарадкавання ўзведзены тры манументальныя сучасныя святыні, якія вызначаюцца арыгінальнасцю і адначасова традыцыйнасцю архітэктурнай задумы. Для архітэктурцы першага з іх касцёла св. Зыгмунта, змураванага з якаснай цёмна-чырвонай цэглы ў пачатку 1990-х, характэрна свабоднае выкарыстанне матываў і элементаў, запазычаных з гістарычнага вопыту айчыннага дойлідства (малюнак 1). Гэта трохнефавая базіліка з высокім сярэднім і шырокімі бакавымі нефамі, шырыня якіх уступамаі звужаецца ў бок алтара. Тарэц цэнтральнай навы амаль цалкам займае зашкленне, каркас якога на шчыце фасада ўтварае ромб – сучасную трансфармацыю гатычнага акна-ружы. Арыгінальнасць вобразу збудавання надаюць дзве масіўныя трохвугольныя ў плане вежы, накрытыя аднаскільнымі дахамі, увенчанымі крыжамі. Лініі схілаў дахаў дубліруюцца рытмічным поясам вузкіх вертыкальных праёмаў. Мадэрнісцкая гульня геаметрычных формаў спалучаецца з канцэпцыяй гістарызму, выяўленай у архітэктоніцы святыні.

У 1998 годзе ў Баранавічах у адзіным архітэктурна-мастацкім ансамблі з трохпавярховым будынкам жаночага кляштара місіянерак узведзены асвячоны касцёл Божай Маці Фацімскай. Комплекс мае развітае прасторавае вырашэнне. З паўночнага боку да прамавугольнай навы касцёла з трохгранным галоўным фасадом прымае двухпавярховы кляштарны будынак. У яго вядзе шмат'ярусная вежа-званіца, ярусы якой паступова змяняюцца па памерах. Мастацкую выразнасць ансамблю надае адзінства архітэктурных форм і каларыстычнага вырашэння, заснаванага на традыцыйным кантрасце белых сценаў і чырвоных дахаў, шматкратным паўтарэннем матыву круглай лонеты-ружы і востравугольных форм, што стварае пэўныя готыка-рэнесансныя рэмінісцэнцыі.

Парафіяльны касцёл Найсвяцейшай Тройцы ў Баранавічах кансекраваны ў 2002 годзе. Яго архітэктоніка заснавана на семантыцы лацінскага крыжа, утворанага асноўным прамавугольным нефам і больш нізкімі крыламі трансепта, накрытымі агульным двухсхільным дахам. Тарэц даха на галоўным фасадзе закрыты шчытом, грані якога ўтвараюць прамы вугал. Падобны шчыт завяршае фасад уваходнага аб'ёму-нартэкса. Для мастацкага вобраза святыні характэрныя паўтарэнні і рытмізацыя простых геаметрычных форм, у першую чаргу прамога вугла. Відавочна, што ў сучасным актыўным касцёль-

ным будаўніцтве ў Баранавічах дамінуе канцэпцыя гістарызму, для якога ўласціва апеляцыя да мясцовых традыцый і іх творчай інтэрпрэтацыі.



**Малюнак 1. – Касцёл св. Зыгмунта, Баранавічы
(фотаздымак А. Дыбоўскага)**

У 1990–1997 гадах у Маладзечна па вул. Прытыцкага ўзведзены манументальны касцёл св. Іосіфа паводле праекта польскага архітэктара Лешака Качара (малюнак 2). Гэтае збудаванне вызначае не прамое ўзнаўленне традыцыйных кампазіцыйных прыёмаў, а сучасную інтэрпрэтацыю культурнага кода каталіцкай канфесіі. Асноўная тэма архітэктурна-мастацкага вобраза трохнававай дзвюхвежавай базілікі – скіраванасць увышыню, што выяўлена ў падкрэслена вертыкальных прапорцыях усіх элементаў. Высокія бакавыя навы рытмічна расчлянены шырокімі эркерамі з вузкімі прасценкамі паміж імі, ствараючы цэлы лес вертыкалей. Зграбныя чацверыкі вежаў на галоўным фасадзе завершаны двух’яруснымі скразнымі металічнымі канструкцыямі – умоўна трактуванымі элементамі гістарычнай польскай касцельнай архітэктуры. Завяршэнні вежаў і франтона маюць схілы, накіраваныя ўніз, пад вуглом да восі сіметрыі фасада, што стварае ўражанне распрасцёртых рук ці крылаў, дынаміку ўзлёту. Мажорнае каларыстычнае вырашэнне вонкавага аблічча святыні пабудавана на спалучэнні цёплых лакальных колераў.

У Гродна за апошнія 20 гадоў разам з вяртаннем старажытных каталіцкіх святынь пабудавана некалькі новых касцёлаў, архітэктурна якіх вызначаецца творчай інтэрпрэтацыяй сучасных мастацка-стылявых напрамкаў, што шмат у чым вызначыла агульную спецыфіку каталіцкага будаўніцтва ўсяго рэгіёна. У канцы 1990-х гадоў у жылым раёне “Паўднёвы” ўзведзены касцёл Бязгрэшнага Зачацця Найсвяцейшай Дзевы Марыі (арх. А. Тараненка). Авангарднае гучанне традыцыйнай трохнававай базілікі надаюць шматгранныя формы галоўнага фасада і бакавых наваў, наўмысная ламанасць плоскасцей і ліній. Вось сіметрыі акцэнтавана V-падобнай канструкцыяй высокай званіцы, завершанай крыжам. Невысокі дах цэнтральнай навы на ўзроўні карніза рытмічна дэкараваны востравугольнымі шчыткамі-вімпергамі. Тую ж неагатычную тэму працягваюць шырокія аднасіхільныя дахі бакавых наваў з буйнамаштабнымі вімпергамі. Да алтарнай часткі святыні прылягае двухпавярховая плебанія.

Яшчэ больш яркая авангардная неаканструктывісцкія тэндэнцыі выяўлены ў архітэктуры гродзенскага касцёла Божай Міласэрнасці ў мікрараёне Вішнявец, які ўзведзены ў 1999–2002 гадах (арх. А. Штэн, З. Казакевіч). Неардынарнасць архітэктурна-мастацкаму вобразу гэтай святыні надае ромбападобны план кафалікона, двухсіхільны дах са схіламі трохвугольнай формы, асіметрычнае размяшчэнне галоўнага фасада, што надае яму дадатковую дынаміку, узмоцненую вертыкаллю званіцы. Алтарная частка касцёла злучана з двухпавярховым будынкам плябаніі і парафіяльнага цэнтра ў адзіны комплекс.



**Малюнак 2. – Касцёл св. Іосіфа, Маладзечна
(фотаздымак У. Багданава)**

Прыкладам найбольш радыкальнай эклектыкі ў Гродна з’яўляецца авангардная архітэктура каталіцкага цэнтра Найсвяцейшага Збавіцеля ў мікрараёне Дзевялтоўка, узведзенага ў 2000-х гадах (арх. А. Штэн, І. Казлоўскі, Т. Чорная). У архітэктуры комплексу інавацыйныя, нават эпатажныя мастацкія прыёмы відавочна дамінуюць над традыцыйнымі (малюнак 3).



**Малюнак 3. – Каталіцкі цэнтр Найсвяцейшага Збавіцеля, Гродна
(фотаздымак Д. Салаша)**

Цэнтральная нава базілікі перакрыта своеасаблівай двухбакова-пукатай абалонкай, якая працягнута наперад, ствараючы на галоўным фасадзе глыбокі 6-калонны порцік. Да яго з двух бакоў далучаны двухпавярховыя будынкі плябаніі і парафіяльнага цэнтра. З паўднёвага боку, за плябаніяй, размешчана вертыкальная дамінанта ансамбля – трохвугольная ў плане вежа-званіца, завершаная крыжам. Бакавыя навы рытмічна раскрапаваныя паўкруглымі апсідамі капэл. Экстравагантнае спалучэнне прамавугольных, трохвугольных і паўкруглых аб’ёмаў кантрастуе з глухімі роўніцамі сцен, тонкімі вертыкальнымі апорамі і вузкімі вокнамі, падобнымі да байніц. Адкрытая муроўка з чырвонай цэгля дапоўнена фрагментамі муроўкі з прыроднага каменю. Каркас уваходнага порціка фарміруе выразную кампазіцыю ў выглядзе буйнамаштабнага крыжа, дадаткова вылучанага колерам.

Шырокі спектр авангардных архітэктурных формаў прадстаўляюць сучасныя каталіцкія храмы горада Ліды. У 2002 годзе кансекраваны касцёл Бязгрэшнага Зачацця Найсвяцейшай Дзевы Марыі ўзведзены ў жылым раёне Слабада (малюнак 4).



Малюнак 4. – Касцёл Бязгрэшнага Зачацця Найсвяцейшай Дзевы Марыі, Ліда
(фотаздымак А. Дыбоўскага)

Па сваёй архітэктоніцы гэта трохнефавая псеўдабазіліка (без верхняга асвятлення цэнтральнай навы). Постмадэрнісцкае неагатычнае аблічча архітэктурны святыні надае шматразова паўтораная тэма двухграннага эркера з аднасільным трохвугольным пакрыццём. На бакавых фасадах аналагічныя эркеры чаргуюцца з высокімі вузкімі вокнамі, што рытмізуе прастору, падкрэслівае падоўжную дынаміку агульнай кампазіцыі. Алтарную частку дадаткова абкружае шэраг эркераў, нахштальт гатычных капэл. Галоўны фасад фарміруюць пяць эркераў рознай вышыні. Асіметрыю кампазіцыі акцэнтую левы ад уваходу, увенчаны крыжам эркер-званіца, які дамінуе па вышыні. Тэма крыжа неаднаразова паўторана ў аздобе званіцы. У мастацка-дэкаратыўным афармленні святыні выкарыстана таксама сакральная скульптура, кантраст адкрытай муроўкі з чырвонай цэгля з пабеленымі часткамі сцен, разнастайны рытм трохвугольных і трапецыяпадобных аконных праёмаў.

Авангардны варыянт неаготыкі новай хвалі прадстаўляе касцёл Святога Сямейства ў Лідзе, які пабудаваны ў пачатку 2000-х гадоў. Архітэктоніка збудавання традыцыйная – трохнававая базіліка з невялікімі рамянамі трансепта. Неагатычны характар святыні надае адкрытая муроўка з цёмна-чырвонай цэгля, востравугольныя формы дахаў, люкарнаў, пінаклей, сігнатуркі. Аднак масіўная вежа на галоўным фасадзе пазбаўлена шатровага завяршэння, што стварае ўражанне наўмыснага адыходу ад традыцыі.

Яшчэ адзін касцёл у гонар Божай Міласэрнасці, які таксама ўзведзены ў 2000-х гадах у жылым раёне “Маладзёжны” горада Ліды, вызначаецца яскравай постмадэрнісцкай радыкальнай эклектыкай з элементамі неаэкспрэсіянізму. Аб’ёмна-прасторавая кампазіцыя збудавання мэтанакіравана дэфармавана

асиметричными рознамаштабнымі і рознастылевымі прыбудоўамі. Асабліва выразна гэта выяўлена ў вырашэнні галоўнага фасада з вежамі рознай вышыні і будовы. Пры даволі экстравагантным спалучэнні артаганальных і крывалінейных форм у мастацкім вобразе збудавання відавочны рэмінісцэнцыі неабарока.

У наш час назіраецца тэндэнцыя комплекснага будаўніцтва каталіцкіх святынь і будынкаў плябаній, кляштару і парафіяльных цэнтраў у адзіным ансамблі. Горадабудаўнічая ансамблевасць здаўна ўласцівая каталіцкаму дойлідству, што абумоўлена спецыфікай гістарычнага фарміравання планіровачнай структуры заходнееўрапейскіх гарадоў. Паняцце архітэктурнага ансамбля бярэ свой пачатак з антычнага дойлідства ў прамой сувязі з паняццем гармоніі, што забяспэчвала сугучнасць і суразмернасць частак у цэлым. Сучаснае разуменне архітэктурнага ансамбля таксама зыходзіць з ідэі гарманічнага адзінства і цэласнасці, аднак з прычыны сучаснай стылізацыі храмаў у ансамблі могуць прысутнічаць пэўныя мастацкія калізій. Акцэнт у ансамблі звычайна ставіцца на суадносінах знешніх фармальных і стылістычных прыкмет.

Удалым прыкладам сучаснага вырашэння ансамбля можа быць комплекс касцёла св. Антонія Падуанскага і францысканскага кляштара ў Слуцку, які пабудаваны ў 1992–2000 гадах. Яго архітэктурна-мастацкі вобраз вызначаецца выкарыстаннем матываў і элементаў, запазычаных з гістарычнага вопыту заходнееўрапейскага сакральнага дойлідства, напрыклад францысканскага манастыра ў Равэне (Італія). Для будаўніцтва жабрацкага ордэна францысканцаў увогуле ўласцівы падкрэслены аскетызм, прастата і яснасць архітэктурнай мовы. Кампактны аднававы аб'ём касцёла ў Слуцку накрыты двухсхільным дахам з двухгранным шчытом на галоўным фасадзе, схілы якога ўтвараюць прамы вугал. Уваход аформлены 6-калонным порцікам з надбудовай над ім, што вядзе на хоры. З паўднёвага боку да фасада прылягае масіўная прызматычная вежа, якая па прапорцыях нагадвае італьянскія кампаніле, але накрытая традыцыйным для беларускага дойлідства невысокім шатром-“каўпаком”. Грані вежы ўверсе прарэзаны крыжападобнымі праёмамі з вітражамі. Па баках алтарнай часткі сіметрычна размешчаны двухпавярховыя будынкі кляштара з высокімі двухсхільнымі дахамі, аскетычнае аблічча якіх ажыўляюць рытмічныя трохвугольныя люкарны. У формах і прапорцыях ансамбля, адкрытай муроўцы з чырвонай цэгля відавочныя рэмінісцэнцыі раманскага стылю. Характэрна, што ў сярэднявечных італьянскіх саборах званіца-кампаніле ставілася звычайна толькі з аднаго боку фасада.

Паводле аналагічных прынцыпаў стварэння ансамбля ўзведзены яшчэ адзін сучасны кляштар ордэна францысканцаў у Докшыцах Віцебскай вобласці – аднававы касцёл Найсвяцейшай Тройцы з двухсхільным дахам і акном-ружай на шчыце галоўнага фасада, узведзены ў 1991–1994 гадах (праект архітэктурнай групы «Рэнавабіс»). Аб'ёмна-прасторавую кампазіцыю ўвечвае вышынная дамінанта, асіметрычна пастаўленая вежа тыпу італьянскай кампаніле. Высокі прызматычны чацверык вежы-званіцы накрыты пакатым шатром і ўверсе прарэзаны вузкімі арачнымі вокнамі, па тры з кожнага боку. Фасадную грань вежы аздабляе скульптура папы Яна Паўла II, размешчаная ў арачнай нішы-табернакулі. У 2001–2002 гадах з паўночнага боку да касцёла прыбудаваны двухпавярховы кляштарны корпус. У архітэктурным вырашэнні ансамбля шырока выкарыстаны бутаваы камень (агароджа, падпорныя сценкі каскадных тэрас, маля архітэктурныя формы), што надае яму асабліва суровы аскетычны выгляд. Істотную ролю ў мастацкім вобразе ансамбля займае змураваная з прыроднага каменю трохпалётная ўваходная брама дынамічнай рознавышыльнай кампазіцыі, якая гарманічна спалучае паўцыркульныя арачныя і востравугольныя формы.

Выразным творам сучаснай авангарднай сакральнай архітэктурны з'яўляецца касцёл св. Іосіфа ў гораде Скідаль (2004), які размешчаны каля шашы “Мінск – Гродна”. Яго яркае каларыстычнае вырашэнне і дынамічны сілуэт эфектна выступаюць на фоне жылой забудовы. Своеасаблівы архітэктурна-мастацкі вобраз святыні заснаваны на нетрадыцыйнай кампазіцыі і інверснай дынаміцы аб'ёмаў з абрэзамі схілаў дахаў, якія нарастаюць у бок алтара. Незвычайнымі з'яўляюцца формы званіцы і яе завяршэнне ў выглядзе фігурнага шпіля.

Касцёл Маці Божай Фацімскай у Жодзіна ўзведзены ў 1996–2003 гадах (арх. І. Кныш) – яскравы ўзор сучаснай каталіцкай архітэктурны постмадэрна з элементамі неаготыкі новай хвалі (малюнак 5).

Аднававы аднавежавы касцёл разам з прыбудаваным да яго будынкам плябаніі ствараюць цэласную ансамблеваю кампазіцыю, насычаную гарманічным рытмам востравугольных формаў і вышынных дамінант. Фасады раскрапаваны трохпалётнымі рызалітамі, завершанымі востравугольнымі вімпергамі, якія падкрэсліваюць семантыку крыжа ў кампазіцыі святыні. Маляўнічы сілуэт ансамбля фарміруюць своеасаблівыя шатровыя завяршэнні вежаў над касцёлам і плябаніяй.

Цікавы ўзор постмадэрнісцкай інтэрпрэтацыі традыцый каталіцкай архітэктурны прадстаўляе касцёл св. Пятра і Паўла ў Івацэвічах. Традыцыйнай аднававай архітэктоніцы святыні нададзена наўмысная асіметрыя, створаная з дапамогай рознай глыбіні вежаў на галоўным фасадзе, прыбудовы з паўночнага боку двухпавярховай плябаніі і дыяганальна пастаўленай высокай званіцы тыпу кампаніле. Шматлікія востравугольныя формы падкрэсліваюць неагатычную стылістыку ансамбля. Іншы постмадэрнісцкі варыянт радыкальнай эклектыкі прадстаўляе архітэктурна касцёла св. Пятра і Паўла ў Капылі.

Кампактны аднававы аб'ём фланкаваны на паўночна-ўсходнім вуглу чацверыковай вежай з своеасаблівым пластычным лучковым завяршэннем і акном-ружай, што надае галоўнаму фасаду неардынарнасць і вытанчанасць. У мастацкім вобразе святыні важнае значэнне мае каларыстычнае вырашэнне, пабудаванае на спалучэнні белага колеру ў ніжняй частцы сцен і ярка-чырвонага ў верхняй.



**Малюнак 5. – Касцёл Найсвяцейшай Божай Маці Фацімскай, Жодзіна
(фотаздымак А. Дыбоўскага)**

Канцэпцыя сучаснай радыкальнай эклектыкі прагледжваецца ў архітэктуры цэлага шэрагу касцёлаў, узведзеных у 2000-я гады, такіх як каталіцкія святыні ў Гомелі; райцэнтрах: Жабінка, Свіслач, Ваўкавыск, Лагойск (малюнак 6), Гарадок, Воранава; у вёсках Беліца і Бердаўка Лідскага раёна, Азёрцах Глыбоцкага, Астрыне Шчучынскага, Волма Дзяржынскага, Юрацішках Іўеўскага раёна і інш.



**Малюнак 6. – Касцёл св. Казіміра, Лагойск
(фотаздымак У. Багданава)**

Заклучэнне. Мастацкая мова сучаснай сакральнай архітэктуры канцэптуальна адмаўляе кампазіцыйны аскетызм, акцэнтуюе пластычнасць формы, дынамічную асіметрыю, наўмысныя інверсіі ў інтэрпрэтацыі гістарычнай архітэктурнай класікі. Пры гэтым відавочна, што прынцыпы формаўтварэння ў сучасным каталіцкім храмабудаўніцтве Беларусі абумоўлены дамінаваннем ідэйна-канфесійных стэрыятыпаў, арыентаваных на гістарычныя заходнееўрапейскія стылі з іх разуменнем ідэальных форм і прапорцаў, а таксама на этнічныя эстэтычныя стэрыятыпы, выпрацаваныя традыцыйным айчынным доўлідствам, што спрыяе захаванню самабытнасці і выяўляе менталітэт народа.

ЛІТАРАТУРА

1. Габрусь, Т. Мастацкая мова архітэктуры сучасных касцёлаў Беларусі / Тамара Габрусь // Наша вера. – № 2 (64). – 2013. – С. 60–66.
2. Глобус Беларусі : праект А. Дыбоўскага [Электронны рэсурс]. – Рэжым доступу: [//www.globus.tut.by](http://www.globus.tut.by).
3. Каталіцкія святыні : Мінска-Магілёўская архідыяцэзія [Тэкст і фота А. Яроменкі]. – Ч. 1. – Мінск : “Про Хрысто”, 2003. – 255 с.
4. Морозов, И.В. Герменевтика зодчества / И.В. Морозов. – Минск : Стринко, 2009.
5. Устинович, Е. Между Востоком и Западом: культовая архитектура Польши второй половины XX века / Е. Устинович // Архитектура и строительство. – 2007. – № 9. – С. 36–40 ; № 10. – С. 38–41.
6. Шамрук, А.С. Строительство католических и протестантских храмов / А.С. Шамрук // Современная Беларусь : энциклопед. справ. : в трех томах. – Минск : Беларус. наука, 2007. – Т. 3 : Культура и искусство. – С. 333–337.

Паступіў 06.06.2016

RELEVANCE OF ARCHITECTURAL AND ARTISTIC EXPRESSIVENESS OF MODERN BELARUSIAN CATHOLIC CHURCHES

T. GABRUS

The interaction of tradition and innovation in the architecture of more than 80 modern churches of Belarus are analyzed. It has been found that the principles of formation in modern construction of catholic churches due to the dominance of the ideological stereotypes of religions, which are focused on historic Western style, as well as aesthetic, ethnic stereotypes. The artistic language of modern temples there is a free interpretation of the historical architectural classics, emphasizes the plasticity of forms, asymmetry, semantic inversion.

Keywords: *modern architecture of catholic churches in Belarus, confessional and ethnic art stereotypes, tradition and innovation.*

УДК 725.94.025.4

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ОБОРОНИТЕЛЬНЫХ СООРУЖЕНИЙ ЗАМКА В ЛЮБЧЕ

канд. техн. наук, доц. А.А. БАКАТОВИЧ; Н.В. ДАВЫДЕНКО
(Полоцкий государственный университет)

Основываясь на результатах технического обследования оборонительных сооружений Любчанского замка, рассмотрены реставрационно-восстановительные работы, проводимые в период 2008–2016 годов на территории замкового комплекса. Приведены результаты археологических раскопок фундаментов двух оборонительных башен, проведенных летом 2016 года. На основании фотодокументов, обмерочных чертежей выполнено пространственное 3D-моделирование Любчанского замкового комплекса для оценки целостного восприятия архитектурной композиции с учетом восстанавливаемых строений, относящихся к различным эпохам его существования.

Ключевые слова: замок, оборонительное сооружение, башня, техническое обследование, кирпичная кладка, восстановительные работы, 3D-моделирование.

Введение. Замковое зодчество в Беларуси прошло сложный путь развития. На белорусской земле понятие «замок» не всегда имело одинаковое значение. В городах замком часто называли укрепленное место, бывшее в древности крепостью и служившее для защиты жителей от неприятеля. Замками также называли все виды укреплений или резиденций знатных людей. Для Беларуси наиболее точным является представление о замках как о владельческих укреплениях феодалов XVI–XVII веков. Зачастую это были дворцово-замковые ансамбли. Некоторое представление о них дают описи имущества – инвентари и небольшое количество сохранившихся рисунков.

До наших дней частично сохранился замковый комплекс в Любче, расположенный на возвышающейся прямоугольной площадке размером 85×80 м на левом берегу реки Неман. На территории замка находятся несколько строений: Въездная и Южная башни, дворец, флигель, жилая пристройка к нему. Изначально по углам замка располагались четыре башни, которым отводилась основная роль в обороне.

Созданная авторами 3D-модель архитектурно-пространственной композиции (рис. 1) легла в основу разработки проекта по восстановлению замкового комплекса и в настоящее время успешно реализуется благотворительным фондом «Любчанский замок» при реставрации замка.



Рисунок 1. – Любчанский замок: вид сверху на замковый комплекс

На территорию замка можно войти через Въездную башню. В настоящее время к замку ведет земляная насыпь через ров, устроенная в конце 20-х годов XX века на месте разрушенного деревянного моста. Южный угол замчища занимает квадратная в плане оборонительная башня. Деревянная Восточная башня и кирпичная Северная (Наднеманская) башня до наших дней не сохранились. Об этапах строительства всего замкового ансамбля говорить трудно по причине отсутствия других построек начального периода строительства, а также необходимых письменных источников.

В 1968 году во время строительных работ на территории замка найден флюгер с гербом и выбитой датой «1581». Сам флюгер изготовлен не позднее XVII века. Изображение на флюгере является частно-

владельческим родовым гербом князей Кишек-Радзивиллов [1]. Дату, выбитую на флюгере, подтверждают археологические исследования. Раскопки фундаментов несохранившихся построек, позволили установить, что основания сложены из камней, битого кирпича на известковом растворе способом бутровой кладки, что характерно для строительной техники второй половины XVI века. Обнаруженные при этом находки датируются не позднее XVI века. Таким образом, 1581 год – наиболее вероятная дата начала возведения замкового ансамбля.

Задача исследования – анализ проводимых в замке восстановительных работ, основываясь на оценке технического состояния существующих оборонительных строений и разработанной 3D-модели архитектурно-пространственной композиции замкового комплекса.

Техническое обследование оборонительных башен и проводимые восстановительные работы

Въездная башня в нижней части выполнена в виде куба с размерами 9,93×9,97 м в основании, который на высоте 9,5 м переходит в восьмигранник (рис. 2, 3). Высота башни составляет 21,2 м. В башне располагаются три оборонительных яруса с устройством в стенах окон-бойниц для огнестрельного оружия. Фундамент башни из больших валунов и кирпича на известковом растворе уходит на глубину более 2 м.

Результаты технического обследования Въездной и Южной башен (июль 2008 г.) показали, что при строительстве башни для кладки использовался керамический кирпич и известково-песчаный раствор. Кирпичи имеют однородную структуру с небольшим количеством мелких пустот. Прочность керамического кирпича и раствора из кладки как для Въездной башни, так и других строений Любчанского замка определяли с использованием ударно-импульсного прибора ИПС МГ 4.03 на отобранных образцах. Прочность отобранных образцов на сжатие составила 10,1...12,3 МПа, на изгиб – 3,5...4,3 МПа, что свидетельствует о высоком уровне изготовления керамического кирпича, включая процесс формования [2]. Кладочный раствор имеет светлый серо-желтый цвет. Заполнителем служит кварцевый песок с размером зерен до 5 мм. Толщина как вертикальных, так и горизонтальных швов кладки колеблется в пределах от 5 до 30 мм. В растворе имеются многочисленные комки неразмешанной извести размером до 10 мм. По результатам испытаний отобранных образцов прочность при сжатии известково-песчаного кладочного раствора составила 1,4...1,7 МПа.



Рисунок 2. – Въездная башня (2016 г.)



Рисунок 3. – Разрушение кирпичной кладки башни (2008 г.)

В результате обследования Въездной башни установлено разрушение штукатурного слоя и кирпичной кладки по фасадам стен вследствие попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии. Кладка наружной версты в уровне второго этажа повреждена на значительной площади. На отдельных участках стен верхние ряды кладки полностью разрушены на глубину до 350 мм. Также значительно разрушена декоративная кладка обрамления проезда в башне.

Обследование помещений выявило частичное разрушение штукатурного слоя и внутренней версты кладки стен (см. рис. 3). В верхней части свода над проездом проходит сквозная трещина, переходящая на стены и свод второго этажа (рис. 4). Обнаружены и другие вертикальные трещины в стенах башни. По свидетельствам местных жителей, трещины в стенах замечены много лет назад. Для наблюдения за развитием ширины раскрытия трещин были установлены контрольные маячки. Полагаем, что одной из причин образования трещин, возможно, является уменьшение толщины слоя насыпи земли у фун-

дамента со стороны рва из-за постепенного сползания грунта. Также установлено присутствие металлических тяжей в наружных стенах над въездной аркой 1-го этажа. Очевидно, устройство тяжей, по замыслу зодчих, должно было повысить прочность кладки башни и предотвратить образование вертикальных трещин из-за неравномерной усадки грунта основания. Однако наличие вертикальных трещин указывает на то, что металлические тяжи только удерживали конструкцию башни от необратимых разрушений, возникших от неблагоприятных грунтовых оснований (расположения на склоне).

В июле 2009-го и августе 2011 года проведены проверки установленных контрольных маячков, у которых на момент обследования отсутствовали повреждения. Таким образом, зафиксированная стабилизация раскрытия трещин свидетельствует о том, что дополнительного усиления стен не требуется.

При исследовании штукатурного покрытия фасадов на отдельных участках стен башни обнаружено присутствие цветных слоев. Вероятнее всего, первоначальная отделка башни выполнялась с применением декоративной штукатурки сграффито (под черным слоем штукатурки зафиксировано наличие белого слоя).

Визуальный осмотр межярусных перекрытий позволил установить, что дощатое покрытие и деревянные лаги пола на третьем ярусе имеют значительные гнилостные повреждения и находятся в полуразрушенном состоянии. Перекрытие над третьим ярусом полностью разрушено в результате сквозного загнивания деревянных балок.

На протяжении восьми лет ведутся ремонтно-восстановительные работы. В августе 2008 года в башне установлены деревянные балки перекрытия над 3-м этажом. Зимой 2009 года по балкам выполнено устройство чернового пола из досок. В летние периоды 2010 и 2011 годов велись работы по установке лесов по периметру всей башни. За летние сезоны 2012–2014 годов восстановлены разрушенные фрагменты кладки и штукатурного слоя на фасадах. В 2014 году демонтирована временная стропильная система и установлен купол с обшивкой из стальных кровельных листов с сохранением архитектурной аутентичности конструкции в соответствии с проектом на восстановительные работы, выполнено устройство участков кровельного покрытия из керамической черепицы над 2-м этажом и заменены деревянные оконные блоки (см. рис. 2).

Декоративные штукатурные работы по выполнению черно-белого сграффито на карнизах, по периметру оконных проемов на 3-м этаже и на обрамлении проезда в башне проводятся с лета 2015 года, их окончание планировалось осенью 2016 года (рис. 5). Параллельно выполняются ремонтные работы внутри башни. Демонтирована конструкция пола на 3-м этаже над кирпичным сводом перекрытия. Ведется подготовка основания под устройства нового дощатого покрытия. Восстанавливаются утраченные фрагменты штукатурного покрытия в помещениях башни.

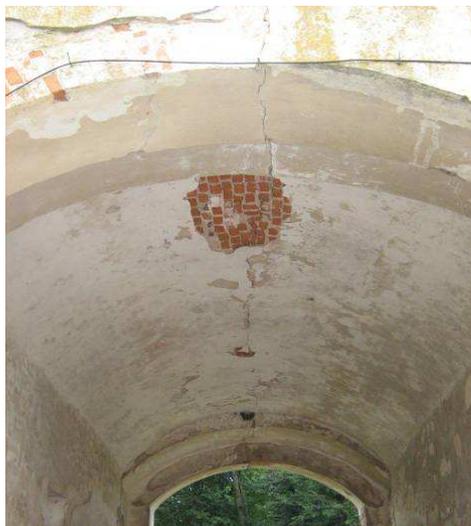


Рисунок 4. – Сквозная трещина в башне по своду проезда

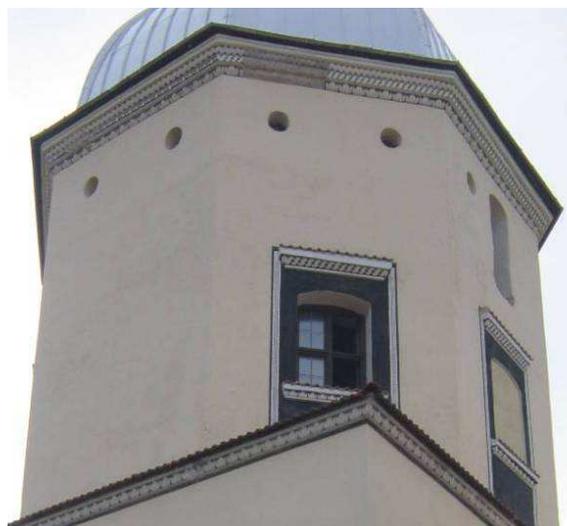


Рисунок – 5. Декоративная отделка элементов башни черно-белым сграффито (2016 г.)

На следующем этапе внутренних восстановительных работ планируется произвести декоративную отделку стен, выполнить устройство новых деревянных лестничных маршей. Установка деревянных ворот с элементами декоративнойковки будет произведена на последнем этапе реставрации башни.

Южная башня. Вторая из сохранившихся башен – Южная, имеет 3 этажа и подвал (рис. 6–8). Размеры южной башни в основании 8,06×8,35 м. Высота башни составляет 18,4 м. Толщина стен изменяется от 1,56 м в подвале до 1 м на третьем этаже. Согласно инвентарю 1601 года на первом этаже имелось 4 бойницы для ружей, на втором – 4 орудийные, на третьем – 12 для ружей. В цокольной части располагался

погреб с деревянными дверьми на завесах и железной решеткой. На первом этаже – склеп, также закрылся дверьми, обитыми железом. На окнах стояли железные решетки [1]. Нижняя часть цоколя выполнена из кирпичной кладки с включениями из бутового камня. По результатам испытаний прочность керамического кирпича на сжатие составила 8,9...10,2 МПа, на изгиб – 3,2...3,8 МПа. Отобранные образцы кладочного раствора показали прочность на сжатие, равную 1,8...2,4 МПа. На отдельных участках кладки раствор имеет не вполне однородную структуру, встречаются включения в виде плохо размешанной извести [2]. Основываясь на результатах анализа кирпича и раствора, можно говорить о практически одновременном возведении двух сохранившихся построек – Въездной башни и Южной.



Рисунок 6. – Южная башня (2008 г.)



Рисунок 7. – Южная башня, восстановительные работы (2009 г.)



Рисунок 8. – Южная башня, отделочные работы (2010 г.)

Обследование второй из сохранившихся башен выявило ряд существенных повреждений. На северной и южной стене башни присутствуют сквозные трещины. Наиболее вероятная причина образования дефектов – неравномерная осадка фундаментов. Ширина раскрытия трещин не превышает 3,5 мм. Для контроля за шириной раскрытия трещин нами летом 2008 года на стены устанавливались маячки. В конце 2010 года маячки не показали увеличение ширины раскрытия трещин. Таким образом, можно считать, что произошла стабилизация фундаментов.

Установлено присутствие металлических тяжей в верхних частях стен Южной башни на уровне 1 и 2-го этажей. Проведенные изыскания подтвердили, что, как и для Въездной башни, тяжи изготавливались из отдельных металлических полос, которые крепились между собой шкворнями через отверстия на концах. Присутствие металлических тяжей на двух уровнях наружных стен не позволило прогрессировать дальнейшему увеличению раскрытия вертикальных трещин и обеспечило их стабилизацию. Таким образом, реализованное в XVI веке конструктивное решение с применением металлических тяжей в кладке, несмотря на неблагоприятное грунтовое основание – расположение на склоне замковой площадки, обеспечило сохранность башни до настоящего времени.

На цоколе южной и восточной стен отмечено частичное разрушение кирпича и раствора наружной версты на глубину до половины кирпича в результате разрушения при попеременном замораживании и оттаивании в водонасыщенном состоянии.

Кирпичная кладка сводчатого перекрытия между первым и вторым этажом в результате заморозки и размораживания получила значительные повреждения в период отсутствия крыши на башне. Кладка значительно разрушена на глубину до 2/3 кирпича, на всей поверхности свода присутствуют высолы (рис. 9). Сводчатое перекрытие находится в неудовлетворительном состоянии. Выполнена разгрузка свода путем передачи нагрузки от пола на 2-м этаже через деревянные балки на стены.

Основные работы по восстановлению Южной башни проведены в весенне-летний период 2007–2011 годов. На восстановленную кладку карниза установлен деревянный стропильный шатер крыши с покрытием из керамической черепицы согласно сохранившимся описаниям. На крыше установлен флюгер, аналогичный найденному в 1968 году. Заменены прогнившие деревянные перекрытия между вторым и третьим этажом, а также на чердаке. Заново возведены конструкции лестнично-смотровой площадки, примыкающей к северной стене башни. Произведено оштукатуривание и окрашивание наружных стен башни. На карнизе по всему периметру башни выполнена декоративная штукатурка – черно-белое сграффито (рис. 10). Рисунок сграффито восстановлен по имеющимся описаниям.



Рисунок 9. – Разрушение кладки свода 1-го этажа



Рисунок 10. – Сграффито на карнизе Южной башни

В 2012–2014 годах на Южной башне велись внутренние отделочные работы. Выполнено устройство чистового дощатого покрытия пола на 2 и 3-м этажах, восстановлены деревянные лестничные марши, камин и кованая люстра освещения на 2-м этаже, установлены деревянные двери с элементами ковки и оконные блоки с соблюдением аутентичности (рис. 11).

Летом 2016 года в башне выполнялись работы по восстановлению кирпичной кладки свода на первом этаже. Наиболее поврежденные кирпичи полностью извлекались из кладки и заменялись целыми кирпичами аналогичных размеров на известково-цементном растворе (рис. 12). По итогам работ принимается решение по консервации кладки свода или по оштукатуриванию свода по металлической сетке с использованием химических анкеров.



Рисунок 11. – Восстановленные деревянные лестничные марши и кованая люстра



Рисунок 12. – Восстановление кирпичной кладки свода на 1-м этаже Южной башни

Северная и Восточная башни. В июле 2016 года проведены археологические раскопки на участке предполагаемого расположения Северной башни. На глубине 2 м от уровня земли замковой площадки обнаружена кирпичная кладка фундамента башни (рис. 13). Наружная и внутренняя версты кладки выполнены из цельного керамического кирпича на известково-песчаном растворе. Забутка кладки заполнена бутовым камнем и битым кирпичом на растворе. Расстояние между внешними гранями восточной и западной стен фундамента составляет 9,8 м.

По результатам испытаний прочность при сжатии керамического кирпича составила 9,3...11,2 МПа, при изгибе – 2,8...3,5 МПа. Кладочный раствор показал прочность при сжатии 1,4...2,1 МПа. Структура раствора, размеры кирпича и прочностные характеристики указывают на возведение всех трех кирпичных башен в один временной период.

При раскопках установлено отсутствие фундамента под северной стеной башни, ориентированной на Неман. Наиболее вероятной версией отсутствия части фундамента можно считать разрушение кладки при проведении планировки откоса замковой площадки вдоль реки при устройстве бетонной подпорной стены по берегу Немана в начале XX века. Утраченная часть фундамента будет восстановлена. Для обеспечения целостной работы новой и старой части фундамента необходимо выполнить горизонтальный

монолитный железобетонный пояс по периметру кладки. Проект на восстановление башни находится в стадии разработки. Размеры фундамента в плане составят 9,8×9,8 м. По архитектуре, согласно описаниям, Северная башня, за исключением формы купола, аналогична Въездной башне.

Разработка шурфов в виде траншей не принесла результатов, кроме обнаружения дренажной системы из керамических труб, ведущей с замковой площадки к Неману (рис. 14). Восточная башня возводилась бревенчатой и вскоре была разрушена в ходе боевых действий. Вероятнее всего, фундамент под бревенчатую башню возводился менее мощным, чем под кирпичные башни. В результате за три столетия фундамент мог просто разрушиться. Вторая причина разрушения фундамента может заключаться в периодически проводимых перепланировках на замковой территории.



Рисунок 13. – Фундамент Северной башни (2016 г.)



Рисунок 14. – Шурф в виде траншеи на месте расположения Восточной башни (2016 г.)

Оборонительные замковые стены. До наших дней дошло только их описание. За период с 2008 по 2014 год заново отстроена оборонительная стена на частично сохранившемся фундаменте между Въездной и Южной башнями (рис. 15).

Восстановление оборонительной стены проходило в несколько этапов: по всей длине стены восстанавливалась верхняя разрушенная часть фундамента с использованием бутового камня, затем по фундаменту выполнялась горизонтальная гидроизоляция. Стена возводилась на всю длину между башнями из керамического полнотелого кирпича марки 100 на кладочном цементно-известковом растворе марки 75 с заполнением внутренней части бутом и битым кирпичом (рис. 16).



Рисунок 15. – Восстановленная оборонительная стена (2016 г.)



Рисунок 16. – Кладочные работы на оборонительной стене (2009 г.)

В августе 2010 года после оценки состояния уже выведенной части стены было принято решение о сборке стропильной системы будущей галереи с покрытием из черепицы (рис. 17) по возведенной кладке с целью сохранности кирпичной стены от разрушения под влиянием атмосферных воздействий в холодные периоды года. При дальнейшем возведении кладки стены стропильная система частями перемещалась на новую высотную отметку, обеспечивая защиту кладки. Таким образом, была реализована идея мобильной защиты кирпичной кладки в виде сборно-разборной стропильной системы, которая в итоге стала основой конструкции крыши галереи на оборонительной стене.

Конструкция галереи оборонительной стены выполнена в виде фахверковой системы из деревянных балок с заполнением с внешней стороны кирпичной кладкой и устройством бойниц для стрельбы (рис. 18). Деревянные элементы фахверковой конструкции и стропильной системы галереи обрабатывались пропиточным составом «Pinotex».



Рисунок 17. – Стропильная система на первых двух пролетах стены у Южной башни (2010 г.)



Рисунок 18. – Галерея оборонительной стены, вид от Южной башни (2016 г.)

С целью повышения оборонительной способности башен предусматривались отдельные входы на галерею стены с внутренней замковой площадки. Деревянные лестницы, ведущие на галерею, планируются возвести в 2017 году.

Проектирование 3D-модели архитектурно-пространственной композиции замкового комплекса. На основании фотодокументов, обмерочных чертежей зданий и сооружений замка с использованием компьютерной программы для 3D-моделирования «3Ds MAX» выполнено пространственное моделирование Любчанского замкового комплекса (рис. 19) [3]. Разработка 3D-модели замка в Любче необходима для оценки целостного восприятия архитектурной композиции с учетом восстанавливаемых строений, относящихся к различным эпохам его существования.

В соответствии с 3D-моделью предполагается восстановить Северную башню на сохранившемся фундаменте и участки стены между Северной и Въездной башнями. Северная башня, по описаниям, схожа в архитектурно-конструктивных решениях с Въездной башней, за исключением отсутствия проезда и округлой формы купола (рис. 19). Восстановленные участки стены между башнями позволят поддержать целостность замковой композиции оборонительных сооружений и будут выполнять функцию смотровых площадок.



Рисунок 19. – Вид на замковый комплекс со стороны реки Неман

Восстановление четвертой **Восточной башни** и крепостной стены до **Южной башни** внесет завершенность в целостный образ замкового комплекса. Первоначально необходимо будет восстановить несохранившийся бутовый фундамент башни. Бревенчатый сруб башни предлагается выполнить в три яруса с устройством бойниц на двух нижних и смотровой площадки на третьем ярусе; покрытие крыши башни – из гонга; замковую оборонительную стену между Восточной и Южной башнями возвести из

частокола с устройством на ней крытой галереи; в этой же стене в соответствии с описаниями выполнить вторые въездные деревянные ворота в замок и воссоздать деревянный мост через ров. Со стороны главного проезда в замок через Въездную башню вместо насыпи через ров предусматривается возвести деревянный мост.

Вдоль северного фасада дворца будет устроена прогулочная площадка из дощатого настила по деревянному брусу с опорой на деревянные столбы и деревянным декоративным ограждением. С площадки предусмотрено выполнить два лестничных спуска с устройством промежуточных смотровых площадок к восстановленной деревянной пристани.

Благоустройству внутренней дворовой территории уделено отдельное внимание в связи с планируемым функциональным назначением. Проезжую часть предлагается устроить в виде замкнутого кольца шириной 4,5 м, а в него вписать малый пешеходный круг. Внутреннее пространство малого круга разбивается пешеходной дорожкой на две функциональные зоны: первая – зона отдыха с частичной реконструкцией ранее существовавшей дворовой территории – включает в себя фонтан в виде полукруга с малыми архитектурными формами; вторая – зона из вымощенного бутом полукруга – является театрально-зрелищной площадкой с установленной на ней полукруглой деревянной или каменной сценой. Устройство зрелищной площадки позволит проводить в замке исторические театральные представления и культурно-массовые мероприятия, что еще больше повысит интерес к Любчанскому замку.

Представленная 3D-модель архитектурно-пространственной композиции легла в основу разработки проекта по восстановлению замкового комплекса и в настоящее время успешно реализуется благотворительным фондом «Любчанский замок» при реставрации замка.

Заключение. Обобщая результаты выполненных на сегодняшний день восстановительных работ фортификационных сооружений замкового комплекса, можно констатировать, что за последние несколько лет в Любчанском замке практически полностью восстановлены Въездная и Южная башни, а также оборонительная стена между ними. При разработке проекта восстановительных работ Въездной и Южной башен учтены рекомендации выполненного авторами технического обследования оборонительных сооружений.

В результате археологических изысканий в 2016 году обнаружен фундамент Северной башни, что позволит ускорить процесс воссоздания бастиона. Для окончательного восстановления оборонительных стен в замке необходимо проведение дополнительных археологических работ.

Разработанная 3D-модель замкового комплекса передана в фонд «Любчанский замок» и положена в основу проекта восстановительных работ. Пространственная визуализация замкового комплекса дает возможность оценить правильность принимаемых архитектурно-композиционных и строительных решений уже на стадии предварительной проработки проекта.

ЛИТЕРАТУРА

1. Памятник архитектуры XVI–XIX вв. замок в г. п. Любча Новогрудского района Гродненской области : комплексные научные изыскания / М-во культуры БССР ; Научно-реставрационные мастерские. – Минск, 1983. – 40 с.
2. Прошлое и настоящее памятника архитектуры XVI века – Любчанского замкового комплекса над Неманом / А.А. Бакатович [и др.] // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2008. – № 12. – С. 4–12.
3. Бакатович, А.А. Концепция развития Любчанского замка как туристического центра / А.А. Бакатович, А.О. Левадний, П.А. Лиштван // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2011. – № 8. – С. 7–11.

Поступила 01.12.2016

RESTORATION OF DEFENCES IN LUBCHA CASTLE

A. BAKATOVICH, N. DAVYDENKO

Restoration and reconstruction works of 2008–2016 on the territory of a Lubcha castle complex have been analyzed on the results of technical examination of the castle's defences. The results of archeological excavations of two defence towers' beddings, made in summer 2016, are described in the article. Documentary photography and measuring drawings made the ground for 3D modelling. The model has become the key for a comprehensive understanding of an architectural complex comprising the constructions of different epochs.

Keywords: defensive installation, tower, castle, recovery work, technical survey, brick masonry, 3D-design.

УДК 72.03(476.5)

УСАДЬБА ГРЕБНИЦКИХ В ОБОЛИ

*канд. архитектуры, доц. Г.И. ЗАХАРКИНА
(Полоцкий государственный университет);
канд. архитектуры, доц. А.С. ДАВИДОВИЧ
(Гродненский государственный университет им. Я. Купалы)*

Рассматриваются особенности архитектурно-планировочного и конструктивного решения усадьбы Гребницких в Оболи на основе изучения и анализа архивных материалов, а также натурного обследования прилегающего парка с остатками несущего остова здания. При обследовании сохранившихся наружных стен определено конструктивное решение основных частей здания, выявлены архитектурные приемы, использованные в решении композиции и пластики фасадов. Исследовано построение главных архитектурных элементов фасада и четырехколонных портиков с треугольными фронтонами. Систематизация и обобщение полученных результатов доказывает, что архитектура усадьбы была решена в стиле классицизма. Отмечается также уникальная композиционная взаимосвязь здания с рельефом.

Ключевые слова: историческая усадьба, архитектурно-планировочное решение, архитектурные приемы, взаимосвязь здания с рельефом, проблема сохранения.

На территории Беларуси сохранилось значительное количество усадеб, поместий XIX–XX веков, являющихся примерами классического и неоклассического стилей. Проблемы сохранения и эффективно использования исторических усадебно-парковых комплексов приобретает в наше время особое значение [1]. Библиотеки, картинные галереи, коллекции редкостей, собранные владельцами усадеб имели не только материальную, но и высокую историко-культурную ценность. На территории Беларуси в период XIX–XX веков было более 8 тысяч различных усадеб, имений. В настоящее время насчитывается не более 1200 исторических усадебных комплексов или их фрагментов в различной степени сохранности. И только четвертую часть этих объектов можно считать действительно перспективной для восстановления и дальнейшего использования. Согласно «Списку материальных недвижимых историко-культурных ценностей Республики Беларусь» на конец 2013 года из 1763 объектов архитектуры под охраной государства находится только 125 исторических усадеб [2]. В Витебской области сохранились 62 объекта садово-паркового искусства [3; 4], большинство из которых превратились в неухоженные лесные массивы с нарушением водного баланса, территориальной и визуальной целостности. Решение проблемы восстановления, реконструкции и реставрации усадебно-парковых комплексов в настоящее время играет значимую роль в формировании национального самосознания.

Основная часть. Усадебно-парковый ансамбль Гребницких в Оболи оказался за пределами «Списка материальных недвижимых историко-культурных ценностей Республики Беларусь». Возвращенное к жизни в 1920 году решением Полоцкой уездной Комиссией по охране памятников старины и искусства здание имения, восстановленное в период разрухи и отданное под школу, служило достойным украшением Витебского края [5]. Его история началась в первой половине XIX века, когда Станислав Гребницкий в своем имении в Оболи возвел большой дворец в стиле классицизма. После октябрьской революции Обольское имение, побывавшее в руках различных владельцев, длительное время оставалось без присмотра. Вследствие этого, как следует из акта Полоцкой уездной Комиссии по охране памятников старины и искусства в составе председателя комиссии А.И. Лавровского, художника Д.А. Виноградова и инструктора комиссии И.Л. Дейниса, при осмотре главного корпуса имения был обнаружен ряд существенных повреждений: выбитые окна и двери, оборванные дорогие обои, разбитые печи, дымоходы и камины, поврежденные ваннные и уборные, отбитые местами художественные карнизы [4]. Комиссия отметила, что «... Несмотря на все вышеупомянутые повреждения, имение имеет большое художественное и историческое значение: в нем обнаружены художественно расписанные потолки, рельефные изображения на потолках, художественные печи в стиле ампир, паркетные полы, художественные карнизы, колоннады внутри здания ...». Результаты обследования были переданы в Губернскую Комиссию для принятия дальнейшего решения. С осени 1923 года в помещениях Обольской усадьбы Гребницких была открыта школа крестьянской молодежи, действовавшая до 1970-х годов. В годы Великой Отечественной войны в здании находился немецкий военный госпиталь. В период 1970–1990 годов здание было передано Обольскому керамическому заводу под общежитие. В середине девяностых годов XX века в результате пожара зданию нанесен серьезный урон: сгорели все перекрытия, крыша, лестницы. Сохранились кирпичные наружные и внутренние стены и оба четырехколонных портика.

С тех пор руины ранее прекрасного здания пребывают в полном забвении, исчезли высокохудожественные парапеты балконов, разбираются на кирпичи остатки стен [6; 7]. Руины здания находятся в аварийном состоянии, что требует принятия необходимых мер по обеспечению безопасности посетителей, а также решения дальнейшей судьбы самого историко-культурного комплекса.

Ввиду отсутствия детальных чертежей архитектурно-планировочного решения здания с целью восстановления архитектурного облика проведено исследование его современного состояния в рамках государственной научно-исследовательской работы*. На основе архивных источников установлено, что



Рисунок 1. – Современный вид портика северного фасада усадьбы Гребницких со стороны входа

Станислав Гребницкий, представитель могущественного рода польских шляхтичей, проживавший в своем главном родовом имении Оболь, в начале XIX века построил в стиле классицизма двухэтажное здание из красного кирпича с оштукатуренными фасадами. Северная сторона здания выходила на панский двор, а южная была обращена на реку. Парадный вход был оформлен в классическом стиле с устройством четырехколонного портика (рис. 1). Около средних колонн располагались две небольшие каменные статуи львов.

Согласно плану, на первом этаже со стороны входа располагались фойе с лестницей и колоннадой, помещения для слуг и советника имения, канцелярия и библиотека хозяина. На южную сторону выходили окна трех паркетных залов. В западной части здания находились комната эконома, кухня, хозяйственные выходы в торцах здания. На втором этаже размещались жилые комнаты, столовая и две гостиные. Характерным для того времени планировочным решением служило анфиладное расположение помещений. Под зданием был проложен подземный ход, выводивший к деревне Мостище на противоположном берегу реки [8; 9].

При обследовании оставшейся части усадьбы осенью 2016 года выполнена фотофиксация технического состояния сохранившихся руин здания, произведены инструментальные замеры доступных элементов стенового ограждения, исследовано конструктивное решение перекрытий и перемычек. Осо-

бое внимание уделено сохранившимся архитектурным элементам, определено композиционное построение фасадов здания, зафиксирована его ориентация по сторонам света.

Выявлено использование оригинального, не свойственного тому времени способа возведения здания на склоне достаточно крутого рельефа с перепадом высот около 2 м. Это позволило архитектору организовать удобный подъезд и главный вход в здание на уровне первого этажа с северной стороны, что обеспечивало функциональную и композиционную связь цокольного этажа с огородом и садом, расположенными с южной стороны. Ориентация окон здания по сторонам света в 50 градусов обеспечивала достаточную инсоляцию как южного, так и северного фасадов.



Рисунок 2. – Капитель угловой колонны

Как было отмечено, двухэтажное, прямоугольное в плане здание размерами 18 × 36 м построено в *классическом стиле*. В качестве основного украшения здания выступали четырехколонные портики с фронтонами, расположенные на северном и южном фасадах. Исследование сохранившихся элементов портика показало, что его круглые колонны диаметром 86 см выложены из красного кирпича и оштукатурены. Нижняя часть колонны (база) решена в виде невысокого цоколя – плинта, также круглого в плане. Визуальные замеры свидетельствуют о том, что соотношение диаметра нижней части колонны к её высоте составляет 1/7, что является классическим соотношением размеров колонны тосканского ордера. Капители колонн имеют профиль и элементы, относящиеся также к тосканскому ордера (рис. 2). Антаблемент, опирающийся на квадратные абаксы, состоит из архитрава, фриза с триглифами и карниза с достаточно крупными дентикулами, расположенными над триглифами. Под некоторыми триглифами имеются частично сохранившиеся гутты. Украшением треугольного фронтона является полукруглый арочный проем. Плоскость тимпана гладкая, но по воспоминаниям Адама Гребницкого, на нем были расходящиеся от арки рельефные лучи. Венчающий карниз

над триглифами. Под некоторыми триглифами имеются частично сохранившиеся гутты. Украшением треугольного фронтона является полукруглый арочный проем. Плоскость тимпана гладкая, но по воспоминаниям Адама Гребницкого, на нем были расходящиеся от арки рельефные лучи. Венчающий карниз

* ГБ3316 «Проблемы и тенденции развития архитектуры Белорусского Подвинья».

треугольного фронтона также имеет выступающие дентикулы, расположенные с тем же шагом, что и на карнизе антаблемента. На плоскостях наружных стен северного и южного фасадов, сообразно колоннам имеются пилястры шириной 75 см.



Рисунок 3. – Южный фасад усадьбы Гребницких

Как уже отмечалось выше, главный вход в здание на уровне первого этажа осуществлялся через портик, колонны которого опираются на платформу крыльца высотой около 40 см. С южной стороны здание из-за перепада высот имеет высокий цокольный этаж, а колоннада южного портика опирается на постамент выступающего в плане цоколя. В результате, на уровне первого этажа со стороны южного фасада имеется терраса размером 2,5 × 11,3 м, обращенная в сторону сада (рис. 3).

Следует также отметить очевидную архитектурную привлекательность балконов, выходящих на уровне второго этажа в пространство портиков северного и южного фасадов. Здесь хорошо сохранились чугунные литые консоли, поддерживающие балконы. Красивое парпетное ограждение балкона фасада существовало, ориентировочно, до 2007 года

из кованого металла над главным входом северного фасада существовало, ориентировочно, до 2007 года (на фотоснимках 2008 года ограждения нет).

В результате осмотра руин выявлено, что крыша и перекрытия полностью отсутствуют. Сохранились наружные и частично внутренние стены. Причем наружные стены имеют серьезные повреждения в виде разрушенных подоконных участков, трещин, отвалившейся штукатурки, выветрившегося кирпича, разрушающихся оконных перемычек второго этажа (рис. 4).



Рисунок 4. – Разрушение наружной стены торцевой части здания

По расположению гнезд для деревянных балок перекрытия определено, что в качестве основных несущих стен использовались продольные. Толщина наружной стены в уровне первого этажа составила 85 см, внутренних – 40, 50 см. С восточной стороны здания часть внутренних несущих стен разрушена. Оконные и дверные проемы выложены с клинчатыми и арочными перемычками. В результате многочисленных перепланировок часть оконных и дверных проемов закладывались кирпичом, а вновь пробитые выполнялись с применением рядовых перемычек из металлических стержневых элементов.

Северный и южный фасады по количеству и расположению оконных и дверных проемов имеют одинаковое решение. Низ окон первого этажа расположен на сравнительно небольшой высоте от уровня земли (около 1 м). Возможно, первоначально это расстояние было больше. При размере окна 100 (105) × 195 (200) м соотношение площадей окон и помещений составляет в среднем 1/8, что значительно меньше аналогичного показателя применительно к современным требованиям. Это говорит о стремлении архитектора сократить теплопотери через оконные проемы. На торцевых стенах также прослеживается идентичное расположение оконных и дверных проемов. Интересным композиционным приемом в центральной части торцевых стен является расположение двух узких оконных проёмов (50 × 200) по обе стороны от типичного для данного здания окна размером 100 × 200 см. Под всеми оконными проемами угловых участков стен выложены ниши размером на ширину окна и высотой 85 см с глубиной в четверть кирпича. На поверхности всех фасадов в уровне междуэтажных перекрытий сохранился выступающий на 6...8 см кирпичный карниз прямоугольного сечения шириной около 20 см. В верхней части стены в подкарнизном пространстве на уровне фризовой части антаблемента портика проходит полоса с аналогичным метричным рядом триглифов и дентикул (рис. 5).

Все фасады выложены с ризалитами в полкирпича. Причем участки угловых стен выполнены утолщенными. Следовательно, можно сделать вывод о двойной пользе этого приема: эстетическая роль в решении пластики фасадов; повышенная теплоизоляция угловых помещений, что должно способствовать благоприятному температурному режиму в них при меньших затратах топлива. Поверхность этих участков стен выполнена с применением декоративной расшивки под квадратную кладку. Остальные участки стен имеют гладкую оштукатуренную поверхность. Данный контраст способствует большей выразительности простых фасадов.

Стеновая поверхность цокольного этажа выступает на четверть кирпича, толщина его стен 90 см. На южном фасаде цокольные оконные проемы шириной 120 см с перемычками в виде сегментной (лучковой) арки имеют скошенные боковые откосы. Как уже отмечалось выше, колоннада южного портика опирается на массивный цокольный постамент размером в плане $2,5 \times 11,3$ м и высотой 2,2 м с тремя арочными проходами в выступающей части, шириной по 190 см и высотой 170 см (рис. 6).



Рисунок 5. – Фрагмент северного фасада усадьбы Гребницких



Рисунок 6. – Цокольная часть террасы

В уровне цоколя под террасой имеется сквозной продольный проход шириной 85 см, из которого через дверной проем можно попасть в цокольный этаж.

На восточном и западном торцах здания в уровне цокольного этажа имеется по одному окну с клинчатыми перемычками. На уровне цокольного этажа в середине восточного фасада, где в соответствии с планом первого этажа показано наличие запасного выхода, обнаружены остатки кирпичной кладки и арочный проем, заложённый кирпичом. Со стороны западного фасада на уровне первого этажа около дверного проема сохранились остатки разрушенного крыльца.



Рисунок 7. – Цокольный этаж

В наружных и внутренних несущих стенах на уровнях междуэтажных перекрытий сохранились гнезда для деревянных балок перекрытий, расположенные с шагом 70...80 см. В восточной и средней части здания видны остатки балок, выгоревших во время пожара. На торцевой стене западной части в уровне междуэтажных перекрытий сохранились крайние пристенные балки. Установлено, что перекрытие над цокольным этажом дублировалось балочным перекрытием.

Внутреннее пространство здания на уровне первого этажа со стороны северного фасада завалено кирпичным боем, фрагментами разрушенных стен, остатками сгоревших балок перекрытий. Далее, с южной стороны здания, образовался провал до низа цокольного этажа. На уровне цокольного этажа видны проемы с арочными перемычками и часть сводчатых перекрытий (рис. 7). Вероятно, что цокольный этаж располагается и под северной частью здания и находится в удовлетворительном сохранившемся состоянии, но из-за существующих завалов попасть туда в настоящий момент не представляется возможным.

Расположение здания на крутом склоне указывает на необходимость в благоустройстве прилегающего участка путем его террасирования. Так, на уровне цокольного этажа вдоль южного фасада здания устроена терраса шириной около 10 м, вдоль которой со стороны склона растут кусты сирени. Ниже просматривается вторая терраса, чуть шире верхней, обозначенная по краю рядом деревьев, и третья терраса, ограниченная дорогой. Все террасы покрыты зарослями кустов и деревьев.

Заключение. В результате проведенного исследования изучены основные черты архитектурно-пластического решения фасадов здания усадьбы Гребницкого, определены конструктивные решения некоторых его частей, выявлены особенности.

Определено, что усадьба Гребницкого является собой уникальный образец здания в стиле классицизма. Оставшиеся руины сохранили дух и величие того времени, но их состояние в настоящий момент критическое и представляет определенную опасность. Существуют возможности закрепления, консервации сохранившихся элементов здания и даже восстановления его первоначального вида, что потребует больших вложений. Тем не менее необходимо срочно принять должные меры по сохранению руин усадьбы Гребницкого как памятника прошедшего времени исторического значения, чтобы избежать его полного разрушения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Потаев, Г. Ревитализация исторических усадеб как культурно-туристских объектов [Электронный ресурс] / Г. Потаев, Н. Власюк. – Режим доступа: <http://ais.by/story>.
2. Дзяржаўны спіс гісторыка-культурных каштоўнасцей Рэспублікі Беларусь : зацв. пастановай Савета Міністраў Рэспублікі Беларусь 15.06.2006 № 762.
3. Гаранович, И.М. Проблемы сохранения и перспективы использования старинных парков Беларуси [Электронный ресурс] / И.М. Гаранович, С.Е. Булыко, М.Н. Рудевич. – Режим доступа: <http://www.pandia.ru/text/77/152>.
4. Глобус Беларуси, май 2007. – Режим доступа: <http://www.globus.tut.by>.
5. Акт № 16 Полоцкой уездной комиссии по охране памятников старины и искусства от 21 ноября 1920 г. // Полоцкий зональный архив. – Ф. 54. Оп. 1. Д. 343. С. 90.
6. Усадьба Гребницких (руины) с прилегающим парком [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.youtube.com/watch?v>.
7. Обольская усадьба Гребницких начало XIX века [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://yandex.by/images/?parent-reqid=1483003212698283-17254049603366566743159572-sas1-5661>.
8. Оболь, г.п. Шумилинский район, г. п. Оболь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://шумилинщина.рф/obol_gp.html.

Поступила 02.12.2016

ESTATE GREBNITSKY IN OBOL

G. ZAKHARKINA, A. DAVIDOVICH

The paper deals with features of architectural-planning and constructive solutions of the manor Grebnitsky in Obol, based on the study and analysis of archival materials and field surveys of the adjacent park with the remains of the frame of the building. During the examination of preserved outer walls defined a constructive solution of the main parts of the building. Also identified architectural techniques, used in the solution, the composition and plasticity of the facades, and investigated the construction of the main architectural elements of the facade and a four-columned portics with triangular pediments. Systematization and generalization of the obtained results is proved, that the architecture of the manor was designed in the style of classicism. It is noted also unique compositional relationship of the building with relief.

Keywords: historic manor house, the architectural planning, architectural techniques, the relationship of the building with the terrain, the problem persist.

УДК 72.03(476.6)

**УСАДЬБА УМЯСТОВСКИХ В ГРОДНЕНСКОЙ ОБЛАСТИ
И ДВОРЕЦ ЛАЗЕНКИ В ВАРШАВЕ****канд. техн. наук, доц. Р.М. ПЛАТОНОВА; Е.А. ЗАХАВАЙ
(Полоцкий государственный университет)**

Рассмотрены вопросы сохранения и использования исторических дворцово-парковых и усадебно-парковых комплексов в Республике Беларусь. На основе проведенного архитектурно-стилистического и архитектурно-композиционного анализов усадьбы Умястовских в Гродненской области, являющейся копией дворца Лазенки в Варшаве, библиографических изысканий установлено, что усадьба Умястовских нуждается в реконструкции и реставрации. Рекомендовано при восстановлении усадьбы в современных условиях максимально сохранить ее исторический облик, включая здания и сооружения, парковые композиции, водные системы во взаимосвязи с природным окружением. Предложено использовать историческую усадьбу как культурно-туристический объект.

Ключевые слова: дворцово-парковые комплексы, усадьба, архитектурно-композиционный анализ, реконструкция, реставрация.

Введение. Республика Беларусь располагает значительным историко-культурным потенциалом, представленным объектами архитектуры, градостроительства, истории, археологии, искусства, парковыми комплексами, музейными коллекциями и книжными собраниями. Сады и парки – важнейшие элементы ландшафтов населенных мест, их водно-зеленых систем. Создание новых и реконструкция существующих садов и парков связаны с решением ведущих социальных задач – организацией среды для досуга населения и улучшением окружающей среды. Досуг рассматривается как сочетание функций отдыха, развлечений, развития творческих способностей людей. Задачи проектирования садов, парков, лесопарков являются и новыми, и традиционными. Современное парковое строительство, используя исторические приемы ландшафтной композиции, развивая их, одновременно по-новому решает социально-функциональные вопросы размещения, планировочной организации и состав объектов.

Принципы садово-паркового искусства формировались столетиями. В процессе развития ландшафтного искусства за многие века были выработаны разнообразные приемы организации садов и парков, которые отражали различия в природно-климатических условиях, бытовые и культурные традиции, эстетические взгляды той или иной исторической эпохи. Известные композиционные приемы в ландшафтном искусстве условно можно свести к двум: *регулярный* и *пейзажный*. Для первого характерна четкая геометрическая, а для второго – живописная планировка территории, группировки зеленых насаждений, размещение архитектурных элементов. Указанные направления в садово-парковом искусстве иногда называют соответственно французским и английским стилями.

Первые упоминания о садах и парках Беларуси относятся к XV веку. Они устраивались при коллегиимах, монастырях, замках феодалов и имели преимущественно утилитарное значение. Самые старые из сохранившихся парков относятся к XVIII веку. Из регулярных парков наибольшей пышностью обладал Бочейковский в Витебской области. Во второй половине XVIII – начале XIX века в садово-парковом строительстве Беларуси регулярный стиль постепенно вытесняется пейзажным стилем [1–3].

Восстановление облика парка – длительный процесс, требующий существенных материальных затрат и времени. Все исторические сады и парки не могут быть одновременно реставрированы. Их же окружение постоянно изменяется. Только учет перспективных задач охраны садово-паркового наследия при разработке генеральных планов населенных мест, выделение парков в охраняемые ландшафтные зоны, выявление и сохранение при этом необходимых пространственных связей с исторически сложившимся ландшафтным и градостроительным окружением создают основу для последующего восстановления и значительного обогащения ландшафта города или села в целом.

Усадебных парков в стране было около 1000. Правильнее говорить о дворцово-парковых ансамблях в имениях наших соотечественников. В настоящее время в различном состоянии сохранилось около 600 парков, в том числе в Витебской области 62 объекта садово-паркового искусства [4; 5]. Однако многие из них сильно пострадали и не могут быть восстановлены. Большинство парков без ухода превратились в лесные массивы, нарушена их территориальная и визуальная целостность, изменен режим водных систем. Проблемы их реконструкции и реставрации в настоящее время актуальны и являются одной из основ формирования национального самосознания. На сегодняшний день одним из ярких примеров дворцово-паркового и усадебно-паркового искусства являются Лазенки в Варшаве и усадьба Умястовских в Гродненской области.

Основная часть. Деревня Жемыславль появилась на картах и в официальных документах Речи Посполитой в начале XVII века. Своё название она получила от имени шляхетского рода Жемлов. Здешние края невысоко ценились среди могущественных магнатских родов Великого Княжества Литовского. По-

этому, если не считать расположенных по соседству Гольшанского и Геранёнского замков, владели поместьями здесь, как правило, средние и обедневшие слои шляхты. Не изменил ситуацию даже тот факт, что Жемыславль в начале XVIII века в качестве приданного перешёл от Жемлов к известным отечественным магнатам Пацам. Эти крупные землевладельцы рассматривали своё очередное приобретение лишь как ещё одно сельскохозяйственное имение, единственная польза от которого заключалась в небольшом доходе с крепостных крестьян. В 1784 году они легко с ним расстались, продав одному из местных помещиков К. Щиту. Вероятно, при последнем здесь появилась первая хозяйская «усадьба» – большой деревянный одноэтажный дом в стиле барокко с оштукатуренными и побеленными стенами, с просторной мансардой под высокой красной черепичной крышей. По бокам от него размещалось несколько деревянных флигелей с различными хозяйственными помещениями. Рядом с усадьбой находилась небольшая, но изящная деревянная часовенка с оригинальным резным декором. Однако и К. Щит владел этой удалённой от главных дорог деревушкой сравнительно недолго.

В 1805 году Жемыславль стал собственностью графов Умястовских. Этот древний белорусский шляхетский род никогда не относился к особенно зажиточным, но зато среди шляхты Западной Беларуси всегда пользовался всеобщей известностью и уважением.

В 1828 году маршалок (предводитель) шляхты Ошмянского уезда Казимир Умястовский вместе со своей женой Юзефой положили начало превращению скромной усадьбы в Жемыславле в роскошный дворцово-парковый комплекс на высоком берегу реки Гавья притока Немана. Надо признать, что его возведение шло несколько необычным путем и затянулось из-за финансовых проблем на десятилетия. Самым удивительным фактом является то, что Умястовские решили временно оставить в целостности и сохранности деревянный барочный дом Щита, где они и поселились. Строительство сначала затронуло лишь боковые флигели. Старые деревянные здания были снесены, а на их месте, по бокам от усадебного дома, возвели два двухэтажных просторных павильона («официны») с красивыми четырехколонными портиками в довольно редком для Беларуси тосканском стиле. Рядом появились дополнительные хозяйственные постройки (конюшня, каретная, амбары), оранжерея и манеж для лошадей [6; 7].

К сожалению, Казимир Умястовский так и не сумел завершить строительство комплекса. Лишь после его смерти в 1863 году Юзефа Умястовская возобновила процесс возведения дворцово-парковой резиденции (рис. 1), при этом внешним своим видом будущий дворец должен был копировать одну из польских королевских резиденций.



Рисунок 1. – Усадьба Умястовских (1875 г.)

Причины, подтолкнувшие Юзефу Умястовскую к строительству шикарной и дорогостоящей резиденции, объяснимы. С конца XVIII века в Европе небывалую популярность получило такое направление в архитектуре и искусстве, как романтизм. Одной из самых характерных для него черт был возврат в романтическое прошлое через копирование самых прекрасных шедевров зодчества. Эта мода проявилась и на Беларуси – в реставрации и постройке дворцов, а также храмов в неоготическом стиле. Но к середине XIX века стали заимствоваться и другие великолепные памятники романского стиля, стиля «ренессанс», барочного и даже классического. Копирование варшавской резиденции короля Станислава Августа «Лазенки» (рис. 2), построенной архитектором Д. Мерлини в 1784–1795 годах, было довольно распространенным событием. Объясняется это царившей в XIX веке среди белорусской шляхты ностальгией по тем временам Речи Посполитой, когда центральная власть была чрезвычайно слаба и мало вмешивалась в повседневную жизнь привилегированных слоев общества. Именно благо-

даря этому в удаленных местах Беларуси, Украины и Литвы стали возводиться копии королевских резиденций Польши.

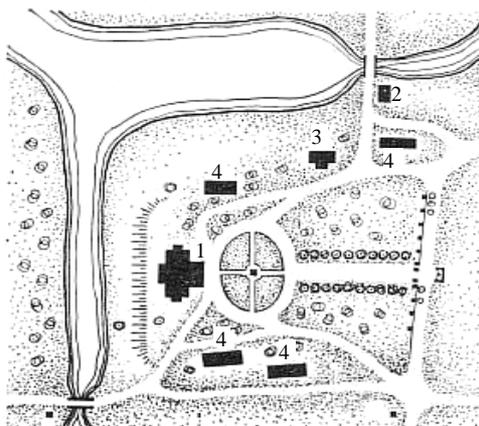


Рисунок 2. – Дворец «Лазенки» в Варшаве

Усадьба Умястовских в наши дни представлена на рисунке 3. Это Т-образное в плане (рис. 4) двухэтажное симметричное здание в стиле классицизма.



Рисунок 3. – Усадьба Умястовских в наши дни



**1 – здание дворца; 2 – гидроэлектростанция;
3 – ледовня; 4 – хозяйственные постройки**

Рисунок 4. – План усадебного комплекса

Источник: Федорук, А.Т. Садово-парковое искусство Белоруссии / А.Т. Федорук. – Минск : Ураджай, 1989. – 247 с.

Плоскую крышу дворца, оформленную в виде обширной прогулочной площадки, огородили красивой балюстрадой. В её центре располагался большой бельведер (надстройка кубообразной формы над основным объемом здания) с огромными арочными окнами, украшенными цветными витражами.

Парадный фасад дворца имел оригинальную форму – главный вход был выделен глубокой открытой лоджией с мозаичным полом. Перед лоджией были четыре колонны коринфского ордера, не выступающие за общий периметр здания. Что касается тыльного фасада, то здесь присутствовал традиционный для классицизма четырехколонный портик с обычным для того времени треугольным фронтоном.

Декоративное решение фасадов также целиком соответствовало классическому стилю: большие прямоугольные оконные проемы чередовались с пилястрами, на втором этаже находились оригинальные ажурные балконы, а на торцах здания располагались более низкие объемы с открытыми террасами. В целом же дворцовый комплекс в Жемыславле характеризовался современниками как «весьма изящный, подобный на Лазенковский, но более высокий».

При жизни Юзефы Умястовской так и не успели приступить к созданию роскошного внутреннего убранства дворца. Но в 1877 году новым хозяином Жемыславля стал её единственный сын Владислав, который вместе со своей молодой женой Яниной поселился в одном из боковых флигелей и стал лично контролировать завершающий этап строительства своей резиденции. При этом внутренняя планировка и интерьеры, по мере возможности, копировали с лазенковского оригинала. Коридорная схема размещения помещений сочеталась с анфиладной. При этом в центре здания находился большой квадратный парадный зал. Обогревались же комнаты мраморными печами и каминами в «парижском стиле». Некоторые из них сохранились до нашего времени.

Большая часть парадных и жилых помещений имела паркетный пол с оригинальной орнаментацией. Кроме того, стены были украшены дубовыми панелями и фресковыми росписями, которые также сохранились в хорошем состоянии. Дополняла обстановку мебель, изготовленная местными мастерами и поражавшая гостей своей объемной резьбой и необычными формами. Относительно небольшие размеры дворца привели к тому, что практически все хозяйственные помещения и жилье для прислуги находились или на подвальном уровне, или вообще были вынесены за пределы здания.

До конца 1880-х годов строительство дворцового комплекса было закончено. Завершающим этапом тут стала разбивка вокруг резиденции небольшого пейзажного парка общей площадью до семи гектаров. Его созданием занимался французский садовник Джеймс, которому было приказано сделать парк как можно более похожим на «лазенковский». От главного въезда в резиденцию, выделенного четырьмя пилонами с воротами, к дворцу вела широкая липовая аллея длиной около восьмидесяти метров.

Парадный двор был устроен в виде круглого партера с декоративно подстриженным газоном и кустарниками. Также на территории усадьбы располагались экземпляры редких деревьев. Например, ясень Пенсильванский (рис. 5), который сохранился до наших дней как памятник живой природы.



Рисунок 5. – Редкое дерево ясень Пенсильванский

На территории усадьбы размещалась каменная часовенка со скульптурой Божией Матери. Перпендикулярно главной аллее шла ещё одна – каштановая, по которой можно было попасть в обширный плодовый сад. За тыльным фасадом парк круто обрывался к искусственному водоёму, площадью в шестьдесят гектаров, устроенному тут для подражания «Лазенкам». Хорошо оборудованная лодочная станция позволяла хозяевам и гостям Жемыславля разнообразить своё пребывание здесь, а также посетить заречную часть парка, куда также вёл широкий арочный мост. В этой части комплекса до наших дней сохранился интересный памятник архитектуры – высокий восьмигранный в плане «скарбец», имевший по периметру оригинального вида галерею-аркаду.

В отдельных друг от друга помещениях одновременно находились склады, конюшня, семейная часовня, винокурня и сыроварня. До нашего времени сохранились амбар (рис. 6, а) и ледовня (рис. 6, б).



а



б

Рисунок 6. – Хозяйственные постройки

Во время первой мировой войны Жемыславль осенью 1915 года был оккупирован немецкими войсками. От разграбления, а возможно, и от уничтожения этот памятник архитектуры спасло размещение в нем военного санатория, где раненные офицеры и солдаты восстанавливали свои силы перед возвращением на фронт.

После окончания гражданской и советско-польской войн Жемыславль оказался на территории Западной Беларуси и был возвращен польскими властями Умястовским. О восстановлении усадьбы в послевоенное время сейчас нам практически ничего не известно. Однако широкую огласку получил факт передачи этого дворцово-паркового комплекса в конце 1930-х годов Виленскому университету Стефана Батория под научно-практический филиал, имевший природоведческую и сельскохозяйственную специализацию, о чем свидетельствует сохранившаяся мемориальная плита, установленная на пилонах, размещённых по бокам кленовой аллеи в западной части парка.

В целом – до наших дней сохранились практически все основные постройки усадьбы (кроме часовни) и даже частично интерьеры дворца (рис. 7).



а



б

Рисунок 7. – Зал усадьбы с печью (а) и мраморный камин (б) в «парижском стиле»

В отличие от усадьбы Умястовских, дворцово-парковый комплекс Лазенки – это самая красивая пространственная композиция Варшавы и одна из лучших в Европе, восхищающая как зеленью, так и архитектурой. Он включает парк (76 гектаров природы в центре города), а также многочисленные исторические объекты. Парк возник вследствие облагораживания бывшего дикорастущего леса, где «удерживали» в естественных условиях дичь. Дворцово-парковый комплекс лежит в центральном городском районе (*Средместье*), на Уяздовской аллее (*Aleje Ujazdowskie*), части «Королевского тракта», связывающего Королевский дворец в центре Варшавы с дворцом в Вилянуве на юге. К северу от парка, на другой стороне улицы Агрикола, стоит Уяздовский дворец. Парк Лазенки был оформлен в XVII веке Тильманом ван Гамереном в стиле барокко для великого коронного гетмана Станислава Любомирского. Парк получил название *Лазенки* («бани») из располагавшегося там купального павильона.

В 1764 году парк приобрёл Станислав Август Понятовский, после своего избрания королем Польши. Развитие парка в классическом стиле стало главным проектом короля Станислава Августа. Дворцово-парковый комплекс был разработан Домиником Мерлини и садовником Яном Кристианом Шухом. Построенные ими здания располагались рядом или недалеко от озера Лазенки и речки Лазенки. Дворец Станислава Августа находился на берегу озера и, следовательно, получил название «Дворец на воде» [8–10].

Мебель и картины во дворце выдержаны в классическом стиле. Над зданием доминирует аттик, поддерживаемый колоннами и украшенный статуями мифологических персонажей (рис. 8).



Рисунок 8. – Интерьер дворца в наши дни

Дворец расположен на искусственном острове в озере Лазенки и связан с остальной частью парка двумя аркадами мостов. Длинное озеро Лазенки делит дворец на две части: меньшую – северную; более крупную – южную.

Первый этаж дворца включает в себя: «Комнату Вакха»; королевские ванны; бальный зал; портретную галерею; «Комнату Соломона»; ротонду с фигурами польских королей; часовню. В картинной галерее хранились работы Рубенса и Рембрандта. Также на первом этаже находилась обеденная комната, знаменитая своими «Четверговыми обедами», когда Станислав Август Понятовский приглашал к себе видных деятелей искусств, писателей и политиков. План здания – Т-образный (рис. 9), как и дворец Умястовских (см. рис. 4), построенный позже.

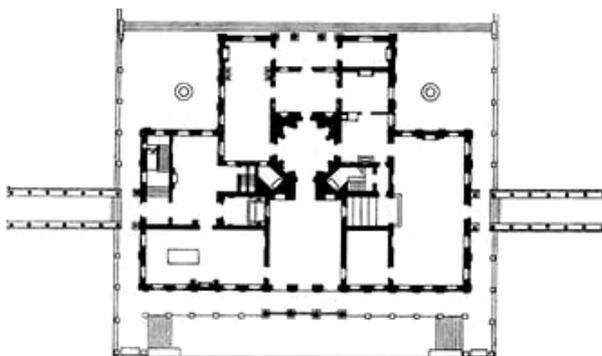


Рисунок 9. – План дворца Лазенки

На втором этаже расположены королевские апартаменты, ещё одна картинная галерея, балкон, королевский кабинет, королевские спальни и гардероб, офицерская комната. Дворец на воде был сожжён в результате Варшавского восстания 1944 года, но планы немцев по подрыву здания не были осуществлены. Дворец и парк были восстановлены в течение нескольких лет после Второй мировой войны.

Лазенки сегодня выполняют разнородные функции – это музейное подразделение, место событий культурного, научного, развлекательного характера, а также любимое место прогулок. Уже более 50 лет у подножия самого известного в мире памятника Фредерику Шопену в летний период по субботам и воскресеньям проходят бесплатные фортепьянные концерты.

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

Изучение памятников архитектуры позволило сделать следующие *выводы*:

- необходимо исследовать историческое и архитектурное наследие страны;
- охранять и реставрировать сооружения с целью их дальнейшего использования;

- проводить реставрационные работы в полном объеме;
- использовать современные способы реставрации для максимальной сохранности исторических объектов.

За последние десятилетия в Беларуси восстановлено немало архитектурных памятников разных эпох, но в маленьких городках и местечках еще много неизвестных, неизученных и, как следствие, невосстановленных архитектурных жемчужин. Думается, со временем будут изысканы средства и возможности для реставрации каждого объекта, заслуживающего внимания ученых, туристов.

Проведенный анализ усадебно-паркового комплекса Умястовских в Гродненской области и дворцово-паркового комплекса Лазенки в Варшаве показал, что сегодня Лазенки не нуждаются в реконструкции и реставрации, в отличие от усадьбы Умястовских. Так исторически сложилось, что усадьба практически потеряла свой аутентичный интерьер, даже планировку, но некоторые здания остались в неплохом состоянии, однако многие из объектов, располагающиеся на этой усадьбе, следует восстанавливать.

В связи с этим предлагается при восстановлении усадебно-паркового комплекса Умястовских в деревне Жемыславль Гродненской области максимально сохранить его исторический облик, включая здания и сооружения, парковые композиции, водные системы во взаимосвязи с природным окружением. После восстановления создать условия для свободного доступа к усадьбе как памятнику истории и культуры. Можно также использовать историческую усадьбу как культурно-туристический объект. Первоочередные задачи – восстановление старинного парка, ограничение хозяйственной деятельности и застройки на территории усадьбы.

Таким образом, исходя из вышесказанного, разработка программы реконструкции и реставрации усадьбы Умястовских представляется актуальной и требующей реализации.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гаранович, И.М. Проблемы сохранения и перспективы использования старинных парков Беларуси [Электронный ресурс] / И.М. Гаранович ; Центральный ботанический сад НАН Беларуси, г. Минск, Беларусь. – Режим доступа: <http://www.pandia.ru/text/77/152>.
2. Сычева, А.В. Ландшафтная архитектура / А.В. Сычева. – М. : АСТ, 2007. – 82 с.
3. Пейзажный парк [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org/wiki>.
4. Потаев, Г. Ревитализация исторических усадеб как культурно-туристских объектов [Электронный ресурс] / Г. Потаев, Н. Власюк. – Режим доступа: <http://ais.by/story>.
5. Гаранович, И.М. Проблемы сохранения и перспективы использования старинных парков Беларуси [Электронный ресурс] / И.М. Гаранович, С.Е. Булыко, М.Н. Рудевич. – Режим доступа: <http://www.pandia.ru/text/77/152>.
6. Усадьба Умястовских д. Жемыславль [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://caves.by/phpBB3/viewtopic.php?f=14&t=66>.
7. Усадьба Умястовских Ивьевский район, Гродненская область [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://planetabelarus.by/sights/970-ive/1908-usadba-umyastovskikh-v-zhemyslavle>.
8. Варшава. Лазенки [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.warszawa.ru/lazenki.html>.
9. Королевский парк Лазенки в Варшаве [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://livetrips.by/2016/07/park-lazenki-warszawa.html>.
10. Достопримечательности Варшавы [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.awaytravel.ru/content>.

Поступила 05.12.2016

UMIASTOWSKIS PLACE IN GRODNO REGION AND LAZIENKI PALACE IN WARSAW

R. PLATONOVA, E. ZAHAVAY

The problems of preservation and use of historic palace and park, homestead and park, garden and park complexes, places of worship in the Republic of Belarus. On the basis of architectural and stylistic and compositional analyzes of Umiastowskis place and Lazienki Palace in Warsaw, bibliographic research, the authors have established that the architectural heritage of Umiastowskis is in need of renovation and restoration.

Keywords: *Palace and Park complexes, the manor house, and architectural-compositional analysis, reconstruction, restoration.*

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

УДК 624.012.4:666.972.165

ЭЛЕКТРОПРОВОДЯЩИЕ ЗОНЫ В БЕТОННОЙ СМЕСИ И МЕХАНИЗМ ЭЛЕКТРОАКТИВАЦИИ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ

канд. техн. наук, доц. А.П. ШВЕДОВ
(Полоцкий государственный университет)

Исследуется вопрос повышения прочности бетона широко используемым воздействием на бетонные смеси различных полей, особенно электрических. Анализируются параметры электрического поля и характер его изменения, правильный выбор которых приводит к достижению максимальных результатов по подвижности бетонной смеси, а также прочности изделий из неё. Рассмотрено взаимодействие электрического поля с ионами в водоцементной среде. Показано взаимодействие электрического поля с образующимися в процессе гидратации ионами. Выполнены расчёты, раскрывающие механизм воздействия сил электрического поля на процессы, протекающие в начальный период взаимодействия цемента с водой.

Ключевые слова: бетонные смеси, прочность, водоцементная среда, электроактивация, межзёрненное пространство, процесс гидратации цемента.

Твердение бетонов – сложный химико-физический процесс. Типичными реакциями при этом являются реакции гидратации, протекающие с присоединением воды. Каждый минерал портландцемента, реагируя с водой, дает различные соединения. На первой стадии происходит разрушение молекулярной структуры частиц твердых веществ, разупорядочение движения молекул, распад системы на ионы.

Регулировать процесс структурообразования цементных композитов можно посредством применения различных технологических приемов. Один из них – активация твердения вяжущих – основан на взаимодействии компонентов обрабатываемых бетонных смесей с электрическим или магнитным полем различных характеристик и интенсивности. Анализ отечественного и зарубежного опыта показывает [1], что эффективно управлять процессами гидратации и структурообразования цементных композиций целесообразно на самых ранних стадиях взаимодействия цемента с водой. При этом активирование системы «цемент – вода» особенно эффективно проводить путем воздействия на её компоненты с наиболее структурно-чувствительной характеристикой в физико-химическом плане. Возможность регулирования параметров электрообработки, таких как напряженность поля, плотность тока, продолжительность обработки, позволяет управлять твердением и физико-механическими свойствами вяжущих материалов.

Основная часть. В бетонной смеси, находящейся между электродами, расположенными на расстоянии l друг от друга, к которым приложено переменное электрическое поле, ионы, образующиеся в результате реакций цемента с водой, в момент подачи поля получают ускорение, и их перемещение будет описываться следующим уравнением [2]:

$$m_i \cdot a_i = q_i \cdot \text{grad}U_y - \frac{q_i^2 \sqrt{\frac{\sum_i z_i^2 e_0^2 n_i e^{\frac{z_i e_0 \psi}{RT}}}{RT}}}{8\pi \epsilon \epsilon_0 RT \sqrt{\epsilon \epsilon_0 kT}} - q_i \frac{\psi_0 \left(1 - e^{-2ZF_i \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}} \right)}{Z}, \quad (1)$$

где m_i – масса иона, кг; a_i – ускорение, получаемое ионом в момент подачи электрического поля, м/с²; q_i – заряд иона, Кл; $\text{grad}U_y$ – градиент напряжённости прилагаемого электрического поля, В/м; ϵ – относительная диэлектрическая проницаемость; ϵ_0 – электрическая постоянная $8,85 \cdot 10^{-12}$, Ф/м; k – константа Больцмана ($k = 1,38 \cdot 10^{-23}$ Дж/К); T – температура раствора, К; n_i – локальная концентрация; z_i – валентность иона; e_0 – заряд электрона, Кл; C_∞ – концентрация раствора, г-моль/л; Z – расстояние от поверхности цементной частицы до иона, находящегося в движении под действием электрического поля, в диффузном слое, м; ψ – электрический потенциал в точке нахождения перемещающегося в электрическом поле иона; ψ_0 – электрический потенциал на поверхности цементной частицы, В; R – газовая постоянная.

В результате возникающего периодического механического воздействия, создаваемого переменным электрическим полем, в установившемся режиме ионы и заряженные зерна заполнителя будут совершать вынужденные гармонические колебания с амплитудой, в соответствии с [3] равной

$$A(\omega) = \frac{q_0 E_0}{m \sqrt{(\omega_0^2 - \omega^2) + \frac{\eta^2 \omega^2}{m^2}}}, \quad (2)$$

где ω – круговая частота, с^{-1} ; η – коэффициент сопротивления среды (вязкость растворителя), Па·с.

Подвижность ионов можно определить на основе зависимости, приведенной в работе [4]:

$$\mu = c \cdot D = c \cdot \exp \left\{ -2 / h \sqrt{(2m_i (\Delta U - kT)) \cdot \Delta x} \right\}, \quad (3)$$

где $c = \text{const}$; D – вероятность (средняя) перехода через потенциальный барьер; ΔU – высота потенциального барьера (средняя); kT – энергия иона; Δx – ширина потенциального барьера (взята на уровне атомных расстояний: $\Delta x = 10^{-10}$ м); h – постоянная Планка.

В работе [4] также отмечается, что при температуре $+20$ °С вероятность (средняя) перехода через потенциальный барьер составляет $D = 0,4 \cdot 10^{-5}$, но она определяет диффузию ионов, оказывает решающее влияние на величину электропроводности и вносит свой вклад в скорость кристаллизации цемента (которая происходит в пространственных пределах образца от нанометра до микрометра).

Как показывает расчёт [2], при наложении электрического поля с $\text{grad} U_y$, равным 600 В/м, ускорение могут получить только ионы, находящиеся на расстоянии $2 \cdot 10^{-7}$ м и более, а это плёнки связанной воды (куда входит и диффузный слой). Это означает, что ионы, находящиеся на расстоянии $2 \cdot 10^{-7}$ м и менее, не могут под действием сил электрического поля удаляться от обладающих зарядом цементных зёрен. В таком случае они смогут перемещаться только в пределах эквипотенциальных поверхностей до момента получения энергии от электрического поля, необходимой для нахождения на более удалённой от цементного зерна эквипотенциальной поверхности.

Для перевода и поддержания вынужденных колебаний на более удалённой эквипотенциальной поверхности в системе с вязким трением должна быть затрачена определённая мощность – мощность потерь, так как она расходуется на преодоление сил сопротивления среды при колебаниях частиц и в конечном счёте превращается в тепло.

Средняя мощность потерь P_{II} в цементной системе объёмом V и расстоянием между электродами l определяется по следующей формуле:

$$P_{II} = \frac{nrq^2 U_0 \omega^2 V}{2m^2 l^2 \left[(\omega_0^2 - \omega^2) + \frac{\eta^2 \omega^2}{m^2} \right]}. \quad (4)$$

Как видно, поглощение энергии будет иметь резонансный характер, а её величина достигнет максимального значения при круговой частоте $\omega \approx \omega_0$.

Отсюда следует, что для проведения электроактивации путём перемещения ионов с менее удалённой на более удалённую от поверхности цементных частиц эквипотенциальную поверхность или разрушения дефектных структур необходима энергия электрического поля определённого режима и с определённой частотой.

Для определения эквипотенциальных поверхностей, т.е. расстояния от цементного зерна до поверхностей с ионами, необходимо определить расстояние между ионами.

Согласно [5], концентрация ионов в диффузном слое сольватной оболочки будет равна:

$$C_k = C_{\infty} e^{\frac{z_k F_a \psi}{RT}}; \quad (5)$$

$$C_a = 2C_{\infty} e^{-\frac{z_a F_a \psi}{RT}}, \quad (6)$$

где C_k и C_a – соответственно концентрация катионов и анионов, $\text{г} \cdot \text{ион}/\text{м}^3$; z_k и z_a – валентность катионов и анионов соответственно.

С учётом значения ψ [2] имеем:

$$C_k = C_\infty e^{\frac{z_k F_a}{RT} \psi_0} e^{-2z F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}; \quad (7)$$

$$C_a = 2C_\infty e^{-\frac{z_k F_a}{RT} \psi_0} e^{-2z F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}. \quad (8)$$

По величине радиуса цементной частицы и расстоянию Z от неё до эквипотенциальной поверхности определяем

$$S_{\text{эк}} = 4\pi(R_{\text{част.}} + Z)^2, \quad (9)$$

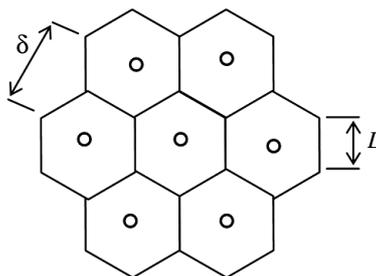
где $S_{\text{эк}}$ – площадь эквипотенциальной поверхности, м^2 ; $R_{\text{част.}}$ – радиус цементной частицы, м .

Ионы равномерно распределены на эквипотенциальной поверхности, расстояния между ними равны, как и силы взаимодействия, поэтому они находятся в равновесном состоянии. В этом случае на каждый ион приходится одинаковая площадь эквипотенциальной поверхности

$$S_i = \frac{S_{\text{эк}}}{\kappa}, \quad (10)$$

где S_i – площадь, приходящаяся на один ион, м^2 ; κ – количество ионов на эквипотенциальной поверхности.

Ионы на эквипотенциальных поверхностях должны располагаться на равных расстояниях друг от друга, что возможно при их расположении в центре шестиугольников, на которые условно разделим эквипотенциальную поверхность (рисунок).



**Расположение ионов
на эквипотенциальных поверхностях**

Площадь шестиугольника, в центре которого находится ион, равна

$$S_i = 1,5 \cdot L^2, \quad (11)$$

где L – длина сторон шестиугольников, в центре которых находятся ионы (см. рисунок).

Как видно из рисунка, расстояние между ионами составит

$$\delta = 2 \cdot L \cdot \sin 60^\circ. \quad (12)$$

Количество ионов на эквипотенциальной поверхности (n) можно найти из условия, что $1 \text{ г-ион}/\text{м}^2$ – это $6,02 \cdot 10^{23}$ ионов, поэтому на эквипотенциальной поверхности

$$n = C_{\kappa(a)} 6,02 \cdot 10^{23} \cdot S_{\text{эк}} = C_{\kappa(a)} 6,02 \cdot 10^{23} \cdot 4\pi (R_{\text{част.}} + Z)^2. \quad (13)$$

С учётом (7) и (8)

$$n_k = C_\infty 6,02 \cdot 10^{23} 4\pi (R_{\text{част.}} + Z)^2 e^{\frac{z_k F_a}{RT} \psi_0} e^{-2z F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}; \quad (14)$$

$$n_a = C_\infty 6,02 \cdot 10^{23} 4\pi (R_{\text{част.}} + Z)^2 e^{-\frac{z_k F_a}{RT} \psi_0} e^{-2z F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}. \quad (15)$$

С учётом приведенных выше зависимостей определяем расстояние на эквипотенциальных поверхностях между заряженными ионами:

$$\delta_k = 2\text{Sin}60^\circ \sqrt{\frac{1}{1,5C_\infty \cdot 6,02 \cdot 10^{23} e^{-\frac{z_k F_a \psi_0}{RT}} e^{-2z_k F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}}}; \quad (16)$$

$$\delta_a = 2\text{Sin}60^\circ \sqrt{\frac{1}{3C_\infty \cdot 6,02 \cdot 10^{23} e^{-\frac{z_a F_a \psi_0}{RT}} e^{-2z_a F_a} \sqrt{\frac{6\pi C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}}}. \quad (17)$$

В соответствии с законом Кулона одноимённые заряды на эквипотенциальной поверхности отталкиваются друг от друга с силой, равной

$$F_k = \frac{q_1 q_2}{4\pi \epsilon \epsilon_0 \delta^2}. \quad (18)$$

При наложении электрического поля в случае, если сила, действующая на ион в электрическом поле, превысит кулоновскую силу отталкивания, ионы могут сближаться друг с другом. При равенстве этих сил они будут находиться в положении равновесия.

Приравняв кулоновскую силу отталкивания и силу, действующую на ион, находящийся в электрическом поле, получаем

$$q_i \text{grad} U_y = \frac{q_1 q_2}{4\pi \epsilon \epsilon_0 \delta^2}. \quad (19)$$

Так как рассматриваются одноимённые ионы, то их заряды равны, а расстояние между ними

$$\delta = \sqrt{\frac{q}{4\pi \epsilon \epsilon_0 \cdot \text{grad} U_y}}. \quad (20)$$

Расстояние между ионами, представленное в (20), определяется на момент равновесного состояния, т.е. силы, действующие на ионы в электрическом поле, равны силам электростатического отталкивания. Поэтому для определения расстояний между ионами можно использовать выражения (16) и (17).

Находим расстояние Z до эквипотенциальных поверхностей, на которых электрическое поле определённой напряжённости будет приводить в движение находящиеся на них ионы:

$$(Z)_k = -\frac{\ln\left(\frac{RT}{z_k F_a} \psi_0 \ln \frac{12\pi \epsilon \epsilon_0 \cdot \text{grad} U_y}{2,03 \cdot 10^{23} q_k C_\infty}\right)}{2F_a \sqrt{\frac{65C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}}; \quad (21)$$

$$(Z)_a = -\frac{\ln\left(-\frac{RT}{z_a F_a} \psi_0 \ln \frac{12\pi \epsilon \epsilon_0 \text{grad} U_y}{18,06 \cdot q_a C_\infty}\right)}{2F_a \sqrt{\frac{65C_\infty}{\epsilon \epsilon_0 RT}}}. \quad (22)$$

Расчёт с использованием зависимости (20) показывает, что градиент напряжения, необходимый для приведения в движение ионов (катионов), находящихся на границе диффузного слоя, должен иметь значение, равное $1,35 \cdot 10^{13}$ В/м, а для анионов – $2,37 \cdot 10^{10}$ В/м. Такие величины напряжённости электрического поля в практике производства работ не используются. Не используются такие величины напряжённости и при различных методах электроактивации.

При использовании меньших величин напряжённости силы электрического поля будут воздействовать только на ионы, находящиеся в межзёрненном пространстве. Или на более поздних стадиях процесса твердения, когда заряд цементной частицы уменьшится, носителями электричества, возмож-

но, смогут стать и ионы, расположенные ближе к поверхности цементной частицы. Но до начала схватывания в процессе электропроводности будут участвовать ионы, находящиеся в межзёрненном пространстве. Так как при неравновесном нелинейном процессе выделение новообразований происходит в этой зоне [5], то электрическое поле определённых параметров и режимов сможет влиять на процессы, протекающие в межзёрненном пространстве до начала схватывания, то есть активизировать эти процессы.

Заключение. Бетонная смесь, в отличие от традиционных растворов электролитов, содержит цементные зерна, которые при взаимодействии цемента с водой получают постоянный по знаку, но переменный по величине электрический заряд. Величина заряда изменяется во времени и изменяет характер электрического поля, прикладываемого к бетонной смеси извне. Причём в переносе энергии электрического поля принимают участие только те ионы, которые находятся на определённом расстоянии от цементной частицы. Это расстояние в процессе взаимодействия цемента с водой постоянно изменяется. Изменения происходят и во времени, и в пространстве, поэтому их необходимо учитывать в процессах, связанных с использованием электрической энергии для регулирования процессов, происходящих в бетонной смеси в период твердения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Заяханов, М.Е. Повышение эффективности вяжущих и бетонов электромагнитной активацией : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.05 / М.Е. Заяханов ; Вост.-сиб. гос. технол. ун-т. – Улан-Удэ, 2004. – 38 с.
2. Шведов, А.П. Параметры электрического поля, используемые при электроактивации цементных систем / А.П. Шведов // Сб. ст. по материалам Междунар. науч.-техн. конф., посв. 100-летию со дня рождения И.Н. Ахвердова и С.С. Атаева, Минск, 2016 г. – Минск, 2016. – С. 248–252.
3. О влиянии обработки пенобетонной смеси переменным электрическим полем на свойства пенобетона [Электронный ресурс] / Е.М. Щербань [и др.] // Современные проблемы науки и образования. – 2012. – № 1.
4. Галанов, Е.К. Исследование электропроводности цемента М400 в процессе гидратации и кристаллизации / Е.К. Галанов, В.Я. Соловьёва // Изв. Петерб. гос. ун-та путей сообщ. – 2015. – Вып. 4. – С. 101–107.
5. Ахвердов, И.Н. Основы физики бетона / И.Н. Ахвердов. – М. : Стройиздат, 1981. – 465 с.

Поступила 07.10.2016

THE CONDUCTIVE ZONE IN THE CONCRETE MIX AND THE MECHANISM ELECTRIC ACTIVATION OF CEMENT SYSTEMS

A. SHVEDOV

To increase the strength of concrete widely used impact concrete mix of different fields, especially electric. The parameters of the electric field and the nature of its changes at their correct choice achieve maximum results on the mobility of the concrete mix and strength of products. This paper considers the interaction of electric field with charged ions in water environment. The proposed explanations of the interaction of electric fields generated in the hydration process of ions. Calculations explaining the mechanism of action of the force of the electric field on the processes occurring in the initial period of interaction of cement with water.

Keywords: concrete mixture, strength, water cement environment, electroactivity, intergranular space of the hydration process of cement.

УДК 691.32

ВЛИЯНИЕ ПЛАСТИФИЦИРУЮЩИХ ДОБАВОК НА СВОЙСТВА РАСШИРЯЮЩИХСЯ ЦЕМЕНТНЫХ СИСТЕМ

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

Представлены результаты опытных исследований влияния пластифицирующих добавок на прочностные характеристики и собственные деформации расширяющихся цементных систем. Исследования проведены с целью выбора оптимальных пластификаторов для получения напрягающих бетонов или бетонов с компенсированной усадкой.

Ключевые слова: цементные системы, пластифицирующие добавки, прочностные характеристики, бетоны с компенсированной усадкой.

Введение. Развитие технологии цементных композитов привело к получению высококачественных бетонов [1; 2], но не избавило их от главного недостатка – усадки. Одним из наиболее перспективных направлений решения данной проблемы является применение бетонов на основе расширяющихся вяжущих. Высокие значения характеристик, присущие бетонам на расширяющихся вяжущих, позволили с успехом применять их в различных областях строительства. Особенно эффективно применение таких бетонов в конструкциях и сооружениях, к которым предъявляются повышенные требования по трещиностойкости, водонепроницаемости и долговечности [3].

В Республике Беларусь на протяжении ряда лет ведутся целенаправленные исследования расширяющихся и напрягающих цементов [4], бетонов и самоупрочненных конструкций.

Применение бетонов с высокими эксплуатационными качествами, которые помимо высоких прочностных показателей способны компенсировать усадочные деформации, возникающие в твердеющих цементных системах, и (или) развивать самоупрочнение, обязывает владеть механизмами управляемого структурообразования, в том числе с учетом влияния эффективных пластификаторов.

Механизмы взаимодействия в системе «цемент – пластификатор»¹

Процесс гидратации цемента – сложное комплексное физико-химическое явление. Несмотря на обширные экспериментально-теоретические исследования, до настоящего времени полностью не разъяснен. Проблема становится еще более сложной в случае, когда к исходному цементу дополнительно вводят химические добавки, а также мелко- и ультрадисперсные наполнители.

В работах [5–11] показано, что пластификаторы не только оказывают влияние на развитие процесса гидратации цементной системы, но и способны образовывать химические связи, или «встраиваться» в структуру продуктов гидратации, что приводит к модификации последних. Кроме того, в зависимости от типа пластификатора наблюдается их различная адсорбционная способность с цементами идентичного химического и минералогического состава. Наиболее выраженную адсорбционную способность к пластификаторам показывают алюминатные фазы клинкера C_3A , C_4AF . Вследствие того, что C_3A является клинкерной фазой, гидратация которой протекает наиболее активно в начале процесса, она, очевидно, выступает в качестве наиболее важной фазы при изучении взаимодействия «цемент – пластификатор». В связи с этим исследования пластифицирующих добавок в данной работе в основном выполнены на высокоалюминатных напрягающих цементах (НЦ), механизм расширения которых реализуется через образование этtringита.

Действие всех добавок-пластификаторов заключается в том, что они влияют на механизм гидратации и твердения цементного камня, модифицируя состав, механизм зародышеобразования и роста гидратных структур, физическую микроструктуру цементных систем, их физико-технические, технологические и эксплуатационные свойства. Очевидно, что обоснованный выбор пластификатора с соответствующей химической структурой обеспечит целенаправленное воздействие на механизм гидратации минеральных вяжущих веществ с целью придания цементным системам требуемых свойств.

Различные по своей гидrolитической активности минералы цементного клинкера образуют гидратные оболочки с существенно различающейся адсорбционной способностью, так что адсорбция молекулярных соединений пластификатора на поверхностях гидратированных зерен имеет ярко выраженный селективный характер. В первую очередь адсорбция происходит на гидратированных алюминатных фазах, при этом наблюдается укрупнение силикатных фаз. Это особенно пагубно сказывается на микроструктуре

¹ Здесь и далее по тексту под пластификатором подразумевается пластифицирующая добавка I группы по эффективности (коммерциализованное название супер- и гиперпластификатор).

бетона, получаемого с использованием высокоалюминатных (расширяющихся) цементов, содержащих до 40% алюминатной составляющей. При этом иногда возникают серьезные проблемы, связанные с замедлением схватывания, так как пластификатор, адсорбируясь на поверхности частиц цемента, препятствует их растворению и гидратации.

Если при использовании традиционных поверхностно-активных веществ (ПАВ) диспергация частиц обусловлена силами электростатического характера, оцениваемыми ζ -потенциалом, то применение длинных полимерных цепей создает условия отталкивания, определяемые в большей степени геометрической структурой молекулы пластификатора. Исследования показали, что молекулы поликарбоксилатного пластификатора с длинными РЕО-цепями, адсорбируясь одним концом на поверхности частицы, располагаются вертикально к плоскости гидратирующей поверхности либо под углом к ней и могут изменять свое положение в области, имеющей форму обратного конуса (рис. 1). В этом случае адсорбционная площадь цементной частицы (посадочная площадка) меньше, поэтому она легче гидратируется, а следовательно, в меньшей степени способствует замедлению схватывания.

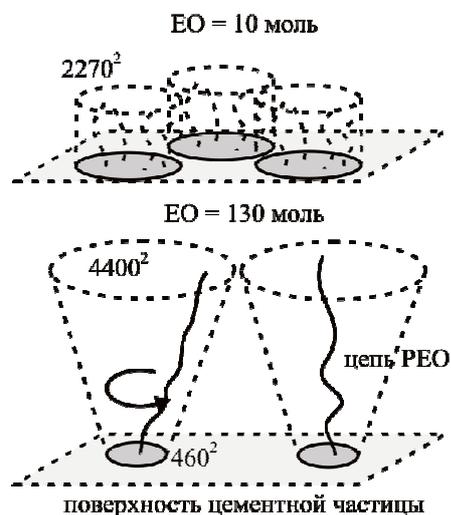
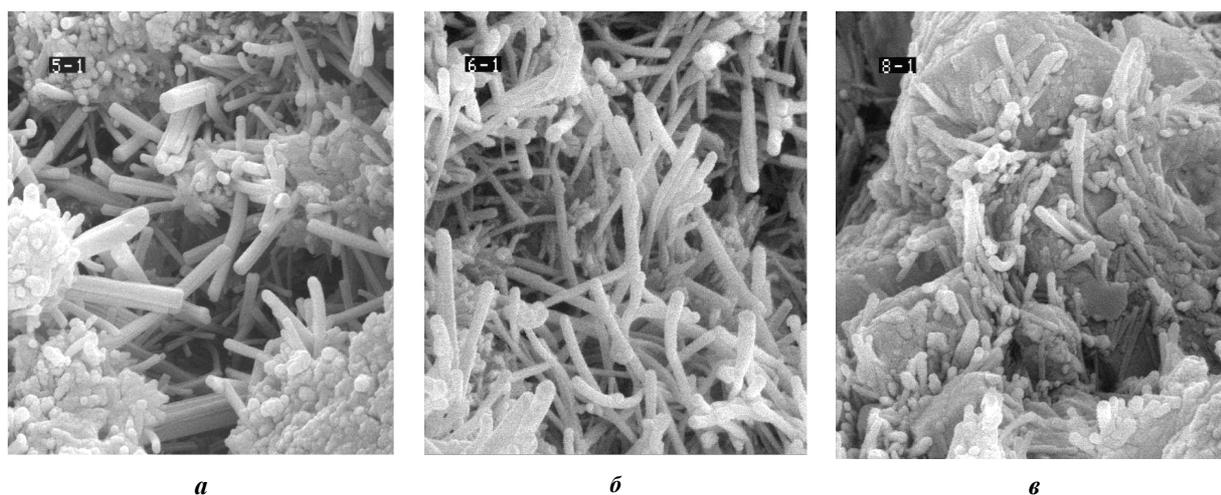


Рисунок 1. – Адсорбция пластификаторов с различной длиной цепи на поверхности цементной частицы

Напротив, с низкой молекулярной массой ПАВ адсорбируются на поверхности частиц плотнее и замедляют процессы гидратации, ограничивая растворение частиц.

Современные исследования свидетельствуют о том, что пластификатор не только адсорбируется на цементных частицах, но может встраиваться в гидратирующие алюминатные фазы [12]. Начальная быстрая адсорбция пластификатора приводит к изменению модификаций этtringита (рис. 2) [14]. При отсутствии пластификатора этtringит представлен главным образом иглоподобными кристаллами длиной около 10 мкм. При введении пластификатора размеры кристаллов уменьшаются (< 10 мкм) и их рост замедляется. Если удлинение сроков схватывания вызвано только снижением скорости растворения цементных частиц, нет причин для того, чтобы наблюдался какой-либо регресс в процессе кристаллизации этtringита и прекращалось его формирование. Наоборот, количество образующегося этtringита должно с течением времени медленно увеличиваться при растворении. Однако в реальности цементная паста медленно трансформируется в гель, который не содержит обычных типов этtringита [14]. Возможно, что в течение этого периода формирующиеся новообразования имеют включения из молекул пластификатора, и поэтому кристаллическая структура этtringита периодически разрушается (длинный кристалл игольчатой формы сформироваться не может, а все время распадается на более мелкие, или вообще не формируется).



a – образец из напрягающего цемента без пластификатора;
б – напрягающий цемент + пластификатор поликарбоксилатного типа (0,8% по массе);
в – напрягающий цемент + пластификатор на основе солей нафталинформальдегидных соединений (ПАВ) (0,6% по массе в пересчете на сухое вещество)

Рисунок 2. – Модификации этtringита при отсутствии (*a*) и введении (*б*, *в*) пластификатора [14]

Этtringит вновь начинает образовываться на пятые-седьмые сутки, что, скорее всего, связано с блокирующим эффектом пластификатора, который тормозил или полностью дезорганизовывал его рост и теперь больше не оказывает влияния. Отсюда возникает вопрос, что произошло с пластификатором по окончании пластифицирующего эффекта. Среди ряда гипотез о предположительном разрушении молекулярных соединений пластификатора щелочной средой поровой жидкости, формировании сложных органоминеральных гидратов, защемлении между контактирующими гидратными новообразованиями наиболее вероятным представляется все же разрушение высокомолекулярных соединений пластификатора. Что и подтверждается дальнейшим «классическим» ходом гидратации.

Существует достаточно тесное взаимодействие между соединениями пластификатора и формирующимися «зародышами» этtringита. Возможно, что «зародыши» этtringита – некое аморфоподобное (плохо закристаллизованное) вещество, хорошо потребляющее пластификатор [14]. Присутствие пластификатора привело к существенной модификации морфологии этtringита. Как следует из исследований [9; 13], кристаллы этtringита, рост которых происходит в присутствии пластификатора, имеют морфологию, совершенно отличную от традиционной. В присутствии пластификатора кристаллы этtringита представляют собой мелкие массивные образования, далекие по форме от иглоподобных.

В связи с существенной разницей «площадки посадки» пластификатора поверхностно-активного принципа действия и пластификатора с принципом действия, основанным на стерическом эффекте, наблюдаются и существенные различия на ранней стадии гидратации. Молекулы пластификатора адсорбируются не только на составляющих цементной системы, но также и на кристаллических зародышах первичных гидратов. Рост кристаллов этtringита приостанавливается (тормозится) так быстро, как только образуются их зародыши. При этом в дальнейшем иглоподобные кристаллы образовываться не могут, а наблюдается формирование в аморфоподобной пасте массивных кластеров мелкого этtringита. Однако когда блокирующее влияние пластификатора исчерпывается, кристаллы этtringита могут продолжать рост, приобретая обычную иглоподобную форму.

Экспериментальные исследования

Для проверки рабочей гипотезы о селективном действии пластификаторов на высокоалюминатные цементные системы апробирован ряд пластификаторов поликарбоксилатного типа с принципом действия, основанном на стерическом эффекте: ПК1²; ПК2; ПК3; ПК4.

Основная причина несовместимости пластификаторов на основе ПАВ с высокоалюминатными цементами состоит в высокой адсорбирующей способности алюминатной фазы цементного клинкера и адсорбционной активности пластификаторов. Но для сравнения в качестве базового пластификатора был выбран пластификатор поверхностно-активного типа ПАВ. В связи с тем, что первые четыре из перечисленных выше пластификаторов относятся к группе поликарбоксилатных, в некоторых экспериментальных исследованиях, прогнозируя схожесть эффектов, был исследован только Реламикс ПК.

Исследования проводились на образцах из цементно-песчаного раствора состава 1:1 (линейное расширение и самонапряжение) и 1:3 (прочностные показатели) [4]. Водоцементное отношение для базовых образцов на портландцементе и напрягающем цементе подбиралось исходя из условий достижения

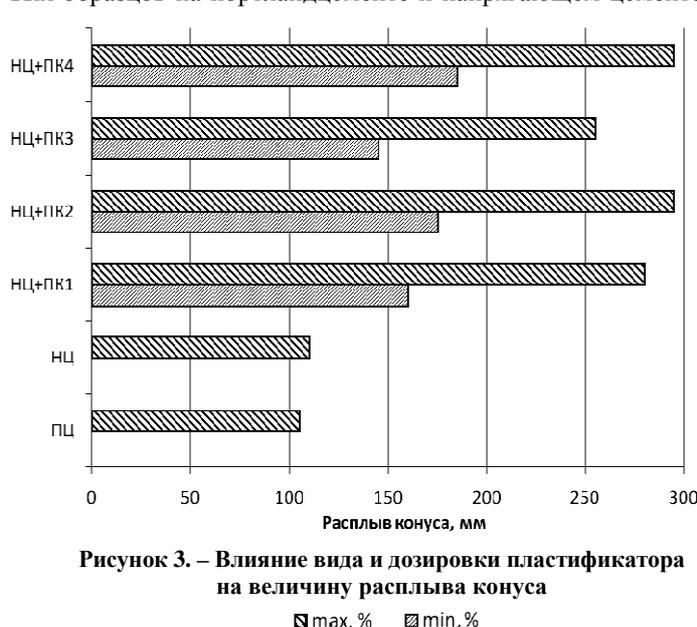


Рисунок 3. – Влияние вида и дозировки пластификатора на величину расплыва конуса

■ max, % ▨ min, %

стандартного расплыва конуса 106...115 мм. Соответственно, В/Ц для образцов на ПЦ составило 0,42; для образцов на НЦ – 0,44. Изменение расплыва конуса в зависимости от вводимого пластификатора и дозировки последнего (пластификаторы вводились в минимальном и максимальном рекомендуемом производителем количестве) показано на рисунке 3. Видим, что введение пластификаторов даже в минимально рекомендуемом количестве приводит к увеличению удобоукладываемости на 30...65% в зависимости от вида пластификатора, увеличение же дозировок до максимальных увеличивает показатели удобоукладываемости более чем в 2,5 раза. Следует отметить, что рекомендуемые различными производителями дозировки практически идентичны и находятся в пределах от 0,4% (min) до 2% (max),

² Во избежание рекламы продуктов, коммерческие названия скрыты под аббревиатурой ПК1...ПК4, ПАВ.

исключение составляет только ПКЗ (0,2% (min)...1% (max)). Однако при разнице в количестве вводимого пластификатора в 2 раза, разница в показателях пластичности находится в пределах 20%.

Собственные деформации

Количество расширяющейся добавки (РД) в НЦ подбиралось исходя из обеспечения максимального эффекта расширения. Поскольку в условиях строительства в основном используются цементы с долей расширяющейся добавки 15%, то для исследований был принят НЦ с 15% РД в его составе.

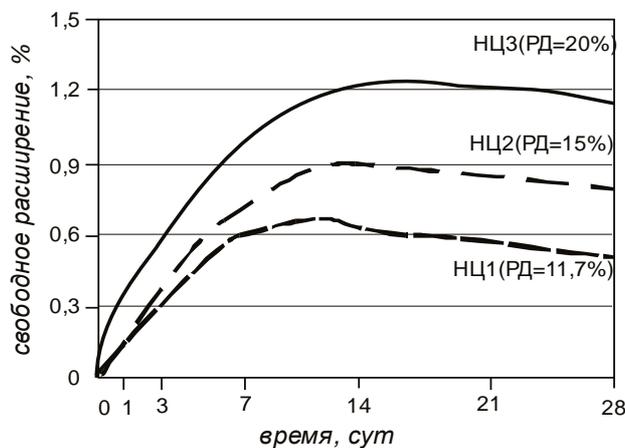


Рисунок 4. – Линейное расширение образцов, изготовленных из напрягающего цемента с различным количеством расширяющейся добавки

Добавки поликарбоксилатных пластификаторов более эффективны по сравнению с пластификаторами поверхностно-активного типа с точки зрения сохранения энергоактивности напрягающего цемента. Отклонение значений свободного линейного расширения и самонапряжения при использовании поликарбоксилатного пластификатора составляет порядка 10% (от значений в «бездобавочных» образцах), тогда как наличие ПАВ приводит к более чем 50%-й потере исходного энергетического потенциала вяжущего (рис. 5).

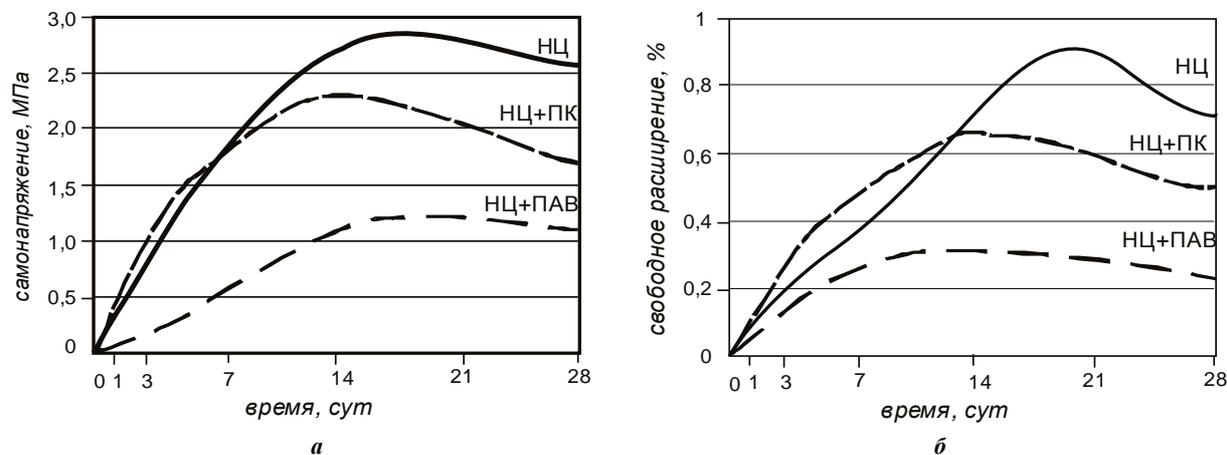


Рисунок 5. – Влияние пластификаторов ПК и ПАВ на самонапряжение (а) и свободное расширение (б) образцов, изготовленных на напрягающем цементе

Прочность

Кинетика набора прочности образцов, изготовленных с применением пластификаторов на основе поликарбоксилатов, предположительно указывает на изменение физико-химических процессов твердения и структурообразования цементного камня: начальная скорость набора прочности замедлена, однако конечные значения практически не отличаются, а в ряде случаев существенно превосходят значения базовых образцов (рис. 6). Такой эффект наблюдается как в расширяющихся системах с минимальным содержанием пластификатора, так и с максимальным. При этом рост прочности пропорционален дозировке вводимого пластификатора. Изменение кинетики набора прочности можно связывать с изменением растворимости исходных зерен портландцемента при замедлении образования оболочки С-S-H и преобладанием механизма кристаллизации из раствора. Вместе с тем кристаллизационный механизм твердения может быть обусловлен и наличием в системе поверхностно-активных веществ, которые спо-

собствуют диспергации цементной системы, что также усиливает растворимость некоторых минералов со смещением фронта кристаллизации в поровый раствор.

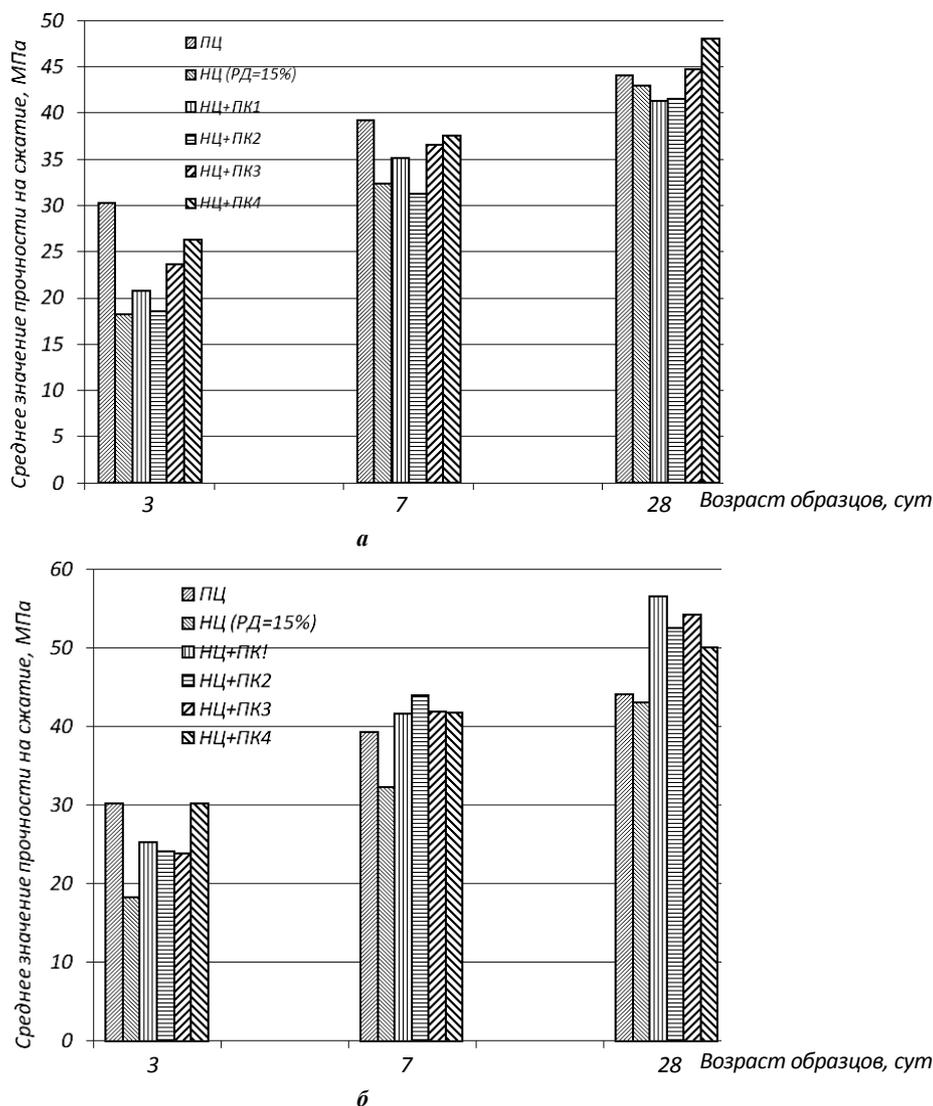


Рисунок 6. – Прочность на сжатие экспериментальных образцов при минимальных (а) и максимальных (б) дозировках исследуемых пластификаторов

В работе [14] показано, что снижение прочности при кристаллизации из раствора может быть обусловлено спонтанным неупорядоченным возникновением кристаллических контактов, а также образованием большого количества микрогеля без его последующего отвердевания. Согласно [14], улучшить прочностные характеристики таких систем можно, применяя повторную вибрацию, которая вызывает разрушение слабых первичных контактов и пространственную перегруппировку цементных частиц в более плотную и стабильную упаковку. Замедление набора прочности образцов в присутствии пластификаторов может быть также вызвано блокированием цементных частиц адсорбционными оболочками полимеров. С другой стороны, при наличии длинных полимерных цепей возможна реализация стерического эффекта, когда при минимальной посадочной площадке достигается стабильное диспергирование и при этом не блокируется поверхность частицы. Происходит свободное растворение частицы с односторонним движением растворенных ионов в поровый раствор, где при взаимодействии с другими продуктами растворения происходит кристаллизация гидратов.

Выводы

1. Кинетика набора прочности образцов, изготовленных с применением поликарбоксилатных пластификаторов, указывает на изменение физико-химических процессов твердения и структурообразования цементного камня: начальная скорость набора прочности замедлена, однако конечные значения практически не отличаются, а в ряде случаев существенно превосходят значения базовых образцов. Изменение кинетики набора прочности связано с изменением растворимости исходных зерен портландцемента при

замедлении образования оболочки C-S-H и преобладанием механизма кристаллизации из раствора. Эффект роста прочности возрастает с увеличением дозировок.

2. Поликарбоксилатные пластификаторы позволяют снизить деформации усадки либо повысить итоговые деформации расширения в расширяющихся цементных системах, что выгодно отличает их от пластификаторов поверхностно-активного действия, которые в силу своего блокирующего действия на зерна алюминатов препятствуют росту этtringита (основного источника расширения).

3. Что касается вариации в деформативно-прочностных и энергетических характеристиках расширяющихся систем, модифицированных пластификаторами поликарбоксилатного типа различных производителей, то можно констатировать, что колебания свойств незначительны, а эффект, оказываемый пластификаторами различных производителей, схож. Незначительные различия в характеристиках исследуемых составов можно отнести к статистическому шуму при проведении исследований.

4. Применение пластификаторов поликарбоксилатного типа позволит, получая смеси с заданными параметрами удобоукладываемости, в том числе самоуплотняющиеся, сохранить основные показатели энергоактивности напрягающих бетонов, такие как самоупругение или (и) деформации линейного расширения, что, бесспорно, раздвигает границы применения таких эффективных бетонов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Блещик, Н.П. Особенности и технические проблемы новых видов конструкционных бетонов / Н.П. Блещик // Строительная наука и техника : науч.-техн. журн. – Минск, 2005. – № 1. – С. 55–64.
2. Тур, В.В. Направления развития цементного бетона в третьем тысячелетии / В.В. Тур // Архитектура и строительство. – № 5, 6. – Минск, 2003.
3. Тур, В.В. Самонапряженный железобетон: исследования, опыт и перспективы применения / В.В. Тур // Строительная наука и техника : науч.-техн. журн. – Минск, 2005. – № 1. – С. 65–72.
4. Цемент напрягающий. Технические условия : СТБ 1335-2002. – Минск : Стройтехнорм, 2003. – 14 с.
5. Andersen, P.J. The effect of superplasticizer molecular weight on its adsorption on, and of cement / P.J. Andersen, M.D. Roy, J.M. Gaidis // Cement and Concrete Research. – 1988, 18(6). – P. 980–986.
6. Effect of the gypsum state in industrial cements on the action of superplasticizers / F. Basile [et al.] // Cement and Concrete Research. – 1987, 17. – P. 715–722.
7. Beaupré, D. Rheology of high performance shotcrete / D. Beaupré. – 1994, University of British Columbia (Canada).
8. Bensted, J. Effects of the clinker – gypsum temperature upon early hydration of Portland cement / J. Bensted // Cement and Concrete Research. – 1982, 12(3). – P. 341–348.
9. Tagnit-Hamou, A. Cement and superplasticizer compatibility / A. Tagnit-Hamou, P.C. Aitcin // World Cement. – 1993. – P. 38–42.
10. Bonen, D. The superplasticizer adsorption capacity of cement pastes, pore solution composition, and parameters affecting flow loss / D. Bonen, S.L. Sarkar // Cement and Concrete Research. – 1995, 25(7). – P. 1423–1434.
11. Bradley, G. Water soluble polymers: The relationship between structure, dispersing action, and rate of cement hydration / G. Bradley, M. Howarth // Cements, Concrete and Aggregates. – 1986, 8(2). – P. 68–75.
12. Brengel, K. Mixture optimization of HPC in view of autogenous shrinkage / K. Brengel, J. de Vries // Proc. 5th Int. Symp. on Utilization of High Strength / High Performance Concrete, Sandefjord (1999). – P. 1041–1050.
13. Uchikawa, H. Influence of kind and added timing of organic admixture on the composition, structure and property of fresh cement paste / H. Uchikawa, D. Sawaki, S. Hanehara // Cement and Concrete Research, 1995, 25(2). – P. 353–364.
14. Исследовать физико-химические и технические характеристики цементных бетонов, модифицированных сульфированным полимеризатом на основе нефтяной фракции C₉, для разработки отечественного пластификатора и провести расширенные производственные испытания : отчет о НИР (заключ.) / Брест. гос. техн. ун-т. – Брест, 2005. – 196 с. – ГПНИ 11, № гос. рег. 20023232.
15. Interaction between Portland cement hydrates and polynaphthalene sulfonates / V. Feron [et al.] // 5th CANMET/ACI International Conference on Superplasticizers and Other Chemical Admixtures in Concrete, 1997, Rome. – P. 225–248.

Поступила 02.12.2016

SUPERPLASTISIZERS INFLUENCE ON EXPANSIVE CEMENTITIOUS SYSTEMS PROPERTIES

I. PAULAVA

In article experiment researches results of influence different superplasticizers on strength properties and self strains of expansive cementitious systems are presented. Current efforts were spent with the purpose for destination of optimal superplasticizers for reception of self-stressing concrete or shrinkage-compensating concrete.

Keywords: cement system, a plasticizer, strength properties, concrete with compensated shrinkage.

УДК 666.97

НАПРАВЛЕНИЯ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ КАССЕТНОГО ПРОИЗВОДСТВА ПАНЕЛЕЙ КЖД

канд. техн. наук, доц. Л.М. ПАРФЁНОВА; Е.А. РАЗУЕВА
(Полоцкий государственный университет)

Рассматриваются вопросы, связанные с совершенствованием технологических процессов изготовления сборных железобетонных конструкций, повышением их качества. Выполнен обзор зарубежных кассетных форм производства. Отмечено, что использование оптимизированных конструкций кассетных форм позволяет получить внутренние стеновые панели с точными геометрическими размерами, требуемой категории бетонной поверхности, не нуждающейся в дополнительной доработке на строительной площадке. В ходе краткого анализа технологических параметров кассетного формования установлено высокое качество панелей КЖД, которое может быть достигнуто за счет рационального сочетания вибрационных и ударных колебаний и использования ударных импульсов на завершающей стадии бетонирования, применения самоуплотняющихся бетонных смесей с использованием пластификаторов I группы на основе поликарбонилатов. Отмечена необходимость соответствующего информационного обеспечения.

Ключевые слова: кассетное производство, самоуплотняющиеся бетонные смеси, пластификаторы, оптимизация, виброударное формование.

Введение. Мировая практика показывает, что интерес к сборному строительству растет. Опыт Германии, Китая, Италии, Финляндии, Франции, Чехии в этой отрасли строительства свидетельствует о его эффективности и востребованности. Германия (фирмы Weckenmann, EBAWE) производит ежегодно 32 млн. м³ сборного железобетона, Италия – порядка 40 млн. м³, Финляндия (Elematic) возводит из сборного железобетона 70% многоэтажных и 40% малоэтажных жилых домов. В стоимостном выражении на сборное строительство в Европе приходится 30% общего объема производства железобетона, или 150 млн. м³ [1]. Производство сборного железобетона в Российской Федерации составляет примерно 30 млн. м³ в год, для сравнения – в Республике Беларусь 3,35 млн. м³ [2].

Переход на сборный или сборно-монолитный железобетон во всем мире вызван следующими основными причинами: повышение производительности труда за счёт механизации и автоматизации производственных процессов; стационарное производство обеспечивает стабильность высокого качества продукции через организацию пооперационного контроля, исключение ручного труда; зимние условия определяют приоритетную роль строительства с применением сборного железобетона.

Современное панельное строительство зарекомендовало себя как технология, способная обеспечить требуемое количество бюджетного жилья при низкой стоимости и в короткие сроки возведения. Проекты современных серий панельных зданий позволяют возводить объекты более 20 этажей. Возводимое жилье отвечает требованиям качества, комфорта и безопасности. Улучшенная планировка квартир, большое количество вариантов их расположения, интересный и неординарный внешний вид, развитая внутренняя инфраструктура зданий позволяет успешно конкурировать с монолитно-каркасной технологией. В Республике Беларусь на крупнопанельное домостроение приходится 21,5% от общего объема жилищного строительства [3]. Это стало возможным благодаря существующей сети заводов ЖБИ и КЖД.

Большинство заводов Республики Беларусь использует кассетную технологию производства внутренних стеновых панелей. Актуальным для кассетной технологии является решение следующих задач: совершенствование технологических процессов изготовления сборных железобетонных конструкций; повышение их качества; снижение материалоемкости строительства; применение экономичных методов и режимов тепловой обработки железобетона; уменьшение вибрации технологического оборудования; разработка химико-технологических процессов получения материалов с заданными свойствами.

Современное оборудование для кассетной технологии. Особенностью кассетной технологии является формование изделий в вертикальном положении в стационарных разъемных металлических групповых формах-кассетах, т.е. укладка, уплотнение бетонной смеси, а также тепловлажностная обработка (ТВО) выполняется в узкой и высокой (щелеобразной) полости рабочих отсеков. В зависимости от материала, из которого изготовлены разделительные стенки, различают кассеты металлические, железобетонные и армоцементные. По конструкции разделительные стенки кассетных форм могут быть: гибкими – из металлических стальных листов толщиной 24 мм и армоцементных сплошных листов толщиной до 50 мм; жесткими – в виде пространственных металлических коробов либо железобетонных плит толщиной 100...120 мм [4].

Жесткие металлические полые стенки применяются при использовании их для тепловой обработки бетона и в качестве силовых стенок при натяжении арматуры, а также в том случае, когда формируемое

изделие имеет сложный профиль. Жесткие разделительные стенки требуют значительного расхода металла. Отмечается [4], что конструкция гибких разделительных стенок должна обеспечивать неизменность геометрических размеров изделий и эффективную передачу вибрации от вибраторов к бетонной смеси. Так как практически невозможно подать бетонную смесь равномерно во все формовочные отсеки, разделительные стенки испытывают значительное гидростатическое давление. Чтобы предотвратить изгиб стенок, на них устанавливают фиксирующие конусы, которые являются дополнительными опорами и обеспечивают точное проектное положение стенок при формовании изделий.

Кассетные опалубки, выпускаемые компанией Weckenmann (Германия), имеют традиционную, хорошо зарекомендовавшую себя, но значительно оптимизированную и заново переработанную конструкцию (рис. 1). Очевидные *преимущества*: возможно заполнение отдельных отсеков, надежная конструкция с запасом прочности с минимальными допусками на плоскостность; принцип обслуживания с пола цеха, обеспечивающий свободный доступ в пространство между раскрытыми щитами и легкую распалубку с использованием устройств с небольшой высотой подъема; использование специальных вибраторов с оптимизированной конструкцией для достижения высокого качества уплотнения бетона и безупречного внешнего вида поверхностей, без излишнего уровня шума и износа оборудования; система обогрева с использованием горячей воды или термомасла, обеспечивающая минимальную неравномерность распределения температуры на рабочей поверхности опалубки; гидравлическая стяжка опалубки с системой регулирования давления для обеспечения абсолютной герметичности [5].



**Рисунок 1. – Кассетные формы
фирмы Weckenmann Anlagentechnik GmbH (Германия)**

Новая разработка компании Weckenmann – мобильная кассетная опалубка, которая позволяет изготавливать стеновые железобетонные панели в непосредственной близости к стройплощадке.

Кассетная опалубка состоит из следующих элементов:

- жесткого центрального элемента;
- двух передвижных внешних щитов с простым в обслуживании электромеханическим приводом;
- нескольких (как правило, 18 шт.) передвижных промежуточных опалубочных щитов;
- вертикальных боковых и горизонтальных опорных опалубочных панелей в зависимости от толщины элемента. Их положение регулируется с учетом различных размеров элементов;
- интегрированных в стенки опалубки электрических вибраторов для уплотнения бетонной смеси, которые запитаны через частотный преобразователь, обеспечивающий бесступенчатое регулирование частоты вращения, что позволяет оптимизировать качество уплотнения и шумовые выбросы;
- нагревательного элемента, расположенного внутри опалубки для ускорения твердения бетона при сокращенном расходе энергии;
- гидравлического агрегата и двух гидравлических цилиндров для надежного и герметичного закрытия опалубки [6].

Техническое решение предусматривает монтаж кассетной опалубки на специальном транспортном средстве в форме полуприцепа, который можно комбинировать с обычным тягачом. Полуприцеп служит для транспортировки сердечника и внешней опалубки. Центральная опалубка и другие компоненты кассетной опалубки (например, система управления, нагревательные элементы и гидравлический агрегат) неподвижно закреплены на полуприцепе. Дополнительные рабочие платформы, доборная опалубка и прочие малоформатные комплектующие доставляются на стройплощадки обычными грузовиками [7].

Первые две установки были поставлены в 2015 году на два крупных строительных предприятия в Сингапуре. Отмечается [8] перспективность использования мобильной кассетной опалубки в городе с населением почти 5,5 млн человек, в котором ведется активное строительство и практически нет места для промышленных зон для стационарного выпуска железобетонных изделий.

Фирма EBAWE Anlagentechnik GmbH (Германия) предлагает кассетные формы (рис. 2), состоящие из промежуточных стенок, между которыми одновременно возможно формование нескольких бетонных элементов. Количество промежуточных стенок определяет при этом количество заливочных отсеков – оно изменяется в зависимости от требуемой производительности. Упорные стенки со встроенной гидравликой определяют положение пакетов промежуточных стенок. В процессе изготовления они обжимают весь этот пакет. Вибраторы на промежуточных стенках обеспечивают эффективное уплотнение свежеуложенного бетона. Кассетные формы могут быть разных размеров, иметь различное число заливочных отсеков, а также быть одинарными или двойными [9].



Рисунок 2. – Кассетные формы
фирмы EBAWE Anlagentechnik GmbH (Германия)

Ведущим поставщиком оборудования для производства сборной железобетонной продукции в странах СНГ, Балтики и Западной Европы является *Elematic* (Финляндия). Компания выпускает технологические линии для производства большого объема и широкого ассортимента сборных железобетонных изделий [10]. Технологические линии PRO и EDGE включают кассетные установки для изготовления сплошных стеновых панелей и плит. Кассетная установка может быть одно- или двухсторонней. Обе стороны кассеты могут использоваться независимо друг от друга. Технические характеристики технологических линий представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Технические характеристики технологических линий фирмы Elematic Oyj (Финляндия)

Наименование показателя	Технологическая линия PRO	Технологическая линия EDGE
Теоретическая производительность	680...1200 м ² в день (одна формовка)	1600...3024 м ² в день (одна формовка)
Количество рабочих	12...20	30...35
Производственная площадь	2800 м ²	9000 м ²
Земельная площадь	45000 м ²	70000 м ²
Количество поддонов	20...30	40...60
Типичный размер поддона	3,8 × 9,0 м	4,0 × 10,0 м

В 2013 году финская компания Elematic выиграла тендер на поставку технологического оборудования заводу КЖД ОАО «Строительно-монтажный трест № 16».

Реализация инвестиционного проекта «Реконструкция и модернизация производства крупнопанельного домостроения ОАО «Строительно-монтажный трест № 16» позволило предприятию осуществлять выпуск изделий модернизированной серии 90 до 100 000 м² жилья в год [11]. Благодаря внедрению новой технологической линии увеличилась производственная мощность завода КЖД, улучшилось качество продукции, снизились эксплуатационные издержки.

Технологические параметры кассетного формования. При формировании в кассетах стеновых железобетонных панелей сталкиваются со следующими технологическими проблемами: неравномерное распределение крупного заполнителя по вертикали, незаполнение растворной частью бетонной смеси углов (особенно в нижнем поясе кассеты), множество раковин на поверхности.

Использование стабилизирующих добавок и поверхностно-активных веществ не всегда позволяет полностью устранить вышеперечисленные дефекты [12].

Эффективные способы и режимы формования железобетонных изделий в вертикальном положении. Проблеме совершенствования и поиску новых эффективных способов формования посвящены работы таких авторов, как: Ю.Г. Граник, Ф.Г. Брауде, Б.В. Гусев, О.А. Савинов, Е.В. Лавринович [13–16]. Отмечается, что по степени универсальности наиболее предпочтительны *вибрационные способы*, а по эффекту уплотняемости – *ударные*. В своей работе Ю.Г. Граник впервые доказал технологическую возможность и эффективность виброударного способа формования в вертикальном положении широкой номенклатуры железобетонных изделий разных размеров. Формование железобетонных изделий высокого качества достигается за счет рационального сочетания вибрационных и ударных колебаний, при котором интенсивность вибрации, близкая к минимально необходимой для тиксотропного разжижения бетонной смеси (при амплитуде колебаний на уровне критической), и ударные колебания низкой частоты 3...5 Гц и большой амплитуды 3...10 мм при асимметричном характере их инерционных ускорений обеспечивают синергетический эффект их воздействия на бетонные смеси разной консистенции – от малоподвижных (3...6 см ОК) до жестких ($J = 20...30$ с). Также в ходе экспериментальной проверки было установлено, что высокое качество лицевых поверхностей изделий, в том числе с рельефной фактурой, достигается путем использования ударных импульсов на завершающей стадии бетонирования.

Установлено, что пористость поверхностей изделий при рекомендуемых режимах составляет 0,35...0,4%. В случае применения повторного ударного воздействия пористость изделий из тяжелого бетона может быть снижена до 0,15...0,2%, а из легкого – до 0,2...0,25%.

Эффективность использования низкочастотной вибрации и пластифицированных бетонных смесей при формировании железобетонных изделий заданного качества и повышенной однородности исследовалась К.В. Черных [17]. Автор изучил влияние технологических факторов (частоты, ускорения колебаний, времени вибрирования, подвижности, условий пластификации) на расслаиваемость бетонных смесей и прочность бетона. Перспективным, для подвижных смесей оказалось снижение частоты, ускорения и продолжительности вибровоздействий. Установлено, что для качественного уплотнения подвижных смесей при частоте вибрации 10...25 Гц целесообразно понижать предельные ускорения до 1...2 g. По сравнению с традиционной вибрацией эти значения в 2,5...5 раз ниже, что благоприятно влияет на нагрузки в узлах вибротехники, снижая тем самым их. В работе показано, что процесс уплотнения бетонных смесей повышенной подвижности при низкочастотных режимах вибрирования по сравнению со стандартным интенсифицируется во времени в 2,0...2,5 раза, расслаиваемость пластифицированных смесей повышенной подвижности снижается в 2...3 раза, однородность показателей поровой структуры и прочности бетона в 1,5...2,5 раза выше, чем при стандартном вибрировании [17].

Вибраторы, используемые для уплотнения бетонной смеси, – основной источник шума на заводах сборных железобетонных изделий. Регулярное и длительное использование вибраторов повышают риск травмирования персонала из-за постоянных высокочастотных шумов и механических вибраций. Избежать необходимости механической вибрации, увеличить срок службы бортоснастки, улучшить производственные условия и тем самым здоровье и безопасность работников позволяет введение в производство технологии самоуплотняющегося бетона (СУБ). Некоторые заводы сборных железобетонных изделий в Европе полностью перешли на технологию СУБ.

Самоуплотняющаяся бетонная смесь – это бетонная смесь, которая без воздействия внешних сил уплотнения (вибрирования) и самостоятельно под воздействием собственного веса течет, освобождается от воздуха и заполняет пространство между опалубкой сооружения и арматурными стержнями. В немецком языке самоуплотняющийся бетон получил сокращенное название SVB (selbstverdichtender Beton), в английском – SCC (self-compacting concrete), во французском – BAP (Béton autoplaçant) [18].

В соответствии с Европейским руководством по самоуплотняющемуся бетону [19] различают следующие классы самоуплотняющихся бетонных смесей:

- SF1–SF3 – классы по удобоукладываемости (консистенции), определяемые диаметром расплыва стандартного конуса;
- VS1–VS2 – классы по вязкости, определяемые по времени T500 (времени, необходимому для расплыва стандартного конуса бетонной смеси до диаметра 500 мм);
- VF1–VF2 – классы по вязкости, определяемые временем истечения через V-образную воронку;
- PA1–PA2 – классы по способности бетонной смеси преодолевать препятствия, определяемые способностью преодолевать сопротивление арматурных стержней в L-образном ящике;
- SR1–SR2 – классы по устойчивости к расслаиванию, определяемые при испытании бетонной смеси к расслаиванию с использованием сита.

При назначении класса самоуплотняющейся бетонной смеси для кассетного формования следует руководствоваться рекомендациями, приведенными в таблице 2.

Таблица 2. – Классификация бетонных смесей и требований к ним при выборе области применения самоуплотняющихся бетонов

Обозначение	Назначение и области применения самоуплотняющихся бетонов
<i>Высокоподвижная (Flowability Slump-flow) бетонная смесь</i>	
SF1 (от 550 до 650 мм)	Неармированные или низкоармированные бетонные конструкции: плиты перекрытий, трубопроводы, облицовки туннелей, фундаментов, сваи, плиты проезжей части
SF2 (от 660 до 750 мм)	Опоры, ростверки, балки пролетных строений, большинство обычных сооружений – колонны, стены
SF3 (от 760 до 850 мм)	Подпорные стенки, вертикальные элементы, густоармированные конструкции сложных форм, торкретирование, конструкции с высокими требованиями к качеству поверхности. Рекомендуется использовать СУБ с максимальным размером заполнителя 16 мм
<i>Вязкая (Viscosity) бетонная смесь</i>	
VS1/VF1 (вязкость менее 8 с)	Густоармированные конструкции и изделия, к которым предъявляются высокие требования по качеству поверхности
VS2/VF2 (вязкость от 9 до 25 с)	Конструкции и изделия с очень невысокими требованиями к качеству поверхности. Данная смесь имеет лучшую устойчивость к расслаиванию
<i>Легкоформуемая (Passing ability) бетонная смесь</i>	
PA1	Вертикальные сооружения, домостроение, конструкции, армированные с шагом от 80 до 100 мм
PA2	Инженерные сооружения, армированные с шагом от 60 до 80 мм
<i>Устойчивая к расслаиванию (Segregation resistance) бетонная смесь</i>	
SR1 (расслаиваемость не более 20%)	Высотные элементы, за исключением тонких балок, вертикальные сооружения, армированные с шагом до 80 мм. Максимальное расстояние растекания смеси менее 5 метров
SR2 (расслаиваемость не более 15%)	Стены и тонкостенные профили, армированные с шагом свыше 80 мм. Максимальное расстояние растекания смеси более 5 метров

Необходимым компонентом для изготовления самоуплотняющегося бетона служат суперпластифицирующие добавки на основе поликарбоксилатов. Данный тип добавок обеспечивает значительное снижение водоцементного отношения и заданное значение подвижности (распыла конуса) бетонной смеси, а также поддерживает эффект действия в течение времени, необходимого для её укладки.

На строительном рынке Республики Беларусь предлагают добавки для бетонов на основе поликарбоксилатов следующие предприятия: совместное Белорусско-Чешское предприятие «Стахема-М» (Стахемент-2000, Стахемент F Ж 35); ЧТПУП Полистройхим (Бетопласт Люкс, Бетопласт СБ, Бетопласт СМ, Бетопласт LC, Бетопласт LL, Бетопласт NL); компания BASF (GLENIUM ACE 430, GLENIUM 315); компания Sika (Sika ViscoCrete).

Информационное обеспечение. Зарубежный опыт показывает, что совершенствование заводского производства сборных железобетонных изделий невозможно без информационной поддержки и обмена опытом. На сайте «Немецкая ассоциация цементных заводов» [20] размещены материалы, посвященные составам, технологиям приготовления, укладки и выдерживания сборных бетонных и железобетонных конструкций. В Германии также издается журнал «Международное бетонное производство» [21], тематические рубрики которого посвящены инновационным технологиям в производстве сборного железобетона.

В Европе ежегодно проходит конференция IPHA (Международной ассоциации производителей преднапряженных пустотных элементов).

В частности, в 2016 году она проходила в Будапеште (Венгрия). Тема конференции связана с актуальной проблемой, в той или иной степени касающейся каждого производителя пустотных бетонных элементов: «Способы выживания в условиях экономической нестабильности и перемен».

В Индонезии в 2016 году прошла выставка, посвященная бетонной промышленности в этом регионе, Concrete Show Юго-Восточная Азия. В ней приняли участие более 200 компаний из 28 стран мира. В рамках выставки был открыт специализированный павильон для производителей и поставщиков химических добавок, а также прошло несколько семинаров и тренингов, посвященных практическому использованию добавок в бетон.

В октябре 2016 года состоялась Международная выставка сборных железобетонных технологий Technical Mission to Italy CSG Engineering, посвященная вопросам современного бетонного производства.

Выставка World of Concrete Европа пройдет 22–23 февраля 2017 года в Palais des Congres в Париже. Основная цель World of Concrete Европа – дать новый толчок развитию и создать благоприятные условия для плодотворного сотрудничества представителей бетонной промышленности.

Заключение. В современных экономических условиях панельное строительство успешно конкурирует с каркасными конструктивными схемами благодаря более низкой стоимости и сокращению сроков возведения зданий. В связи с этим определение направлений по совершенствованию технологических процессов кассетного производства панелей КПД, повышению их качества является актуальной задачей для заводов ЖБИ и КПД.

Исходя из анализа зарубежного опыта, получить внутренние стеновые панели с точными геометрическими размерами, должной категории бетонной поверхности, не требующей дополнительной доработки на строительной площадке, позволяет:

- *использование кассетных установок оптимизированных и модернизированных конструкций фирм: Weckenmann (Германия); EBAWE (Германия); Elematic (Финляндия).* Современные кассетные установки имеют надежную, герметичную конструкцию с гидравлической стяжкой опалубки и специальные вибраторы, обеспечивающие высокое качество уплотнения бетонной смеси и безупречный внешний вид поверхностей;

- *использование самоуплотняющихся бетонных смесей* класса по вязкости VS1/VF1 (вязкость менее 8 с), класса по формуемости PA1, класса по устойчивости к расслаиванию SR2, с применением пластификаторов I группы на основе поликарбоксилатов, увеличивающих подвижность без потери прочности, снижающих расход цемента, усиливающих однородность бетонной смеси и повышающих категорию бетонной поверхности.

Высокоразвитая индустрия производства сборного бетона и железобетона требует соответствующего информационного обеспечения. Участие в выставках и конференциях, издание журналов, специализирующихся на сборных железобетонных технологиях, позволят производителям ЖБИ (технологам и маркетологам), поставщикам и заказчикам, исследовательским центрам и университетам, представителям отраслевых ассоциаций ознакомиться с достижениями в области сборного железобетона, передовым опытом практического применения современных разработок, технологий и оборудования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михайлов, К.В. Сборный железобетон: история и перспективы / К.В. Михайлов, Ю.С. Волков // Строительные материалы. – 2006. – № 1. – С. 72.
2. Строительные материалы ЗАО «Инвестиционная компания «ЮНИТЕР» / Р. Осипов [и др.] // Строительные материалы. – 2015. – Март. – С. 30.
3. Пилипенко, В. Перспективы развития сборного железобетона в Беларуси / В. Пилипенко // Жилищное строительство. Архитектура и строительство. – 2010. – № 1 (212). – С. 45.
4. Мастерская своего дела / Технология бетонных и железобетонных изделий [Электронный ресурс]. – Александрия, 2006. – Режим доступа: <http://msd.com.ua/tehnologiya-betonnyx-i-zhelezobetonnyx-izdelii/obshhaya-karakteristika-kassetnogo-sposoba-proizvodstva>. – Дата доступа: 25.10.2016.
5. «Euro`ра» – новое слово в панельном домостроении / Д. Косяков [и др.] // ЖБИ и конструкции. – 2010. – № 3. – Р. 52–53.
6. МЖБИ Мобильный завод по производству железобетонных изделий, 2015 : каталог-справочник / сост. В. Шульц. – Кёльн, 2015. – 33 с.
7. Transportable precast factories in operation in Singapore // CPI – Concrete Plant International. – 2015. – №6. – Р.174–175.
8. Asian companies choose new production concept with mobile battery formwork // CPI – Concrete Plant International. – 2015. – № 2. – Р. 200–202.
9. Беларусь продолжает инвестировать в будущее – при помощи двух новых производственных линий фирмы Ebaawe КУП «Брестжилстрой» построит в будущем новые жилые комплексы / Д. Косяков [и др.] // ЖБИ и конструкции. – 2011. – № 2. – Р. 26–28.
10. Стеновые панели Acotec от Elematic: «антикризисная» технология строительства // ТЕХНОЛОГИИ БЕТОНОВ. – 2016. – № 9–10. – Р. 26–28.
11. Куртова, Н. НЕ СТОЯТЬ НА МЕСТЕ / Н. Дубовик // Знамя новостройки. – 2013. – 26 нояб. – С. 1.
12. Разуева, Е.А. К вопросу получения беспоровой поверхности плитных конструкций, изготовленных по кассетной технологии / Е.А. Разуева, В.В. Бозылев, Л.М. Парфенова // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 47–52.

13. Граник, Ю.Г. Технология виброударного формования бетонных и железобетонных изделий: дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.08 / Ю.Г. Граник. – М., 2001. – 313 л.
14. Низкочастотная виброударная установка для изготовления вентиляционных блоков / Ф.Г Брауде [и др.] // Строительные и дорожные машины. – 1974. – № 2.
15. Гусев, Б.В. Общие представления о физике процесса виброударного уплотнения бетонной смеси / Б.В. Гусев. – Вып. 30. – М. : НИИЖБ, 1977. – 197 с.
16. Савинов, О.А. Вибрационная техника уплотнения и формования бетонных смесей / О.А. Савинов, Е.В. Лавринович. – Л. : Стройиздат, 1986. – 279 с.
17. Черных, К.В. Изготовление крупноразмерных изделий с использованием вибрации низких частот и добавки суперпластификатора : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / К.В. Черных ; ГОССТРОЙ СССР ордена Трудового Красного Знамени Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона. – М., 2001. – 20 с.
18. Комаринский, М.В. Литые и самоуплотняющиеся бетонные смеси / М.В. Комаринский, С.И. Смирнов, Д.Е. Бурцева // Строительство уникальных зданий и сооружений ; С.-Петербург. политехн. ун-т Петра Великого. – 2015. – № 11. – С. 106–118.
19. Стандартизация в Российской Федерации. Стандарты организаций. Добавки на основе эфиров поликарбоксилатов для изготовления вибрационных и самоуплотняющихся бетонов : СТО 70386662-306-2012. – Введ. 27.05.13. – М. : Госстандарт : ООО «БАСФ Строительные системы» совместно с ОАО ЦНИИС и ОАО «МОСТОТРЕСТ», 2013. – 73 с.
20. Немецкая ассоциация цементных заводов [Электронный ресурс] / Verein Deutsche Zementwerke. – Берлин, 2017. – Режим доступа : www.vdz-online.de. – Дата доступа: 25.10.2016.
21. Международное Бетонное Производство [Электронный ресурс] / CPI – Concrete Plant International. – Берлин, 2013. – Режим доступа : <https://www.cpi-worldwide.com>. – Дата доступа: 25.10.2016.

Поступила 04.10.2016

AREAS OF IMPROVEMENT OF PANELES MOLDED BY TYPE TECHNOLOGIES

L. PARFENOVA, K. RAZUEVA

The article highlighted the need for addressing issues related to the improvement of technological processes of manufacture of precast concrete, to improve their quality. The review of foreign battery mould is given. It is noted that the use of optimized designs battery mould allows getting inside the wall panels with precise geometric dimensions, the required category of the concrete surface, which does not require additional processing on the construction site. During a brief analysis of the technological parameters of battery formation is established, that the high quality wall panels can be achieved by a rational combination of vibration and shock fluctuations and the use of shock pulses to the final stage of concreting, use of self-compacting concrete with plasticizers group I on the basis of polycarboxylates. The need to provide appropriate information is noted.

Keywords: cluster production, self-compacting concrete mix, plasticizers, optimization, vibro-molding.

УДК 691.87

МЕТОД МОДЕЛИРОВАНИЯ И ПРОТОТИПИРОВАНИЯ КАК ОДИН ИЗ НАИБОЛЕЕ АКТУАЛЬНЫХ, ОБЪЕКТИВНЫХ И НАДЕЖНЫХ МЕТОДОВ НАУЧНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ

*канд. техн. наук Д.Н. ШАБАНОВ; Е.А. ЗЯБКИН; Е.А. ТРАМБИЦКИЙ
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается возможность использования методики быстрого прототипирования методом 3D-печати на основе аддитивных технологий. Получено изделие из пластика по технологии производства трехмерных конструкций, позволяющее определить характеристики их напряженного и деформированного состояния, а также перейти к характеристикам натуральных изделий из стеклопластика, так как в перспективе модель может быть изготовлена как из пластика, так и стеклопластика. Сделан вывод о возможности применения стеклопластиковой арматуры в монолитных изделиях.

Ключевые слова: 3D-модель, моделирование, быстрое прототипирование.

Введение. Сегодня применение композитной арматуры в строительстве значительно расширилось и особенно актуально для сооружений, эксплуатируемых в агрессивных средах. Учитывая, что при армировании бетонных конструкций эффективное использование стеклопластиковой арматуры возможно только при выполнении предварительного напряжения стержней, особое значение приобретает периодический профиль арматуры, обеспечивающий совместную работу арматурных стержней и бетона [1]. Важной особенностью механического поведения структурно-неоднородных материалов под нагрузкой является закритическая стадия деформирования. Получили распространение численные методы моделирования, которые позволяют представить среду в виде системы дискретных элементов и рассматривать диссипативные процессы как многошаговые повреждения структуры модели. В случае конструкций, работающих в условиях статического нагружения, в процессе разрушения композитов можно выделить несколько этапов. На начальном этапе происходят зарождение и накопление повреждений. На следующем этапе – слияние отдельных зон накопления повреждений с образованием достаточно протяженного материала. При решении задачи прогнозирования прочности композита особое значение приобретает, во-первых, оценка условий, при которых начинается процесс активного накопления повреждений на начальном этапе разрушения, а во-вторых, оценка условий, при которых происходит переход от локализованного накопления повреждений к макроскопическому разрушению материала. Определение этих условий позволяет выделить три основных состояния композиционного материала, которые условно можно назвать исходным (неповрежденным), поврежденным и разрушенным [2].

Строительство монолитных армобетонных и непрерывно армированных конструкций. При строительстве армированных бетонных конструкций установку арматуры осуществляют: до начала бетонирования – в процессе подготовительных работ; в процессе бетонирования с помощью вибропогружателей. Во втором случае арматуру укладывают на предварительно распределенный нижний слой бетонной смеси. Распределение бетонной смеси в этом случае производят двумя распределителями. Непрерывно армированные бетонные конструкции представляют собой монолитные изделия, армированные непрерывной ненапрягаемой арматурой по всей длине изделия.

Основные преимущества непрерывно армированных конструкций – возможность комплексной механизации и автоматизации технологического процесса; монолитное перекрытие обеспечивает достаточную прочность, благодаря которой вся конструкция способна выдержать значительные нагрузки.

Замена стальной арматуры периодического профиля на стеклопластиковую периодического профиля для изделий различного назначения. В изгибаемых изделиях, например плитах перекрытий, арматуру из металла $\varnothing 12$ мм заменяют арматурой большего диаметра, равного 14 мм, из композитного материала. Что касается изделий, работающих на сжатие, например фундамента, то, наоборот, арматуру $\varnothing 8$ мм из стекловолокна заменяет арматурой $\varnothing 12$ мм марки А400.

Современные представления об использовании композитной арматуры получили широкий резонанс в применении её в конструкциях совместно с металлической. Заметим, что улучшенные физико-механические свойства композитной арматуры имеют более высокие показатели по сравнению с арматурой из металла. Такая арматура обладает высокой коррозионной устойчивостью в агрессивных средах (в химических растворах солей, щелочей и кислот). Для стеклопластиков на основе полиэфирных смол ряд общих свойств, касающихся их химической стойкости, определяется исходя из химической структуры смол, являющихся сложными эфирами. Полиэфирные смолы обладают высокой стойкостью к действию многих неорганических и органических кислот (за исключением сильных кислот-окислителей), масел и многих растворителей. Они частично набухают под воздействием таких сильных растворителей, как хлорированные углеводы. Некоторые данные о коррозионной стойкости представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Воздействие кислот, солей и щелочей на стеклопластиковую арматуру [10]

Составы агрессивных сред	Воздействие на арматуру	Структурные изменения	Предел прочности на растяжение, МПа
50%-ная H ₂ SO ₄	Слабое	Расслаивание смол	337
10%-ная HCL	Слабое	Некоторая потеря прочности	351
10%-ная H ₃ PO ₄	Без изменений	Состояние удовлетворительное	494

Стеклопластиковая арматура может быть использована для создания конструкций из бетонов, клееной древесины, пластмасс и других материалов [4; 8; 9].

Совместная работа арматуры и бетона как критерий надежности конструкций возможна только при наличии надежного сцепления между ними. Наибольшее влияние на сцепление зависит от периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе ее изготовления. В этой связи совершенствование формы и параметров периодического профиля арматуры – важная задача, нацеленная в конечном итоге на улучшение эксплуатационных характеристик конструкций различного назначения и повышение их надежности. Такие факторы сцепления, как силы трения и склеивания, зависят от площади контакта арматуры с бетоном. Поэтому за основу оценки влияния параметров периодического профиля стержневой арматуры на сцепление с бетоном принимается отношение высоты поперечных выступов к их шагу (h / t). Для изучения влияния геометрических размеров и конструкции профиля арматуры на ее сцепление с бетоном проводятся испытания на «вытягивание арматурных стержней из бетонных кубов или призм». Стеклопластиковый композитный стержень в виде «веревки» имеет на концах анкерные утолщения в виде монолитных «узлов», что обеспечивает 70...75% общего сопротивления сдвигу. Остальные 30...25% приходятся на склеивание арматуры с бетоном и трение по поверхности их контакта. На основании этого проведен анализ различных конструкций канатной арматуры. Для оценки погонного сцепления арматурного каната с бетоном получена следующая зависимость [3]:

$$\bar{q} = \frac{\bar{P}}{F} = \frac{\bar{F}_3}{Fl} \omega \bar{\sigma}_o + \frac{\bar{S}}{F} \bar{\tau},$$

где P – сопротивление сдвигу арматуры в бетоне на единицу длины каната; \bar{F} – суммарная площадь поперечного сечения проволок, составляющих канат; \bar{l} – длина шага свивки каната; \bar{F}_3 – площадь зацепления для участка шага свивки; \bar{S} – периметр поперечного сечения каната по линии контакта с бетоном; ω – коэффициент полноты площади зацепления; $\bar{\sigma}_o$ – нормальные напряжения между арматурой и бетоном, действующие на площадях зацепления; $\bar{\tau}$ – касательные напряжения по поверхности контакта арматуры с бетоном.

В общей величине сцепления основной фактор (зацепление) характеризуется первым членом представленной выше формулы. Под площадью зацепления подразумевается разница между площадью описанной вокруг каната окружности и площадью поперечного сечения каната, увеличенной в m раз (m – число элементов внешнего повива, для витой арматуры $m = 2$).

Характеристика сцепления определялась для различных арматурных канатов. Проведенный анализ показал, что наилучшим сцеплением обладают канаты, свитые из двух исходных элементов (двухстренговый арматурный канат). Они просты в изготовлении, достаточно мощные, обладают высоким сцеплением с бетоном. Сцепление двухстренговых канатов с бетоном примерно в два раза выше, чем исходных прядей. Это означает, что и зона анкеровки, и зона заделки в бетоне для каната по абсолютной величине останутся теми же (а в ряде случаев оказываются меньшими), что и для исходных прядей.

Для расширения областей применения композитной неметаллической арматуры и детального изучения ее совместной работы с бетоном целесообразно продолжить исследования и провести испытания конструкций различного назначения, например, использование неметаллической арматуры в предварительно напряженных железобетонных конструкциях. Применяются в основном три способа предварительного напряжения бетонных конструкций с дискретной стеклопластиковой арматурой: натяжение на упоры, натяжение на бетон, непрерывная навивка. Наиболее распространенным является способ натяжения на упоры. С помощью специальных приспособлений арматура вытягивается на заданную величину и закрепляется на бортовые элементы металлической формы, затем производится бетонирование и термовлажностная обработка бетона для ускорения твердения. После набора бетоном 70% конечной прочности усилие обжатия передается на бетон. Однако для изготовления таких конструкций в заводских условиях препятствием является отсутствие захватных приспособлений и оснастки. Практика показала преимущество клиновых зажимов по сравнению с другими видами захватных устройств. Разработана

модель устройства для испытаний стеклопластиковой арматуры на растяжение, а также получения ее предварительного напряжения.

При применении новых технологий 3D-печати трехмерных конструкций под названием 3D Sosooper робот в соответствии с заданием изготавливает конструкции из стекловолоконной нити, поверхность которых имеет небольшую шероховатость. Как только вязкие нити покидают фильеру для формирования волокон, их ламинируют полимером, закрепляющимся под действием ультрафиолета. Затем из них создаются сложные конструкции. В отличие от других процессов 3D-печати, конструкции 3D Sosooper печатаются не в результате послойного синтеза, а свободно создаются в трехмерном пространстве, что позволяет получить максимально приближенную к натурным образцам конструкцию. Печать изделия получают при помощи готовой стеклонити. В Полоцком государственном университете разработана технология, которая может быть использована для 3D-печати изделий, армированных непрерывными стекловолоконными нитями. Печать изделия происходит благодаря стеклопластиковой арматуре периодического профиля, полученной предварительно на 3D-принтере.

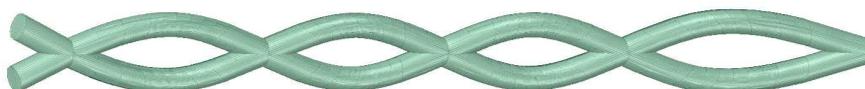


Рисунок 1. – Стеклопластиковая арматура периодического профиля

Полученные стержни периодического профиля позволят получать различные конструкции (сетки, каркасы) [14]. Метод исследования конструкций и сооружений на физических моделях с применением методов теории подобия при постановке и обработке эксперимента позволяет определять: схему разрушения; несущую способность изделия; силовые и коррозионные воздействия (морские волны, давление сыпучих сред, воздействие солей и кислот); напряженно-деформированное состояние изделия. При создании модели из того же материала, что и натурная конструкция, условие подобия выполняется автоматически. Если используются разные материалы, это условие, как правило, не удовлетворяется, и требуется сопоставление характеристик материалов. Для этого необходимо, чтобы соотношение пределов прочностей на растяжение у материала модели было таким же, как у натурального изделия, и чтобы характер изменения прочностей на растяжение при изгибе и внецентренном сжатии и растяжении изменялся у материала модели таким же образом, как и у интересующего изделия. Обязательным условием подобия материала модели к натурному изделию является равенство их коэффициентов Пуассона [12].

Разработанное устройство для испытания стеклопластиковой арматуры (рис. 2) состоит из двух пластин 1, установленных по концам стеклопластиковой арматуры, внутри которых расположены поддерживающие пластины 2 и клинья 3, обжимающие стеклопластиковую арматуру 5 и исключая возможные возникновения концентраторов напряжений; обжимающие усилия контролируют при помощи откручивания или закручивания болтов 4.

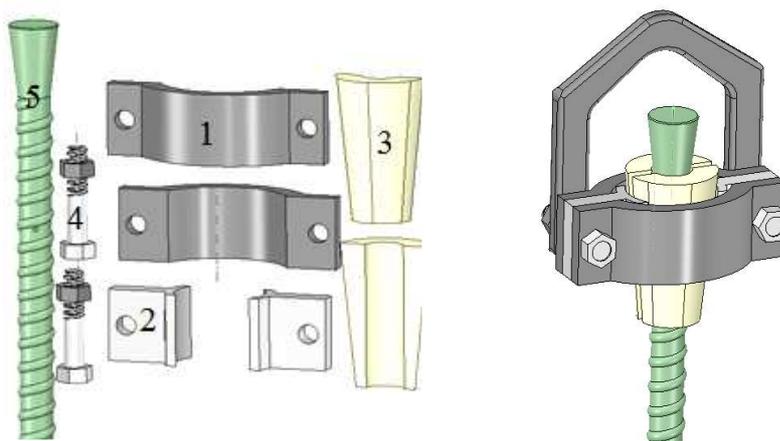


Рисунок 2. – Устройство концевой зажима стеклопластиковой арматуры

Особенность конструктивного исполнения устройства состоит в разборности элементов конструкции, что обеспечивает многократность его использования. Задача состоит в снижении затрат на производство цементно-бетонных изделий, армированных стеклопластиковой арматурой периодического профиля. Использование данного устройства позволяет повысить достоверность полученных результатов при испытании за счет отсутствия разрушения в местах зажима стержней. Кроме того, с помощью разработанного устройства возможно создание предварительного напряжения стеклопластиковой арматуры.

Методика испытания стеклопластиковой арматуры на разрыв. Определение разрывного усилия арматуры следует производить на разрывных машинах соответственно нормативным требованиям. Шкала силоизмерителя испытательной машины не должна превышать пятикратного значения разрывного усилия P_{\max} образца. Образец стеклопластиковой арматуры периодического профиля закрепляется в разрывной машине с помощью специальных захватов, которые позволяют испытывать стержни различных диаметров. При проведении испытания необходимо надежное центрирование образца и плавность нагружения. Длина рабочей зоны при испытании (расстояние между захватами или усилениями) образца должна быть не менее 200 мм. После закрепления образца в захватах машины к нему прикладывают начальную нагрузку, составляющую около 5% от ожидаемого разрывного усилия, и устанавливают измерительный прибор с базой измерения не менее 100 мм. На каждом этапе нагружения, равного $0,1P_{\text{разр.}}$, снимают отсчеты по прибору. Длительность одной ступени нагружения со снятием отсчетов должна составлять 30 секунд. Общая продолжительность испытаний от начала нагружения до разрыва образца должна составлять 5–6 минут и указываться в протоколе испытаний.

Разрыв образцов должен происходить на рабочей длине. Место и характер разрыва должны быть указаны в протоколе испытаний. Если разрыв произойдет в захватах или около них, результаты испытаний можно учитывать только в том случае, если они не ниже требуемых.

Временное сопротивление определяется исходя из площади поперечного сечения образца, рассчитанной по номинальному диаметру образца, и разрывного усилия по формуле:

$$\sigma_{\sigma} = \frac{P_{\max}}{F_c},$$

где P_{\max} – величина разрывной нагрузки в граммах; F_c – площадь поперечного сечения образца в мм^2 .

Модуль упругости определяется на участке нагружения от 0,2 до $0,5P_{\text{разр.}}$.

Относительное удлинение перед разрывом определяется исходя из показания измерительного прибора от $0,1P_{\text{разр.}}$ до $0,9P_{\text{разр.}}$ [10].

Основой для исследования деформированного и напряженного состояния конструкции на моделях является теория подобия. Моделирование направлено на решение вопроса о том, каким требованиям должна удовлетворять модель, чтобы процессы, происходящие в ней и натуральных образцах, были бы подобны. Теоретическая и практическая ценность решения этих вопросов для развития новой техники весьма велика.

Для возможности конкретного моделирования устанавливается закон подобия, который выражает зависимость между основными величинами, определяющими ход процесса в натурном объекте и модели.

На основе теории размерностей можно выявить определяющие параметры системы, что способствует строгой постановке эксперимента и правильной обработке опытных данных. Применение π -теоремы теории размерностей состоит в следующем. Пусть Y_j ($j = 1, 2, \dots, n$) – совокупность величин, определяющих некоторое явление.

Если принять в качестве основных некоторые величины X_i ($i = 1, 2, \dots, m$), то каждую из величин Y_j можно представить как функцию следующего вида:

$$Y_j = C_j X_1^{a_{1j}} \cdot X_2^{a_{2j}} \dots X_n^{a_{mj}},$$

где C_j некоторая безразмерная постоянная.

Критерии подобия (безразмерные соотношения) – произведения всех или части величин Y_j с некоторыми показателями степени z_j :

$$\pi = Y_1^{z_1} Y_2^{z_2} \dots Y_n^{z_n}.$$

Для определения π нужно вычислить неизвестные показатели степеней z_j . Безразмерность π будет достигнута, если показатели степеней при каждом X_i будут равны нулю. Таким образом, необходимо выполнение условия $AZ = 0$. Поскольку все безразмерные величины должны быть одинаковыми для модели и натурального образца, подобие системы обеспечивается при $(\pi_i)_m = (\pi_i)_n$.

Для установления закона подобия выражение, характеризующее собой исследуемое физическое явление, приводят к безразмерному виду путем введения масштабных преобразований для всех величин, в него входящих. Далее определяется условие, при котором справедливы данные масштабные преобразования, т.е. ограничивается свобода выбора масштабов с тем, чтобы рассматриваемое выражение стало безразмерным. Пусть моделируемое физическое явление выражается формулой:

$$\sigma_{\sigma} = \frac{P_{\max}}{F_c}.$$

Преобразуем это выражение к безразмерному виду.

Введем масштабные преобразования для всех величин, входящих в указанное выражение:

$$\sigma_e = \sigma_0 \bar{\sigma}, \quad P_{\max} = P_0 \bar{P}, \quad F_c = F_0 \bar{F},$$

где индексом «0» отмечены масштабы; чертой сверху – соответствующие безразмерные величины.

Для того чтобы уравнение стало безразмерным, необходимо равенство:

$$\sigma_0 = \frac{P_0}{F_0},$$

представляющее ограничение, наложенное на свободу выбора масштабов, называемое уравнением связи.

Исходя из сказанного выше, уравнение примет безразмерный вид: $\bar{\sigma}_e = \frac{\bar{P}}{\bar{F}}$ [11].

На основе этого сделан вывод, что модель необходимо загружать такими силами, которые вызовут напряжения, тождественные натурным образцам, так как площадь модели по сравнению с натурной уменьшается пропорционально квадрату масштаба линейных размеров [13]: $\left(\frac{L_n}{L_m}\right)^2 = k_1^2$.

При действии сосредоточенного груза P для тождественности напряжений в модели и натурном образце, очевидно, мы должны иметь:

$$\sigma = \frac{P_n}{L_n^2} = \frac{P_m}{L_m^2}; \quad \text{или} \quad P_m = \frac{P_n}{L_n^2 / L_m^2} = \frac{P_n}{k_1^2}.$$

То есть нагрузку на модель нужно принять в k_1 раз меньше нагрузки, действующей на натурное изделие.

Деформации модели при соблюдении тождественности напряжений и одинаковом модуле упругости в модели и натуре уменьшаются по сравнению с натурным в масштабе линейных размеров [13]:

$$\Delta l = \frac{Pl}{EF}, \quad \frac{\Delta l_n}{\Delta l_m} = \frac{P_n l_n E L_m^2}{P_m l_m E L_n^2} = \frac{k_1^2 k_1}{k_1^2}.$$

При усилении конструкций, согласно проведенным испытаниям, в расчетах принимаем следующие значения:

$E_a = 5 \cdot 10^4$ МПа – модуль упругости стеклопластиковой арматуры;

$R_a = 1250$ МПа – расчетное сопротивление стеклопластиковой арматуры.

Предельную величину предварительного напряжения в композиции стеклобетона (бетон, арматура) принимаем при условии $\sigma \leq 0,8 R_a k^{-1}$.

При переходе к безразмерному виду для модели в расчете учитываются следующие полные потери:

Первые потери σ_1 :

- от температурного перепада

$$\bar{\sigma}_{\text{тем}} = \bar{\alpha}_{\text{от}} \bar{E}_a \Delta \bar{t};$$

- от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств

$$\bar{\sigma}_{\text{деф}} = \frac{\bar{\lambda}_1 + \bar{\lambda}_2}{l} \bar{E}_a;$$

- от трения арматуры о поверхность конструкции

$$\bar{\sigma}_{\text{тр}} = \left(\bar{I} - \frac{I}{e^{kx} - \bar{\mu}\theta} \right).$$

Вторые потери σ_2 :

- от релаксации напряжений арматуры в водонасыщенном состоянии

$$\bar{\sigma}_{\text{рел}} = 0,16 \bar{\sigma}_0;$$

- от усадки бетона

$$\bar{\sigma}_y = 3000 \frac{\bar{E}_a}{2 \cdot 10^6};$$

- от ползучести бетона

$$\bar{\sigma}_{пол} = \frac{(\bar{\sigma}_0 - \bar{\sigma}_1) \bar{A}_a}{\bar{A}_b + \bar{\eta} \bar{A}_a} [10].$$

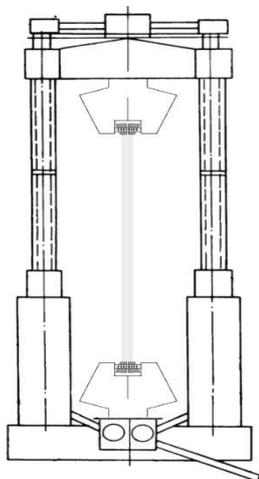
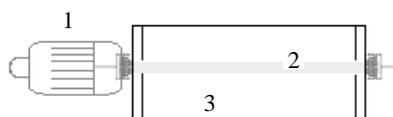


Рисунок 3. – Схема испытания стеклопластикового стержня

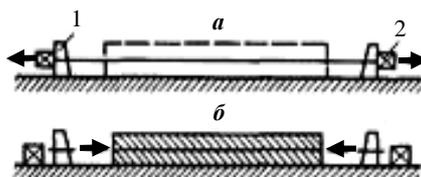
При переходе к натурному изделию суммарная величина потерь предварительного напряжения не должна превышать нормативной величины [10].

На рисунке 3 изображена схема испытания образца на разрыв, в качестве концевых зажимов использовалась разработанная модель зажима (см. рис. 2). Также с помощью разработанной модели зажима возможно создать предварительное напряжение стеклопластиковой арматуры, схематично представленное на рисунках 4, 5 [5; 6].



1 – гидродомкрат; 2 – стеклопластиковая арматура; 3 – поддон

Рисунок 4. – Схема предварительного напряжения при помощи гидродомкрата



1 – упор; 2 – домкрат
а – натяжение арматуры и бетонирование элемента;
б – готовый элемент

Рисунок 5. – Схема предварительного напряжения на упорах

Заключение. Анализируя кинетику разрушения волокнистых композитов с упругопластической матрицей можно констатировать, что причиной разупрочнения деформируемых сред является деструкция различной природы, в частности, разрушение отдельных элементов структуры (волокон или слоев), фазовые превращения и динамическая рекристаллизация.

Численные методы моделирования позволяют представить среду в виде системы дискретных элементов и рассматривать диссипативные процессы как пошаговые повреждения структуры модели с учетом существенного неоднородного распределения структурных напряжений и деформаций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – М. : Стройиздат, 1980. – 104 с.
2. Сопротивление стеклопластиков / В.Л. Бажанов [и др.]. – М. : Химия, 1968. – 304 с.
3. Галкин, И.С. О влиянии конструкции арматурного каната на его сцепление с бетоном / И.С. Галкин // Новые виды арматуры : сборник. – М. : Стройиздат, 1964. – 136 с.
4. Полилов, А.Н. Неупругие свойства композиционных материалов / А.Н. Полилов // Новое в зарубежной науке. Механика. Вып. 16. – М. : Мир, 1978. – 296 с.
5. Богословский, В.Н. Строительная физика / В.Н. Богословский. – 2-е изд., перераб и доп. – М. : Высш. школа, 1982. – 415 с.
6. Михайлов, К.В. Проволочная арматура для предварительно напряженного железобетона / К.В. Михайлов. – М. : Металлургия, 1979. – 240 с.
7. Полилов, А.Н. Критерии прочности полимерных волокнистых композитов, описывающие некоторые экспериментально наблюдаемые эффекты / А.Н. Полилов, Н.А. Татусь // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2008. – № 3. – С. 103–110.

8. Соломатов, В.И. Элементы общей теории композитных строительных материалов / В.И. Соломатов // Изв. Вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1980. – № 8. – С. 61–70.
9. Соломатов, В.И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / В.И. Соломатов // Новые композиционные материалы в строительстве : науч. тр. / Саратов. политехн. ин-т; под ред. В.И. Соломатова. – Саратов, 1981. – С. 5–9.
10. Арматура стеклопластиковая СПА-6 / Государственный комитет Белорусской ССР по делам строительства. Технические условия : ТУ 7 БССР I-81.
11. Питлюк, Д.А. Расчет строительных конструкций на основе моделирования / Д.А. Питлюк. – Л., М. : Стройиздат, 1965. – 154 с.
12. Испытание сооружений : справ. пособие / Ю.Д. Золотухин [и др.]. – Минск : Выш. школа, 1992. – 272 с.
13. Методика лабораторных исследований деформаций и прочности бетона арматуры и железобетонных конструкций : тр. координационного совещания / Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона (Москва) ; ред. В.В. Макаревича. – М., 1962. – 236 с.
14. Способ изготовления композитной арматуры периодического профиля : полож. реш. пат. Респ. Беларусь, МПК Е 04 С 5/07, В 29 С 55/30, В 29 С 53/26 / Н.Н. Попок, Д.Н. Шабанов, О.А. Ерошова, Е.А. Менжинский ; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № а20130798 ; заявл. 2013.06.24.
15. Рекомендации по расчету конструкций со стеклопластиковой арматурой / НИИЖБ. Ин-т стр-ва и архитектуры Госстроя БССР. ИС и А. – М. : [б. и.], 1978. – 22 с.
16. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 52-01-2003. – Введ. постановлением Гос. ком. Рос. Федерации по стр-ву и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003 № 127. – М. : ФГУП ЦПП, 2004.

Поступила 24.11.2016

THE MODELLING METHOD AND PROTOTYPING AS ONE OF THE MOST RELEVANT, OBJECTIVE AND RELIABLE METHODS FOR SCIENTIFIC RESEARCH

D. SHABANOV, E. ZIABKIN, E. TRAMBITSKIY

The paper presents the possibility of using the technique of rapid prototyping, 3D printing method based on additive technologies. The resulting product, according to the three-dimensional structures of production technology, allows obtaining the characteristics of the stress and strain state, as well as going to the characteristics of natural products, as model can be manufactured as a plastic or fibreglass. Using the simulation method has become a characteristic feature of science. Given this fact, it seems appropriate to consider the problem of the relationship of this method and the various sciences in order to find the most adequate, objective and reliable foundation of scientific research. The paper presents the possibility of applying a fiberglass reinforcement in monolithic products.

Keywords: 3D model, modeling, modeling, rapid prototyping.

УДК 666.972-033.3

**ПРИМЕНЕНИЕ КАРБОНАТОСОДЕРЖАЩЕГО ШЛАМА ХИМИЧЕСКОЙ ВОДООЧИСТКИ
В КОМПОЗИЦИОННОМ ВЯЖУЩЕМ ДЛЯ САМОУПЛОТНЯЮЩЕГОСЯ БЕТОНА**

*канд. техн. наук, доц. О.В. ЛАЗАРЕНКО; Н.Л. ШПИЛЕВСКАЯ
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается применение самоуплотняющегося бетона как одно из приоритетных направлений в современном строительстве. Проанализированы способы снижения его себестоимости. Внимание акцентируется на использовании вторичных продуктов промышленности в качестве активного наполнителя. Изучено влияние шлама химической водоочистки ТЭЦ на физико-механические свойства самоуплотняющегося бетона, показана возможность применения шлама водоочистки как дисперсного наполнителя. Определено оптимальное содержание наполнителя, расчетно-экспериментальным путем определены составы самоуплотняющегося бетона.

Ключевые слова: самоуплотняющаяся бетонная смесь, самоуплотняющийся бетон, состав, гиперпластификатор, тонкодисперсный наполнитель, шлам химической водоочистки.

Применение в современном строительстве самоуплотняющегося бетона – одно из наиболее значимых достижений строительных технологий последних лет, несмотря на более высокую стоимость материала по сравнению с обычным виброуплотненным бетоном. Самоуплотняющийся бетон – результат твердения бетонной смеси, способной растекаться, полностью заполнять опалубку и уплотняться под собственным весом.

Исследования по разработке состава самоуплотняющихся бетонов впервые были проведены в Японии в начале 1990-х годов в связи с необходимостью предотвращения технологических дефектов железобетонных конструкций, связанных с недостаточным уплотнением бетонной смеси, и продолжают до настоящего времени. В зависимости от способа обеспечения стойкости к расслаиванию и водоотделению различают два основных типа самоуплотняющихся бетонных смесей: 1) мелкодисперсный тип (введение тонкодисперсных минеральных наполнителей); 2) стабилизаторный тип (использование стабилизирующих добавок). Более полно обеспечивают заданные свойства смесей, а также улучшение физико-механических и эксплуатационных характеристик бетона карбонатные тонкодисперсные минеральные наполнители на основе вторичных продуктов различных отраслей промышленности.

В группе вторичных карбонатных продуктов предприятий Республики Беларусь выявлен значительный объем минерального шлама химической водоочистки тепловых электростанций, хранящегося в шламонакопителях или на промышленных свалках. Однако проблема утилизации шлама в Беларуси до настоящего времени полностью не решена [1]. Имеющиеся исследования по его использованию свидетельствуют о том, что шлам химической водоочистки применяют в строительной индустрии в качестве добавки в битумные композиции и самоуплотняющийся песчаный бетон, наполнителя в красочные составы и кладочные растворы, для укрепления грунтов и изготовления низкомарочных минеральных вяжущих [2]. Вместе с тем возможность применения минерального шлама химической водоочистки в качестве дисперсного наполнителя вяжущей композиции многокомпонентного самоуплотняющегося бетона изучена недостаточно.

Исследовательская часть. Основные компоненты для получения самоуплотняющегося бетона – портландцемент, крупный и мелкий заполнители, разжижитель, вода затворения. В настоящее время в качестве разжижителя применяют высокоэффективную химическую добавку – гиперпластификатор на основе полиакрилата и поликарбоксилата, впервые разработанную в Японии в 90-х годах прошлого столетия [3]. Гиперпластификатор обеспечивает высокую удобоукладываемость (распływ конуса от 46 см и выше 76) самоуплотняющейся бетонной смеси, удаление вовлеченного воздуха при самоуплотнении, уменьшает расслоение и водоотделение бетонной смеси, повышает плотность цементного теста за счет снижения водоцементного отношения. Однако плотность цементного теста даже в случае предельного снижения водоцементного отношения не достигает плотности заполнителей, составляющей 2500...2700 кг/м³, и не обеспечивает достаточной раздвижки их зёрен, особенно крупных, при которой бетонная смесь будет стойкой к сегрегации. Полное отсутствие водоотделения и расслоения самоуплотняющейся бетонной смеси достигается за счет увеличения количества портландцемента и мелкого заполнителя, уменьшения количества крупного заполнителя, введения в бетонную смесь дополнительных компонентов: добавок-стабилизаторов, тонкодисперсных инертных или активных наполнителей или сочетания добавок и наполнителей [4–6].

Тонкодисперсные минеральные наполнители в составе вяжущей композиции имеют преимущества перед органическими добавками-стабилизаторами: обеспечивают высокую раздвижку зерен крупного и мелкого заполнителя, снижают трение между компонентами смеси, повышают физико-механические и эксплуатационные характеристики бетона, в то время как добавки только стабилизируют водоотделение и расслоение самоуплотняющейся бетонной смеси. Активные минеральные наполнители, кроме перечисленных преимуществ, реагируют с портландцементом, способствуют увеличению объема и степени кристалличности образующихся гидратов, позволяют снизить расход вяжущего и, следовательно, стоимость самоуплотняющегося бетона [7]. В связи с этим применение активных минеральных наполнителей при проектировании состава самоуплотняющегося бетона сегодня является приоритетным направлением исследований ученых.

Анализ результатов проведенных исследований показал следующее:

- разные точки зрения на эффективность, оптимальную дисперсность и расход наполнителей;
- основные химические соединения большинства активных наполнителей – карбонат кальция и основной карбонат магния;
- способы получения наполнителей – механическая, термическая обработка исходного сырья или их сочетание, что приводит к удорожанию самоуплотняющегося бетона;
- снижение стоимости возможно за счет применения в качестве активных минеральных наполнителей вторичных продуктов и техногенных отходов различных отраслей промышленности [8].

Таким образом, представляет интерес исследование возможности применения в качестве активных наполнителей в самоуплотняющемся бетоне карбонатосодержащих вторичных продуктов, образующихся на предприятиях различных отраслей промышленности и требующих утилизации.

В Республике Беларусь ежегодно накапливается большое количество вторичных продуктов, включая различные шламы. С позиции применения вторичных продуктов производств в качестве активных наполнителей в самоуплотняющемся бетоне наибольший интерес представляют карбонатосодержащие шламы водоочистки тепловых электроцентралей, которые практически не утилизируют (хранят в шламонакопителях, промышленных свалках, закачивают в грунт). Наиболее остро вопрос утилизации шлама стоит в Витебской области. На территории промышленного региона образуется 3,2 тыс. т шлама в год, что составляет около половины всего объема в республике. Основной объем шлама (2,9 тыс. т) образуется на Новополоцкой ТЭЦ [9]. Шлам химической водоочистки образуется в результате устранения жесткости воды путем известкования, обработки сульфатом железа, осветления и имеет пастообразную консистенцию. Состав шлама в сухом состоянии практически не изменяется относительно пастообразного и содержит карбонат кальция (CaCO_3) в количестве 63,7...69,8% и основной карбонат магния ($3\text{MgCO}\cdot\text{MgOH}\cdot 2\text{H}_2\text{O}$) – 6,4...10% [2].

Результаты научных исследований, связанных с использованием шлама водоочистки ТЭЦ, отражены в научных трудах и специальных работах по данному вопросу. В частности, в работе [9] установлено, что введение в состав кладочных растворов шлама химической водоочистки ТЭЦ способствует увеличению объема и степени кристалличности образующихся гидратов, среди которых возрастает доля более прочных и устойчивых низкоосновных гидросиликатов кальция, в цементной матрице локализуются внутренние дефекты – микротрещины, макро- и капиллярные поры, а также уменьшается их количество и размеры, снижается концентрация напряжений. В работе [10] исследовано влияние сухого шлама водоочистки на свойства цементного камня. Определены оптимальные дозировки шлама (2,5...7,5%) при совместном введении с поликарбоксилатным пластификатором Melflux (0,6%), при которых прочность цементного камня в возрасте 7 суток твердения на 12% выше, чем бездобавочного. В исследовании [2] выявлено, что использование шлама водоочистки в качестве наполнителя в песчаный самоуплотняющийся бетон эффективно при совместном вводе 15% шлама и 5% микрокремнезема. Получен состав самоуплотняющегося песчаного бетона с расходом цемента 380 кг/м^3 , подвижностью 72 см и прочностью 35 МПа. В изобретении [11] описано использование шламовых отходов ТЭЦ без дополнительной обработки в качестве демпфирующей добавки в бетонную смесь взамен 2,5...3,0% кварцевого песка, при этом уменьшились плотность и водоотделение бетонной смеси, снизилась себестоимость продукции, повысилась морозостойкость бетона.

Таким образом, анализ результатов исследований по использованию в цементных композициях в качестве наполнителя карбонатосодержащего шлама химической водоочистки ТЭЦ свидетельствует о том, что данный техногенный отход может быть использован при изготовлении самоуплотняющегося бетона. Исходя из этого цель представляемой нами работы – разработка состава самоуплотняющегося бетона с использованием шлама химической водоочистки в качестве активного наполнителя вяжущей композиции.

При разработке состава самоуплотняющегося бетона значимая роль принадлежит исследованиям по определению влияния содержания шлама химической водоочистки и гиперпластификатора на физико-механические свойства цементного теста и камня, основного составляющего тяжелого бетона.

При проведении исследований использовались материалы:

- портландцемент марки ПЦ500-Д0 производства ОАО «Красносельскстройматериалы»: активность $R_{ц}$ – 50 МПа, истинная плотность $\rho_{ц}$ – 3200 кг/м³, нормальная густота $K_{н.г}$ – 0,27;

- мелкий заполнитель кварцевый песок карьера «Боровое»: модуль крупности $M_{кр}$ – 2,5; удельная поверхность $S_{уд.м}$ – 7,5 м²/кг; водопоглощение по массе $W_{м}$ – 0,8%; истинная плотность зерен $\rho_{м.з}$ – 2650 кг/м³; содержание пылевидных частиц – 2%;

- крупный заполнитель гранитный щебень РУПП «Гранит»: размер зерен от 5 до 20 мм; удельная поверхность $S_{уд.к}$ – 0,36 м²/кг; водопоглощение по массе $W_{м}$ – 0,45%; истинное $W_{к}$ – 0,45%; истинная плотность зерен $\rho_{к.з}$ – 2700 кг/м³; содержание пылевидных частиц – 1,1%;

- дисперсный наполнитель карбонатосодержащий шлам химической водоочистки теплоэлектроцентралей [12]: удельная поверхность $S_{уд.лн}$ – 1240 м²/кг; истинная плотность $\rho_{лн}$ – 2510 кг/м³; насыпная плотность – 870 кг/м³. Химический состав шлама водоочистки, % по соединениям: SiO₂ – 0...4,9; Fe(OH)₃ – 5,8...7,4; CaSO₄·2H₂O – 3...9,5; CaCO₃ – 62,8...68,2; CaSiO₃ – 3,9...6,6; 3MgCO·MgOH·2H₂O – 5,8...10,6; химическая добавка – гиперпластификатор Стахемент-2000-М Ж30 [13]. На данный момент этот наполнитель наиболее распространенный и эффективный среди добавок, используемых в составах самоуплотняющегося бетона.

Для получения наполнителя шлам высушивали, размалывали, просеивали. Максимальный размер частиц наполнителя составил 80 мкм. Нормальную густоту теста определяли по ГОСТ 310.3-76, прочность на сжатие цементного камня оценивали на образцах-кубиках размером 20×20×20 мм нормального твердения, изготовленных из цементного теста нормальной густоты по ГОСТ 310.4-81. Исследованы свойства 5-ти составов: 1-й – без наполнителя; 2–5-й с вяжущей композицией (взамен части цемента вводили 10, 20, 30, 40% наполнителя).

Результаты исследований приведены в таблице 1 и отображены на рисунках 1–3.

Таблица 1. – Нормальная густота и прочность цементного камня

№ состава	Расход наполнителя, % от массы цемента	Нормальная густота, относ. ед.	Прочность, МПа	
			7 суток	28 суток
1	–	0,27	36,90	52,71
2	10	0,29	33,81	47,54
3	20	0,30	29,25	43,70
4	30	0,33	28,14	40,06
5	40	0,35	25,53	36,90

Анализ полученных результатов позволил установить, что увеличение дозировки наполнителя приводит к росту показателя нормальной густоты вследствие увеличения удельной поверхности вяжущей композиции. Прочность цементного камня составов 2–5, содержащих наполнитель в количестве 20...40% от массы цемента, в возрасте 28 суток снизилась на 11, 18, 24, 31%.

Для дальнейших исследований нами принят состав № 3 с содержанием шлама химической водоочистки 20% взамен части цемента. Такое количество наполнителя в меньшей степени снижает прочность цементного камня, при этом позволит снизить себестоимость самоуплотняющегося бетона за счет экономии портландцемента и утилизировать шлам.



Рисунок 1. – Изменение нормальной густоты цементного теста в зависимости от расхода наполнителя



Рисунок 2. – Изменение прочности в зависимости от расхода наполнителя (7 суток)



Рисунок 3. – Изменение прочности в зависимости от расхода наполнителя (28 суток)

Исследования влияния совместного ввода шлама химической водоочистки (ШХВО) и гиперпластификатора Стахемент-2000-М Ж30 на кинетику набора прочности цементного камня проводили при количестве шлама, составляющем 20%, взамен части вводимого цемента; дозировку гиперпластификатора варьировали в пределах от 0,25 до 0,35%. Прочность на сжатие цементного камня оценивали на образцах-кубиках размером 20×20×20 мм нормального твердения, изготовленных из цементного теста с одинаковым относительным водосодержанием, равным 1. Исследованы свойства 5-ти составов: 1-й – контрольный (К); 2-й – Ст 0,3 – 0,3% гиперпластификатора; 3-й – Ст 0,25 + Ш – 0,25% гиперпластификатора; 4-й – Ст 0,3 + Ш – 0,3% гиперпластификатора; 5 – Ст 0,35 + Ш – 0,35% гиперпластификатора.

Результаты исследований приведены в таблице 2 и на рисунке 4.

Таблица 2. – Влияние шлама и гиперпластификатора на кинетику набора прочности цементного камня

Номер состава	Шифр состава	Прочность цементного камня, МПа		
		1 сутки	3 суток	7 суток
1	К	≤ 7,97	29,7	37,11
2	Ст 0,3	≤ 6,54	34,25	44,53
3	Ст 0,25 + Ш	≤ 3,79	22,89	32,82
4	Ст 0,3 + Ш	≤ 5,67	25,73	36,89
5	Ст 0,35 + Ш	≤ 5,59	24,58	34,26

Анализ данных таблицы 2 и рисунка 4, позволил определить оптимальную дозировку гиперпластификатора, которая составила 0,3%.

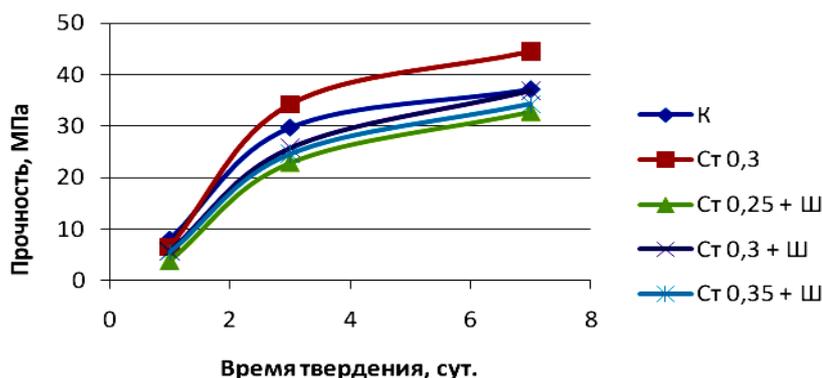


Рисунок 4. – Кинетика набора прочности цементного камня при введении шлама химической водоочистки и гиперпластификатора

Проведенные исследования свидетельствуют о возможности эффективного применения наполнителя на основе шлама химической водоочистки в цементной композиции самоуплотняющегося бетона. На основе полученных результатов принято процентное содержание шлама химической водоочистки – 20% взамен части вводимого цемента и гиперпластификатора Стахемент, составляющей 0,3%.

Расчетное проектирование состава и свойств самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона проводили согласно ТКП 45-5.03-266 [14]. Так как рекомендуемая методика содержит расчет состава самоуплотняющегося бетона для доломитового наполнителя, нами предварительно найдены значения функции $f_{дн}$, определяющей изменение прочности бетона с дисперсным наполнителем (шлам химической водоочистки) по отношению к прочности контрольного состава без наполнителя. С этой целью были изготовлены по шесть образцов-кубов с ребром 10 см из бетона трех составов с соотношением мелкий/крупный заполнитель 50/50, содержание шлама химической водоочистки в количестве: 0; 15; 40%; дозировка гиперпластификатора Стахемент-2000-М Ж30 – 0,3% от массы вяжущей композиции при фиксированном водовязующем отношении, равном 0,45; содержание цемента в контрольном составе 400 кг.

По результатам испытаний образцов на сжатие в возрасте 28 суток определены значения $f_{дн}$: 0,82; 0,8; 0,78. Расчет составов самоуплотняющегося бетона проводился в два этапа. На первом этапе рассчитаны три приблизительных состава бетона с процентным содержанием шлама в вяжущей композиции: 20; 23; 25%; гиперпластификатора Стахемент-2000-М Ж30 – 0,3% от массы вяжущей композиции. На втором этапе по приблизительным значениям содержания компонентов самоуплотняющегося бетона определены его структурные характеристики. Расчетные составы и свойства бетонной смеси и исследуемого бетона представлены в таблице 3.

Таблица 3. – Расчетные составы и свойства самоуплотняющихся бетона и смеси

№ состава	Расход компонентов, кг/м ³					
	цемент	дисперсный наполнитель (ШХВО)	Стахемент-2000-М Ж30	вода	кварцевый песок	щебень
1 – Ст 0,3 + 20% Ш	376	94	1,41	207	843	826
2 – Ст 0,3 + 23% Ш	379	109	1,42	206	840	823
3 – Ст 0,3 + 25% Ш	381	119	1,43	204	836	819
№ состава	Расчетное значение диаметра растекания конуса, РКр, см			Расчетная прочность на сжатие в возрасте 28 суток, $f_{cube 28}$, МПа		
1	44			34,8		
2	46			32,1		
3	47			30,8		

Анализ полученных расчетных значений компонентов и структурных характеристик самоуплотняющегося бетона выявил, что полученные значения относительной характеристики пластических свойств теста по трем составам больше требуемого значения характеристики относительного водосодержания теста в пределах связности самоуплотняющейся бетонной смеси, установленного ТКП 45-5.03-266. Это потребовало увеличения содержания вяжущей композиции и, соответственно, уменьшения значения эффективного водовязующего отношения бетона, корректирования расчетных составов самоуплотняющегося бетона. Откорректированные расчетные составы и свойства самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона представлены в таблице 4.

Таблица 4. – Скорректированные расчетные составы и свойства самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона

№ состава	Расход компонентов, кг/м ³					
	цемент	дисперсный наполнитель (ШХВО)	Стахемент-2000-М ЖЗ0	вода	кварцевый песок	щебень
1 – Ст 0,3 + 20% Ш	400	100	1,50	220	842	826
2 – Ст 0,3 + 23% Ш	389	115	1,51	219	840	823
3 – Ст 0,3 + 25% Ш	382	125	1,52	216	836	819
№ состава	Расчетное значение диаметра растекания конуса, РКр, см			Расчетная прочность на сжатие в возрасте 28 суток, $f_{ccube 28}$, МПа		
1	64			42		
2	67			40		
3	69			39		

Для экспериментальной проверки расчетных составов и свойств самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона были приготовлены замесы бетонных смесей составов 1–3 (см. табл. 4). Измерение величины подвижности бетонной смеси (РК, см) показало, что в соответствии с ТКП 45-5.03-266 марка первого состава самоуплотняющейся бетонной смеси по удобоукладываемости Р-2, второго и третьего Р-3, видимых расслоений бетонной смеси на финальной стадии растекания конуса не наблюдалось.

Прочность бетона на сжатие в возрасте 7 и 28 суток определялась на образцах-кубах 10×10×10 см нормального твердения (НВУ) и после термовлажностной обработки (ТВО) при нормальном давлении по режиму: 2 ч – предварительное выдерживание при температуре 15...20 °С; 3 ч – подъем до температуры 70 °С; 8 ч – изотермический прогрев при температуре 70 °С; 2 ч – снижение температуры до температуры окружающей среды.

Полученные значения прочности бетона на сжатие в возрасте 28 суток показывают, что у трех составов самоуплотняющегося бетона класс бетона $C^{30}/_{37}$, достаточный для проектирования большинства несущих конструктивных железобетонных элементов (стены, колонны и др.).

Экспериментальные значения физико-механических свойств самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона представлены в таблице 5.

Таблица 5. – Экспериментальные значения физико-механических свойств самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона

№ состава	Показатель растекания конуса РК, см	Прочность на сжатие, МПа (7 суток)		Прочность на сжатие, МПа (28 суток)
		после ТВО	НВУ	НВУ
1	64	25,7	30	44
2	67	23,6	28	41
3	69	23,4	25,8	37

Таблица 6. – Сопоставимость полученных свойств самоуплотняющихся бетонной смеси и бетона с данными других исследований

Расход компонентов, кг/м ³	По данным Magarotto [17]	По данным И. Пайерс [16]	По данным Котова [15]	Полученные авторами
Цемент	395	390	420	382
Молотый известняк	118	–	–	–
Наполнитель Belocard	–	110	–	–
Тонкодисперсный доломит	–	–	140	–
ШХВО	–	–	–	125
Вода	197	200	242	216
Песок	914	910	750	836
Щебень	748	762	740	819
Суперпластификатор	7,1	7,3	–	–
Гиперпластификатор	–	–	1,68	1,52
Водоцементное отношение	0,5	0,5	0,58	0,57
Растекание конуса, см	66	73	59	69
Прочность на сжатие в возрасте 28 суток, МПа	32	31	39,9	37

Полученные значения удобоукладываемости бетонной смеси и прочности бетона сопоставимы с результатами других исследований: с применением в качестве наполнителя тонкодисперсного доломита [15], молотого известняка [16], мелкоизмельченного карбоната кальция – Belocard [17], о чем свидетельствуют данные, представленные в таблице 6 и на рисунке 5.

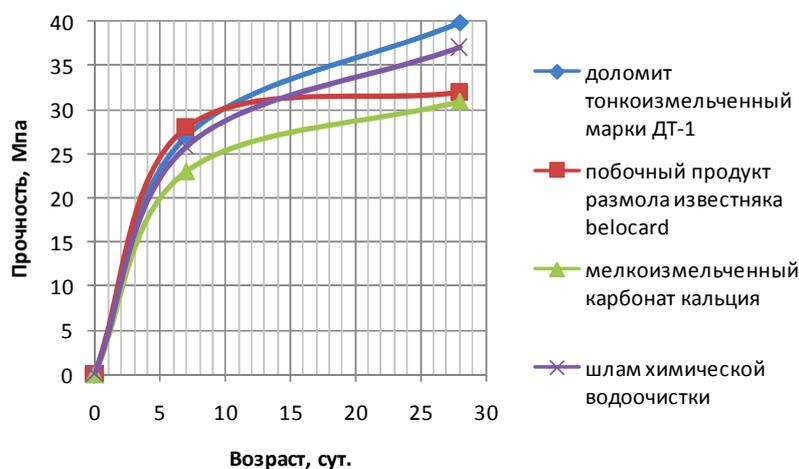


Рисунок 5. – Прочность самоуплотняющегося бетона с использованием различных активных карбонатосодержащих наполнителей

Заключение. Результаты проведенного исследования по применению карбонатосодержащего шлама химической водоочистки в композиционном вяжущем для самоуплотняющегося бетона позволили сделать следующие *выводы*:

- шлам химической водоочистки, являющийся вторичным продуктом ТЭЦ, может эффективно применяться в качестве активного наполнителя в самоуплотняющемся бетоне в дозировках 20...25%, что показано экспериментально;

- благодаря расчетно-экспериментальному проектированию состава самоуплотняющегося бетона определены составы, которые могут быть рекомендованы для применения при возведении большинства элементов строительных конструкций от слабо- до густоармированных, с классом бетона по прочности на сжатие $C^{30}_{/37}$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Бакатович, А.А. Кладочные растворы с пластифицирующей добавкой на основе шлама водоочистки : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / А.А. Бакатович. – Новополюк, 2002. – 157 л.
2. Шлам химической водоочистки – эффективный наполнитель в самоуплотняющихся песчаных бетонах / В.И. Авксентьев [и др.] // Изв. Казанск. гос. архитектурно-строительного ун-та. – 2015. – № 1. – С. 119–126.
3. Okamura, H. Self-compacting concrete / H. Okamura, M. Ouchi // Proceedings of the first international RILEM symposium. – Stockholm, 1999.
4. Европейский нормативный документ по самоуплотняющемуся бетону : DAF Stb-Richtlinie Selbsverdichtender Beton (SVB-Richtlinie). – 2005. – Ausgabe November.
5. Основные требования при производстве работ с самоуплотняющимися бетонными смесями : СТО СРО-С 60542960 00050-2015. – Введ. 12.02.2015. – М., 2015. – 89 с.
6. Самоуплотняющийся бетон – эффективный инструмент в решении задач строительства [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.allbeton.ru/article/36.html>. – Дата доступа: 10.10.2015.
7. Войлоков, И.А. Самоуплотняющиеся бетоны. Новый этап развития бетоноведения / И.А. Войлоков // Экспозиция. Бетоны & сухие смеси. – 2008. – № 65. – С. 5.
8. Shpilevskaya, N. The composite binder for self-compacting concrete / N. Shpilevskaya, V. Lazarenka // European and national dimension in research : Materials of VIII junior researchers conference, Novopolotsk, April 27–28, 2016 : in 3 Parts. – Novopolotsk : PSU. – 2016. – Part 3. Technology. – P. 7–10.
9. Вишнякова, Ю.В. Строительные растворы с карбонатосодержащим наполнителем из вторичного продукта водоподготовки : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Ю.В. Вишнякова. – Новополюк : ПГУ, 2014. – 166 л.

10. Влияние шлама химической водоочистки в комплексе с суперпластификатором на физико-механические свойства цементного камня / В.И. Авксентьев [и др.] // Изв. Казанск. гос. архитектурно-строительного ун-та. – 2014. – № 4. – С. 249–254.
11. Бетонная смесь : пат. № 2258052 [Электронный ресурс] / В.Б. Чупшев. – 2015. – Режим доступа: <http://bd.patent.su/2258000-2258999/pat/servlet/servletd2f6.html>. – Дата доступа: 12.10.2015.
12. Наполнитель карбонатосодержащий. Технические условия. ТУ ВУ 300220696.050-2010. – Введ. 04.03.2014. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь : РУП «Стройтехнорм», 2014. – 12 с.
13. Добавки пластифицирующие для бетонов и растворов Стахема-М. Технические условия. ТУ ВУ 800013176/004-2011. – Введ. 05.10.2011. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь : РУП «Стройтехнорм», 2011. – 7 с.
14. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции из самоуплотняющегося бетона. Правила изготовления : ТКП 45-5.03-266-2012. – Введ. 01.03.2013. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь : РУП «Стройтехнорм», 2013. – 28 с.
15. Котов, Д.С. Физико-механические свойства тяжелого самоуплотняющегося бетона : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Д.С. Котов. – Минск, 2013. – 18 с.
16. Самоуплотняющийся бетон с мелкоизмельченным карбонатом кальция / И. Пайерс и [др.] // Международное бетонное производство. – 2012. – № 1. – С. 34–38.
17. Magarotto, R. Innovative Admixtures : A Key component for a Sustainable Concrete Industry / R. Magarotto, J. Roncero // Concrete Plant International. – 2008. – № 4. – P. 72–76.

Поступила 02.12.2016

**APPLICATION OF CARBONATE CONSISTING FILLER
OF SLUDGE OF CHEMICAL WATER TREATMENT
IN COMPOSITE BINDER FOR SELF-COMPACTING CONCRETE**

V. LAZARENKA, N. SHPILEVSKAYA

The application of self-compacting concrete is considered as one of the priority directions in modern construction. The ways of reducing its cost are analyzed. Attention is focused on the use of secondary products of industry as an active filler. The effect of chemical water treatment sludge of heat station on the physical and mechanical properties of self-compacting concrete has been studied, and the possibility of using water treatment sludge as a dispersed filler has been shown. The optimum content of the filler was determined, the composition of self-compacting concrete was calculated and experimentally determined.

Keywords: *self-compacting concrete, self-compacting concrete, composition, superplasticizer, fine filler, sludge of chemical water treatment.*

УДК 662

ВЛИЯНИЕ ТЕХНОГЕННЫХ ОТХОДОВ НА ДИНАМИКУ КАПИЛЛЯРНОГО ВСАСЫВАНИЯ СИЛИКАТНЫХ БЕТОНОВ

канд. техн. наук Д.Н. ШАБАНОВ; С.А. ТЕРЕХОВ; В.А. ХВАТЫНЕЦ
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены сравнительные характеристики различных трещиновато-пористых структур силикатного бетона с разным сырьевым составом, в частности, данные по пористости и динамике капиллярного всасывания силикатного бетона в сравнении с другими материалами. Показаны основные области применения. Проанализировано влияние техногенных отходов литейного производства (отработанная формовочная смесь и ваграночный шлак) на структуру и динамику капиллярного всасывания силикатного бетона.

Ключевые слова: капиллярное всасывание, трещиновато-пористая структура, техногенные отходы литейного производства, силикатные бетоны.

Введение. В процессе производства различных изделий металлургического передела образуются шлаки и отработанная формовочная смесь, не находящие в настоящее время квалифицированного применения, что создает серьезные проблемы и, соответственно, выдвигает задачу разработки способа утилизации. В настоящее время в мире утилизация шлаков получила широкое распространение, на металлургических предприятиях организована переработка в полезную продукцию.

Применение шлаков в производстве стройматериалов, таких как силикатные изделия, не только снижает стоимость самих материалов, но и решает проблему утилизации отходов производства. Согласно современным представлениям, строительные материалы – это сложные композиционные материалы, изучать структуру и оптимизировать свойства которых целесообразно в рамках полиструктурной теории, представляющей строительные материалы сложноорганизованными по типу «структура в структуре», или «композит в композите». При этом выделяют микро- и макроструктурные уровни по качественному отличию физико-механических процессов их организации [1–3]. Структурообразование конструктивных строительных материалов происходит не только в результате физико-механических превращений вяжущего, но также в результате механических явлений взаимодействия отдельных компонентов и целых структур [4]. Активное влияние на процессы структурообразования и морфологию строительных изделий на минеральном вяжущем, независимо от их твердения, оказывает применение техногенных отходов, таких как отходы литейного производства.

Задача получения стойких материалов состоит в том, чтобы обеспечить благоприятные условия эффективного структурообразования и свести к минимуму деструктивные процессы. Критерием структурной плотности бетона и его стойкости служит не количество массы, приходящейся на единицу, а проницаемость бетона, капиллярная всасываемость, водонасыщения и другие характеристики, отражающие структуру бетона, его капиллярную систему, адгезионные связи отдельных компонентов и т.п.

Эксплуатационные характеристики силикатных изделий на природном сырье

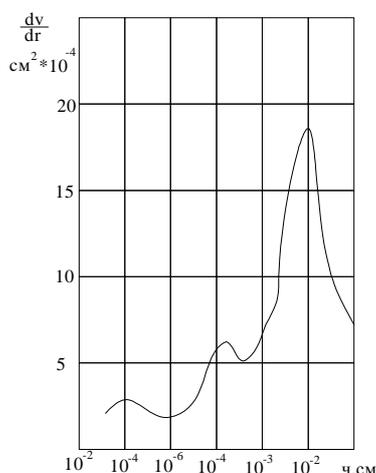


Рисунок 1. – Дифференцированные кривые распределения пор по радиусу в силикатных изделиях

Анализ накопленных экспериментальных данных указывает на связь между отдельными интегральными и дифференциальными характеристиками трещиновато-пористой структуры и прочностью, сорбционной влажностью, скоростью капиллярного водонасыщения и коэффициентом капиллярной диффузии, водопоглощением.

Согласно исследованиям М.К. Гальпериной, поры с диаметром 0,1...0,3 – 10...20 мкм наиболее опасны, так как при капиллярном всасывании они полностью заполняются водой, которая при замерзании и соответствующем увеличении в объеме создает в них растягивающие усилия (до 100 МПа и более), что приводит к разрушению материала [5].

На рисунке 1 приведены дифференциальные кривые распределения пор для силикатных изделий. Видно, что силикатные изделия содержат наибольшее количество пор с радиусом $10^{-4} \dots 10^{-1,5}$ см [6].

Основное применение силикатных изделий – кладка стен зданий и сооружений, защищенных от воздействия влаги (не рекомендуется применять для фундаментов) [7].

Не используют силикатные изделия для стен в условиях повышенной влажности, поскольку он хорошо впитывает влагу. Нежелательно также применение силикатных изделий для открытых сверху парапетов, поясков и тому подобных частей зданий, подвергающихся систематическому насыщению водой и замерзанию в этом состоянии [8].

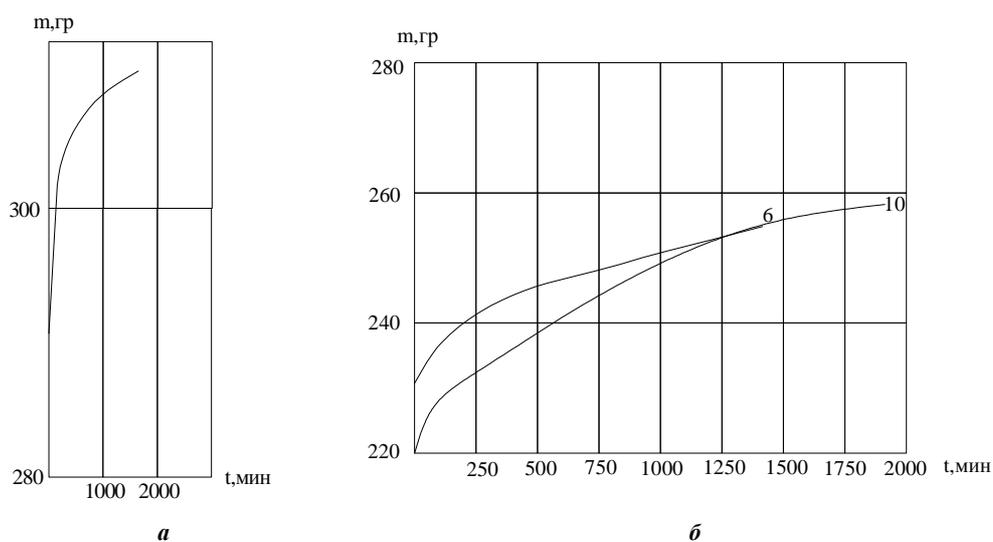
Анализ влияния литейного шлака и отработанной формовочной смеси на силикатные изделия

Для оценки влияния техногенных отходов литейного производства (отработанная формовочная смесь и ваграночный шлак) на структуру силикатных бетонов проведен эксперимент по определению динамики капиллярного всасывания. Использовались 3 образца разного сырьевого состава: 2 – с различным содержанием шлака (образцы 1, 2); один на природных материалах (С-1). Образцы с боковой поверхности были покрыты парафином и нижним торцом помещены в воду. Для определения изменения массы проведено гидростатическое взвешивание. Эксперимент продолжался до набора постоянной массы образца. Результаты эксперимента приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Результаты структурно-капиллярных испытаний силикатных бетонов

Образец С-1		Образец 1		Образец 2	
масса	время	масса,	время, мин	масса, г	время, мин
290,47	0	230	0	216	0
296,15	15	232	15	218	15
297,38	30	233	30	220	30
298,9	45	233,6	45	221,2	45
299,75	60	234,3	60	222,2	60
300,45	75	235	75	223,1	75
301,01	90	239,7	210	224	90
301,4	105	242	300	224,9	105
301,83	120	244	390	225,6	120
302,49	150	245	480	235,3	420
308,33	1050	254,7	1440	239	540
308,97	1350			254,8	1440
309,6	1650			256,6	1620
–	–			258,2	1920

На основании полученных данных построены графики, отображающие динамику капиллярного всасывания (рис. 2).



а – образец на природных материалах;
б – образец с техногенными отходами

Рисунок 2. – Динамика капиллярного всасывания

Также, опираясь на полученные данные, построены диаграммы капиллярного подъема воды (рис. 3).

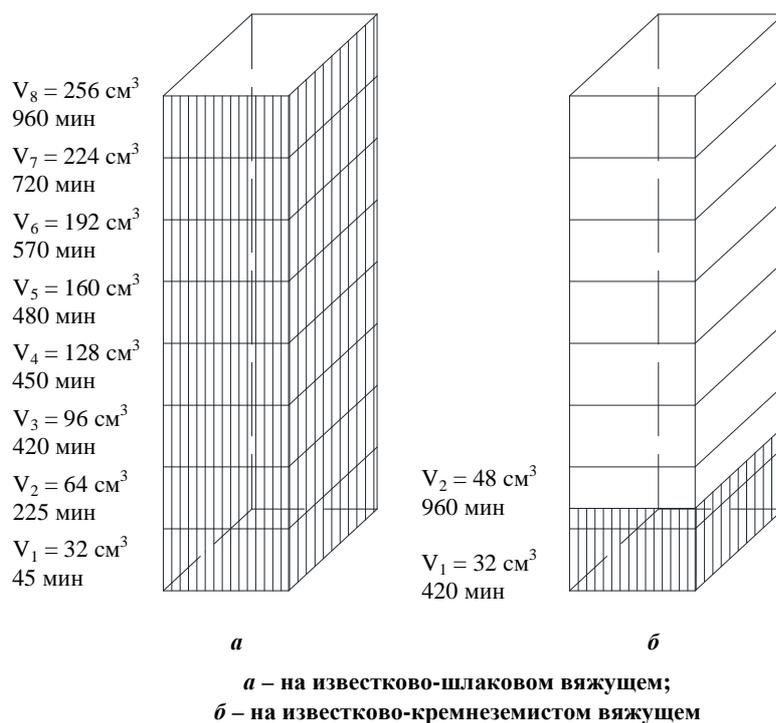
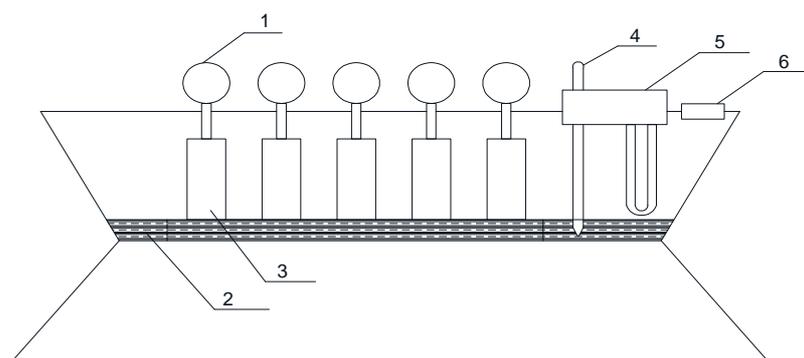


Рисунок 3. – Сравнительная диаграмма капиллярного подъема воды в силикатных образцах 40×40×160 мм

Показатели скорости капиллярного всасывания позволяют судить о целесообразности применения тех или иных материалов в ограждениях. Материалы с меньшей скоростью капиллярного всасывания должны применяться для ограждений с минимальной начальной влажностью, увеличения которой не следует допускать.

Для оценки коэффициента влагопроводности композитных материалов, содержащих активные минеральные добавки, выполнены исследования [9], в результате которых получены данные о кинетике одномерного водопоглощения. Исследования проводились на установке, схематично показанной на рисунке 4.



1 – датчики часового типа; 2 – слой воды; 3 – образцы;
4 – контактный термометр; 5 – тени; 6 – вентилятор

Рисунок 4. – Установка для измерения кинетики водопоглощения

В ходе исследований установлена зависимость коэффициента влагопроводности от функции распределения пор по радиусам, показанная на рисунке 5, из которого следует, что примерно 80% открытой пористости материала имеет поры размером от 10 до 30 нм. Такие показатели характерны для одно-

ного мелкопористого материала. Эти данные позволяют сделать вывод, что техногенные отходы литейного производства изменяют характер и размеры пор.

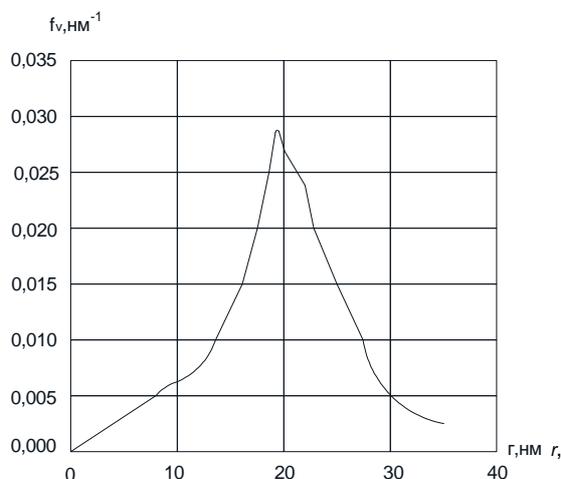


Рисунок 5. – Функция распределения объема пор по радиусам для образца силикатного материала на техногенных отходах

Долговечность фундаментов, аэродромных и дорожных покрытий, эксплуатируемых в условиях воздействия влажной среды, в значительной мере обусловлена капиллярными явлениями, имеющими место в тонких порах этих материалов. При характеристике явлений капиллярного впитывания жидкости часто используют так называемый коэффициент сорбции воды A , который для каждого конкретного материала определяется по экспериментальным данным. С помощью этого коэффициента можно вычислять коэффициент переноса жидкой влаги и активную пористость материала, которая участвует в капиллярном впитывании влаги. Коэффициент сорбции определяли для 11 образцов различного состава. Результаты проведенного исследования обработаны в программе STATISTICA.

Полученные значения коэффициента сорбции A ($\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{с}^{0,5})$) коррелируют с плотностью образцов:

$$A = 0,248 - 0,000107\rho.$$

При этом коэффициент парной корреляции равен 0,84.

На рисунке 6 показана зависимость коэффициента сорбции A от плотности образцов.

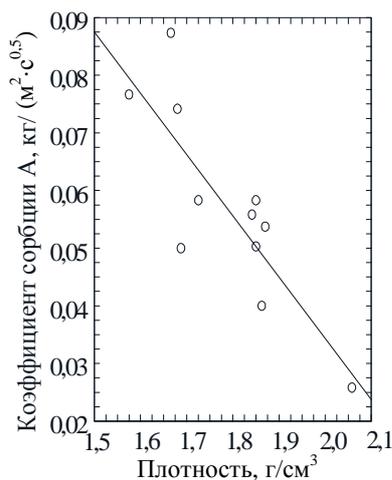


Рисунок 6. – Зависимость между плотностью силикатного материала и коэффициентом сорбции A

Таким образом, для прогнозирования сорбционной способности материала можно пользоваться величиной плотности. На основании значений плотности были определены коэффициенты сорбции A для 29 образцов силикатного материала, полученного с использованием отходов литейного производства.

Была исследована зависимость коэффициента стойкости материала от коэффициента сорбции. Анализ показал, что экспериментальные данные имеют тесную связь, характеризующуюся коэффициентом корреляции $R = 0,77$ и описываемую следующим математическим выражением:

$$K_{\text{стойк}} = 1,338 - 11,48A.$$

На рисунке 7 показана зависимость коэффициента стойкости от коэффициента сорбции A .

Полученные результаты позволяют сделать вывод, что с увеличением сорбционной способности прочность материала при увлажнении снижается.

Также исследовалось влияние сорбционной способности материала на морозостойкость. Результаты проведенного анализа свидетельствуют о том, что коэффициент морозостойкости имеет корреляционную зависимость с коэффициентом сорбции A ($R = 0,55$).

Зависимость коэффициента морозостойкости от коэффициента сорбции A показана на рисунке 8. Влияние коэффициента сорбции на морозостойкость невысоко.

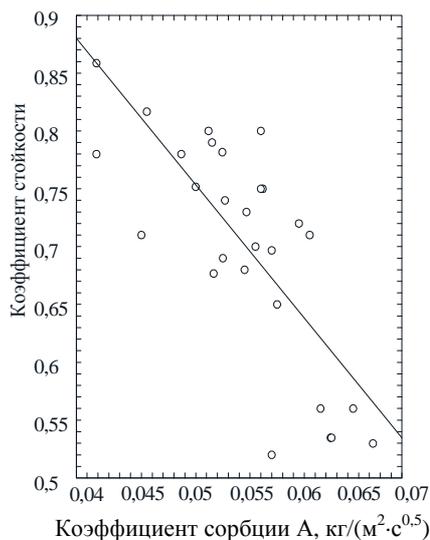


Рисунок 7. – Зависимость между коэффициентом сорбции A и коэффициентом стойкости

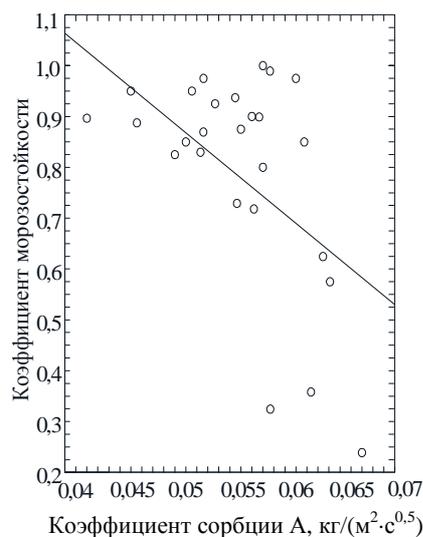


Рисунок 8. – Зависимость между коэффициентом сорбции A и коэффициентом морозостойкости

Заключение. Использование техногенных отходов металлургических предприятий (отработанная формовочная смесь, вагранный шлак) при производстве строительных материалов позволяет не только эффективно экономить средства, но и сохранять экологический баланс. Приведены сравнительные характеристики различных трещиновато-пористых структур силикатного бетона с разным сырьевым составом. Установлено, что отходы литейного производства (отработанная формовочная смесь и ваграночный шлак) позволяют регулировать динамику капиллярного всасывания и формировать мелкопористую структуру, влияя тем самым на эксплуатационные характеристики силикатного бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соломатов, В.И. Элементы общей теории композитных строительных материалов / В.И. Соломатов // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1980. – № 8. – С. 61–70.
2. Соломатов, В.И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / В.И. Соломатов // Новые композиционные материалы в строительстве : науч. тр. / Саратов. политехн. ин-т ; под ред. В.И. Соломатова. – Саратов, 1981. – С. 5–9.
3. Штальберг, Д.И. Термодинамика структурообразования водносиликатных дисперсных материалов / Д.И. Штальберг. – Рига : Зинатне, 1984. – 198 с.
4. Моделирование и оптимизация процессов структурообразования композиционных материалов / РДЭНТП УССР, отд. химии и хим. техники ; сост. : В.И. Выровой, А.Б. Абдыкалыков. – Киев, 1985. – 15 с.
5. Гальперина, М.К. Взаимосвязь пористой пористо-капиллярной структуры и морозостойкости фасадных керамических плиток / М.К. Гальперина, В.М. Егерев // Тр. НИИСтройкерамики. – 1985. – Вып. 55. – С. 5–15.
6. Комов, В.М. Энергосберегающие материалы зданий в XXI веке / В.М. Комов, Л.В. Иванов, А.И. Ананьев // Строительство и городское хозяйство Санкт-Петербурга. – 2000. – № 35. – С. 54–57.
7. Хавкин, Л.М. Технология строительного кирпича / Л.М. Хавкин. – М. : Стройиздат, 1982. – 384 с.
8. Фасеева, Г.Р. Структура пор и сравнительные характеристики кирпича / Г.Р. Фасеева, А.М. Салахов, А.И. Хацринов // Вестн. Казан. техн. ун-та – 2010. – № 8. – С. 220–223.
9. Шабанов, Д.Н. Состав и свойства силикатного кирпича с использованием продуктов литейного производства : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Д.Н. Шабанов ; Брест. гос. техн. ун-т. – Брест, 2007. – 23 с.

Поступила 02.11.2016

THE INFLUENCE OF TECHNOGENIC WASTE ON THE DYNAMICS OF CAPILLARY SUCTION SILICATE CONCRETE

D. SHABANOV, S. TEREKHOV, V. KHVATYNETS

The paper presents comparative characteristics of various bursting-porous silicate concrete structures with different raw material composition, in particular data on the dynamics of the porosity and capillary suction silicate concrete in comparison with other materials. The basic application is shown. The analysis of the impact of man-made foundry waste (spent molding sand and cupola slag) on the structure and dynamics of capillary suction silicate concrete is given.

Keywords: the capillary suction bursting-porous structure, technological waste foundry, silicate concrete.

УДК 666.972.035.51-413

МЕТОДЫ ЭЛЕКТРОАКТИВАЦИИ БЕТОННЫХ СМЕСЕЙ И ИХ ЭФФЕКТИВНОСТЬ

канд. техн. наук, доц. А.П. ШВЕДОВ; канд. техн. наук, доц. Л.М. ПАРФЁНОВА
(Полоцкий государственный университет)

Рассмотрены методы повышения активности воды как основного компонента бетонной смеси. Выявлена нестабильность получаемых результатов при использовании для повышения активности воды электрического тока с разными характеристиками. Приведены данные влияния на результаты активации воды сезонных условий ведения работ. Проанализированы теоретические аспекты механизма электроактивации воды затворения как сложной аномальной структуры исходя из её особенностей. Выявлено, что из-за сложности подбора режимов электроактивации во многих случаях целесообразно использовать более энергоёмкие методы электроактивации цементных суспензий. Приведены данные по меньшей степени зависимости результатов электроактивации цементных суспензий по сравнению с электроактивацией воды затворения от сезонности производства работ.

Ключевые слова: бетонные смеси, затворение, электроактивация, подбор режимов, эффективность.

При возведении или усилении монолитных конструкций, определяющих темп и сроки реконструкции зданий и сооружений в целом, часто, особенно при производстве работ при пониженных и отрицательных температурах, возникает ситуация, когда распалубочная прочность бетона оказывается недостаточной для загрузки конструкций со скоростью, обеспечивающей необходимый темп работ исходя из сроков ввода объекта в эксплуатацию.

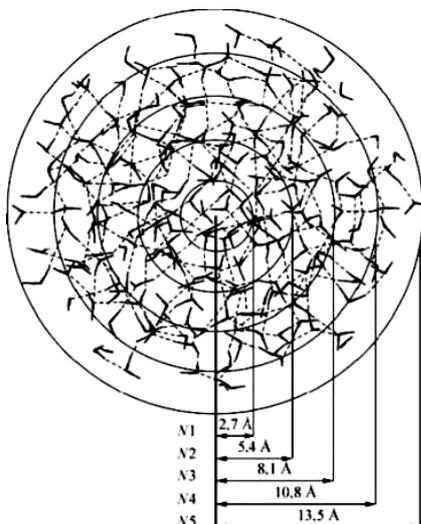
Для обеспечения необходимого режима твердения бетона в зависимости от многих факторов используют разные методы термообработки. Несмотря на большое разнообразие методов термообработки, их высокую эффективность и экономичность, получить 80% и более проектной прочности в ранние сроки методами прогрева бетона весьма проблематично. Для этих целей необходимо разрабатывать новые технологические решения, касающиеся повышения активности компонентов цементных систем. Один из вариантов – использование воды, применяемой для затворения бетонной смеси, подвергнутой обработке электромагнитным воздействием. Вода является одним из основных активных компонентов бетонной смеси, состоит из двух атомов водорода и одного атома кислорода. Но в природе существует три устойчивых изотопа водорода (протий, дейтерий, тритий) и три изотопа кислорода, поэтому может быть восемнадцать разновидностей воды. Свойства существующей в природе воды во многом аномальны – высокая теплоемкость и диэлектрическая проницаемость, изменение объема и плотности при переходе воды в твердую фазу, способность диссоциации и др. Как показывает анализ данных [1], при электрообработке у воды изменяется величина поверхностного натяжения, окислительно-восстановительный потенциал, водородный показатель, диэлектрическая постоянная. Причем, меняя параметры, можно целенаправленно изменять и свойства, к примеру, скорость и направление химических реакций. Это в первую очередь связано с повышением внутренней энергии воды и растворенных в ней веществ. Но вода имеет сложную внутреннюю структуру, а ее физические свойства зависят от многих факторов.

Полностью соответствует формуле H_2O лишь вода, находящаяся в парообразном состоянии. В температурном интервале от 0 до 100 °С концентрация отдельных (мономерных молекул) жидкой воды не превышает 1%. Все остальные молекулы воды объединены в ассоциаты различной степени сложности, и их состав описывается общей формулой $(H_2O)_x$. Непосредственной причиной образования ассоциатов являются водородные связи. Они возникают между ядрами водорода одних молекул и электронными «сгущениями» у ядер кислорода других молекул воды. Эти связи в десятки раз слабее, чем «стандартные» внутримолекулярные химические связи, и достаточно обычных движений молекул, чтобы разрушить их. Под влиянием тепловых колебаний также легко возникают и новые связи этого типа. Возникновение и распад ассоциатов описывается формулой: $x \cdot H_2O \leftrightarrow (H_2O)_x$.

При этом наличие коллективного движения характеризует способность молекул воды образовывать кластеры – группы молекул $(H_2O)_x$. Под кластером обычно понимают группу атомов или молекул, объединенных физическим взаимодействием в единый ансамбль (рисунок), но сохраняющих внутри него индивидуальное поведение [2; 3].

Данные математического моделирования применительно к жидкой воде позволяют считать, что наиболее вероятной является однородно-континуальная модель воды с трехмерной «открытой» пространственной сеткой из молекул, содержащих искривленные и разорванные водородные связи [4]. Работы Г.Г. Маленкова [5] показали, что молекулы воды соединены водородными связями, образующими непрерывную трехмерную сетку. Вода представляет собой равновесную систему, которая за 10^{-19} секунд после снятия внешних воздействий должна самопроизвольно вернуться в исходное состояние. Различные внешние воздействия могут привести к изменению свойств воды, которые сохраняются в течение опре-

деленного времени и оказывают влияние на процессы, происходящие с участием воды. Изучение воздействий внешнего электрического поля на воду затворения [6; 7] показало, что оно ускоряет сроки схватывания и увеличивает прочность цементного камня. Регулирование параметров обработки, например, таких как напряженность поля, плотность тока, время обработки и др., позволяет управлять твердением и физико-механическими свойствами вяжущих материалов.



Кластер из 216 молекул воды с выделенными слоями толщиной 2,7 Å

мени года (природных условий), поэтому испытания проводились в разное время года. Данные экспериментальных исследований приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Влияние видов обработки на подвижность бетонной смеси и прочность бетона при изготовлении смеси в разное время года

Вид обработки	Подвижность бетонной смеси, см			Прочность бетона, МПа		
	Период изготовления			Период изготовления		
	весна	лето	осень	весна	лето	осень
Напряженность поля 25 В/см; продолжительность обработки 6 минут	12,5	12,5	13,0	27,0	27,3	24,7
Изменение водородного показателя воды затворения ($pH \leq 3$ и $pH \geq 11$)	12,0	11,5	12,5	28,1	26,9	25,4
Вода, не подвергнутая обработке	11,0	11,0	11,0	23,4	23,4	23,4

Как показывают результаты исследований, разные виды обработки по-разному влияют как на подвижность бетонной смеси, так и на прочность бетона. Также наблюдается зависимость величины воздействия обработки от времени года, что в принципе логично, так как для затворения используется не питьевая очищенная вода, а вода, удовлетворяющая требованиям нормативов, и количество ионов в ней может меняться в зависимости от времени года.

Работы многочисленных авторов [8; 10 и др.] позволяют утверждать, что при использовании электрообработки воды возрастает прочность бетонных изделий, увеличивается пластичность бетонной смеси. Несмотря на перспективность данного направления, оно не получило широкого развития. Одна из причин – нестабильная воспроизводимость результатов, в частности из-за сезонных условий изготовления бетонных смесей. Также существенным недостатком данного метода является сложность нахождения оптимальных режимов электрообработки (напряженность электрического поля, плотность тока, продолжительность обработки), которые, в свою очередь, зависят от множества других параметров (свойства используемых материалов, физико-химических характеристик исходной воды, температуры среды и пр.). Их можно определить только экспериментальным путем в заводских условиях, то есть в каждом конкретном случае они будут меняться, что значительно снижает возможность широкого распространения данного метода активации.

Ученые И.Н. Ахвердов, Б.А. Крылов, А.Н. Ли и другие объясняют воздействие электрического поля на процессы гидратации и структурообразования рядом факторов, важными из которых являются: *оптическая анизотропность новообразований*, что свидетельствует, в частности, об их диэлектрической анизотропности (диэлектрическая проницаемость в направлении трех главных осей соответственно равна 11; 12; 5,4); ярко выраженная *анизотропия формы*; существенные различия *диэлектрических постоянных*

твердой фазы (от 5 до 15) и жидкой (от 5 до 81) в твердом цементном камне. По данным их исследований, в водных коллоидах и суспензиях под действием низкочастотного поля наблюдаются макроскопические эффекты двух видов: колебание частиц твердой фазы, вызванное электрофорезом; их ориентация относительно силовых линий поля. Исследования также подтверждают, что кратковременная контактная и бесконтактная обработка твердеющего цементного теста в электрическом поле переменной частоты приводит к заметному изменению конечной прочности цементного камня.

В ряде своих работ А.И. Бирюков установил влияние электрического поля на физико-химические процессы гидратации цемента и структурообразования цементного камня при предварительной электрообработке бетонной смеси и воды затворения для бетона.

Данные, свидетельствующие о приросте прочности вяжущих при их обработке переменным электрическим током приводятся в работе [13]. Здесь же отмечается, что при частоте 50...100 Гц возникает электрическая ориентация у частиц размером $5 \cdot 10^{-8}$... $2 \cdot 10^{-6}$ м. На влияние электрического тока частотой 50 Гц указывается в работе [14]. Авторы этих работ указывают также и на величину напряжения, которая, по их мнению, зависит от момента времени приложения воздействия до или после начала структурообразования. По данным работы [13], обработку рекомендуется проводить электрическим током напряженностью 250...350 В/м, при этом продолжительность воздействия находится в пределах 0,1...0,15 длительности индукционного периода. Вместе с тем имеются данные, позволяющие сделать вывод о том, что начальная активация должна осуществляться в течение первых минут, так как более длительное энергетическое воздействие может привести к уменьшению достигнутых эффектов упрочнения камня. На положительное влияние обработки переменным электрическим током указывают авторы работ [15]. Для исследования они использовали ток с частотой 850...1250 Гц. Обработка велась в течение 10 мин при плотности тока $0,4 \text{ А/м}^2$, при этом повышение прочности составляет около 20%. Положительно влияет на прочность бетона и его предварительная обработка переменным током, полученным путем суммирования тока, изменяющегося по синусоидальному закону, и тока, изменяющегося по синусоидальному закону в области от $(0,5\omega^{-1} + \pi n) \geq t \geq (5 \cdot 10^{-2}\omega^{-1} + \pi n)$ до $(0,5\omega^{-1} + \pi n) \geq t \geq (0,46\omega^{-1} + \pi n)$ [16].

На основании вышеизложенного можно отметить, что нет однозначного мнения об эффективности использования переменного тока для обработки бетонных смесей, как нет и единых параметров выполнения обработки.

Положительный эффект также отмечают при различных комбинированных воздействиях, одной из составляющих которых является переменное электрическое поле или постоянное со всеми его разновидностями. Но и здесь не все однозначно. К примеру, автор работ [17] придерживается мнения, что постоянный ток переменной полярности, проходя через цементные системы, способствует глубине гидратации цементных зерен, ускоряет прохождение химических реакций и вызывает ряд сопутствующих явлений – электроосмос, электрофорез, которые положительно влияют на ускорение твердения бетона.

Имеются данные по сокращению сроков схватывания с 50...60 до 6...8 мин с одновременным увеличением конечной прочности при применении для обработки постоянного тока переменной полярности [17]. При применении постоянного тока без перемены полярности, по данным одних авторов, наблюдается сброс прочности, конечная величина которой находится в прямой зависимости от количества, пройденного через бетон электричества. По другим источникам, имеет место ухудшение свойств бетона, подвергнутого такому виду обработки.

Таким образом, отсутствует стабильность полученных результатов, труднообъясним и сам результат, так как известно, что постоянный ток переменной полярности есть составная часть постоянного тока вообще. Также необходимо отметить, что практически все данные были получены при повышенных напряжениях, при которых возможно протекание тех же процессов, что и при применении постоянного тока.

На протяжении последних лет в различных отраслях промышленности находят применение разрядно-импульсные методы, основанные на быстрой передаче энергии электрического поля обрабатываемой среде. Это характерно и для технологии бетонных работ, где также разрабатываются и внедряются различные варианты электроактивации с использованием электрического разряда. Одним из возможных вариантов является обработка компонентов бетонной смеси высоковольтным электрическим разрядом [18]. В этом случае обработке может подвергаться цементно-водная суспензия. Для обработки используются импульсы с частотой 1...10 Гц, длительностью 10^{-3} ... 10^{-5} с, напряжением на электродах до 10 кВ. В результате после использования активированной цементно-водной суспензии для приготовления бетонной смеси прочность изделий из них возрастает до 30%.

Автор работы [19] приводит данные о том, что при обработке уложенного бетона в момент начала схватывания цемента электрическим импульсом длительностью 10...60 с, напряженностью 18 кВ/м его прочность повышается в среднем до 30%.

Согласно данным работы [20], повышение прочности растворной смеси достигает 30% при её обработке импульсным электрическим полем высокого напряжения в пределах 50...60 кВ. При этом длительность обработки составляет 10 мин при напряженности поля в растворной смеси 1 В/м. Время приложения воздействия должно совпадать с периодом начала схватывания растворной смеси.

Для сравнения эффективности разработанных способов нами проведены исследования с использованием различных технологий обработки. Результаты исследований приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Влияние видов обработки на подвижность бетонной смеси и прочность бетона

Вид обработки	Подвижность, см			Прочность бетона, МПа		
	Период изготовления			Период изготовления		
	весна	лето	осень	весна	лето	осень
Знакопеременным полем с реверсированием полярности, напряженность 430 В/м	12,0	12,0	11,0	27,8	30,0	30,0
Высоковольтным электрическим разрядом с напряжением на электродах 8,5 кВ	12,5	12,0	11,5	27,4	27,0	27,3
Электрическим импульсом с напряженностью 18 кВ/м	12,5	12,5	13,0	27,6	27,5	30,0
Импульсы с частотой 1...10 Гц длительностью 10^{-3} ... 10^{-5} с, напряжением на электродах до 10 кВ	13,0	13,5	13,5	27,3	27,0	30,0
Без обработки	11,0	11,0	11,5	23,4	23,4	23,0

В большинстве работ механизм электроактивации объясняется удалением продуктов гидратации с поверхности цементных частиц за счет энергии электрического поля или аффектов, сопутствующих прохождению электрического тока через цементную систему.

При удалении продуктов гидратации от зерен цемента они перемещаются из водной среды с большей плотностью в водную среду с меньшей плотностью. Вода, имеющая разную плотность, по данным исследований, имеет и другие различия. К примеру, диэлектрическая постоянная у воды с плотностью 2000 кг/м³ составляет от 2 до 3. Различие в диэлектрической проницаемости означает, что ее полярность при разной плотности также различна. При разной полярности растворимость жидкостей друг в друге ограничена, поэтому на границе раздела фаз с разной плотностью возникает пограничное или межфазное натяжение. Для отвода продуктов гидратации необходимо преодолеть силу поверхностного натяжения. Значение необходимого для этой цели градиента напряжения электрического поля в первом приближении может определиться по зависимости, полученной с использованием формулы Бачинского, и зависимости параметров пленочной воды, представленных в работах Н.П. Блещика.

В соответствии с кинетической теорией электропроводности электролитов движение ионов происходит не плавно, а скачкообразно, из одного положения равновесия в другое. Такое движение возможно после получения ионом (частицей) определенного количества энергии, достаточного для преодоления работы сил поверхностного натяжения и занятия нового энергетического уровня. До момента приложения электрического поля частица или ион находятся в тепловом движении, следовательно, обладают определенной энергией. Связь средней кинетической энергии частиц с температурой описывается распределением Максвелла. Для эффективного отвода продукты реакции должны получать энергию в момент начала воздействия, тогда энергия всей системы (уровней) не будет повышаться, а энергия электрического поля в основном будет расходоваться на перемещение продуктов взаимодействия.

Заключение. По результатам проведенного исследования можно сделать следующие *выводы*:

1) принимая за основу однородно-континуальную модель воды с трехмерной «открытой» пространственной сеткой из молекул, содержащих искривленные и разорванные водородные связи, напоминающие планетарную модель атома, можно объяснить данные по увеличению подвижности и прочности отводом отдельных молекул H₂O от кластера. При отводе за счёт увеличения электрическим полем энергии молекул H₂O, от кластера увеличивается количество несвязанных молекул H₂O, а это приводит к увеличению подвижности бетонной смеси;

2) за счёт уменьшения размеров кластеров уменьшается толщина сольватных оболочек, создавая тем самым условия для роста прочности;

3) при электроактивации цементных суспензий заряд цементной частицы формирует упорядоченное расположение водных кластеров, что приводит к более управляемому процессу активации и стабилизации данных экспериментов. При этом благодаря большому заряду цементных частиц уменьшается величина воздействия посторонних ионов на электромагнитное поле, используемое для электроактивации. С этим связано и то, что при электроактивации цементных суспензий отсутствует фактор времени года.

ЛИТЕРАТУРА

1. Латышев, В. Неожиданная вода / В. Латышев // Изобретатель и рационализатор. – 1981. – № 2. – С. 20–22.
2. Волошин, В.П. Выявление коллективных аффектов в компьютерных моделях воды / В.П. Волошин, Г.Г. Маленков, Ю.И. Наберухин // Журнал структурной химии. – 2007. – Т. 48. – С. 1133–1138.

3. Тытик, Д.Л. Молекулярные процессы в водном кластере / Д.Л. Тытик // Журнал структурной химии. – 2007. – Т. 48. – С. 921–925.
4. Дьяконова, Л.П. Моделирование структуры жидкой воды методом Монте-Карло / Л.П. Дьяконова, Г.Г. Маленков // Журн. структурной химии. – 1979. – Т. 20. – С. 854–861.
5. Маленков, Г.Г. Структура и динамика жидкой воды / Г.Г. Маленков // Журн. структурной химии. – 2006. – Т. 47. – С. 5–35.
6. Повх, И.Л. Магнитная и электролитическая обработка воды при производстве бетона / И.Л. Повх, В.Б. Совпель, И.А. Бычин // Вопросы теории и практики магнитной обработки воды и водных систем. – М. : Цветметинформация, 1971. – С. 227–229.
7. Юдина, А.Ф. Электрообработка воды затворения для приготовления бетонной смеси / А.Ф. Юдина, А.И. Борец // Современная технология производства бетонных работ в строительстве : материалы семинара. – Л., 1983. – С. 67–71.
8. Евдокимов, В.А. Об использовании электрообработки в технологии строительного производства / В.А. Евдокимов, О.В. Смирнов, А.Ф. Юдина // Исследования технологии строительных процессов : межвуз. темат. сб. тр. – Л. : ЛИСИ, 1982. – С. 5–14.
9. Круглицкий, Н.Н. Исследование влияния активированной воды затворения на физико-механические свойства и реологические характеристики бетонной смеси / Н.Н. Круглицкий, Е.В. Глуховская, О.З. Тейхман // Реология бетонных смесей и ее технологические задачи : тез. докл. IV Всесоюз. симп. – Юрмала, 1982. – С. 192–195.
10. Капранов, В.В. Влияние ионизации воды затворения на гидратацию вяжущих веществ / В.В. Капранов, Н.И. Горбунов // Исследование процессов образования дисперсных структур. – Минск, 1971. – С. 97.
11. Пилипенко, В.В. К вопросу влияния обогащения воды затворения ионами OH^- и H^+ , механизм взаимодействия вяжущего с водой / В.В. Пилипенко // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1973. – № 1. – С. 34–36.
12. Грановский, М.Г. Электрообработка жидкостей / М.Г. Грановский, И.С. Лавров, О.В. Смирнов. – Л. : Химия, 1976. – С. 45.
13. Вершинин, Ю.Н. О влиянии переменных электрических полей на процессы кристаллизационного структурообразования в водных пересыщенных растворах / Ю.Н. Вершинин // Кристаллизация и фазовые переходы : сборник. – Минск : Акад. наук БССР, 1962. – С. 133–141.
14. Norton, F.I. Influence of frequency on the electrooptical effect on colloids / F.I. Norton // Phys Rev. – 1939. – 56 с.
15. Бирюков, А.И. Исследование влияния частоты электрического поля на твердение вяжущих / А.И. Бирюков, А.Н. Плугин, А.П. Старосельский // Коллоидный журнал АН СССР. – 1980. – Т. XLII. – Вып. 2. – С. 326–329.
16. Способ возведения железобетонных конструкций и устройство для его осуществления : а. с. 1522814 СССР, МКИ 4E04 G9/10 / А.П. Шведов, С.С. Атаев, Л.Ф. Калмыков, К.А. Кунцевич, В.С. Войтенков, И.П. Шведов, А.Н. Леонович (СССР). – № 4262761/29-331. – Заявл. 15.06.87.
17. Степаненко, М.Г. Формирование цементного камня при электрохимической активации / М.Г. Степаненко // Тр. ХИИТА. – Вып. 2. – Харьков : Харьк. ин-т инженеров ж.-д. трансп., 1966. – С. 72–74.
18. Файнер, М.Ш. Энергосберегающие модификаторы цементов и бетонов / М.Ш. Файнер // Энергосбережение в строительстве : тез. докл. науч.-техн. конф. – Киев-Черновцы, 1996. – С. 64–85.
19. Клименко, В.М. Электрофизическая обработка бетонных смесей с химическими добавками : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.09.10; 02.00.05 / В.М. Клименко ; Саратов. гос. техн. ун-т. – Саратов, 2002. – 17 с.
20. Данилова, Ю.С. Активация цементных растворов при воздействии электрического поля : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Ю.С. Данилова ; Самар. гос. архитектурно-строительная акад. – Самара, 2002. – 19 с.

Поступила 10.10.2016

ELECTRIC ACTIVATION METHODS OF CONCRETE MIXTURES AND THEIR EFFICIENCY

A. SHVEDOV, L. PARFENOVA

The methods of increasing the activity of the main component of the concrete mix-water are analyzed. The instability of the results when used for increasing the water activity of electric current with different characteristics is shown. The effect on the results of activation of water, seasonal conditions of the work is given. The analysis of the theoretical aspects of the mechanism of the electric activation of the mixing water on the basis of structural features of the mixing water as a complex anomalous structure is done. Due to the complexity of the selection of the modes of the electric activation in many cases, it is advisable to use more energy intensive methods of electric activation of the cement suspensions. The paper presents the data at least based on the results of electroactivation cement suspensions than electroactivity of mixing water from the seasonality of the work.

Keywords: concrete mix, mixing, electroactivity, selection of modes, efficiency.

УДК 691.322:004.421

КОМПЬЮТЕРНОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ СТЕКЛОПЛАСТИКОВОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ И ВЫЧИСЛИТЕЛЬНЫЙ ЭКСПЕРИМЕНТ ОЦЕНКИ ЕЕ ЭКСПЛУАТАЦИОННЫХ СВОЙСТВ**канд. техн. наук Д.Н. ШАБАНОВ; Е.А. ЗЯБКИН; Е.А. ТРАМБИЦКИЙ
(Полоцкий государственный университет)**

Рассматриваются свойства смоделированного композиционного материала. Показана их зависимость от исходных компонентов, вида и расположения волокон в армирующем наполнителе, метода и технологических условий изготовления изделий, ряда других факторов. Внимание акцентируется на выборе компонентов композиционно-волоконистых материалов, осуществляемом с учетом индивидуальных свойств волокнистого полуфабриката и полимерного связующего (полимерной матрицы), а также их взаимного влияния, обусловленного соотношением деформационных свойств компонентов, изменением свойств волокон под влиянием компонентов полимерной матрицы, смачиванием на границе раздела фаз.

Ключевые слова: 3-D моделирование, быстрое прототипирование, композиционный материал, стеклопластиковая арматура, эксплуатационные свойства.

Изучение деформационных свойств полимерных материалов неразрывно связано с задачами по сравнительному анализу особенностей материалов, с исследованиями взаимосвязи свойств со структурой, с целенаправленным технологическим регулированием свойств, а также прогнозированием кратковременных и длительных механических воздействий. На изучаемые деформационные свойства полимерных материалов оказывают влияние температурные воздействия, а также уровни и длительность механических воздействий. Для проведения сравнительного анализа и прогнозирования указанных свойств необходима разработка математической модели на основе физически обоснованного аналитического описания этих влияний. Особого внимания заслуживают решения с физической обоснованностью выбранных уравнений в сочетании с минимумом количества используемых параметров.

Следует заметить, что изучение механических свойств полимерных материалов, проявляющихся в условиях эксплуатации, гораздо сложнее, чем измерение только лишь разрывных характеристик, которые не позволяют в полной мере объективно оценить свойства материала. Особую ценность имеет решение такой задачи для полимерных материалов, когда помимо сопоставления механических свойств материалов необходимы расчеты на условия эксплуатации изделий. Задача состоит в разработке принципиально нового вида периодического профиля стеклопластиковой арматуры для получения более высоких механических свойств, а также в возможности ее предварительного напряжения с последующим применением в строительстве.

Исследовательская часть. Определяющим при создании изделий из стекловолокна, является связующее (волокно – матрица), удовлетворяющее требованиям, которые включают следующие характеристики [1; 2]:

- модуль упругости при растяжении и сдвиге стекловолокна должен быть больше, чем связующего:

$$E_B > E_M; G_B > G_M,$$

где E_B , G_B и E_M , G_M – модуль упругости при растяжении и сдвиге соответственно стекловолокна и связующего;

- прочность стекловолокон должна быть больше, чем связующего $s_B > s_M$;
- удлинение при разрыве волокон должно в незначительной степени отличаться от связующего:

$$e_B < e_M;$$

- коэффициенты Пуассона для стекловолокна и матрицы должны быть максимально близкими:

$$\mu_B \geq \mu_M,$$

чтобы при деформации композита на границе «волокно – матрица» не возникало напряжений, отрывающих их друг от друга и тем самым снижающих адгезию.

Взаимодействие стекловолокна с матрицей должно обеспечивать высокую реализацию механических свойств волокон в армированном материале и его монолитность, что обеспечивается за счет хорошей смачиваемости волокон матрицей (связующим), а также высоким уровнем адгезии между волокном и матрицей. Немаловажную роль играет релаксация внутренних напряжений в элементарном объеме «волокно – матрица».

Армирующий волокнистый материал, а именно стеклоровинг, содержащий заданное количество волокнистого накопителя (стеклонитей), позволяет регулировать диаметр получаемых стержней. В качестве связующего обычно используются смолы (Norpol Dion 6694; Atlas-580; ЭВС-9133), обладающие высокой стойкостью к кислотам, щелочам, особенно к хлорным средам. Винилэфирные смолы отверждаются, как и полиэфирные, близки по физико-механическим характеристикам к эпоксидным; имеют лучшие свойства по пропитке и смачиванию армирующих материалов-наполнителей и полимеризации, легче подвергаются переработке, чем эпоксидные смолы; отличаются высокой водостойкостью [4].

Как видно из графика (рис. 1), отверждение эпоксидных связующих сопровождается образованием пространственно-сшитой структуры и усадкой полимера, которая достигает приблизительно 3,5%. Большие усадки приводят к образованию трещин, пустот, дефектов в структуре материала, что снижает уровень физико-механических характеристик [6; 7].

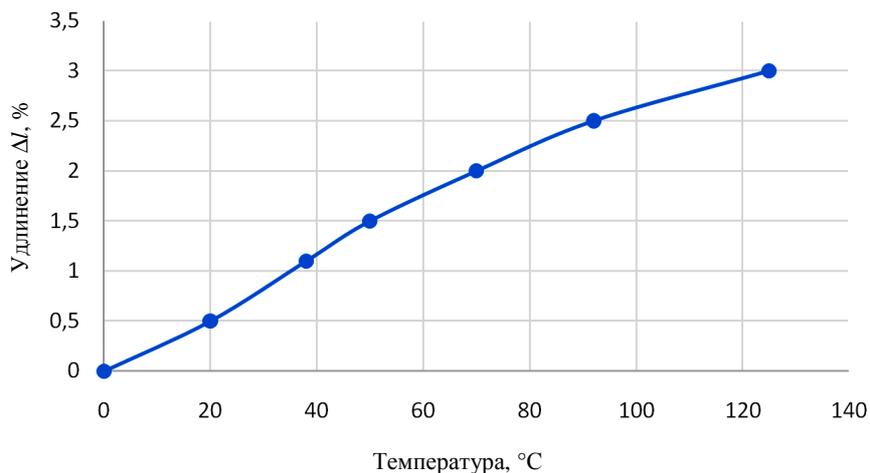


Рисунок 1. – Зависимость линейной усадки от температуры

Разработанная в Полоцком государственном университете технология, которая может быть использована для 3D-печати продукции, армированной непрерывными нитями из стекловолкна, позволяет получать арматуру периодического профиля. На рисунках 2, 3 изображен общий вид смоделированных арматурных композитных стержней, которые можно использовать для армирования изделий как конструктивно, так и с расчетом в зависимости от условий эксплуатации. Профиль арматуры формируется за счет силы натяжения ровингов на бобине, при ослаблении натяжения формируется эллиптический вид профиля, а при усилении прямоугольный вид профиля.

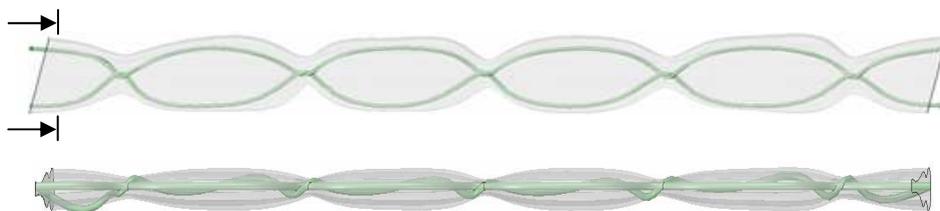


Рисунок 2. – Профиль стеклопластиковой арматуры эллиптического вида



Рисунок 3. – Профиль стеклопластиковой арматуры прямоугольного вида

На рисунке 4 изображен зигзагообразный профиль, формируемый в результате отклонения в поперечном направлении одного из жгутов, который применяется для изготовления преднапряженных цементно-бетонных конструкций. Преднапряжение данной стеклопластиковой арматуры предполагается за счет вытягивания стержня на величину Δl .

Арматурный композитный стержень содержит два жгута, которые подвергают завивке путем обвода одного из жгутов вокруг другого жгута с образованием петли, последующим ее затягиванием и многократным повторением процесса завивки.

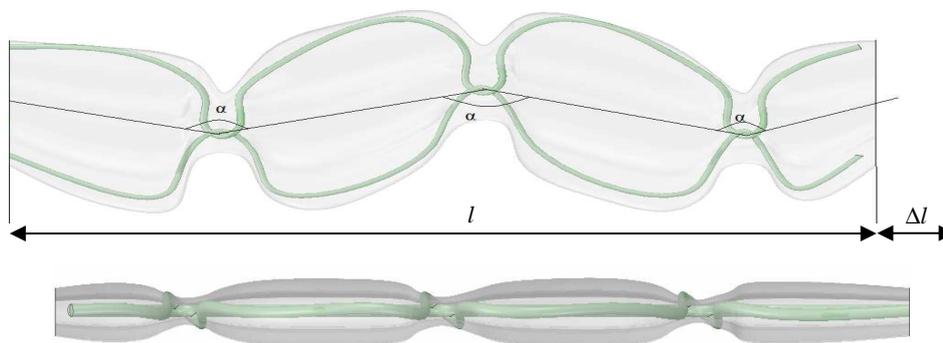
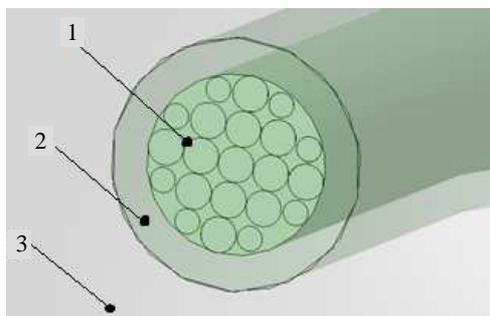


Рисунок 4. – Профиль стеклопластиковой арматуры зигзагообразной формы

Отличительными признаками смоделированного арматурного стержня являются:

- другая форма выполнения элементов, а именно арматурного композитного стержня, имеющего места переплетения из жгутов нитей;
- взаиморасположение элементов – места переплетения расположены с равным шагом между ними (регулируемым);
- дополнительная обработка стеклоровингов специальными видами смол, обладающими таким свойством, как память, которое будет стремиться вернуть стержень в первоначальное состояние – до его вытягивания (рис. 5).



- 1 – ровинг, состоящий из стеклонитей;
- 2 – дополнительная обработка стеклоровинга;
- 3 – основное покрытие стержня

Рисунок 5. – Дополнительная защита стеклоровинга обработкой смолой

Предполагаемое изготовление арматурного композитного стержня предусматривает модернизацию существующих технологических линий либо использование принципиально новых технологий, которые бы позволили формировать профиль по специально созданным программам. Использование модели позволяет повысить надежность строительных конструкций за счет увеличения площади сцепления арматурного композитного стержня с бетоном и формирования предварительного напряжения.

Физическое экспериментирование предоставляет возможность не только выяснить осуществимость того или иного технологического процесса и получить первые представления об изучаемой сложной системе, но и в большинстве случаев решить конкретную технологическую задачу.

Результаты эксперимента могут быть более значимыми при использовании теории подобия и моделирования. Основополагающим и общепризнанным принципом в технологии строительных материалов и изделий является учение о связи состава и внутреннего строения материала с его свойствами. Руководствуясь этим принципом, можно проникнуть в физику происходящих в сложной системе процессов и создать информационную базу для принятия инженерных решений, имея лишь приблизительное представление о средних интегральных показателях скоростей процессов структурообразования и степеней их завершенности, к определенным технологическим или эксплуатационным периодам.

В настоящее время на основе экспериментальных данных и развитых представлениях о строении материалов установлен ряд зависимостей между их основными свойствами и наиболее существенными факторами, которые используются в технологических расчетах для отыскания приближенных оценок [12; 13].

Таким образом, при обработке экспериментальных данных, представленных в таблице 1, получена зависимость абсолютных деформаций стеклопластиковой арматуры периодического профиля от нагрузки, позволяющая предположить, что возможность получения предварительного напряжения осуществима.

Таблица 1. – Экспериментальные данные стеклопластиковой арматуры периодического профиля

Нагрузка по этапу Q , кН	1	3	6	9	12	15	18
Удлинение Δl , мм	0,0004	0,0013	0,0024	0,0034	0,0045	0,0056	0,0073

На примере регрессионной модели можно вывести зависимость прочности композита (y) от нагрузки по этапу (Q , кН). Эту зависимость из физических соображений можно считать линейной:

$$y = b_0 + b_1 \cdot Q.$$

В матричной записи:

$$XB = Y.$$

Для оценивания коэффициентов линейной модели, меняя нагрузку Q от 1 кН с шагом 18 кН, проведены семь опытов без повторений до разрыва. Результаты представлены вектором:

$$Y = \begin{bmatrix} 0,0004 \\ 0,0013 \\ 0,0024 \\ 0,0045 \\ 0,0056 \\ 0,0073 \end{bmatrix}.$$

Расчетная матрица, второй столбец которой задает условия опытов, имеет вид:

$$X = \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 3 \\ 1 & 6 \\ 1 & 9 \\ 1 & 12 \\ 1 & 15 \\ 1 & 18 \end{bmatrix}.$$

Вектор коэффициентов

$$B = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \end{bmatrix}.$$

Для вычисления этих коэффициентов найдем последовательно: матрицу X^T :

$$X^T = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 18 \end{bmatrix};$$

матрицу $X^T X$:

$$X^T X = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 18 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ 1 & 3 \\ 1 & 6 \\ 1 & 9 \\ 1 & 12 \\ 1 & 15 \\ 1 & 18 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 7 & 64 \\ 64 & 820 \end{bmatrix}.$$

Определитель

$$\det(X^T X) = \det \begin{bmatrix} 7 & 64 \\ 64 & 820 \end{bmatrix} = 1644.$$

Обратная матрица $(X^T X)^{-1}$ имеет вид:

$$(X^T X)^{-1} = \begin{bmatrix} 0,49 & -0,039 \\ -0,039 & 0,0042 \end{bmatrix}.$$

Матрицу $X^T Y$ представим следующим образом:

$$X^T Y = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 3 & 6 & 9 & 12 & 15 & 18 \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} 0,0004 \\ 0,0013 \\ 0,0024 \\ 0,0045 \\ 0,0056 \\ 0,0073 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,025 \\ 0,32 \end{bmatrix}.$$

Находим B :

$$B = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,49 & -0,039 \\ -0,039 & 0,0042 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 0,025 \\ 0,32 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -0,00023 \\ 0,00037 \end{bmatrix}.$$

Таким образом, выполнив оценку параметров линейной эконометрической модели с помощью МНК (метод наименьших квадратов), получили зависимость удлинений от механического и температурного воздействий, описанную выражением

$$\hat{y} = -0,00023 + 0,00037Q$$

и представленную на рисунке 6.

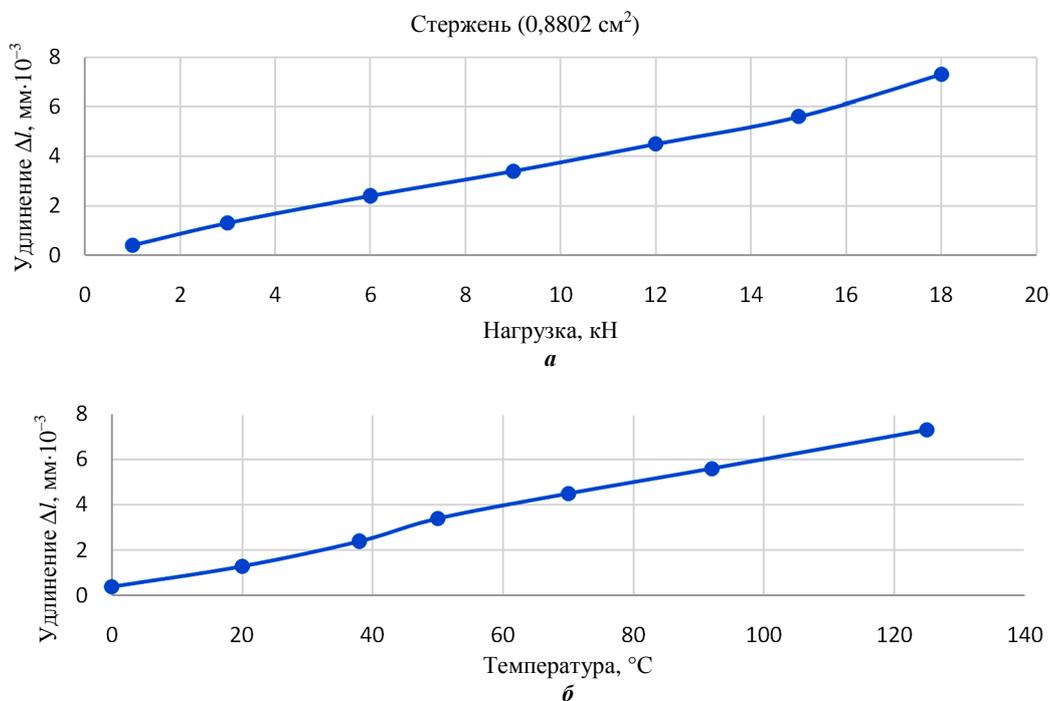


Рисунок 6. – Зависимость удлинений от механического (а) и температурного (б) воздействий

Заключение. Выполненные исследования позволяют выдвинуть гипотезу о возможности использования стеклопластиковой арматуры периодического профиля в преднапряженных бетонных изделиях.

Исходя из литературного анализа и полученных при помощи математического планирования эксперимента и математической статистики результатов, можно констатировать, что при температурном и механическом воздействии на стеклопластиковую арматуру периодического профиля можно достичь удлинения, которое необходимо для получения предварительного напряжения. При обработке специальными видами смол участки переплетения программно-смоделированных стержней будут обладать таким свойством, как «память», стремящемся вернуть стержень к первоначальному виду – до механического и температурного воздействия.

ЛИТЕРАТУРА

1. Фролов, Н.П. Стеклопластиковая арматура и стеклопластбетонные конструкции / Н.П. Фролов. – М. : Стройиздат, 1980. – 104 с.
2. Сопротивление стеклопластиков / В.Л. Бажанов [и др.]. – М. : Химия, 1968. – 304 с.
3. Галкин, И.С. О влиянии конструкции арматурного каната на его сцепление с бетоном / И.С. Галкин // Новые виды арматуры. – М. : Стройиздат, 1964. – 136 с.
4. Полилов, А.Н. Неупругие свойства композиционных материалов / А.Н. Полилов // Новое в зарубежной науке. Механика. Вып. 16. – М. : Мир, 1978. – 296 с.
5. Богословский, В.Н. Строительная физика. – 2-е изд., перераб и доп. / В.Н. Богословский. – М. : Высш. школа, 1982. – 415 с.
6. Аскадский, А.А. Компьютерное материаловедение полимеров / А.А. Аскадский, В.И. Кондращенко. – М. : Науч. мир, 1999. – Т. 1 : Атомно-молекулярный уровень. – 544 с.
7. Фазовые равновесия и фазовая структура смесей полимеров / А.Е. Чалых [и др.] // Усп. хим. – 2004. – Т. 73, вып. 1. – С. 63–78.
8. Полилов, А.Н. Критерии прочности полимерных волокнистых композитов, описывающие некоторые экспериментально наблюдаемые эффекты / А.Н. Полилов, Н.А. Татусь // Проблемы машиностроения и автоматизации. – 2008. – № 3. – С. 103–110.
9. Соломатов, В.И. Элементы общей теории композиционных строительных материалов // В.И. Соломатов // Изв. вузов. Сер. Стр-во и архитектура. – 1980. – № 8 – С. 61–70.
10. Соломатов, В.И. Полиструктурная теория композиционных строительных материалов / В.И. Соломатов // Новые композиционные материалы в строительстве : науч. тр. Саратов. политехн. ин-та ; под ред. В.И. Соломатова. – Саратов, 1981. – С. 5–9.
11. Арматура стеклопластиковая СПА-6. Технические условия. ТУ 7 БССР I-81 / Гос. ком. Белорусской ССР по делам строительства.
12. Питлюк, Д.А. Расчет строительных конструкций на основе моделирования / Д.А. Питлюк. – М. : Изд-во лит. по стр-ву, 1965. – 154 с.
13. Сороговец, И.Б. Теория вероятностей и математическая статистика : учеб.-метод. компл. для студентов техн. специальностей / И.Б. Сороговец. – Новополоцк : ПГУ, 2009.
14. Способ изготовления композитной арматуры периодического профиля : полож. реш. пат. Респ. Беларусь, МПК E 04 C 5/07, B 29 C 55/30, B 29 C 53/26 / Н.Н. Попок, Д.Н. Шабанов, О.А. Ерошова, Е.А. Менжинский ; заявитель Полоц. гос. ун-т. – № a20130798 ; заявл. 2013.06.24.
15. Бетонные и железобетонные конструкции : СНиП 52-01-2003. – Введ. постановлением Гос. ком. Рос. Федерации по стр-ву и жилищно-коммунальному комплексу от 30.06.2003 № 127. – М. : ФГУП ЦПП, 2004.

Поступила 09.12.2016

COMPUTER SIMULATION FIBERGLASS REINFORCEMENT WITH PERIODIC PROFILE AND COMPUTER EXPERIMENT EVALUATING ITS PERFORMANCE PROPERTIES

D. SHABANOV, E. ZIABKIN, E. TRAMBITSKIY

Discusses the properties of the modeled composite material. Shows their dependence on the source component, type and arrangement of fibers in the reinforcing filler, the method and technological conditions of manufacturing the product and other factors. Focuses on the selection of components of composite-fiber materials, which take into consideration the individual properties of the fibrous material and polymeric binder (polymeric matrix), as well as their mutual influence caused by properties of, in particular, as the ratio of deformation properties of components, changing properties of the fibers under the influence of the components the polymer matrix, the wetting at the interface between the phases.

Keywords: 3-D modeling, rapid prototyping, composite material, fiberglass reinforcement, performance properties.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.044:624.012.4

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ СВЯЗАННЫХ ДЕФОРМАЦИЙ НА СТАДИИ РАСШИРЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА В УСЛОВИЯХ ДВУХОСНОГО ОГРАНИЧЕНИЯ

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР; О.Г. САННИКОВА
(Брестский государственный технический университет)

Рассмотрены методы определения связанных деформаций и самонапряжений на стадии расширения напрягающего бетона в условиях двухосного ограничения. Представлена деформационная модель для определения связанных деформаций на стадии расширения напрягающего бетона при двухосном ограничении. Приведены результаты экспериментальных исследований плитных образцов. Дан сравнительный анализ экспериментальных и расчетных значений связанных деформаций расширения.

Ключевые слова: расчетная модель, плитные образцы, связанные деформации, напрягающий бетон, двухосное ограничение.

При проектировании самонапряженных конструкций необходимо учитывать особенности исходного напряженно-деформированного состояния, вызванного расширением напрягающего бетона в условиях ограничения деформаций. Многочисленными исследованиями элементов из напрягающего бетона подтверждена зависимость достигаемых деформаций связанного расширения от вида напряженного состояния (одно-, двух-, трехосное), жесткостных характеристик упругого ограничения, режима твердения [1–5].

Выбор расчетной модели для определения числовых значений связанных деформаций и напряжений на стадии расширения напрягающего бетона должен быть сделан в пользу именно той, которая в достаточной мере воспроизводит химическую, физическую и механическую стороны процесса расширения напрягающего бетона с учетом конструктивных и технологических факторов.

Методы определения связанных деформаций и самонапряжений на стадии расширения напрягающего бетона в условиях двухосного ограничения

К настоящему времени предложено несколько методов определения связанных деформаций в ограничивающей арматуре (соответственно, самонапряжений в бетоне) для элементов, находящихся в условиях двухосного ограничения.

Метод 1. В нормах [6] относительная деформация на уровне центра тяжести всей ограничивающей арматуры, расположенной в сечении конструкции к моменту стабилизации процесса расширения, определяется следующим образом:

$$\varepsilon_{s,CE} = \frac{1}{\rho_l \cdot E_s} f_{CE,d} \cdot k_s \cdot k_p \cdot k_e \cdot k_w \cdot k_0, \quad (1)$$

где $f_{CE,d}$ – расчетное самонапряжение напрягающего бетона, принимаемое по таблицам 6, 7 в [6]; ρ_l – суммарный коэффициент армирования сечения; E_s – модуль упругости арматуры; k_s – коэффициент, равный 1,2 при двухосном армировании; k_p – коэффициент, определяемый в зависимости от суммарного коэффициента армирования для рассматриваемого направления по формуле:

$$k_p = \sqrt{\frac{1,57 \cdot \rho_l}{0,0057 + \rho_l}}, \quad (2)$$

k_l – коэффициент, определяемый в зависимости от эксцентриситета армирования сечения; k_w – коэффициент, учитывающий влияние начальной прочности напрягающего бетона к началу интенсивного увлажнения; k_0 – коэффициент, учитывающий условия хранения самонапряженной конструкции на стадии расширения напрягающего бетона.

Как видно, в рамках данного подхода двухосное ограничение учитывается только при помощи дополнительного коэффициента $k_s = 1,2$ в мультипликативной модели (1).

Метод 2. В исследованиях [5] на основании экспериментальных данных получены эмпирические зависимости, в которых учитывается взаимное влияние упругого ограничения, ориентированного по направлению главных осей, на величину связанных относительных деформаций расширения:

- по направлению оси x

$$\begin{cases} \varepsilon_{CE.x} = (0,98 + 16 \cdot \rho_{ly} - 12 \cdot \rho_{lx}) \cdot \varepsilon_{CE.x,0}, & \text{если } \rho_{lx} \leq \rho_{ly}, \\ \varepsilon_{CE.x} = (0,98 + 16 \cdot \rho_{lx} - 12 \cdot \rho_{ly}) \cdot \varepsilon_{CE.x,0}, & \text{если } \rho_{lx} > \rho_{ly}; \end{cases} \quad (3)$$

- по направлению оси y

$$\begin{cases} \varepsilon_{CE.y} = (0,98 + 16 \cdot \rho_{lx} - 12 \cdot \rho_{ly}) \cdot \varepsilon_{CE.y,0}, & \text{если } \rho_{ly} \leq \rho_{lx}, \\ \varepsilon_{CE.y} = (0,98 + 16 \cdot \rho_{ly} - 12 \cdot \rho_{lx}) \cdot \varepsilon_{CE.y,0}, & \text{если } \rho_{ly} > \rho_{lx}. \end{cases} \quad (4)$$

Здесь $\varepsilon_{CE.x,0}$, $\varepsilon_{CE.y,0}$ – связанная относительная деформация напрягающего бетона по оси x без учета упругого ограничения по оси y и, соответственно, по оси y без учета упругого ограничения по оси x ;

$$\varepsilon_{CE.x,0} = \frac{f_{CE.d} \cdot k_{px}}{\rho_{lx} \cdot E_s}; \quad \varepsilon_{CE.y,0} = \frac{f_{CE.d} \cdot k_{py}}{\rho_{ly} \cdot E_s}, \quad (5)$$

где ρ_{lx} , ρ_{ly} – коэффициенты армирования по направлению оси x и y соответственно; $f_{CE.d}$, E_s , k_p – аналогично, как и в зависимости (1).

Сравнивая методы 1 и 2, несложно заметить, что составляющие $(0,98 + 16 \cdot \rho_{lx} - 12 \cdot \rho_{ly})$ и $(0,98 + 16 \cdot \rho_{ly} - 12 \cdot \rho_{lx})$ из зависимостей (3) и (4) представляют собой, по сути, уточненное значение коэффициента k_s из зависимости (1).

Метод 3. В работе [3] для случая симметрично армированных плоских самоупругившихся элементов предложена эмпирическая зависимость следующего вида:

$$\sigma_{CE,2} = f_{CE,d,2} \cdot \rho_l^{0,702-0,0278 \cdot f_{CE,d,2}}, \quad (6)$$

где $f_{CE,d,2}$ – расчетное значение самоупругившегося, определенное в динамометрических кольцах.

Метод 4. При несимметричном армировании в двух направлениях в исследованиях [2] предложено использовать систему уравнений:

$$\begin{cases} \left(\frac{A}{\sigma_{CE,x} + C} \right)^{1/n} - \lambda \left(\frac{A}{\sigma_{CE,y} + C} \right)^{1/n} - B(1-\lambda) - \frac{\sigma_{CE,x}}{k_x} = 0, \\ \left(\frac{A}{\sigma_{CE,y} + C} \right)^{1/n} - \lambda \left(\frac{A}{\sigma_{CE,x} + C} \right)^{1/n} - B(1-\lambda) - \frac{\sigma_{CE,y}}{k_y} = 0. \end{cases} \quad (7)$$

Здесь $\sigma_{CE,x}$, $\sigma_{CE,y}$ – самоупругившиеся в бетоне по направлению осей x и y соответственно; A , B , C – эмпирические коэффициенты; $k_x = \rho_{lx} \cdot E_s \cdot 10^{-2}$, $k_y = \rho_{ly} \cdot E_s \cdot 10^{-2}$ – относительные жесткостные характеристики упругого ограничения; λ – коэффициент поперечных деформаций напрягающего бетона, значение которого в практических целях рекомендуется принимать в пределах 0,46...0,48 [2].

Следует отметить, что все рассмотренные расчетные методы по определению параметров напряженно-деформированного состояния плоских самоупругившихся элементов имеют существенные недостатки. *Во-первых*, все представленные расчетные формулы содержат эмпирические коэффициенты или зависимости, которые, в свою очередь, ограничены конкретными условиями проведения эксперимента. *Во-вторых*, ни одна из приведенных зависимостей не учитывает поведение напрягающего бетона в раннем возрасте, а также влияние упругих и неупругих деформаций на величину связанных относительных деформаций расширения. Основываясь на энергетическом подходе, предложенные модели позволяют рассчитать величину самоупругившегося только к моменту стабилизации процесса расширения. Подобная модель была представлена и в работе [7]. Следует отметить, что при практическом применении предложенных моделей возникает ряд противоречий, обусловленных различными соотношениями деформаций свободного расширения и стандартной величины самоупругившегося $f_{CE,d}$ [6].

Метод 5. Отмеченные недостатки в достаточной мере учтены в деформационной модели для самонапряженных элементов в условиях осевого ограничения [8]. В соответствии с данной моделью приращение связанной относительной деформации по направлению оси x за i -й временной интервал с учетом правила знаков (деформации расширения принимаются со знаком «плюс», а усадки – со знаком «минус») определяется следующим образом:

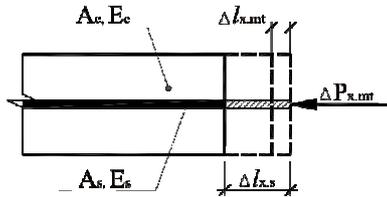
$$(\Delta \epsilon_{x,s})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta \epsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta \varphi(t_i, t_j)}{E_{c,28}} \right] \right), \quad (8)$$

где

$$D = \frac{E_c(t_i)}{\left(1 + \frac{E_c(t_i)}{E_{c,28}} \cdot \varphi(t_{i+1/2}, t_i) \right) \cdot E_s \cdot \rho_{x,l}}; \quad (9)$$

$(\Delta \epsilon_{cf})_i$ – приращение деформации свободного расширения за i -й временной интервал; $(\Delta \sigma_{x,c})_j$ – приращение напряжений по направлению оси x за j -й временной интервал; $E_{c,28}$ – модуль упругости бетона в возрасте 28 суток; $E_c(t_i)$ – модуль упругости бетона в возрасте t_i , модифицированный с учетом влияния изменения температуры; $\varphi(t_{i+1/2}, t_i)$ – коэффициент ползучести в возрасте бетона $t_{i+1/2}$ от постоянно действующей нагрузки, приложенной в возрасте бетона t_i ; $\Delta \varphi(t_i, t_j)$ – приращение коэффициента ползучести за i -й временной интервал от постоянно действующей нагрузки, приложенной в возрасте бетона t_j ; E_s – модуль упругости арматуры; $\rho_{x,l}$ – коэффициент армирования по направлению оси x .

Вывод расчетной зависимости (8) подробно рассмотрен в [9]. Предложенная аналитическая модель в настоящее время является наиболее рациональной и позволяет определять напряженно-деформированное состояние самонапряженных элементов, начиная с первых суток и до момента стабилизации процесса расширения. Зная функцию, описывающую развитие деформаций свободного расширения $\epsilon_{cf(t)}$ во времени, и приращение напряжений на $(i-1)$ временном интервале, получают приращение связанной относительной деформации в ограничивающей связи по направлению оси x на каждом i -м временном интервале. Учитывая коэффициент поперечного расширения, данный метод расчета в равной степени может быть использован и для плоского напряженного состояния. Однако представленная модель имеет один существенный, на наш взгляд, недостаток, что подтвердилось при сравнении с экспериментальными данными, полученными в собственных исследованиях.



- $\Delta P_{x,mt}$ – реакция упругого ограничения;
- $\Delta l_{x,s}$ – изменение длины упругого ограничения вследствие расширения напрягающего бетона;
- $\Delta l_{x,mt}$ – изменение длины упругого ограничения в результате действия дополнительной реакции;
- A_c, E_c – параметры бетонного сечения;
- A_s, E_s – параметры упругого ограничения

Рисунок 1. – Схема действия дополнительной реакции упругого ограничения

Как отмечается в работе [10], расширение образца из напрягающего бетона на каждом последующем итерационном шаге происходит в условиях наличия реакции упругого ограничения, возникающей на предшествующем итерационном шаге и препятствующей расширению бетонного элемента (рис. 1).

Таким образом, положения представленной деформационной модели (метод 5), модифицированные с учетом действия дополнительной реакции упругого ограничения, позволили сформулировать расчетную деформационную модель для самонапряженных элементов, находящихся в условиях плоского напряженного состояния, как при симметричном, так и при несимметричном ограничении деформаций расширения в двух направлениях.

Деформационная модель для определения связанных деформаций при двухосном ограничении

Основные теоретические положения модифицированной деформационной модели (MSDM) для случая произвольного ограничения, располагаемого по направлению одной главной оси элемента, изложены в [10].

Учитывая действие дополнительной реакции со стороны упругого ограничения для анализируемых условий, выражение (8) следует преобразовать следующим образом:

$$(\Delta \epsilon_{x,s})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta \epsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta \sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta \varphi(t_i, t_j)}{E_{c,28}} \right] \right) - \sum_{j=1}^{i-1} (\Delta \epsilon_{x,s})_j \cdot \rho_{x,l} \cdot \frac{E_s}{E_c(t_{(i-1)+1/2})}. \quad (10)$$

Принимая во внимание, что напрягающий бетон и арматура деформируются совместно, приращение напряжений в направлении оси x за i -й временной интервал определим из выражения:

$$(\Delta\sigma_x)_i = (\Delta\varepsilon_{x,s})_i \cdot E_s \cdot \rho_{x,l}. \quad (11)$$

В случае плоского напряженного состояния напряжения, действующие по одной из осей, связаны с напряжениями, действующими по направлению другой оси, посредством коэффициента Пуассона. Согласно данным, представленным в работе [2], коэффициент Пуассона (μ) для напрягающего бетона в раннем возрасте может быть принят в среднем равным 0,47.

Таким образом, приращение связанных относительных деформаций по направлению каждой оси для случая двухосного ограничения определяется из системы уравнений:

$$\begin{cases} (\Delta\varepsilon_{x,s})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta\varepsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta\sigma_{x,c})_j \cdot \frac{\Delta\varphi(t_i, t_j)}{E_{c,28}} \right] \right) - \sum_{j=1}^{i-1} (\Delta\varepsilon_{x,s})_j \cdot \rho_{x,l} \cdot \frac{E_{x,s}}{E_c(t_{(i-1)+1/2})}, \\ (\Delta\varepsilon_{y,s})_i = \frac{D}{D+1} \left((\Delta\varepsilon_{cf})_i - \sum_{j=1}^{i-1} \left[(\Delta\sigma_{y,c})_j \cdot \frac{\Delta\varphi(t_i, t_j)}{E_{c,28}} \right] \right) - \sum_{j=1}^{i-1} (\Delta\varepsilon_{y,s})_j \cdot \rho_{y,l} \cdot \frac{E_{y,s}}{E_c(t_{(i-1)+1/2})}. \end{cases} \quad (12)$$

Приращение напряжений, действующих по направлению каждой оси в случае двухосного ограничения, определяют следующим образом:

$$\begin{cases} (\Delta\sigma_x)_i = (\Delta\varepsilon_{x,s})_i \cdot E_{x,s} \cdot \rho_{x,l} - \mu \cdot \left((\Delta\varepsilon_{y,s})_i \cdot E_{y,s} \cdot \rho_{y,l} \right), \\ (\Delta\sigma_y)_i = (\Delta\varepsilon_{y,s})_i \cdot E_{y,s} \cdot \rho_{y,l} - \mu \cdot \left((\Delta\varepsilon_{x,s})_i \cdot E_{x,s} \cdot \rho_{x,l} \right). \end{cases} \quad (13)$$

Зная приращение деформаций и напряжений на каждом итерационном шаге, определяют суммарное напряжение и суммарную связанную относительную деформацию в направлении каждой оси в данный момент времени:

$$\begin{cases} (\sigma_x)_i = (\sigma_x)_{i-1} + (\Delta\sigma_x)_i, \\ (\sigma_y)_i = (\sigma_y)_{i-1} + (\Delta\sigma_y)_i, \end{cases} \quad \begin{cases} (\varepsilon_{x,s})_i = (\varepsilon_{x,s})_{i-1} + (\Delta\varepsilon_{x,s})_i, \\ (\varepsilon_{y,s})_i = (\varepsilon_{y,s})_{i-1} + (\Delta\varepsilon_{y,s})_i. \end{cases} \quad (14)$$

Итерационный расчет продолжают до тех пор, пока не наступит момент стабилизации деформаций расширения, что определяется из функции развития свободных относительных деформаций расширения во времени, получаемой по результатам испытания контрольных образцов в стандартных условиях.

Экспериментальные исследования

Для верификации принятой расчетной модели были проведены экспериментальные исследования шести плитных образцов из напрягающего бетона, армированных плоскими сетками, расположенными в середине высоты сечения. Варьируемым параметром опытных образцов являлась степень упругого ограничения по направлению главных осей. Характеристика исходных материалов и методика проведения экспериментальных исследований подробно представлена в [9].

Номенклатура опытных образцов приведена в таблице 1, а конструктивное решение показано на рисунке 2.

Таблица 1. – Номенклатура опытных образцов

№ серии	Маркировка плит	Площадь сечения арматуры в направлении оси x , мм ²	Коэффициент армирования, ρ_{lx} , %	Площадь сечения арматуры в направлении оси y , мм ²	Коэффициент армирования, ρ_{ly} , %
I	П1-1	<u>339</u>	0,97	<u>58,9</u>	0,16
	П1-2	3Ø12 S500		3Ø5 S500	
II	П2-1	<u>339</u>	0,97	<u>339</u>	0,97
	П2-2	3Ø12 S500		3Ø12 S500	
III	П3-1	<u>58,9</u>	0,16	<u>58,9</u>	0,16
	П3-2	3Ø5 S500		3Ø5 S500	

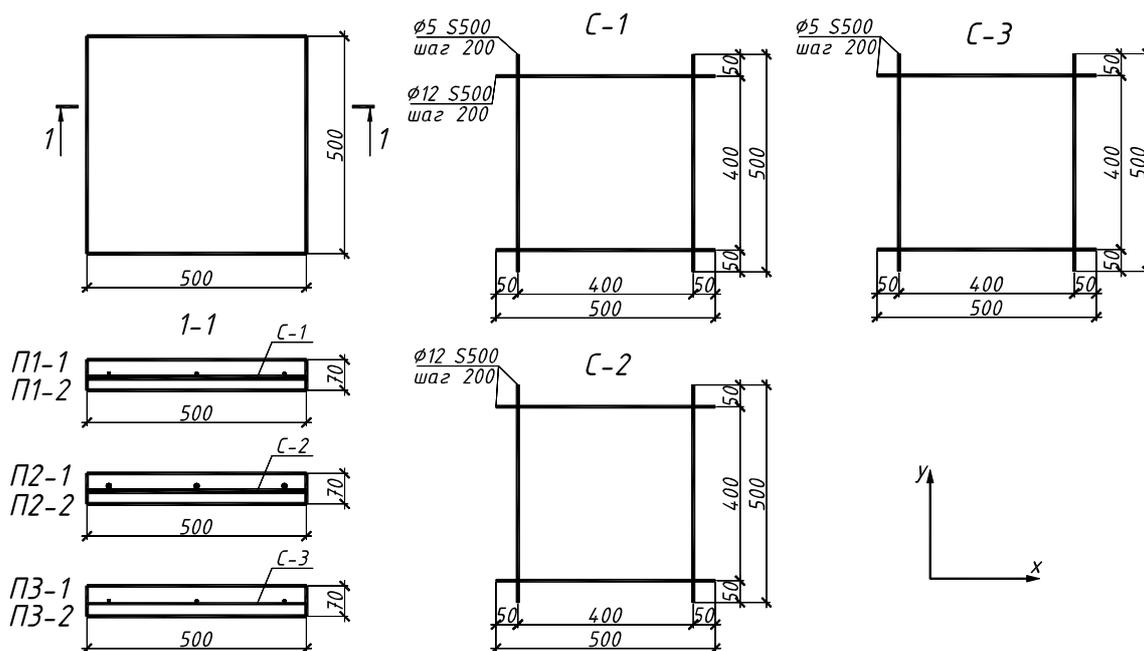
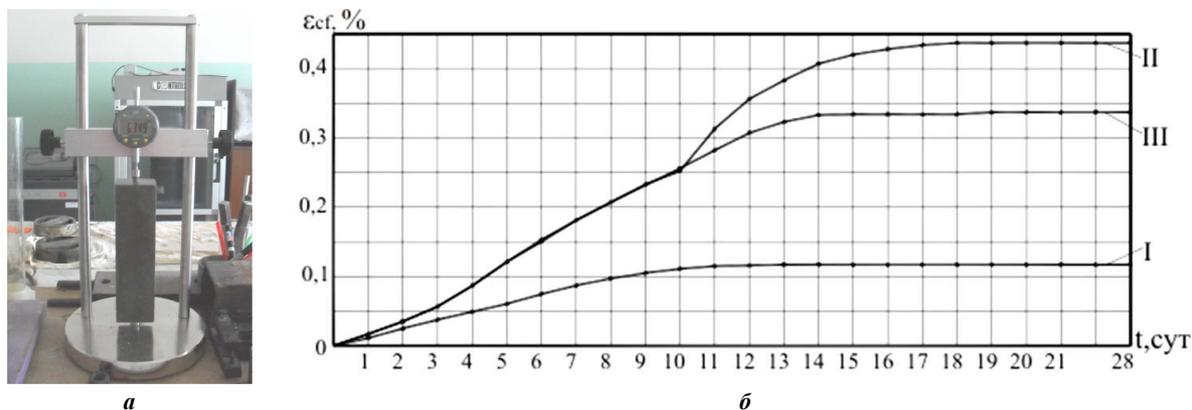


Рисунок 2. – Конструктивное решение опытных образцов

Развитие деформаций свободного расширения напрягающего бетона для каждой серии образцов, измеренного по контрольным образцам, и общий вид контрольных образцов приведены на рисунке 3.



а – общий вид контрольного образца;
б – развитие деформаций свободного расширения напрягающего бетона для I, II и III серии образцов

Рисунок 3. – Зависимость изменения во времени деформаций свободного расширения, установленная по контрольным образцам-призмам

Характеристики напрягающего бетона контролировали по стандартной методике [11].

Результаты измерения характеристик напрягающего бетона, полученные по контрольным образцам, приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Характеристики напрягающего бетона

№ серии	Деформация свободного расширения к моменту стабилизации ϵ_{cf} , %	Модуль упругости в возрасте 28 сут, ГПа	Самонапряжение бетона в возрасте 28 сут, МПа
I	0,117	42,66	1,4
II	0,437	23,1	2,4
III	0,334	33,3	2,1

Анализ результатов экспериментальных исследований

В результате проведенных экспериментальных исследований получены графики, показывающие развитие во времени деформаций расширения по направлению осей армирования. Кинетика развития связанных деформаций расширения до момента стабилизации процесса расширения для каждой серии образцов приведена на рисунках 4–6. Учитывая то обстоятельство, что аналитическая модель, изложенная в [8], и предлагаемая нами расчетная модель позволяют определить связанные деформации начиная с первых суток и до момента стабилизации процесса расширения, на графиках нанесены кривые, полученные по результатам расчета с помощью указанных моделей.

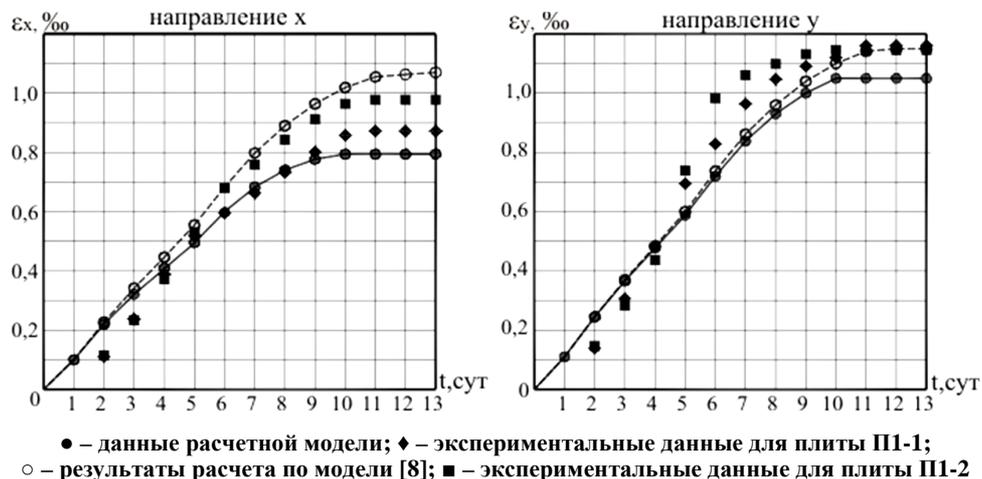


Рисунок 4. – Развитие связанных деформаций расширения по направлению оси x и направлению оси y на стадии твердения для плит серии I

Из данных, приведенных на рисунке 4, следует, что в соответствии с предлагаемой расчетной моделью стабилизация связанных относительных деформаций расширения по главным направлениям начинается на 10-е сутки, что соответствует началу стабилизации деформаций свободного расширения, полученных по результатам измерений контрольных образцов серии I (см. рис. 3, б). Прирост деформаций расширения для всех плит серии I также завершается на 10-е сутки влажного режима хранения. Однако по данным расчетной модели [8] прирост связанных относительных деформаций расширения завершается только к 13-м суткам.

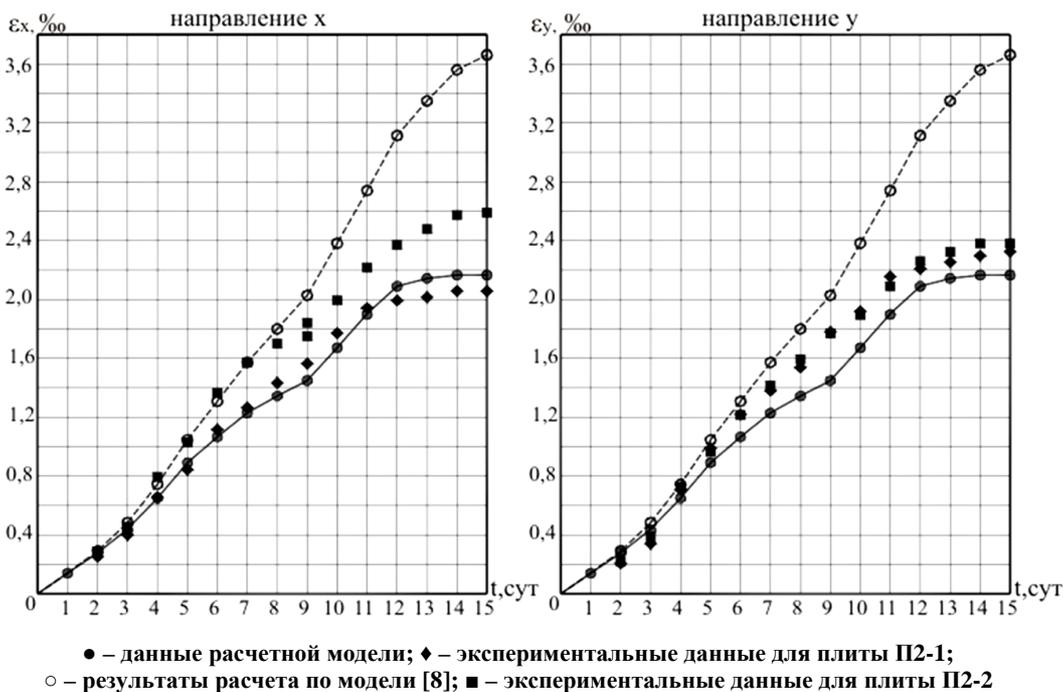


Рисунок 5. – Развитие связанных деформаций расширения по направлению оси x и направлению оси y на стадии твердения для плит серии II

Данные, представленные на рисунке 5, свидетельствуют, что в соответствии с предлагаемой расчетной моделью прирост связанных относительных деформаций расширения по главным направлениям завершается на 14-е сутки, что соответствует началу стабилизации относительных деформаций свободного расширения для серии II, определенных по контрольным образцам (см. рис. 3, б). Прирост связанных деформаций расширения также завершается к 14-м суткам влажного режима хранения. Как и для I серии образцов, при расчете по модели [8] прирост связанных относительных деформаций расширения завершается позднее экспериментальных данных – на 15-е сутки.

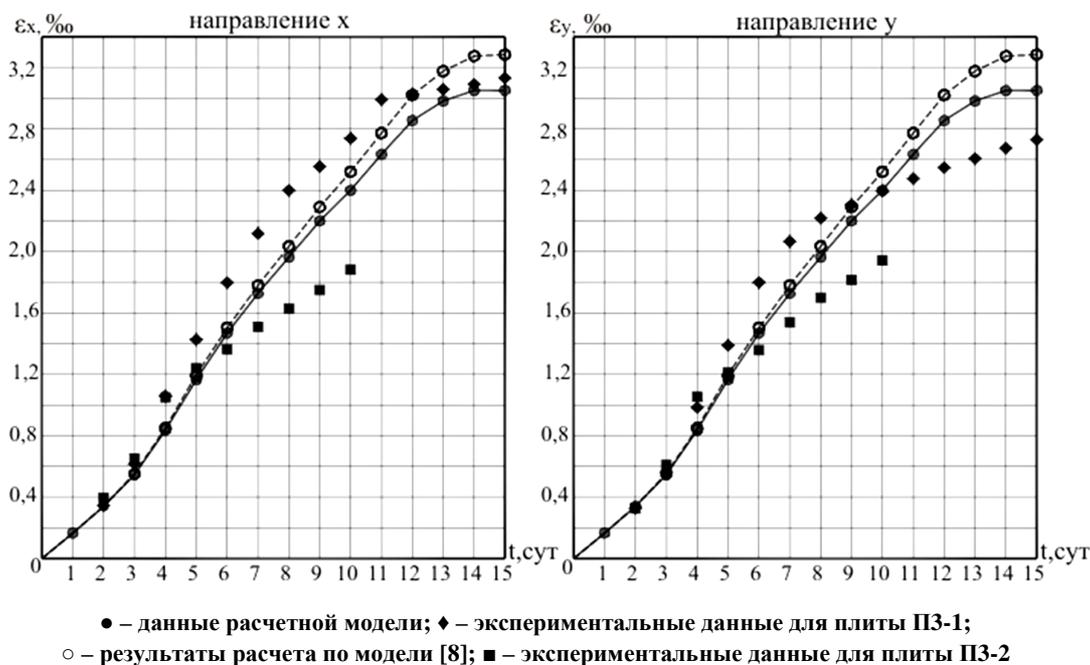


Рисунок 6. – Развитие связанных деформаций расширения по направлению оси x и направлению оси y на стадии твердения для плит серии III

Данные, представленные на рисунке 6, свидетельствуют, что в соответствии с предлагаемой расчетной моделью прирост связанных относительных деформаций расширения по двум осям завершается на 14-е сутки, что соответствует началу стабилизации относительных деформаций свободного расширения для серии III, определенных по контрольным образцам (см. рис. 3, б). Однако, в отличие от серий I и II, при расчете по модели [8] прирост связанных относительных деформаций расширения по двум осям также завершается на 14-е сутки. При этом по данным опытов прирост относительных деформаций завершается позднее – на 15-е сутки влажного режима хранения. Экспериментальные данные для плиты ПЗ-2 начиная с 11-х суток отсутствуют, поскольку произошло отслоение латунных реперов с поверхности плиты.

Следует отметить, что для плит серии II и III коэффициенты армирования в двух направлениях были равными, следовательно, связанные относительные деформации расширения, полученные на основании расчета, в каждый рассматриваемый момент времени равны по двум направлениям. Очевидно, что связанные относительные деформации расширения, измеренные в произвольный момент времени, должны быть одинаковыми по двум направлениям. Однако в результате погрешности измерений относительные деформации расширения имели разброс значений, что, в свою очередь, отразилось на сходимости результатов. Кроме того, наблюдается (см. рис. 4) значительное превышение расчетных значений связанных относительных деформаций расширения по отношению к экспериментальным данным в возрасте бетона 2-х суток (около 50%), что, вероятно, сопряжено с погрешностью измерений.

Анализируя данные, представленные на рисунках 4–6, несложно заметить, что значения связанных относительных деформаций расширения, определенные в соответствии с моделью [8] и предлагаемой расчетной моделью, имеют близкие значения при минимальной жесткости упругого ограничения, соответствующей $\rho = 0,16\%$ (направление x и y в серии III, направление y в серии I) на протяжении всего процесса расширения. В то время как для образцов с жесткостью упругого ограничения, соответствующей $\rho = 0,97\%$, расчетные данные по двум моделям имеют близкие значения только с первых и до четвертых суток (направление x и y в серии II, направление x в серии I). В последнем случае к завершению процесса расширения различие в результатах расчета достигает 40% для II серии плит и 26% для направления x I серии плит.

Как уже было отмечено, расчетная модель [8] не учитывает действие дополнительного усилия, возникающего как реакция со стороны упругого ограничения в виде арматурных стержней, на расширение напрягающего бетона. Очевидно, что с увеличением жесткости упругого ограничения увеличивается и величина дополнительной реакции, что особенно ярко проявляется для активных составов напрягающего бетона (серия II).

Сравнение существующих методов определения параметров напряженно-деформированного состояния плоских самоупроченных элементов выполнено к моменту стабилизации процесса расширения. Отметим, что применение на практике получили только методы 1, 2 и 5, поэтому в настоящей работе целесообразно привести сравнение результатов, полученных по перечисленным методам для каждой серии опытных плит (табл. 3).

Таблица 3. – Сравнительный анализ экспериментальных и расчетных значений связанных относительных деформаций расширения самоупроченных плит к моменту стабилизации процесса расширения

Метод расчета	серия I $\rho_{lx} = 0,97\%, \rho_{ly} = 0,16\%$				серия II $\rho_{lx} = 0,97\%, \rho_{ly} = 0,97\%$				серия III $\rho_{lx} = 0,16\%, \rho_{ly} = 0,16\%$	
	$\epsilon_x^{calc}, \%$		$\epsilon_y^{calc}, \%$		$\epsilon_x^{calc}, \%$		$\epsilon_y^{calc}, \%$		$\epsilon_x^{calc}, \%$	$\epsilon_y^{calc}, \%$
Предлагаемая модель	0,794		1,054		2,166		2,166		3,050	3,050
Метод 1 [6]	0,860		3,070		1,470		1,470		4,610	4,610
Метод 2 [5]	0,792		2,850		1,240		1,240		3,793	3,793
Метод 5 [8]	1,071		1,160		3,662		3,662		3,284	3,284
Опытные значения	$\epsilon_x^{exp}, \%$		$\epsilon_y^{exp}, \%$		$\epsilon_x^{exp}, \%$		$\epsilon_y^{exp}, \%$		$\epsilon_x^{exp}, \%$	$\epsilon_y^{exp}, \%$
	П1-1	П1-2	П1-1	П1-2	П2-1	П2-2	П2-1	П2-2	П3-1	П3-1
	0,872	0,978	1,161	1,146	2,058	2,589	2,327	2,381	3,132	2,731
$\epsilon^{exp} / \epsilon^{calc}$										
Предлагаемая модель	1,098	1,230	1,101	1,087	0,950	1,195	1,074	1,099	1,027	0,895
Метод 1 [6]	1,014	1,130	0,378	0,373	1,400	1,761	1,583	1,619	0,679	0,592
Метод 2 [5]	1,101	1,230	0,407	0,402	1,660	2,088	1,876	1,920	0,825	0,720
Метод 5 [8]	0,814	0,913	1,000	0,987	0,562	0,707	0,635	0,650	0,953	0,831

Расчетные и экспериментальные данные, приведенные в таблице 3, показывают, что значения связанных относительных деформаций расширения, полученные по методу 1 действующих норм [6] и по методу 2 [5], значительно отличаются от соответствующих опытных значений, причем различие наблюдается как в сторону завышения расчетных величин (для серий I и III), так и в сторону их занижения (для серии II). В то же время данные, полученные на основании предлагаемой расчетной модели, довольно хорошо (в пределах от 2,6 до 18,6%) совпадают с соответствующими экспериментальными значениями для каждой серии образцов, что, в свою очередь, свидетельствует об универсальности разработанной модели.

В заключение проведенного исследования сделаны следующие **выводы**:

1) предложена расчетная модель для определения связанных относительных деформаций расширения в случае двухосного ограничения, базирующаяся на положениях модифицированной деформационной модели для связанных деформаций для условий одноосного ограничения (MSDM) [10];

2) сопоставление значений связанных относительных деформаций расширения, полученных экспериментально и определенных путем расчета, свидетельствует об адекватности предложенной аналитической модели;

3) основным достоинством предложенной расчетной модели является учет факторов, характеризующих реальные условия твердения конструктивного элемента из напрягающего бетона, что учитывается температурой, при которой развивается процесс твердения, модулем деформации в возрасте 28-ми суток и, самое главное, фактическим законом распределения свободных деформаций расширения напрягающего бетона во времени;

4) данная аналитическая модель позволяет определять связанные относительные деформации расширения при различных коэффициентах армирования в двух направлениях, начиная с первых су-

ток твердения до момента стабилизации процесса расширения. По полученным значениям деформаций определяются значения напряжений в ограничивающих связях, что также имеет важное практическое значение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Литвер, С.Л. Сравнительная оценка самоупрочнения бетонов при одно- и двухосном ограничении деформаций расширения с учетом потерь от усадки / С.Л. Литвер, Н.В. Сабаева // Исследования и применение напрягающего бетона и самоупрочненных конструкций : сб. тр. / НИИЖБ ; под науч. ред. В.В. Михайлова. – М., 1984. – С. 52–61.
2. Михайлов, В.В. Плоские самоупрочненные конструкции / В.В. Михайлов, В.С. Гершвальд // Исследования и применение напрягающего бетона и самоупрочненных конструкций : сб. тр. / НИИЖБ ; под науч. ред. В.В. Михайлова. – М., 1984. – С. 62–67.
3. Литвер, С.Л. Самоупрочнение при двухосном ограничении деформаций расширения / С.Л. Литвер, А.И. Петухов // Исследования и применение напрягающего бетона и самоупрочненных конструкций : сб. тр. / НИИЖБ ; под науч. ред. В.В. Михайлова. – М., 1984. – С. 67–68.
4. Михайлов, В.В. Расширяющийся и напрягающие цементы и самоупрочненные конструкции / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М. : Стройиздат, 1974. – 312 с.
5. Марчук, В.А. Деформации и собственные напряжения несимметрично двухосно армированных плоских элементов из напрягающего бетона на стадии его расширения : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В.А. Марчук. – Брест, 2002. – 176 л.
6. Бетонные и железобетонные конструкции из напрягающего бетона : ТКП 45-5.03-158-2009 / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск : Минстройархитектуры, 2010. – 28 с.
7. Tsuji, Y. Methods of Estimating Chemical Prestress and Expansion Distribution in Expansive Concrete Subjected to Uniaxial Restraint / Y. Tsuji. – Concrete Library of JSCE, 1984. – № 3. – P. 131–143.
8. Early Age Deformation and Resultant Induced Stress in Expansive High Strength Concrete / I. Hidetoshi [et al.] // Journal of Advanced Concrete Technology. – 2004. – Vol. 2, № 2. – P. 155–174.
9. Тур, В.В. Определение параметров напряженно-деформированного состояния плоских самоупрочненных элементов на стадии твердения / В.В. Тур, А.А. Кондратчик, О.Г. Санникова // Вестн. БрГТУ. Сер. Стр-во и архитектура. – 2016. – № 1(97). – С. 70–76.
10. Тур, В.В. Модель, применяемая для расчета связанных деформаций и самоупрочнений в элементах из напрягающего бетона / В.В. Тур, О.С. Семенюк // Вестн. БрГТУ. Сер. Стр-во и архитектура. – 2016. – № 1(97). – С. 54–70.
11. Бетоны напрягающие. Технические условия : СТБ 2101-2010. – Введ. 28.07.2010. – Минск : Стройтехнорм, 2010. – 19 с.

Поступила 02.12.2016

**A DESIGN MODEL FOR RESTRAINED STRAINS ESTIMATION
AT EXPANSION STAGE OF CONCRETE
IN TWO-WAY RESTRAINT CONDITIONS**

V. TUR, V. SANNIKAVA

Methods for restrained strains and self-stresses at expansion stage of concrete in two-way restraint conditions are considered. A model for restrained strains estimation at expansion stage of concrete in two-way restraint conditions is proposed. The experimental results of plane members are presented. The comparative analysis of experimental and calculated restrained strains data is given.

Keywords: *computational model, slab samples associated deformation, strain of concrete, the biaxial constraint.*

УДК 624.15

СРАВНЕНИЕ МЕТОДОВ РАСЧЕТА СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ ПО НАЦИОНАЛЬНЫМ И ЕВРОПЕЙСКИМ НОРМАМ

*канд. техн. наук, доц. А.П. КРЕМНЁВ;
канд. техн. наук, доц. Н.Г. ЛОБАЧЁВА; Т.С. ВЕЛЮГА
(Полоцкий государственный университет)*

Представлены результаты сравнительного определения расчетной несущей способности забивных и буровых железобетонных свай по данным испытаний статической нагрузкой и определения границ условного фундамента по национальным и европейским нормам проектирования. Рассмотрены принципы построения эквивалентного плитного фундамента. Выявлены и обобщены сходства и различия методик расчета несущей способности забивных и буровых свай по европейским и национальным нормам. Определена разница полученных значений расчетной несущей способности свай в процентном отношении. Выявлены и обобщены сходства и различия при определении условного фундамента (национальные нормы) и эквивалентного плитного фундамента (европейские нормы). Приведены три метода проектирования свайных фундаментов по европейским нормам, представлены области их использования и ограничения применения этих методов.

Ключевые слова: свайные фундаменты, методы расчета, эквивалентный плитный фундамент.

В Республике Беларусь сегодня происходит процесс массового внедрения европейских материалов, технологий, оборудования. Для того чтобы иметь возможность пользоваться этими достижениями, необходима гармонизация Национальных нормативных документов с Еврокодами. Еврокоды – это нормативные документы в области строительства, согласованные на уровне Евросоюза и рекомендованные к применению странами-членами союза с учетом национальных особенностей. Национальные приложения к Еврокодам предусматривают дополнительные требования к отдельным параметрам строительства, которые могут быть выше, но не ниже общеевропейских. Эти требования каждая страна определяет самостоятельно.

Национальные нормы Республики Беларусь и Еврокод 7 имеют ряд похожих положений в проектировании по предельным состояниям. Однако несмотря на существующие принципы и расчеты, результаты проектирования остаются различными. Прямое использование европейских норм без учета национальных особенностей проектирования и расчета фундаментов в Республике Беларусь проблематично.

Еврокод 7 [3] содержит обширный список конструктивных соображений для расчета свайных фундаментов, некоторые из которых являются обязательными («должны быть приняты во внимание») и необязательными («следует уделить внимание»). Для свайных фундаментов Еврокод 7 предусматривает три метода к проектированию [3]:

- 1) эмпирические или аналитические расчеты;
- 2) испытание свай статической нагрузкой;
- 3) испытание свай динамической нагрузкой.

Таблица 1. – Методы проектирования по Еврокод 7

Методы	Использование	Ограничения
Испытания	Результаты статических испытаний под нагрузкой	Применение должно быть обосновано расчетом или другими способами
	Результаты динамических испытаний под нагрузкой	Применение должно быть обосновано с помощью статических испытаний под нагрузкой в аналогичных ситуациях
Расчетный	Эмпирические и аналитические расчетные методы	
Наблюдения	При проектировании аналогичного свайного фундамента в таких же грунтовых условиях	Должны быть подтверждены по результатам геологических изысканий и наземных испытаний

Как видно из таблицы 1, Еврокод 7 [3] уделяет серьезное внимание использованию испытаний статической нагрузкой либо в качестве основного метода проектирования, либо в обеспечении достоверности расчетов на основе динамических испытаний под нагрузкой или аналитических расчетов.

Каждый из этих методов содержит три варианта подходов для расчета предельных состояний. Каждому подходу соответствуют три группы определенных значений частных коэффициентов надежности (приводятся в EN 1990): группа частных коэффициентов A1 или A2 применяется для нагрузок; группа

частных коэффициентов R_1, R_2, R_3, R_4 – для сопротивления сваи сжатию (выдергиванию); группа частных коэффициентов M_1 или M_2 применяется для параметров грунта. Подходы различаются тем, что запасы вводятся преимущественно либо в нагрузки, либо в показатели сопротивления.

Еврокод 7 различает статические испытания свай под нагрузкой, которые составляют часть постоянных работ («рабочих свай»), и свай, установленных для целей тестирования («пробные сваи»). Пробные сваи должны быть установлены таким же образом, что и основные, в том же слое грунта, в качестве рабочих свай. Однако в этом нормативном документе нет конкретных указаний на количество свай, которые необходимо испытать для целей проектирования, и какой тип испытания следует использовать. Еврокод 7 указывает [3], что если производится только одно испытание сваи статической нагрузкой, свая должна быть расположена там, где находятся самые неблагоприятные грунтовые условия. В противном случае характеристическое сопротивление сжатию должно быть соответствующим образом скорректировано при помощи частных коэффициентов корреляции.

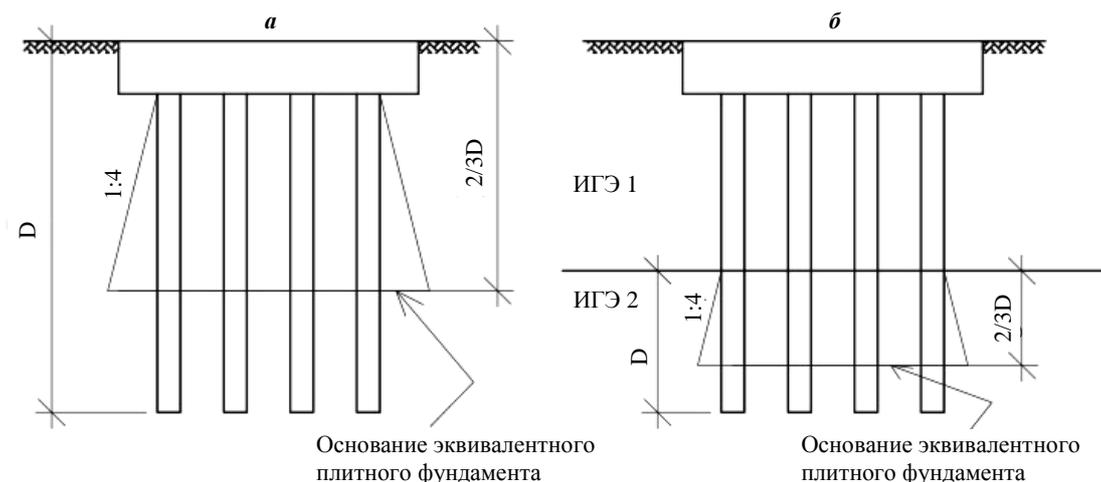
Традиционный расчет свайных фундаментов основан на статических испытаниях свай. Проверки состояний ULS и SLS должны также быть подтверждены испытанием свай статической вдавливающей нагрузкой. Еврокод 7 подчеркивает преимущества расчета свайных фундаментов по полевым испытаниям, но практически нет информации для проектирования свайных фундаментов расчетным путем. Каждая часть [3; 4] должна рассматриваться в сочетании с соответствующим национальным приложением, которое предусматривает величины частных коэффициентов и номер проектного подхода для удовлетворения условий той или иной страны.

В национальных нормах [1; 2] четко оговорены методики расчета по полевым испытаниям свай. Также большое внимание уделено проектированию свайных фундаментов при помощи расчетных формул. При проектировании свайных фундаментов по национальным нормам метод наблюдения отсутствует.

После определения несущей способности сваи по одному из методов, рассмотренных выше, встает вопрос о проектировании свайного фундамента. Расчет фундамента из заземленных в грунте свай и его основания по деформациям следует производить, как правило, в виде условного плитного фундамента в соответствии с требованиями [13]. Определение границ условного фундамента приводится в [1] и хорошо известно национальным геотехникам.

Согласно [3; 12], базовые методы расчета свайных фундаментов основываются на предположении о том, что группа свай ведет себя как фундаментный блок с определенной степенью гибкости, зависящей от жесткости соединения ростверка со сваями. Учитывая это обстоятельство, можно применить для определения несущей способности и осадки свайного фундамента общеизвестные принципы механики грунтов. В данном случае используется эквивалентный плитный фундамент. Расстановка свай в ростверке по европейским и национальным нормам практически идентична. Расстояние между центрами забивных свай должно быть не меньше трех диаметров сваи.

Размеры эквивалентного свайного фундамента можно получить графическим способом (рис. 1).



а – сваи по всей длине обладают трением по боковой поверхности;
б – боковое трение сваи в ИГЭ-1 отсутствует

Рисунок 1. – Эквивалентный плитный фундамент

В данной работе рассмотрены нормы Республики Беларусь по проектированию ТКП 45-5.01-256-2012 «Сваи забивные», ТКП 45-5.01-254-2012 «Основания и фундаменты» и Еврокод 7 «Геотехническое про-

ектирование», приведен сравнительный анализ различных методов проектирования и расчета свайных фундаментов.

Анализ последних достижений и публикаций показал, что в [5–7] приводятся примеры проектирования свайных фундаментов, на которые воздействует осевая нагрузка: на основе испытания грунта и испытаний свай на нагружение. Авторы [8–12] объясняют и комментируют статьи Еврокода 7, содержащие новые подходы к проектированию, приводят примеры расчета свайных фундаментов по европейским нормам.

Несмотря на повышенный интерес известных ученых к избранной проблематике, «гармонизация» расчета свайных фундаментов по данным испытаний статической нагрузкой, а также определения границ условного фундамента по национальным и европейским нормам не теряет актуальности. Эти вопросы остаются не в полной мере изученными и требуют дальнейшего развития.

В национальных нормах Республики Беларусь и Еврокоде 7 существует ряд различий при определении границ условного фундамента и при определении несущей способности свай по результатам испытаний статической нагрузкой. На наш взгляд, прямое использование европейских норм без учета национальных особенностей проектирования и расчета фундаментов в Республики Беларусь невозможно. Исходя из этого, проведение сравнения результатов определения расчетной несущей способности забивных и буровых железобетонных свай по данным испытания статической нагрузкой и определения границ условного фундамента по национальным и европейским нормам проектирования стало целью представляемой работы.

Основная часть. Сравнительный анализ выполнен по результатам испытания свай в полевых условиях статической нагрузкой (этап 1); определение границ условного фундамента (2 этап) для грунтов реализовано по данным статического зондирования на реальных объектах Витебской области.

Этап 1.1. Расчет несущей способности забивных свай по данным статических испытаний

Национальные нормы

Фундамент свайный, забивные сваи $D = 0,3$ м, длиной 5 м. График зависимости осадки сваи от нагрузки, построенный по результатам её статического испытания, получившей наибольшие осадки от нагрузки по сравнению с пятью другими испытанными сваями, приведен на рисунке 2. Сваи нагружали до достижения предельной нагрузки 480 кН с учетом коэффициента запаса.

Для данного типа зданий предельное значение средней осадки фундамента $S_{u,mi}$ принимается согласно приложению в [2] равным 10 см. Осадка $S = \zeta S_{u,mi} = 0,2 \cdot 10 = 2,0$ см меньше осадки опытной сваи, поэтому за силу предельного сопротивления грунта основания F_u принимаем нагрузку на графике при осадке 2,0 см, т. е. $F_{u,n} = 290$ кН.

При расчете по национальным нормам [1; 2], если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести $F_{u,n} = F_{u,min}$. Следовательно, $F_d = 290$ кН.

Европейские нормы

Согласно пункту 7.6.1.3 [3] в качестве критерия разрушения принимается осадка сваи, составляющая 10% диаметра ее основания: $S = 0,1 \cdot 300$ мм = 30 мм = 3 см.

По принципу 8 [3] должна быть выполнена проверка следующего уравнения:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{323}{1,0}; \frac{323}{1,0} \right\} = 323 \text{ кН},$$

где 1,0, 1,0 – частные коэффициенты корреляции, представленные в таблице А.9 [3].

В данном случае $R_{m,mean} = R_{m,min} = 323$ кН. Средняя величина является главенствующей.

Определим проектное сопротивление сваи [3]. При расчете DA1 выполняется проверка надежности с применением двух различных комбинаций частных коэффициентов. При DA1. С 1 для свайных фундаментов частные коэффициенты корреляции применяются к «нагрузкам», маленькие коэффициенты корреляции – к сопротивлению. Применяем группы А1, М1, R1. В комбинации DA1. С 2 частные коэффициенты корреляции применяются к сопротивлению и переменной нагрузке, в то время как постоянные нагрузки остаются без изменения. Применяем группы А2, М1, R4.

DA1. С 1:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{323}{1,0} = 323 \text{ кН}.$$

DA1. С 2:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{323}{1,3} = 248,46 \text{ кН}.$$

Суть расчета DA2 заключается в проверке надежности путем применения частных коэффициентов корреляции к нагрузкам или эффектам нагрузок и сопротивлению. Применяем группы A1, M1, R2.

DA2:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{323}{1,1} = 293,64 \text{ кН.}$$

Подход DA3 в данном случае не применяется.

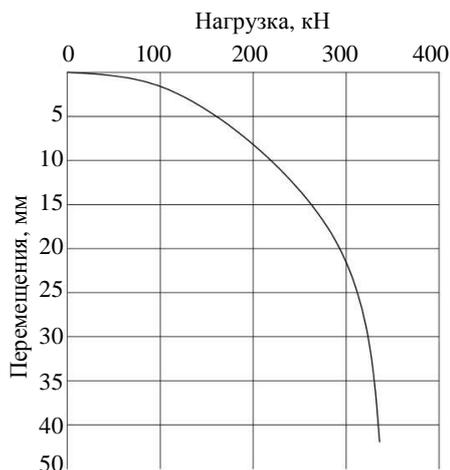


Рисунок 2. – Испытание забивной сваи статической нагрузкой

Этап 1.2. Расчет несущей способности буровых свай по данным статических испытаний

Фундамент свайный, буровые сваи $D = 0,4$ м, длиной 7 м. График зависимости осадки сваи от нагрузки, построенный по результатам статического испытания сваи, приведен на рисунке 3. Сваи нагружали до достижения предельной нагрузки 255 кН с учетом коэффициента запаса.

Для данного типа зданий предельное значение средней осадки фундамента $S_{u, \text{мт}}$, принимаемое согласно приложению [2], равно 10 см. Свая не выдержала испытания. Как видно из графика (рис. 3), за силу предельного сопротивления грунта основания F_u принимаем нагрузку 120 кН, т. е. $F_{u, n} = 120$ кН.

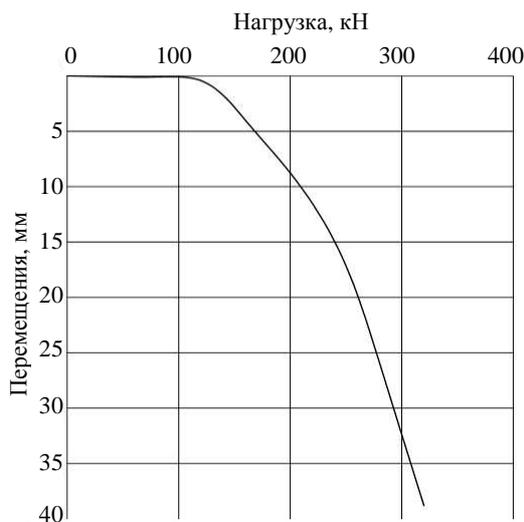


Рисунок 3. – Испытание буровой сваи статической нагрузкой

При расчете по национальным нормам [1; 2], если число свай, испытанных в одинаковых грунтовых условиях, составляет менее шести, $F_{u, n} = F_{u, \text{min}}$.

Следовательно, $F_d = 120$ кН.

Европейские нормы

Согласно пункту 7.6.1.3 [3] в качестве критерия разрушения принимается осадка сваи, равная 10% диаметра ее основания. $S = 0,1 \cdot 400 \text{ мм} = 40 \text{ мм} = 4 \text{ см}$. Но в данном случае свая не выдержала испытаний.

По принципу 8 [3] должна быть выполнена проверка следующего уравнения:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{120}{1,4}; \frac{120}{1,4} \right\} = 85,7 \text{ кН.}$$

В данном случае $R_{m,mean} = R_{m,min} = 85,7 \text{ кН}$. Средняя величина является главенствующей.

Определим проектное сопротивление сваи [3].

DA1. C 1:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{85,7}{1,15} = 74,52 \text{ кН.}$$

DA1. C 2:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{85,7}{1,5} = 57,13 \text{ кН.}$$

DA2:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_t} = \frac{85,7}{1,1} = 77,91 \text{ кН.}$$

Подход DA3 в данном случае не применяется.

Этап 2. Определение границ условного фундамента

Рассмотрим свайный фундамент из 4-х забивных свай С8-40.

Сопряжение сваи с ростверком жесткое. Глубина заделки сваи в ростверк 0,5 м. Глубина заложения ростверка 1,5 м. Грунт – песок средней средней прочности: $\gamma_{II} = 19,0 \text{ кН/м}^3$, $c_{II} = 3 \text{ кПа}$, $\varphi_{II} = 35^\circ$. Грунт однородный на всю глубину свай.

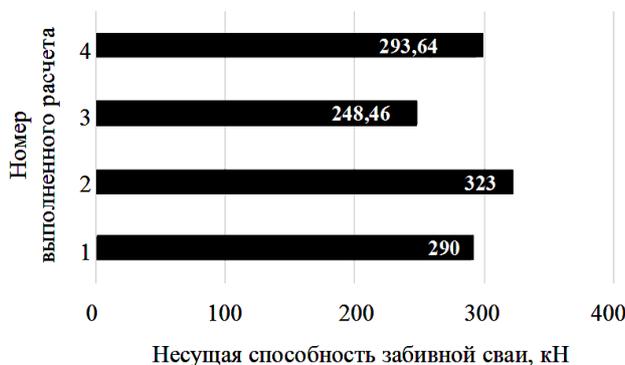
Национальные нормы

Согласно [1] $\varphi_{II,mi} = 35^\circ$. Размеры условного фундамента $B = L = 3,91 \text{ м}$. Высота условного фундамента $D_{усл} = 9,0 \text{ м}$.

Европейские нормы

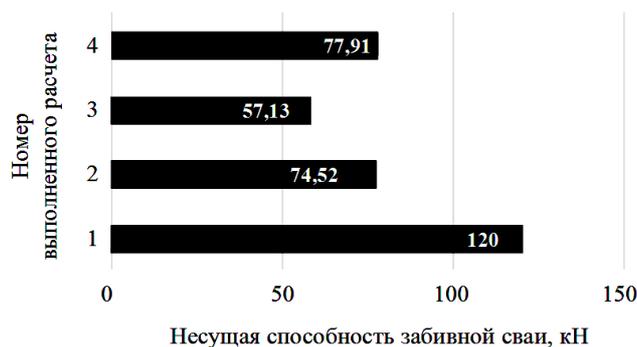
Согласно рисунку 1 (случай а) и [10; 12] высота эквивалентного плитного фундамента $D_{усл} = 6,0 \text{ м}$. Размеры эквивалентного плитного фундамента $B = L = 3,85 \text{ м}$.

Результаты выполненных исследований проиллюстрированы рисунками 4, 5.



1 – ТКП; 2 – Еврокод 7 (DA1. C 1);
3 – Еврокод 7 (DA1. C 2); 3 – Еврокод 7 (DA2)

Рисунок 4. – Расчетная несущая способность забивной сваи по данным статического испытания, полученная при расчете



1 – ТКП; 2 – Еврокод 7 (DA1. С 1);
3 – Еврокод 7 (DA1. С 2); 3 – Еврокод 7 (DA2)

Рисунок 5. – Расчетная несущая способность буровой сваи по данным статического испытания, полученная при расчете

Таким образом, в заключение проведенного исследования можно сделать следующие **выводы**:

1. Значение несущей способности забивной сваи по данным испытаний статической нагрузкой, полученное путем вычисления по национальным нормам Республики Беларусь, на 11,4% меньше максимальной несущей способности сваи, полученной по европейским нормам (DA1. С 1), практически равняется несущей способности сваи при расчете DA2 и превышает на 14,3% несущую способность сваи, определенную с использованием подхода DA1. С 2.

2. Значение несущей способности буровой сваи по данным испытаний статической нагрузкой, полученное путем вычисления по национальным нормам Республики Беларусь, является максимальным и превышает на 52,4% минимальное значение несущей способности, полученное при расчете по европейским нормам DA1. С 2. Такую разницу можно объяснить тем, что частные коэффициенты корреляции зависят от количества испытанных свай. В данном случае испытана одна свая. При увеличении количества испытываемых свай частный коэффициент корреляции уменьшится, соответственно, увеличится несущая способность сваи.

3. Предельно допустимая осадка сваи при испытании статической нагрузкой по национальным нормам зависит от вида здания и сооружения и от вида грунта под нижним концом сваи, а по европейским нормам данная величина зависит только от диаметра сваи.

4. Длина и ширина условного фундамента по национальным нормам зависят от вида грунтов (угла внутреннего трения), расположенных по длине сваи. В европейских нормах наклон боковых плоскостей для определения эквивалентного плитного фундамента всегда одинаков и равен 1:4 (14°).

5. Положения Еврокода 7 [3] в своем большинстве содержатся в национальных нормах Республики Беларусь [1; 2] на различные геотехнические объекты и наоборот: большинство положений [1; 2] почти буквально содержится в [3]. Однако некоторые принципиальные положения в национальных нормах и Еврокоде 7 трактуются по-разному. Одно из них – применение частных коэффициентов надежности по грунту, материалу и по нагрузкам.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования и устройства : ТКП 45-5.01-256-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
2. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012(02250). – Введ. 01.07.2012. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2012. – 102 с.
3. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Ч. 1. Общие правила : ТКП EN 1997-1-2009 (02250). – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 121 с.
4. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Ч. 2. Исследования и испытания грунта : ТКП EN 1997-2-2009 (02250). – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 153 с.
5. Scarpelli, G. Shallow foundations – design of spread foundations / G. Scarpelli // Geotechnical Design with worked examples : Dublin, 13–14 June, 2013. – 36 p.

6. Frank, R. Geotechnical aspects of building design (EN 1997) / R. Frank. – Brussels, 20–21 October, 2011. – 55 p.
7. Trevor, L.L. Orr. Eurocode 7 Workshop. – Brussels, 18–20 February, 2008 – 26 p.
8. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 7. Геотехническое проектирование / Р. Франк [и др.] ; под науч. ред. А.З. Тер-Мартиняна. – М. : МГСУ, 2013. – 360 с.
9. Eurocode 7: Geotechnical Design. Worked examples. Support to the implementation, harmonization and further development of the Eurocodes / J. Bond Andrew [et al.]. – Dublin, 13–14 June, 2013. – 172 p.
10. Bond, A. Decoding Eurocode 7 / A. Bond, A. Harris. – London and New York. Taylor&Francis Group, 2008. – 621 p.
11. Цытович, Н.А. Механика грунтов / Н.А. Цытович. – М. : ВШ, 1983. – 280 с.
12. Tomlinson, M. Pile Design and Construction Practice / M. Tomlinson, J. Woodward. – Sixth Edition. – Boca Raton : CRC Press, 2015. – 598 p.
13. Фундаменты плитные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-67-2007 (02250). – Введ. 02.04.2007. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2008. – 137 с.

Поступила 02.12.2016

COMPARISON DESIGN METHODS FOR PILE FOUNDATIONS ON NATIONAL AND EUROPEAN STANDARDS

A. KREMNIOV, N. LOBACHEVA, T. VELYUGA

We consider the results of the comparison for determining the estimated carrying capacity of driven and bored concrete piles using the results of static load and determination nominal foundation borders on national and European design standard. The principles of construction of the equivalent raft foundation are considered. The similarities and differences in methods of design of the bearing capacity driven and bored piles for European and national standards are identified and summarized. The difference values obtained estimated carrying capacity of piles as a percentage of. The similarities and differences in the determination of the nominal foundation (national standards) and equivalent raft foundation (European standards) are identified and summarized. Three methods for the design of pile foundations at European standards, represents the areas of their use and limitations of these methods are presented.

Keywords: *pile foundation, design methods, equivalently raft foundation.*

УДК 622.833.5

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ ГОРНОГО ДАВЛЕНИЯ НА ТЕХНОЛОГИЧЕСКУЮ ШАХТУ В СТЕСНЕННЫХ УСЛОВИЯХ ГОРОДСКОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

канд. техн. наук, доц. А.А. КОЛОГРИВКО; Д.А. ИГОЛКА
(Белорусский национальный технический университет, Минск);
Е.М. ЛУКША
(ОАО «Белгорхимпром», Минск)

Представлены интерпретированные результаты проведенных исследований. Дана оценка влияния горного давления на временную, при строительстве, и постоянную, при эксплуатации, крепи вертикальной технологической шахты, сооружаемой в стесненных условиях городского строительства и предназначенной в качестве бассейна для водолазной подготовки.

Ключевые слова: технологическая шахта, городское строительство, подземное сооружение, стесненные условия, горное давление.

Введение. Проектирование строительства вертикальных подземных шахт в стесненных условиях городского строительства осуществляется для конкретного случая индивидуально в соответствии с основным функциональным назначением объекта, его эксплуатационными параметрами, характеристиками грунта [1]. В процессе проектирования таких объектов важно установить их надежность при строительстве и в период эксплуатации, определяемую на основе исследований и оценки влияния горного давления на контур и крепь сооружения. Вертикальная технологическая шахта (далее – шахта) представляет собой подземное сооружение, предназначенное в качестве бассейна для водолазной подготовки (рис. 1) в городе Минске.

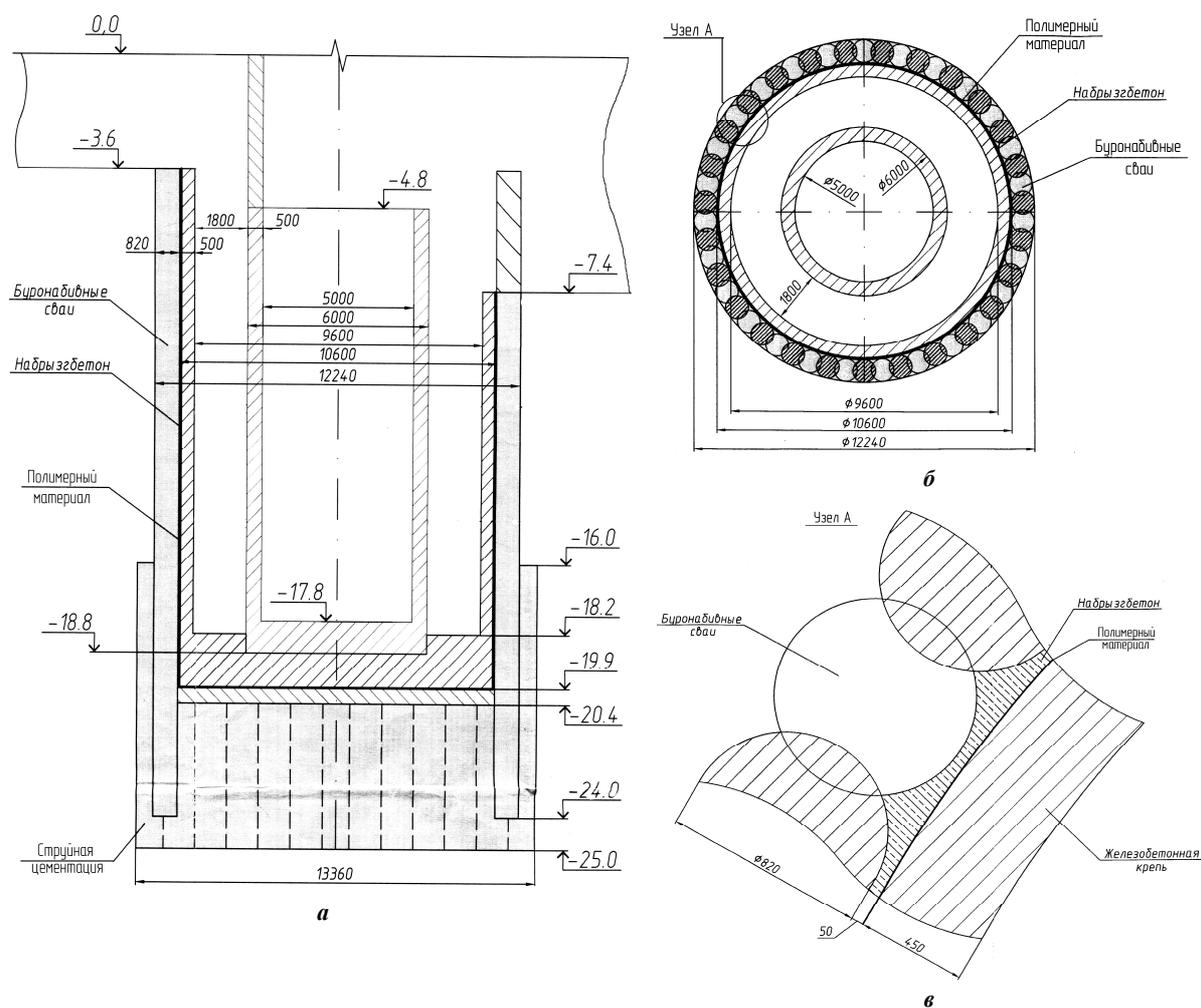


Рисунок 1. – Схема конструкции крепи шахты

Строительство шахты осуществляется после подготовительного периода, включающего планировку поверхности, возведение временных зданий, сооружений и монтаж оборудования; строительство котлована до отметки $-3,6$ м и транспортного съезда; монтаж буровой площадки, с которой выполняется струйная цементация днища бассейна, бурятся и заливаются бетоном буронабивные сваи, образуя защитный цилиндр до отметки $-24,0$ м.

Работы начинают после образования защитного цилиндра внутренним диаметром 10600 мм из буронабивных свай диаметром 820 мм в интервале отметок от $-3,6$ до $-24,0$ м и подготовки стройплощадки. По мере выемки грунта производится зачистка буронабивных свай механическим способом, сжатым воздухом и их промывка водой с последующим нанесением по всему контуру свайного ограждения – набрызг бетона (или торкрет-бетона) толщиной 50 мм по металлической сетке. После выемки породы на всю глубину выполняют работы по оформлению железобетонного днища технологической шахты. На днище укладывается бетонная подушка толщиной 500 мм, образуя единую конструкцию со струйной цементацией. На набрызг бетона (на днище и стенках) наносят слой гидроизоляции толщиной не менее 3 мм в виде полимерного материала. Гидроизоляция технологической шахты выполняется перед сооружением конструкций железобетонных стен. Их сооружение и сооружение глубоководной чаши бассейна (находящейся в центре шахты и имеющей внутренний диаметр 5000 мм, толщину стен 500 мм) осуществляется параллельно с использованием инвентарной опалубки и строительных лесов снизу вверх. Расстояние между внутренней стенкой шахты и внешней стенкой чаши бассейна составляет 1800 мм. Демонтаж (срезка) буронабивных свай в интервале отметок от $-3,6$ до $-7,4$ м выполняется после строительства и оборудования подвального помещения до отметки $-7,4$ м.

В геологическом строении участка (табл. 1) принимают участие отложения (слои сверху вниз), изученные, в том числе, по результатам бурения и опробования скважин ударно-механического (скважины 3с, 5с) и колонкового бурения (скважины 1с, 2с): современные техногенные отложения (thIV), моренные отложения сожского горизонта (gIIсž), флювиогляциальные отложения днепровско-сожского горизонта (fIIд-сž) [2; 3].

Отсутствие подземных вод до глубины залегания уровня основного водоносного горизонта, отмеченного на глубине 20,4 м, что соответствует абсолютной отметке $+184,42$ м, позволяет классифицировать гидрогеологические условия строительства до этой отметки как простые. Обводненность пород при строительстве больше скажется на несущей способности пород основания, нежели на общей гидрогеологической обстановке.

Территория участка представляет собой городскую застройку преимущественно промышленного назначения. Условия строительства – стесненные.

Проектные решения ОАО «Белгорхимпром» и изучение геологического строения участка работ по строительству шахты позволяет исследовать влияние горного давления на подземное сооружение как на вертикальный шахтный ствол диаметром в черне 10600 мм, в свету – 9600 мм, глубиной 13,0 м (глубина без котлована составляет 20,4 м). Толщина железобетонной крепи шахты составляет 500 мм (450 мм железобетонная крепь и 50 мм набрызг бетона). За контуром крепи шахты – буронабивные сваи диаметром 820 мм, образующие защитный цилиндр внутренним диаметром 10600 мм, внешним – 12240 мм. Глубина буронабивных свай составляет 24,0 м.

Крепь шахты представляет собой капиталоемкую конструкцию, которая должна обеспечивать необходимый запас своей прочности. Используя комплексный метод прогнозирования горного давления [4], важно установить область рациональных значений параметров локального воздействия горного давления на контур и крепь шахты в период ее строительства и эксплуатации.

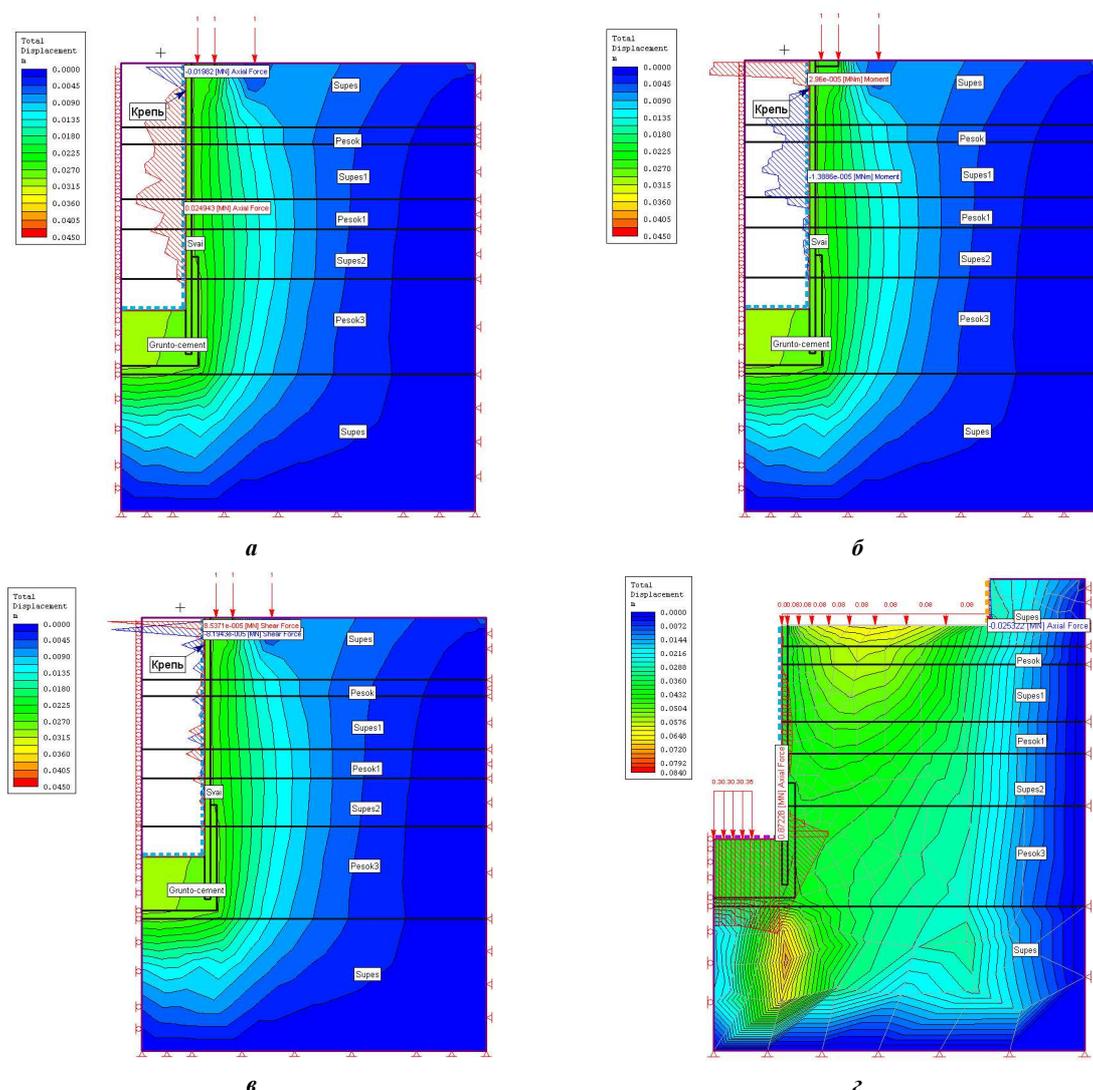
Таблица 1. – Геологическое строение участка по скважине 5с с абсолютной отметкой устья $+204,60$ м

Индекс слоя	Наименование грунта	Глубина, м	Мощность, м
thIV	Насыпной грунт	1,2	1,2
gIIсž	Супесь коричневая плотная, грубая, с содержанием гравия 20...25%	5,3	4,1
	Песок светло-серый, крупно-мелкозернистый	6,7	1,4
	Супесь светло-коричневая, грубая, плотная с гравием 12...17%	11,2	4,5
	Песок светло-коричневый, мелко-тонкозернистый, глинистый	13,7	2,5
	Супесь коричневая, рыхлая, с содержанием гравия и гальки 5...7%	17,8	4,1
	Песок светло-желтый, тонкозернистый, с единичными зернами гравия и гальки	21,3	3,5
fIIд-сž	Песок светло-коричневый, гравелистый, среднезернистый	24,7	3,4

Интерпретация результатов модельных исследований и инженерных расчетов. Основными нормативными документами, обязательными при проектировании подземных горных выработок и расчете крепи, являются СНиП и Руководство [5; 6], в которых обобщен опыт работ в этом направлении научно-

исследовательских, проектных и производственных организаций, а также университетов горного и геологического профиля. В этих нормативах в принципе предусматривается дифференцированный подход к определению горного давления, креплению отдельных участков выработки, имеющих более 30% отклонения прочностных свойств грунтов, однако это условие не реализуется ввиду отсутствия практических рекомендаций. В нормативных документах практически невозможно учесть все детали рассматриваемой задачи – знания о горном давлении постоянно развиваются, поэтому для практического использования рекомендуется учитывать результаты современных исследований в качестве дополнения к вышеуказанным материалам. В связи этим представляется важным проведение модельных исследований в сопоставлении их результатов с расчетными.

Для периода строительства моделирование выполнено при условии устройства буронабивных свай непосредственно перед проходкой шахты. Для исследования была решена осесимметричная задача, позволяющая осуществить трехмерный анализ на основании двумерной модели. Исходные горно-геологические характеристики составляющих элементов расчетных моделей принимались в соответствии с данными [2; 3] при условии устройства буронабивных свай из бетона марки С16/20. Нагрузки определены с учетом максимально возможной пригрузки на устье шахты от проходческого оборудования и механизмов. Донная часть шахты укрепляется грунтоцементом. При проходке шахты влияние на величину горного давления имеет оборудование, расположенное непосредственно у устья. Соответственно приложена линейная внешняя нагрузка. Процесс выемки породы рассматривался на 12 стадиях, согласно технологической схеме строительства. Результаты исследований представлены на рисунке 2 (а, б, в).



а, з – эпюры осевых усилий сжатия; б, д – эпюры изгибающих моментов; в, е – эпюры усилий сдвига
 Рисунок 2. – Результаты расчетов общих смещений при проходке шахты (а, б, в)
 и в период эксплуатации (з, д, е) – см. также с. 98

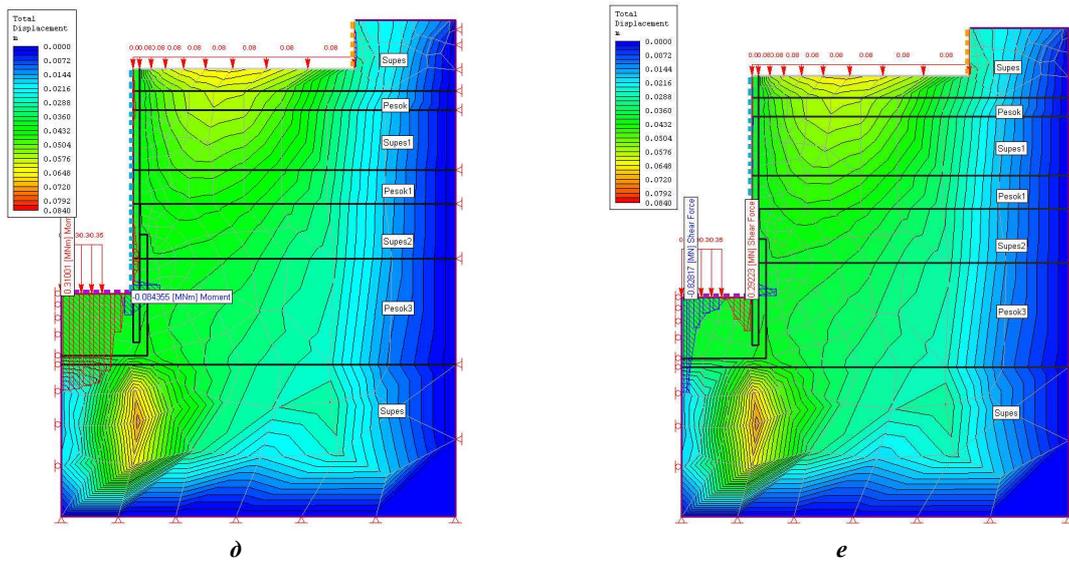


Рисунок 2. – Окончание

Для периода эксплуатации моделирование выполнено при условии, что шахта получает пригрузку от расположенного на поверхности технологического комплекса. В связи с чем в модели учтена нагрузка от свайного поля поверхностного комплекса, а также нагрузка от бассейна на дно шахты. Результаты исследований представлены на рисунке 2 (г, д, е).

Приведенные на рисунке 3 графики иллюстрируют зависимости изменения изгибающих моментов, осевых усилий и усилий сдвига, создаваемых влиянием горного давления на крепь технологической шахты по всей ее глубине.

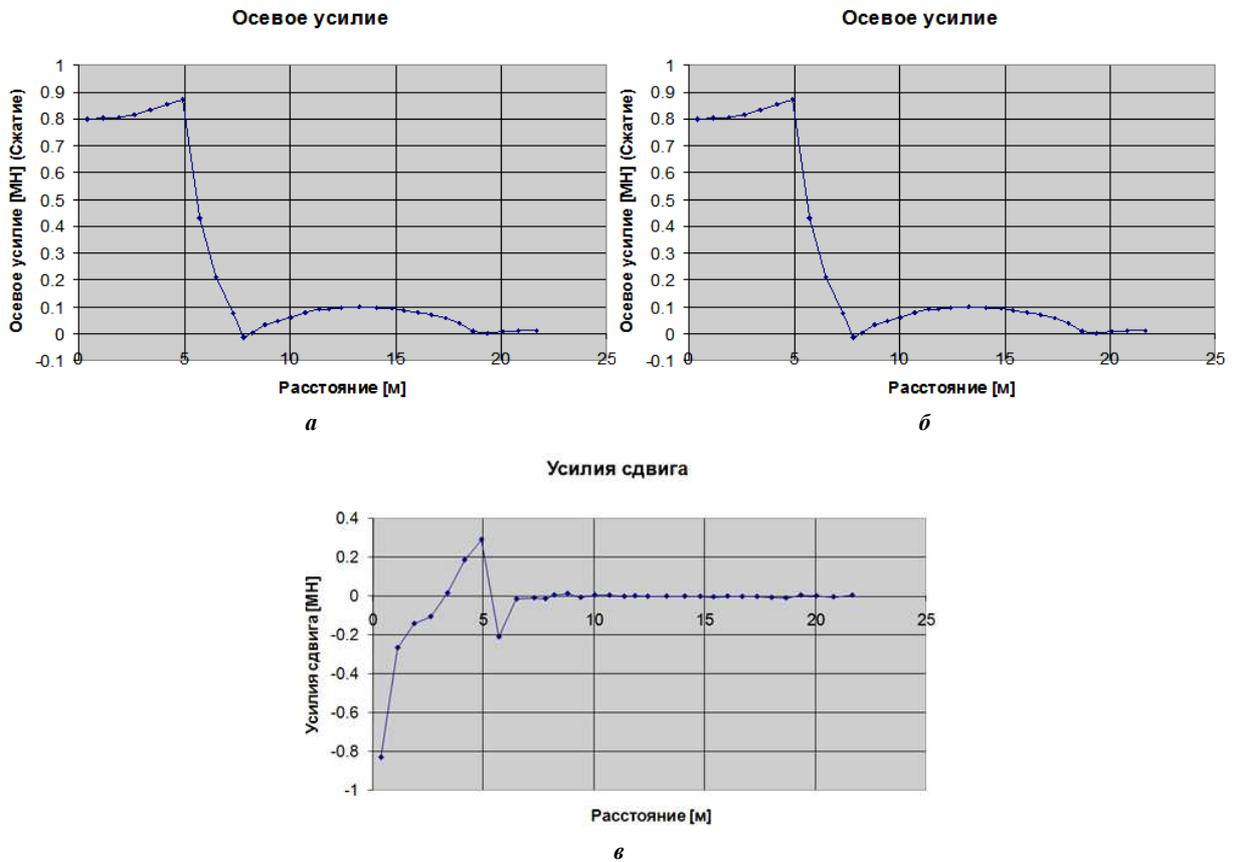


Рисунок 3. – Зависимости изменения изгибающих моментов (а), осевых усилий (б) и усилий сдвига (в), создаваемых влиянием горного давления на крепь технологической шахты

Интерпретация результатов модельных исследований по изучению влияния горного давления на временную, при строительстве, и постоянную, при эксплуатации, крепи шахты показывает, что максимальный изгибающий момент 0,31 МН·м, созданный влиянием горного давления на крепь шахты, возникает при полном нагружении ее днища, а максимальный отрицательный –0,084 МН·м возникает в придонной части крепи. С глубиной шахты 6,0 м и ниже изгибающие моменты несколько стабилизируются. Максимальное осевое усилие 0,87 МН, созданное влиянием горного давления на крепь шахты, формируется в ее донной части. С глубиной шахты 7,5 м и ниже осевое усилие несколько стабилизируется. Максимальное отрицательное сдвиговое усилие 0,83 МН, созданное влиянием горного давления на крепь шахты, формируется в ее донной части. С глубиной шахты 7,0 м и ниже сдвиговое усилие несколько стабилизируется.

Расчет горного давления на временную крепь шахты выполнялся на действие вертикальных и горизонтальных (радиальных) нагрузок для двух случаев [5; 6]. Первый случай предполагал пригрузки от поверхностных объектов для обычных условий, при которых техника рассредоточена на поверхности в различных точках удаления от контура шахты. Расчет для второго случая предусматривал «наихудший» вариант размещения поверхностных объектов, при котором вся работающая на поверхности техника сосредоточена в одной точке, на минимальном удалении, принятом равным 1,0 м, от контура шахты.

Вертикальные нагрузки определяли как сумму давлений от собственного веса крепи, веса оборудования и зданий (сооружений), опирающихся на крепь; радиальные – от давления горных пород; пригрузки – от поверхностных фундаментов и опор. Из-за отсутствия при проходке временного здания на поверхности, тяжелого проходческого оборудования над шахтой вертикальной нагрузкой пренебрегли. Учитывая незначительную глубину проходки, сделано допущение, что гидростатическое давление оказывает незначительное влияние на конструкцию временной крепи. Таким образом, расчетное горизонтальное давление пород P_n определялось согласно пункту 3.29 в [5].

Дополнительная нагрузка на крепь устья шахты от зданий и сооружений, расположенных на поверхности вблизи шахты P_ϕ , определялась графически как максимальная при суммировании эпюр пригрузок от каждого из зданий, расположенных на поверхности с одной стороны шахты на расстоянии от нее не более $5r_0$ (где r_0 – радиус шахты в свету, м). Пригрузки от зданий и сооружений, отстоящих от контура шахты на расстоянии более $5r_0$, не учитывались ввиду их малой значимости. Эпюра пригрузки от каждого здания и сооружения строилась исходя из величины наибольшего значения этой пригрузки $P_{\phi i}$ и определялась согласно [5, прил. 1, формула (1)]. Максимальная пригрузка от группы зданий и сооружений определялась согласно [5, прил. 1, формула (2)]. Угол θ , заключенный между радиусом, проходящим через центр тяжести здания (сооружения), и линией приложения максимальной суммарной нагрузки, определялся согласно [5, прил. 1, формула (3)].

На рисунках 4–7 представлены зависимости максимальной пригрузки от группы зданий и сооружений на временную и постоянную крепи от глубины шахты, зависимости расчетного радиального давления на временную и постоянную крепи от глубины шахты для обычного и «наихудшего» случаев.

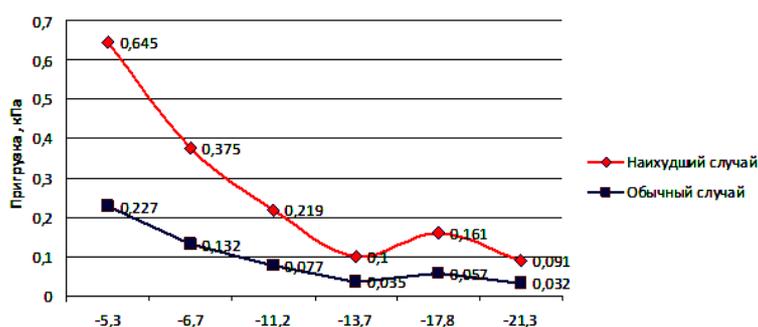


Рисунок 4. – Зависимости максимальной пригрузки от группы зданий и сооружений на временную крепь от глубины шахты для обычного и «наихудшего» случаев

Интерпретация результатов расчетов горного давления на временную крепь показывает, что в случае размещения поверхностных объектов в различных точках удаления от контура шахты пригрузка от группы зданий и сооружений предполагает максимум 0,227 кПа (расчетная отметка от поверхности –5,3 м), минимум 0,032 кПа (расчетная отметка от поверхности –21,3 м). В случае размещения поверхностных объектов на поверхности в одной точке, на минимальном удалении от контура шахты пригрузка от группы зданий и сооружений предполагает максимум 0,645 кПа (расчетная отметка от поверхности –5,3 м), минимум 0,091 кПа (расчетная отметка от поверхности –21,3 м).

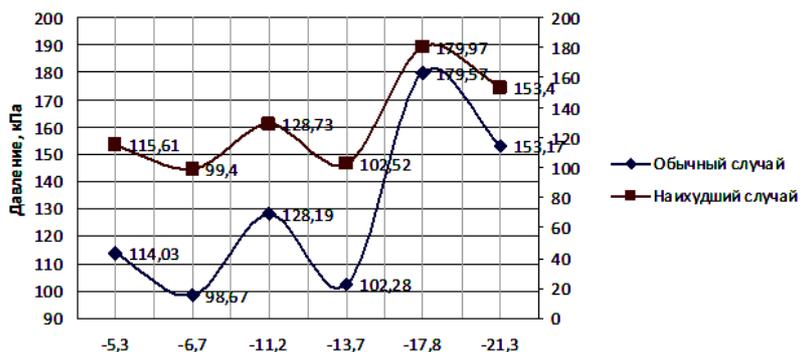


Рисунок 5. – Зависимости расчетного радиального давления на временную крепь от глубины шахты для обычного и «наихудшего» случаев

При размещении поверхностных объектов в различных точках удаления от контура шахты расчетное радиальное давление на временную крепь шахты предполагает максимум 179,57 кПа (расчетная отметка от поверхности $-17,8$ м), минимум 98,67 кПа (расчетная отметка от поверхности $-6,7$ м). В случае размещения поверхностных объектов на поверхности в одной точке, на минимальном удалении от контура шахты расчетное радиальное давление на временную крепь шахты предполагает максимум 179,97 кПа (расчетная отметка от поверхности $-17,8$ м), минимум 99,4 кПа (расчетная отметка от поверхности $-6,7$ м).

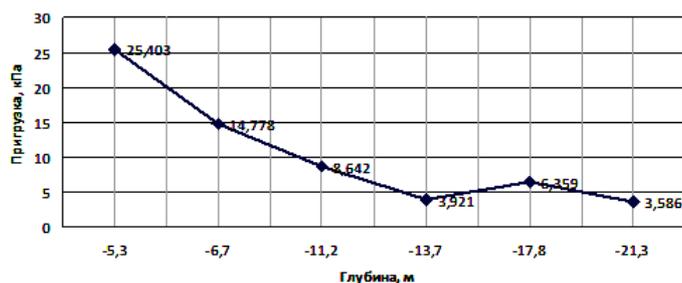


Рисунок 6. – Зависимости максимальной пригрузки от группы зданий и сооружений на постоянную крепь от глубины шахты

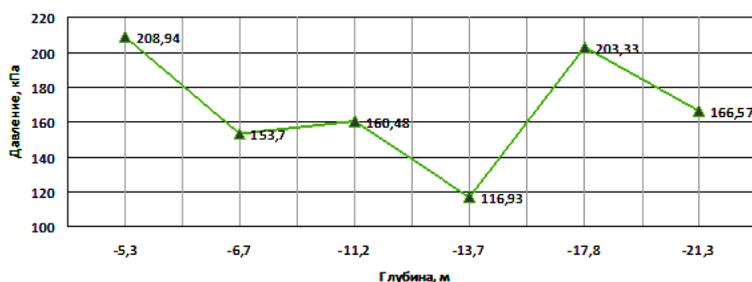


Рисунок 7. – Зависимости расчетного радиального давления на постоянную крепь от глубины шахты

Интерпретация результатов расчетов горного давления на постоянную крепь в период эксплуатации шахты показывает, что пригрузка от группы зданий и сооружений предполагает максимум 25,403 кПа (расчетная отметка от поверхности $-5,3$ м), минимум 3,921 кПа (расчетная отметка от поверхности $-13,7$ м). Расчетное радиальное давление на постоянную крепь шахты предполагает максимум 208,94 кПа (расчетная отметка от поверхности $-5,3$ м), минимум 116,93 кПа (расчетная отметка от поверхности $-13,7$ м).

Заключение. Исследование и оценка влияния горного давления по глубине шахты позволяет принимать основополагающие решения при проектировании, трансформируемые в конкретные инженерные конструкции подземного сооружения. Поддержание оптимального режима строительства шахты в части ее крепления как наиболее сложном технологическом процессе основывается на гибком реагировании

к поведению грунтового массива посредством оперативного регулирования различных его параметров по данным геомеханического мониторинга. Так, интерпретация результатов исследований и оценка влияния горного давления на временную и постоянную крепи шахты, сооружаемой в стесненных условиях городского строительства и предназначенной в качестве бассейна для водолазной подготовки, позволяет представить следующие *выводы*, способствующие эффективному поддержанию оптимального режима в периоды строительства и эксплуатации объекта:

- максимальный изгибающий момент 0,31 МН·м, максимальное осевое усилие 0,87 МН и максимальное отрицательное сдвиговое усилие 0,83 МН, созданные влиянием горного давления на крепь шахты, возникают при полном нагружении ее днища; их общая стабилизация возникает с глубиной 7,5 м;

- при проектировании временной крепи шахты следует учитывать максимальную пригрузку от поверхностных объектов, действующую в верхней (устьевой) части шахты, где вмещающие породы представлены супесью коричневой плотной, грубой, с содержанием гравия 20...25%, а также максимальное радиальное давление на крепь в расчетной отметке –17,8 м, где вмещающие породы представлены супесью коричневой, рыхлой, с содержанием гравия и гальки 5...7%;

- при проектировании постоянной крепи шахты следует учитывать максимальную пригрузку от поверхностных объектов, действующую в верхней части шахты, где вмещающие породы представлены супесью коричневой плотной, грубой, с содержанием гравия 20...25%, а также максимальное радиальное давление на крепь в расчетной отметке –5,3 м, где вмещающие породы имеют тоже геологическое строение.

ЛИТЕРАТУРА

1. Корчак, А.В. Методология проектирования строительства подземных сооружений / А.В. Корчак // Научное обоснование подземного строительства : сб. избр. тр. ученых Моск. гос. горного ун-та ; под общ. ред. Б.А. Каргози. – М. : Изд-во Акад. горных наук, 2001. – С. 197–227.
2. Отчет по специальным гидрогеологическим и инженерно-геологическим исследованиям под проектируемое строительство бассейна с центром водолазной подготовки по ул. Машиностроителей, 25, в г. Минске. Объект № 14-01-2009 ГИ. – Слуцк, 2010. – 31 с.
3. Дополнения к отчету по специальным гидрогеологическим и инженерно-геологическим исследованиям под проектируемое строительство бассейна с центром водолазной подготовки по ул. Машиностроителей, 25, в г. Минске. Объект № 14-01-2009 ГИ. – Слуцк, 2010. – 77 с.
4. Кологривко, А.А. Методологический подход к исследованию влияния горного давления на стенки вертикальных шахтных стволов / А.А. Кологривко, Д.А. Иголка, Е.М. Лукша // Социально-экономические и экологические проблемы горной промышленности, строительства и энергетики : сб. науч. тр. 9-й междунар. конф. по проблемам горной промышленности, строительства и энергетики, Минск, 29–31 окт. 2013 г. : в 2 т. / Белорус. нац. техн. ун-т ; редкол. : А.Б. Копылов, И.А. Басалай. – Минск, 2013. – Т. 1. – С. 234–246.
5. Подземные горные выработки : СНиП II-94-80 / Госстрой СССР. – М. : Стройиздат, 1982. – 31 с.
6. Руководство по проектированию подземных горных выработок и расчету крепи / ВНИМИ, ВНИИОМШС Минуглепрома СССР. – М. : Стройиздат, 1983. – 272 с.

Поступила 30.08.2016

ASSESSMENT OF INFLUENCE OF MOUNTAIN PRESSURE UPON TECHNOLOGICAL MINE IN THE CONSTRAINED CONDITIONS OF CITY BUILDING

A. KOLOGRIVKO, D. IGOLKA, E. LUKSHA

Interpreted results of the studies are presented. Estimation of rock pressure on temporary during construction and permanent during operation of the bolting technology of the vertical shaft, built in the cramped conditions of urban construction and designed as a pool for diving training is given.

Keywords: *production mine, city construction, underground construction, cramped conditions, rock pressure.*

УДК 624.154:624.07

**СВАИ МАЛОГО ПОПЕРЕЧНОГО СЕЧЕНИЯ
ДЛЯ ФУНДАМЕНТОВ МАЛОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ, УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВ И ИХ РАСЧЕТ****канд. техн. наук, доц. В.Н. КРАВЦОВ; П.В. ЛАПАТИН
(Институт БелНИИС, Минск)**

Представлены основные результаты исследований и разработки конструкций забивных свай малого поперечного сечения для фундаментов малоэтажных зданий, сооружений и упрочнения грунтов в условиях Республики Беларусь. Обосновано их применение в условиях Республики Беларусь. На основании обработки вероятностно-статистическим методом свыше 100 результатов испытаний забивных свай малого поперечного сечения получены расчетные характеристики сопротивления грунта в уровне их нижнего конца R и вдоль ствола R_r . В результате точность оценки несущей способности забивных свай малого поперечного сечения по сравнению с нормативной методикой, регламентируемой ТКП 45-5.01-256-2012, повысилась не менее чем на 20%.

Ключевые слова: забивные сваи малого поперечного сечения, фундаменты малоэтажных зданий, упрочнение грунтов и их расчет, сравнение с нормативной методикой.

Введение. В связи с выходом Указа Президента Республики Беларусь № 405 «О некоторых мерах по строительству жилых домов (квартир) в сельскохозяйственных организациях» малоэтажное строительство на селе и индивидуальном секторе приняло в гражданском строительстве значительный размах. Однако указанная застройка имеет достаточно высокую стоимость. Поэтому повышение эффективности производства и качества работ, внедрение прогрессивных решений фундаментов на таких объектах является важной задачей, так как затраты труда, времени и стоимости на их возведение в зависимости от сложности грунтовых условий составляют 15...30% от общей стоимости здания, превышая аналогичные расходы для многоэтажного гражданского и промышленного строительства (5...20%). Не менее актуальным направлением фундаментостроения в Республике Беларусь является освоение в строительных целях неудобей, свалок и территорий с пониженными характеристиками грунтов в черте городов (насыпные, обводненные, пойменные площадки с биогенными грунтами и др.), ранее не используемых в качестве оснований фундаментов, учитывая то, что отвод сельскохозяйственных земель под строительство в настоящее время законодательно ограничен. Для освоения таких территорий согласно [1; 2], как правило, следует применять свайные фундаменты или предварительно упрочнять природные грунты жесткими элементами из набивных или забивных свай (армирование). Это позволяет снизить материальные и трудовые затраты по сравнению с плитными фундаментами на неупрочненном основании до 30...50% (последнее для специфических грунтов) за счет сокращения земляных работ, ручного труда до 50% [1; 3 и др.].

В настоящее время до 80% из общего количества используемых в строительстве свай в Республике Беларусь приходится на стандартные забивные сваи сечением 250×250, 300×300 и 400×400 мм длиной от 3 до 12 м. Особенно затратно применение стандартных забивных свай для малоэтажных объектов (до трех этажей) с небольшими нагрузками на фундаменты из-за повышенного расхода материалов в результате недопогружения, срубки их голов и, как следствие, увеличения сроков строительства, трудоемкости и объемов ручного труда. Кроме того, для их забивки и транспортировки требуется тяжелая специализированная строительная техника, что также существенно удорожает строительство, особенно на площадках, удаленных от мест базирования техники и материальных баз.

С экономической точки зрения в подобных случаях более эффективны сваи малого поперечного сечения (далее – свая СМ) от 100×100 до 200×200 мм. Для таких свай по сравнению со стандартными массивными аналогами на 100 кН несущей способности фундамента требуется бетона меньше на 40%, стали – на 5%. Кроме экономии материала, при использовании свай СМ снижаются также затраты на их погружение и транспортные расходы, так как они легче забивных свай типовой номенклатуры. Это позволяет применять для забивки свай СМ более легкие молоты, что уменьшает инерционные силы при ударе и снижает энергоемкость процесса их погружения в грунт. К преимуществам свай СМ можно отнести и то, что они могут использоваться в любых грунтовых условиях с погружением до проектной отметки (без срубки голов), обеспечивая практически одинаковую несущую способность по грунту и материалу. В последнее время сваи СМ также эффективно используются в качестве жестких элементов для вертикального упрочнения (армирования) грунтов [10 и др.]. Однако из-за отсутствия рабочих чертежей на изготовление и нормативной базы по их проектированию они до сих пор не получили широкого распространения при возведении фундаментов.

В связи с изложенным выше в РУП «Институт БелНИИС» проведены исследования технических и ресурсосберегающих свойств забивных свай СМ с поперечным сечением от 100×100 до 200×200 мм,

на основе которых разработаны конструкции (рис. 1), методы расчета и технология их изготовления с использованием существующего парка форм посредством установки в них вкладышей.

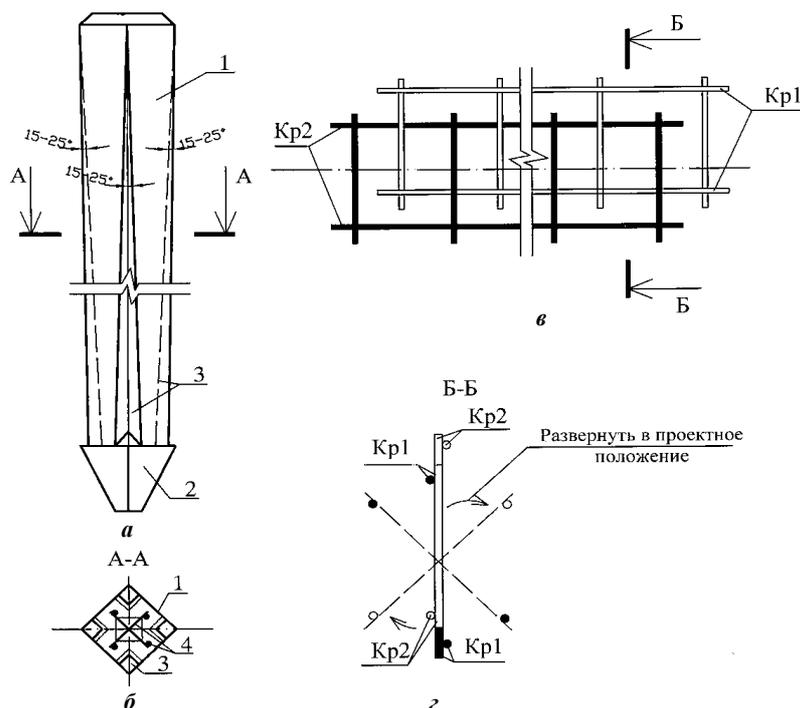


Рисунок 1. – Запатентованная конструкция и технология армирования свай СМ (патент № 19994 «Свая железобетонная»)

В процессе выполненных исследований получены следующие результаты:

- уточнены представления о работе свай СМ в грунтах Республики Беларусь, позволяющие повысить эффективность их проектирования;
- усовершенствованы инженерные методы и программы расчета с разработкой впервые таблиц расчетных сопротивлений грунта вдавливанию острия и ствола свай СМ для условий белорусского региона;
- обоснованы эффективные области использования свай СМ в условиях Республики Беларусь с разработкой эффективной технологии их изготовления;
- усовершенствованы конструкции свай СМ, обеспечивающие их экономическую и ресурсосберегающую эффективность для свайных фундаментов в условиях Республики Беларусь (см. рис. 1).

В данной работе приводятся основные результаты исследований по совершенствованию инженерных методов расчета несущей способности свай СМ на основе разработки таблиц расчетных сопротивлений грунта вдавливанию острия и ствола свай СМ для условий белорусского региона.

Методика расчета несущей способности свай малого поперечного сечения. В современной проектной практике Республики Беларусь наибольшее распространение получил практический метод расчета свай по таблицам нормативных сопротивлений грунтов R и R_f [1; 4] с последующими их выборочными статическими испытаниями как наиболее достоверный и надежный. Метод соответствует принципам проектирования по Еврокоду 1997-1 [5, п. 7.4.1]: «Процесс проектирования должен основываться на эмпирических или аналитических методах расчета, достоверность которых была подтверждена испытаниями статической нагрузкой в схожих условиях».

В этом методе несущая способность свай определяется по двухкомпонентной формуле [4]:

$$F_{di} = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \gamma_{cf} \sum R_{fi} \cdot h_i), \quad (1)$$

где R – расчетное сопротивление грунта под нижним торцом свай СМ, кПа, по таблице 6.1 [4]; R_{fi} – расчетное сопротивление i -го слоя грунта, прилегающего к i -му участку ствола свай СМ, кПа, по таблице 6.2 [4]; h_i – толщина i -го участка грунта мощностью не более ≤ 2 м, на которые разбивается основание вдоль ствола свай СМ, м; A , u – соответственно площадь поперечного сечения и периметр свай СМ по ее внешнему контуру без учета угловых вырезов, м; γ_{cR} , γ_{cf} – соответственно коэффициенты условий работы грунта под нижним торцом (пятой) и вдоль ствола свай СМ, учитывающие влияние способа ее погружения согласно ТКП 45-5.01-256 [4]; γ_c – коэффициент условий работы свай СМ в грунте, принимаемый по ТКП 45-5.01-256 [4], как правило, равный единице.

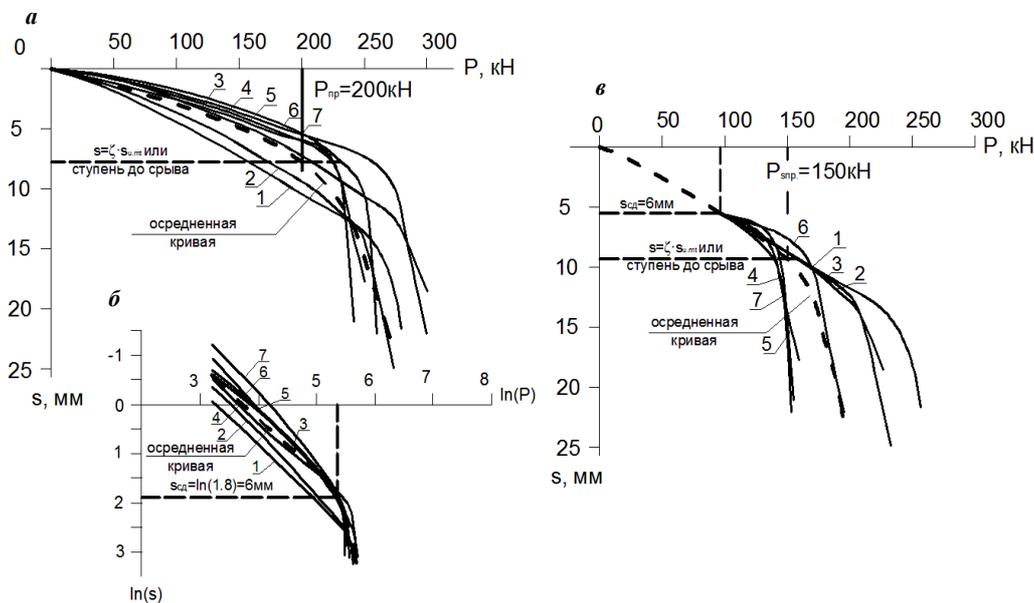
Так как табличные значения расчетных сопротивлений R и R_f в нормах [4] получены для стандартных забивных свай с поперечным сечением более 200×200 мм, отклонение несущей способности свай СМ, F_d , рассчитанных с использованием таблиц [4], от их опытных данных, достигают 70% и более, что требует их уточнения.

Составление таблиц расчетных сопротивлений грунта вдавливанию пяты R и ствола R_f свай СМ. Для определения расчетных сопротивлений R и R_f свай СМ использованы данные более 100 их испытаний, собранные по отчетным данным РУП «Институт БелНИИС», УП «Геосервис» и литературным источникам. В процессе предварительного анализа из рассмотрения были исключены испытания, выполненные с нарушением требований СТБ 2242-2011 [6] и с неполными данными об инженерно-геологических свойствах оснований свай СМ и др. Отобранные испытания объединялись в группы с учетом типа, характеристик грунтов и глубины их погружения в основание.

Разделение общей величины нагрузки P , воспринимаемой основанием сваи СМ, на составляющие компоненты – сопротивление грунта вдавливанию (выдергиванию) ее ствола P_{fnp} и нижнего конца P_{snp} – выполнялось по методике, предложенной Далматовым – Лапшиным [7]. Методика основана на концепции о величине сдвиговой осадки свай s_{cd} , которая соответствует моменту исчерпания касательных сил трения вдоль ствола сваи P_{fnp} . Величина сдвиговой осадки для различных типов грунтов находится в пределах от $s_{cd} \leq 3$ мм до $s_{cd} = 30$ мм.

Согласно методике [7] разделение общей нагрузки P на ее составляющие P_{snp} и P_{fnp} по величине сдвиговой осадки s_{cd} производится в следующей последовательности. Отобранные общие графики испытаний свай СМ $s = f(P)$, разбитые на группы в соответствии с типом грунта основания и глубиной заложения их острия от поверхности грунта, разделяются на два параболических участка (рис. 2): начальный, соответствующий осадке s_{cd} ; конечный, характеризующий работу нижнего конца свай СМ.

Так как оба этих участка аппроксимируются уравнениями параболы, их проще выделить, построив график «нагрузка – осадка» в логарифмическом масштабе (рис. 2, б). Такой график будет характеризоваться двумя пересекающимися прямыми, а точка их пересечения, по данным ранее выполненных опытов с тензометрическими сваями СМ и отдельным определениям значений P_{snp} и P_{fnp} [8], дает значение начала сдвиговой осадки. Тогда нижний участок графика «нагрузка – осадка» будет соответствовать кривой, характеризующей работу нижнего конца сваи СМ. Усредненная кривая работы нижних концов сваи в группе находится посредством их экстраполяции при помощи многочлена Лагранжа, на участке с координатами от $s = 0$ до осадки сдвига $s = s_{cd}$ (рис. 2, в).



- 1 – график № 5 в группе из списка отобранных испытаний свай СМ;
 2 – то же, № 20; 3 – то же, № 7; 4 – то же, № 47; 5 – то же, № 118;
 6 – то же, № 105; 7 – то же, № 28; — — — осредненная кривая группы свай;

а – группа экспериментальных графиков $s = f(P)$ с однотипным грунтом и глубиной заложения нижнего торца свай СМ; б – то же в логарифмическом масштабе; в – экстраполяция графика работы торца свай СМ

Рисунок 2. – Пример разделения общей несущей способности свай СМ P_{np} на ее составляющие: сопротивление грунта вдавливанию торца P_{snp} и ствола P_{fnp}

Затем, вычитая из общей предельной нагрузки P_{np} (для ступени, предшествующей нагрузке срыва или соответствующей осадке $s = o \cdot s_{umt}$), нагрузку, приходящуюся на сопротивление грунта под нижним концом сваи СМ P_{snp} , по формуле (2) находится усилие, соответствующее сопротивлению грунта погружению ее ствола P_{fnp} .

$$P_{fnp} = P_{np} - P_{snp}, \text{ кН.} \quad (2)$$

На рисунке 2 представлен пример обработки 7-ми графиков статических испытаний эталонных свай малого сечения диаметром $114 < 200$ мм, забитых на глубину 6...8 м в однотипные грунты основания, состоящего сверху вниз из супеси средней прочности, подстилаемой в уровне торца сваи СМ песком средней прочности с коэффициентом пористости $e \approx 0,6$ ($0,58 \leq e \leq 0,62$).

После сбора в группу однотипных графиков испытаний свай (см. рис. 2, а) и перестройки их в логарифмическом масштабе (см. рис. 2, б) выделена точка перелома, характеризующая начало сдвиговой осадки с координатами s_{cd} , P_{cd} . Как видно на рисунке 2, для пластичной супеси средней прочности сдвиговая осадка равна $s_{cd} = 6$ мм, а нагрузка, соответствующая сопротивлению грунта вдавлению ствола, составляет:

$$P_{fnp} = 200 - 150 = 50 \text{ кН.}$$

3. Анализ и обработка экспериментальных данных вероятно-статистическим методом. Определение значений R и R_f произведено с применением вероятно-статистического метода, регламентированного ГОСТ 20522 [9] с учетом основных положений теории надежности. Доверительная вероятность принята равной $\alpha = 0,95$ [4]. Нормативные сопротивления грунта под торцом R_n и вдоль ствола R_{fn} найдены делением частных величин предельных нагрузок P_{si} , P_{fi} (см. рис. 2) на площади поперечного сечения нижнего конца СМ и участков ее боковой поверхности соответственно. Нормативные значения исследуемых грунтов приняты равными их среднеарифметическим величинам для группы R_m , R_{fm} , кПа. При обработке данных исключались частные значения, для которых не выполнялись условия (3):

$$|R_m - R_i| > \nu S^R, \quad |R_{fm} - R_{fi}| > \nu S^f, \text{ кПа,} \quad (3)$$

где ν – статистический критерий по таблице Ж.1 приложения Ж [9] в зависимости от числа определений n ; S – среднее квадратическое отклонение характеристики, найденное по формулам (4):

$$S^R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_m - R_i)^2}, \quad S^f = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_{fm} - R_{fi})^2}, \text{ кПа.} \quad (4)$$

Здесь R_m , R_{fm} – среднеарифметические значения нормативных сопротивлений грунта; R_i , R_{fi} – частные значения нормативных сопротивлений грунта.

Расчетные сопротивления грунта определены по формулам:

$$R = \frac{R_n}{\gamma_g}, \quad R_f = \frac{R_{fn}}{\gamma_g}, \text{ кПа,} \quad (5)$$

где R_n , R_{fn} – нормативные значения расчетных сопротивлений грунта соответственно под торцом и вдоль ствола сваи СМ группы, кПа; γ_g – коэффициент надежности по грунту в соответствии с формулой (6) [9]:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha}. \quad (6)$$

Здесь $\rho_\alpha = \frac{t_\alpha V}{\sqrt{n}}$ – показатель точности оценки средних значений, знак принимается таким, чтобы обеспечивалась большая надежность основания; ν – коэффициент вариации:

$$\nu^R = \frac{S^R}{R}, \quad \nu^f = \frac{S^f}{R_f}; \quad (7)$$

t_α – коэффициент, принимаемый по таблице Ж.2 приложения Ж [9] в зависимости от выбранной доверительной вероятности α и числа степеней свободы $K = n - 1$.

Итоговые результаты составления таблиц расчетных сопротивлений R и R_f отражены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1. – Расчетные сопротивления грунта R под нижним торцом одиночной сваи СМ квадратного поперечного сечения от 100×100 до 200×200 мм и прямоугольного, круглого поперечных сечений, площадь которых эквивалентна площади сваи квадратного поперечного сечения

Глубина расположения нижнего конца сваи от поверхности планировки z_m , М	Коэффициент пористости e	Расчетные сопротивления R , кПа, грунтов								
		песка				глинистых при показателе текучести I_L , равном:				
		крупного	среднего	мелкого	пылеватого	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8
1-2	0,5	8280	3840	2400	1480	6490	3840	1980	990	560
	0,7	6340	2800	1840	1120	5340	3120	1620	810	450
3	0,5	8500	4060	2620	1560	6600	4030	2100	1190	610
	0,7	6500	3120	1960	1280	5500	3310	1860	1030	500
4	0,5	8600	4120	2700	1620	6650	4160	2120	1220	630
	0,7	6620	3180	2120	1340	5560	3350	1940	1100	536
5-6	0,5	8680	4200	2750	1730	6700	4150	2255	1275	655
	0,7	6700	3250	2185	1450	5600	3375	1978	1156	552

Примечание. При промежуточных значениях z_m , e , I_L расчетные сопротивления грунтов R определяются интерполяцией.

Таблица 2. – Расчетные сопротивления грунта R_{fi} вдавливаю стволу одиночной сваи СМ квадратного поперечного сечения от 100×100 до 200×200 мм и прямоугольного, круглого поперечных сечений, площадь которых эквивалентна площади сваи СМ квадратного поперечного сечения

Средняя глубина расположения участка грунта h_i от поверхности планировки z_{mi} , М	Средний коэффициент пористости грунта e на участке h_i	Расчетные сопротивления R_{fi} , кПа, грунтов								
		песка				глинистых при показателе текучести I_L , равном:				
		крупного, среднего	мелкого	пылеватого	0,0	0,2	0,4	0,6	0,8	
1-2	0,5	76	49	42	43	37	31	24	15	
	0,7	52	38	31	42	35	29	22	13	
2-3	0,5	81	54	46	58	48	39	28	17	
	0,7	57	42	35	56	45	36	25	15	
3-4	0,5	82	55	47	70	50	41	29	19	
	0,7	58	43	36	67	46	38	26	17	
4-5	0,5	84	56	49	72	51	43	30	20	
	0,7	60	46	37	68	48	40	27	18	

Примечание. При промежуточных значениях z_m , e , I_L расчетные сопротивления грунтов R_{fi} определяются интерполяцией.

Заключение. В итоге выполненной в РУП «Институт БелНИИС» работы по разработке, исследованию и внедрению в практику строительства забивных свай малого поперечного сечения (СМ) подтверждены экспериментально и апробацией в производственных условиях достоверность предложенных конструкций, методики расчета и технологии изготовления свай СМ [10 и др.].

На основании результатов, полученных при обработке графиков испытаний свай СМ, проведенных в РУП «Институт БелНИИС», собранных по отчетным данным УП «Геосервис» и литературным источникам, уточнен нормативный метод их расчета [4] по несущей способности. Отклонения расчетных значений несущей способности свай СМ, найденных по предлагаемой методике, от их опытных величин не превышают 10%.

Результаты выполненных экспериментальных и теоретических исследований и уточненный на их основе метод расчета свай СМ положены в основу разработанных и утвержденных Рекомендаций по проектированию и устройству фундаментов из свай малого поперечного сечения в условиях Беларуси.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Основные положения. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-5.01-254-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск : МАиС Респ. Беларусь, 2012. – 164 с.

2. Горбунов-Посадов, М.И. Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения / М.И. Горбунов-Посадов, В.А. Ильичев, В.И. Крутов. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.
3. Кравцов, В.Н. Принципы оптимального проектирования и пути повышения эффективности железобетонных фундаментов в грунтовых условиях Республики Беларусь / В.Н. Кравцов, Н.В. Сорока // Проблемы современного бетона и железобетона : материалы III Междунар. симп., Минск, 9–11 нояб. 2011 г. : в 2-х т. ; редкол.: М.Ф. Марковский (предс.) [и др.]. – Минск : Минскпроект, 2011. – Т. 1 – С. 206–219.
4. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Сваи забивные. Правила проектирования : ТКП 45-5.01-256-2012. – Введ. 05.01.2012. – Минск : МАиС Респ. Беларусь, 2013. – 137 с.
5. Еврокод 7. Геотехническое проектирование. Ч. 1. Общие правила : ТКП EN 1997-1-2009. – Введ. 10 дек. 2009 г. – Минск : МАиС Респ. Беларусь, 2010. – 121 с.
6. Грунты. Методы полевых испытаний сваями проектирования : СТБ 2242-2011. – Введ. 01.07.2012. – Минск : РУП «Стройтехнорм», 2011. – 40 с.
7. Далматов, Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин. – Л. : Стройиздат, 1975. – С. 25–38.
8. Кравцов, В.Н. Исследования и оценка работы забивных свай в песчаном намывном основании / В.Н. Кравцов // Строительная наука и техника. – 2011. – № 2(35). – С. 40–46.
9. Грунты. Методы статистической обработки результатов испытаний : ГОСТ 20522-2012. – Введ. 01.07.2014. – Минск : БелГИИС 2011 : НИИОСП. – 24 с.
10. Кравцов, В.Н. Экспериментально-теоретическое исследование и проектирование оснований плитных фундаментов пониженной прочности, упрочненных вертикальным армированием / В.Н. Кравцов, П.В. Лапатын, С.А. Якуненко // Актуальные проблемы инновационной подготовки инженерных кадров при переходе строительной отрасли на европейские стандарты : материалы науч.-метод. конф., Минск, 26–27 мая 2015 г. ; редкол.: В.Ф. Зверев (предс.) [и др.]. – Минск : БНТУ, 2015. – С. 228–239.

Поступила 10.10.2016

PILES WITH SMALL CROSS SECTION FOR FOUNDATIONS OF LOW-RISE BUILDINGS, STRENGTHENING GROUNDS AND THEIR CALCULATION

V. KRAVTSOV, P. LAPATIN

Substantiation of applying, main results of researches and structure development of the driven piles with small cross section for low-rise buildings, structures foundations and strengthening grounds are presented. The grounds' design characteristics were obtained on the basis of more than hundreds tests of the piles with small cross-section in the level of their bottom toes R and along their shafts R_f . As a result accuracy of the evaluation of such piles bearing capacity compared with standard procedure regulated by ТКП 45-5.01-256-2012 increased not less than 20%.

Keywords: *driven piles small cross-section, the foundations of low-rise buildings, the hardening of soils and their calculation, comparison with standard methods.*

УДК 624.078.4

РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ СОПРОТИВЛЕНИЯ ИЗГИБУ МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЙ БЕЗОПАЛУБОЧНОГО ФОРМОВАНИЯ В СОСТАВЕ ПЛАТФОРМЕННЫХ СТЫКОВ ЗДАНИЙ

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет);
А.Д. ЛАЗОВСКИЙ
(Полоцкий государственный университет)

Представлена расчетная модель сопротивления изгибу многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования в составе платформенных стыков зданий, учитывающая влияние сжимающего усилия, передаваемого элементом стены, степень армирования надопорной арматурой, установленной в бетоне замоноличивания пустот, позволяющая производить расчет параметров зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота», применяемой при выполнении нелинейных расчетов конструктивных систем, перекрытия которых выполнены из плит пустотного настила, объединенных на опорах армированным бетонным ядром. Расчетная модель основана на общей деформационной модели сопротивления поперечного сечения и блочной модели деформирования изгибаемых элементов. В расчетной модели использован закон сцепления стержней арматуры с бетоном согласно СЕВ-fib Model Code 2010, диаграммы деформирования бетона и арматуры.

Ключевые слова: плиты перекрытий, зона платформенного стыка, изгибаемые элементы, сопротивление изгибу, расчетная модель.

В настоящее время при проектировании железобетонных сборно-монолитных перекрытий многоэтажных зданий, в которых неразрезность горизонтального диска обеспечивается путем установки дополнительной надопорной арматуры в бетоне замоноличивания стыковых соединений на промежуточных опорах, расчет производят, как для линейно деформируемых материалов, без учета их фактической работы. Вместе с тем опорные узлы железобетонных перекрытий, возводимых из предварительно напряженных многопустотных панелей безопалубочного формования, работают с трещинами, а их податливость в зоне платформенного стыка зависит от уровня прижатия нагрузкой от вышерасположенных конструкций, что не дает достоверного распределения внутренних усилий в перекрытиях и ведет к перерасходу материалов. Для учета особенности напряженно-деформированного состояния плит перекрытий в зоне платформенного стыка при расчете методами, известными в строительной механике, можно использовать зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота», которую для конкретных условий получают опытным путем. Исходя из этого актуальной задачей является *разработка расчетной модели*, описывающей напряженно-деформированное состояние многопустотных плит перекрытий в зоне платформенного стыка, учитывающей влияние усилия прижатия, степень армирования надопорной арматурой, установленной в бетоне замоноличивания пустот и позволяющей теоретически устанавливать параметры зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота», применяемой при описании пластических шарниров при выполнении нелинейных расчетов конструктивных систем.

Для решения поставленной задачи использовали блочную модель сопротивления для изгибаемого железобетонного элемента, впервые предложенную Г.М. Вестергаардом в 1930 году [3]. Дальнейшее применение и развитие данная модель получила в работах П.И. Васильева, Е.Н. Пересыпкина [4], В.И. Белова [5], С.Е. Пересыпкина [6], Ю.В. Починка [7], М.В. Бровкиной [8], Р. Croce, Р. Formichi [11], A. Borosnyóí and G.L. Balázs [12], A. Casanova, L. Jason and L. Davenne [13] и др.

Предпосылки и допущения расчетной модели. Предлагаемая расчетная модель, описывающая напряженно-деформированное состояние железобетонных многопустотных плит перекрытия в зоне платформенного стыка, основывается на следующих *предпосылках* блочной модели [4; 5]:

- изгибаемый железобетонный элемент представляет собой совокупность блоков конечной длины $L_{m,i}$, разделенных в растянутой зоне трещинами нормального отрыва и связанных между собой растянутой арматурой и бетоном в сжатой зоне;

- бетон и арматура в растянутой зоне сечения работают совместно в соответствии с принятым законом сцепления [9] (рис. 1), связывающим касательные напряжения по площади контакта арматурного стержня с бетоном, и их взаимное смещение, $\tau_b = f(s)$.

График зависимости касательных напряжений от величины проскальзывания (s), согласно [9], включает в себя следующие составляющие:

$$\tau_b = \tau_{b \max} (s/s_1)^\alpha \quad \text{для } 0 \leq s \leq s_1; \quad (1)$$

$$\tau_b = \tau_{b\max} \quad \text{для } s_1 \leq s \leq s_2; \quad (2)$$

$$\tau_b = \tau_{b\max} - (\tau_{b\max} - \tau_{bf})(s - s_2)/(s_3 - s_2) \quad \text{для } s_2 \leq s \leq s_3; \quad (3)$$

$$\tau_b = \tau_{bf} \quad \text{для } s_3 < s, \quad (4)$$

где $\tau_{b\max}$ – максимальное значение напряжения сцепления, равное $2,5\sqrt{f_{cm}}$ либо $1,25\sqrt{f_{cm}}$ в зависимости от условий сцепления; f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие; τ_{bf} – сопротивление проскальзыванию, равное $0,4\tau_{b\max}$.

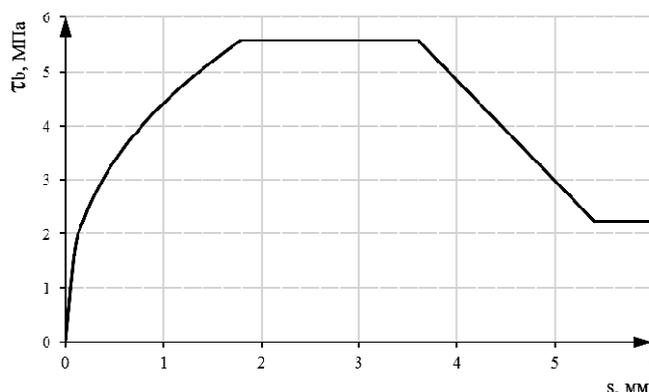


Рисунок 1. – Закон сцепления растянутой арматуры с бетоном в соответствии с [9]

- эффективная площадь растянутого бетона $A_{c,eff}$, окружающего арматуру в плитах, принимается высотой $h_{c,eff}$, равной меньшему из значений в соответствии с [10]: $2,5 \cdot (h - d)$; $(h - x)/3$; $h/2$, где h – высота поперечного сечения плит; d – полезная (рабочая) высота сечения плит; x – высота сжатой зоны (рис. 2). Растягивающие напряжения в бетоне по площади $A_{c,eff}$ распределяются равномерно;

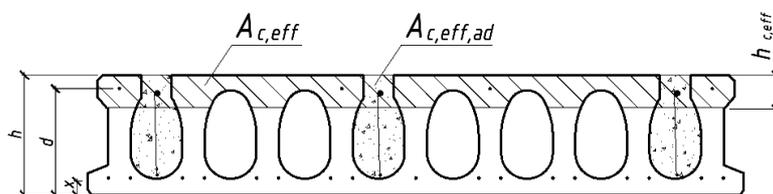


Рисунок 2. – Определение эффективной высоты растянутого бетона $h_{c,eff}$ составного сечения многопустотных плит

- трещины нормального отрыва в растянутой зоне составного сечения многопустотных плит образуются при достижении относительными деформациями бетона на уровне центра тяжести арматуры значений, соответствующих предельной растяжимости при изгибе $\varepsilon_{ctu,fl}$;

- в процессе деформирования под нагрузкой в изгибаемом железобетонном элементе образование трещин при установленном уровне нагружения проходит две стадии: первая – неустановившегося трещинообразования, допускающая возможность появления новых трещин; вторая – установившегося трещинообразования, когда количество трещин остается постоянным;

- на первой стадии трещинообразования в каждом бетонном блоке железобетонного элемента выделяются характерные зоны: длиной $l_{t,j}$ у краев поперечных трещин и свободных торцов, где происходит перераспределение растягивающих напряжений между арматурой и бетоном, $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$; длиной $(L_{m,i} - l_{t,j} - l_{t,j+1})$ в средней части блока, где арматура и бетон деформируются совместно, $\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$;

- на второй стадии трещинообразования по всей длине бетонного блока изгибаемого железобетонного элемента происходит перераспределение растягивающих напряжений между арматурой и бетоном, $\varepsilon_s > \varepsilon_{ct}$;

- ширина раскрытия трещин нормального отрыва w в растянутой зоне сечения изгибаемого железобетонного элемента обусловлена взаимным смещением арматурного стержня относительно бетона на уровне центра тяжести арматуры по обе стороны от краев трещины на длине участков перераспределения растягивающих напряжений $l_{t,j}$.

Общая деформационная модель железобетонного элемента позволяет учитывать нелинейные свойства материалов на основе использования нелинейных диаграмм деформирования бетона и арматуры [1; 2].

В соответствии с положениями общей деформационной модели поперечное сечение изгибаемого железобетонного элемента рассматривается как совокупность элементарных площадок-слоев и продольных арматурных стержней, в пределах которых нормальные напряжения считаются равномерно распределенными, равными средним значениям.

Каждая элементарная площадка бетона или арматурный стержень изгибаемого железобетонного элемента под воздействием усилий от нагрузки испытывает одноосное растяжение или сжатие в соответствии с принятыми диаграммами деформирования $\sigma = f(\epsilon)$ (рис. 3).

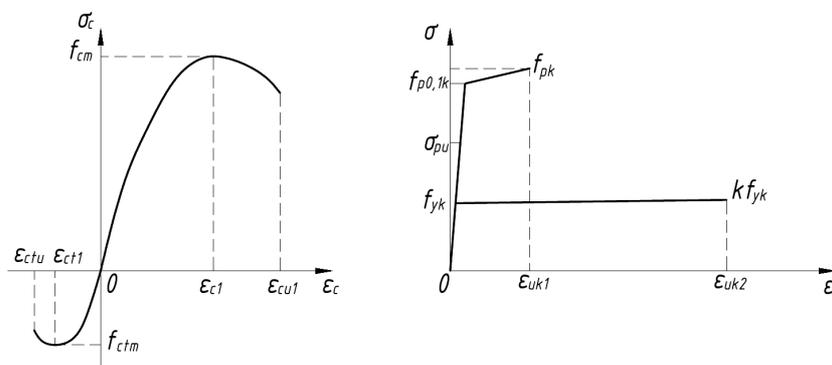
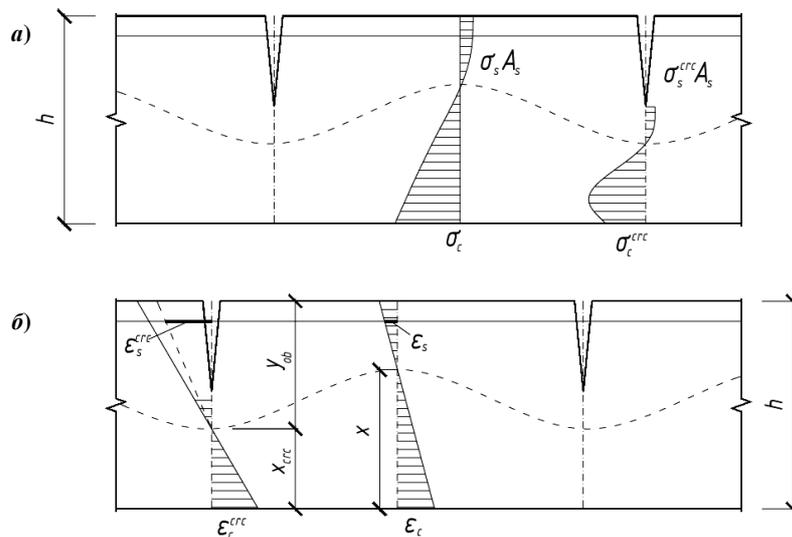


Рисунок 3. – Диаграммы деформирования бетона и арматуры

Для распределения относительных деформаций по высоте сечения изгибаемого железобетонного элемента (рис. 4) принимается гипотеза плоских сечений в постановке В.И. Мурашова – Я.М. Немировского [18; 19].



a – распределение напряжений в сечениях;
b – распределение деформаций в сечениях

Рисунок 4. – Напряженно-деформированное состояние изгибаемого железобетонного элемента с трещинами

В рамках предлагаемой расчетной модели, описывающей параметры напряженно-деформированного состояния железобетонных предварительно напряженных многопустотных плит перекрытия в зоне платформенного стыка, исходя из анализа известных [14] и собственных [15; 16] экспериментальных исследований вводятся следующие допущения:

- усилие вертикального прижатия от вышерасположенных несущих элементов и дополнительная надпорная арматура, размещенная в бетоне замоноличивания в пустотах, ограничивают поворот торцевых сечений многопустотных плит в зоне платформенного стыка, что приводит к появлению отрицательного изгибающего момента в зоне платформенного стыка по лицевой грани вертикального элемента;

- максимальное значение ординаты σ_{pu} диаграммы деформирования продольной предварительно напряженной арматуры многопустотных плит на длине ее анкеровки в зоне платформенного стыка принимается уменьшенной пропорционально отношению расстояния от торцов плит до рассматриваемого поперечного сечения к длине анкеровки арматуры l_{brd} . При достижении относительными деформациями продольной арматуры многопустотных плит на длине её анкеровки в зоне платформенного стыка значений, соответствующих максимальным напряжениям σ_{pu} , данная арматура в расчете рассматриваемого поперечного сечения не учитывается;

- вертикальное прижатие на длине зоны анкеровки верхней предварительно напряженной арматуры улучшает параметры сцепления и снижает деформативность при её выдергивании;

- при наличии вертикального прижатия зоны платформенного стыка усилием от вышерасположенных несущих элементов вертикальная нагрузка на многопустотные плиты перекрытия ведет к образованию в них критической трещины нормального отрыва в зоне платформенного стыка на расстоянии l от его оси и при переходе материалов в упругопластическую стадию деформирования вызывает появление пластического шарнира. Максимальное значение изгибающего момента от действия сосредоточенного усилия P на расстоянии L от оси платформенного стыка вычисляется по следующей формуле:

$$M = P \cdot (L - l), \quad (5)$$

при этом изгибающий момент, действующий в месте образования пластического шарнира, не распространяется на концевые участки плит, отсеченные критическими трещинами и испытывающие вертикальное прижатие (рис. 5);

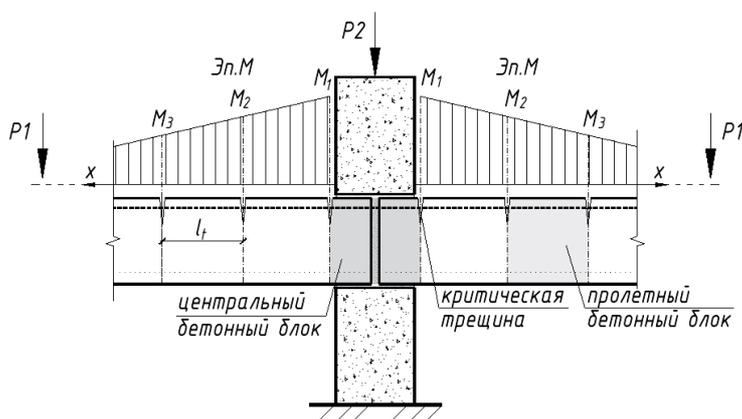


Рисунок 5. – Схема разбиения конструкции плит на блоки между трещинами

- бетон замоноличивания пустот работает совместно с бетоном многопустотных плит безопалубочного формования вплоть до наступления предельной стадии деформирования (достижения относительными деформациями сжатого бетона или растянутой арматуры предельных значений соответственно ε_{cu} или ε_{yu});

- элементарные площадки бетона замоноличивания в пустотах, как и бетона плит, в соответствии с принятой общей деформационной моделью в процессе деформирования испытывают одноосное растяжение или сжатие в соответствии с диаграммой деформирования $\sigma = f(\varepsilon)$;

- элементарные площадки бетона замоноличивания вертикального шва между торцами плит воспринимают только сжимающие усилия, их работа на растяжение в зоне контакта не учитывается ввиду слабой адгезии бетона замоноличивания и бетона плит;

- элементарные площадки бетона замоноличивания вертикального шва между торцами плит имеют повышенную деформативность ввиду наличия структурных микротрещин на границе с бетоном плит, вызванных технологическими причинами (разрыв сплошности жесткого каркаса крупного заполнителя ввиду малой ширины шва, значительный отсос воды бетоном плит, усадка). Начальный модуль упругости $E_{cm\Delta}$ бетона замоноличивания вертикального шва между торцами плит в первом приближении может быть принят в соответствии с исследованием [16]:

$$E_{cm\Delta} = 19000 - 268 \cdot \Delta + 489 \cdot f_c + 4,067 \cdot \Delta \cdot f_c + 0,603 \cdot \Delta^2 \quad (\text{МПа}), \quad (6)$$

где Δ – безразмерный коэффициент для шва толщиной Δ (мм); f_c – безразмерный коэффициент для призмочной прочности шва f_{ck} (МПа).

Для упрощения расчетных процедур пустоты произвольной формы в первом приближении могут быть заменены традиционным образом равновеликими по площади элементами прямоугольного сечения. При этом в зависимости от количества заполняемых бетоном пустот на опорных участках могут быть рассмотрены составные (сборно-монолитные) сечения двутавровой или прямоугольной формы (рис. 6).

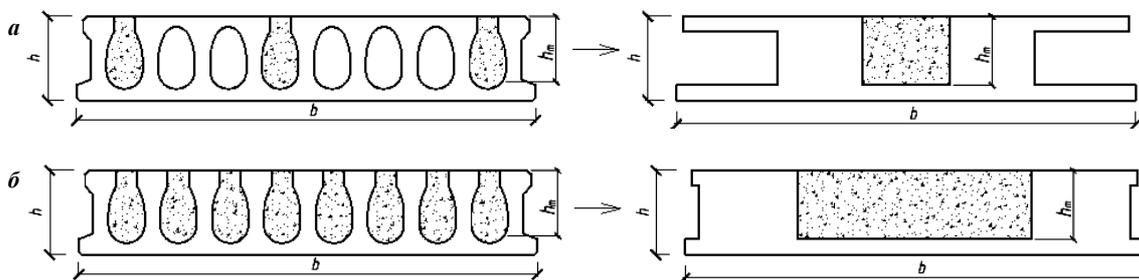


Рисунок 6. – Приведенные расчетные составные сечения многопустотных плит безпалубочного формования с заполнением пустот бетоном

Расчетные уравнения общей деформационной модели для случая составного поперечного сечения. Рассмотрим поперечное сечение железобетонных предварительно напряженных многопустотных плит перекрытия с замоноличенными пустотами и дополнительной надпорной арматурой в зоне платформенного стыка. В рамках рассматриваемой задачи исходная конструктивная схема, моделирующая узел сопряжения смежных плит безпалубочного формования в местах опирания на стены или несущие балочные элементы, преобразуется в сборно-монолитную конструкцию с составным поперечным сечением. Составное поперечное сечение сборных плит с замоноличиванием пустот бетоном по обе стороны шва и заполнение бетоном вертикального шва между торцами плит разбивается по высоте на элементарные площадки-слои (рис. 7).

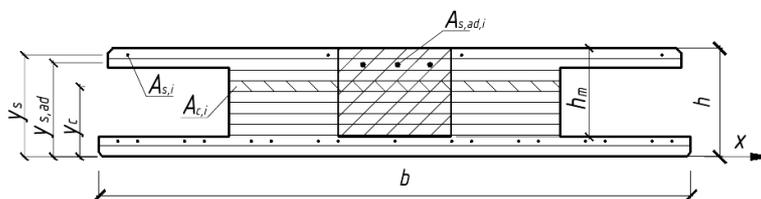


Рисунок 7. – Расчетное составное поперечное сечение железобетонного элемента

Напряженно-деформированное состояние в составном поперечном сечении описывается уравнениями равновесия, условием распределения деформаций по высоте сечения в соответствии с гипотезой плоских сечений и диаграммами деформирования для материалов элементарных площадок-слоев.

Для изгибаемых железобетонных многопустотных плит перекрытия в зоне платформенного стыка уравнения напряженно-деформированного состояния [22] в составном поперечном сечении имеют вид:

$$\begin{cases} \sum_{i=1}^k \sigma_{c,i} A_{c,i} (y_0 - y_{c,i}) + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{s,i} A_{s,i} (y_0 - y_{s,i}) - M = 0; \\ \sum_{i=1}^k \sigma_{c,i} A_{c,i} + \sum_{i=k+1}^n \sigma_{s,i} A_{s,i} = 0; \\ \varepsilon_{(c,s)i} = \frac{1}{r} (y_0 - y_{(c,s)i}); \\ \sigma_{(b,s)i} = f(\varepsilon_{(b,s)i}), \end{cases} \quad (7)$$

где $\sigma_{(c,s)i}$ – нормальные напряжения в i -той элементарной площадке бетона или арматуры; $\varepsilon_{(c,s)i}$ – продольные деформации i -той элементарной площадки бетона или арматуры; $A_{(c,s)i}$ и $y_{(c,s)i}$ – соответственно площадь сечения и расстояние от выбранной оси до центра тяжести i -той элементарной площадки бетона или арматуры; y_0 – расстояние от выбранной оси до центра тяжести сечения; k и $(n-k)$ – количество элементарных площадок соответственно бетона и арматуры в сечении; $1/r$ – кривизна плиты в рассматриваемом поперечном сечении; M – изгибающий момент от нагрузки.

Исходная система уравнений (7) напряженно-деформированного состояния может быть преобразована к системе разрешающих уравнений с двумя неизвестными $1/r, y_0$ следующего вида:

$$\begin{cases} \frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{c,i} A_{c,i} y_{c,i} (y_0 - y_{c,i}) + \sum_{i=k+1}^n E_{s,i} A_{s,i} y_{s,i} (y_0 - y_{s,i}) \right] - M = 0; \\ \frac{1}{r} \left[\sum_{i=1}^k E_{c,i} A_{c,i} (y_0 - y_{c,i}) + \sum_{i=k+1}^n E_{s,i} A_{s,i} (y_0 - y_{s,i}) \right] = 0, \end{cases} \quad (8)$$

где $E_{(c,s)i}$ – секущий модуль деформаций для i -той элементарной площадки, определяемый по диаграмме деформирования бетона или арматуры в зависимости от достигнутой деформации.

В первой итерации при действии изгибающего момента M_{sup} , равного моменту образования поперечных трещин M_{crc} в многопустотных плитах слева и справа платформенного стыка по грани опирания (на расстоянии l от оси платформенного стыка), рассматриваем положение трех образовавшихся бетонных блоков (см. рис. 3). Значение изгибающего момента M_{sup} в поперечном сечении по грани опоры от действия внешней нагрузки определяется известными методами строительной механики. Например, от действия сосредоточенного усилия P на расстоянии L от оси платформенного стыка вычисляется по формуле (5).

Из решения системы уравнений (8), реализуя итерационный процесс вычисления относительных деформаций и напряжений в элементарных площадках-слоях при заданном изгибающем моменте от нагрузки, получаем параметры напряженно-деформированного состояния плит с замоноличенными бетоном пустотами в поперечных сечениях с трещинами.

Если относительные деформации растяжения в элементарной площадке бетона плит или замоноличивания $\epsilon_{(c)i}$ превышают предельные значения, соответствующие предельной растяжимости при изгибе $\epsilon_{ctи,fl}$, это свидетельствует об образовании трещины. В дальнейших расчетах осевая жесткость этой элементарной площадки принимается равной нулю, т.е. $E_{ci} A_{ci} = 0$. Найденные секущие модули деформаций вводятся в расчет в новом расчетном цикле. Критерием окончания процесса последовательных приближений является заданная точность решения исходных уравнений.

Модель бетонного блока, выделенного трещинами нормального отрыва. Принятые к анализу бетонные блоки, выделенные соседними трещинами на длине элемента, включают: центральный блок с участками многопустотных плит между двумя соседними трещинами и вертикальный шов непосредственно в зоне платформенного стыка (в случае прижатия вертикальными несущими элементами стен арматура плит и дополнительные надпорные арматурные стержни испытывают поперечное давление, повышающее их сцепление с бетоном), а также бетонные блоки в пролете плит слева и справа от платформенного стыка со свободными концами, начало которых совпадает с поперечными трещинами по обеим граням опоры. В случае геометрически и физически симметричной системы можно рассматривать блок в пролете плит только с одной стороны от платформенного стыка.

Рассмотрим выделенный бетонный блок в пролете плиты с известной величиной относительных деформаций в арматуре в поперечном сечении с трещиной $\epsilon_{s,l}$, установленной из расчета по модели сечений. В соответствии с принятыми предпосылками на первой стадии трещинообразования в бетонных блоках плит у краев поперечной трещины выделяются зоны перераспределения растягивающих напряжений между арматурой и бетоном длиной $l_{i,j}$, зависящей от величины усилия в растянутой арматуре железобетонного элемента на этапе нагружения.

Согласно предложениям В.В. Тура, А.В. Драгана [20], для центрально растянутых железобетонных элементов на основе принятого закона сцепления $\tau_b = f(s)$ и его уточнения для условий настоящего экспериментального исследования коэффициентом k_w

$$l_i = k_p \frac{N_{ult}}{\pi \cdot \varnothing \cdot (1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E)} \cdot \sqrt{\frac{N}{N_{ult}}}; \quad (9)$$

$$k_p = k_v \cdot k_s \cdot \left[0,132 \cdot \rho_{eff} - 0,01(f_{ctm}^2 - 0,8) \cdot (1 + \rho_{eff}) + 0,117 \right] \cdot \left(\frac{\varnothing}{1000} \right)^{k_w}, \quad (10)$$

где $\rho_{eff} = A_s / A_{c,eff}$ – эффективный процент армирования (в долях). Учитывая наличие в эффективной площади растянутой зоны бетона плит различных классов арматуры и бетона A_s и $A_{c,eff}$, при вычислении ρ_{eff} принимаем приведенными в соответствии с площадями поперечного сечения и начальными модулями упругости составляющих; $f_{ctm,red}$ – средняя приведенная прочность бетона (плит и замоноличивания) при

осевом растяжении, МПа, определяемая как $f_{ctm,red} = \frac{f_{ctm} \cdot A_{c,eff} + f_{ctm,ad} \cdot A_{c,eff,ad}}{A_{c,eff} + A_{c,eff,ad}}$; f_{ctm} и $f_{ctm,ad}$ – соответ-

венно прочность бетона плит и бетона замоноличивания при осевом растяжении, определяемая по [10]; \varnothing_s – диаметр арматурного стержня, мм; k_v – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном, принимаемый равным для стержней периодического профиля 1,0, для гладких стержней – 1,65; k_s – коэффициент, учитывающий класс используемой арматуры (для арматуры класса S500 равен 1,0); α_E – соотношение приведенных модулей упругости арматуры и бетона; k_w – коэффициент, принимаемый для условий опыта; $N_{ult} = \sigma_{pu} \cdot A_p + f_{ym} \cdot A_s$ – предельное растягивающее усилие в растянутой арматуре железобетонного элемента; $N = \sigma_p \cdot A_p + \sigma_s \cdot A_s$ – усилие в растянутой арматуре железобетонного элемента на этапе нагружения.

Ординаты эпюры распределения относительных деформаций арматуры и растянутого бетона по длине зоны перераспределения по длине блока, начиная отсчёт от грани трещины нормального отрыва, с учетом принятого закона перераспределения [21] для $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$ можно записать:

$$\varepsilon_s(x) = \varepsilon_{st} \left[a \left(\frac{x}{l_t} \right)^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + b \right]; \quad (11)$$

$$\varepsilon_{ct}(x) = \varepsilon_{st} \left[1 - \left[a \left(\frac{x}{l_t} \right)^{\frac{1+\alpha}{1-\alpha}} + b \right] \right] \rho_{eff} \cdot \alpha_E, \quad (12)$$

где a и b параметры, описывающие жесткостные характеристики арматуры и эффективной площади растянутого бетона, вычисляются по формулам:

$$a = \frac{1}{1 + \rho_{eff} \cdot \alpha_E}, \quad (13)$$

$$b = \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho_{eff} \cdot \alpha_E}}. \quad (14)$$

При $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$ относительные деформации арматуры на длине бетонного блока выравниваются с относительными деформациями в арматуре в сечении с трещиной.

Ширина раскрытия трещины нормального отрыва между двумя бетонными блоками определяется как сумма взаимных смещений $s(x)$ арматуры и растянутого бетона по длине зон перераспределения l_t слева (l) и справа (r) от краев трещины:

$$w = \int_{-l_t(l)}^{l_t(r)} s(x) dx = \int_{-l_t(l)}^{l_t(r)} [\varepsilon_s(x) - \varepsilon_{ct}(x)] dx. \quad (15)$$

Очередная трещина нормального отрыва образуется на концевом участке зоны перераспределения, где относительные деформации арматуры и растянутого бетона выравниваются ($\varepsilon_s = \varepsilon_{ct}$) при действии изгибающего момента, равного моменту образования трещин нормального отрыва M_{cr} . На последующих этапах нагружения в зависимости от распределения изгибающих моментов от внешней нагрузки, геометрических и физических параметров плит и заполнения пустот по длине их пролета выделяются бетонные блоки длиной $L_m < [l_{t(l)} + l_{t(r)}]$ или $L_m \geq [l_{t(l)} + l_{t(r)}]$.

В первом случае (рис. 8, а) по всей длине бетонного блока относительные деформации бетона на уровне центра тяжести арматуры не превышают предельной растяжимости бетона $\varepsilon_{(ct)1}$, т.е. зоны перераспределения слева (l) и справа (r) перекрываются, и для любого поперечного сечения в бетонном блоке справедливо условие $\varepsilon_{ct} < \varepsilon_{(ct)1}$. Для такого бетонного блока завершена первая стадия трещинообразования, и на последующих этапах нагружения без появления новых трещин происходит перераспределение усилий между арматурой и бетоном растянутой зоны в виде накопления смещений, которое проявляется в раскрытии поперечных трещин.

Во втором случае (рис. 8, б) в средней части длины бетонного блока имеется зона совместного формирования арматуры и бетона длиной $[L_m - (l_{t(l)} + l_{t(r)})] > 0$, т.е. зоны перераспределения слева (l) и справа (r) не перекрываются. Бетонный блок на данном этапе нагружения находится на первой стадии трещинообразования. На последующих этапах нагружения в зависимости от распределения изгибающих

моментов от внешней нагрузки, геометрических и физических параметров плит и заполнения пустот по длине их пролета для рассматриваемого бетонного блока возможны два пути: дальнейшее деление новыми поперечными трещинами на более мелкие бетонные блоки (как описано выше) или его переход во вторую (установившуюся) стадию трещинообразования.

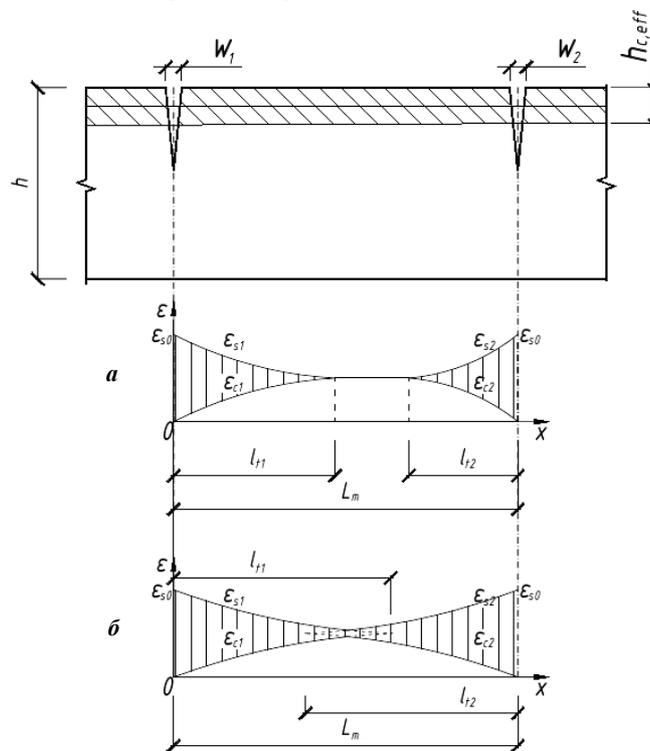


Рисунок 8. – Случай начальной стадии трещинообразования (а) и перераспределения усилий между арматурой и бетоном (б)

Далее рассмотрим центральный бетонный блок с участками многопустотных плит между двумя поперечными трещинами по обе стороны стыка и вертикальным швом непосредственно в зоне платформенного стыка. Как отмечалось выше, центральный бетонный блок в случае прижатия вертикальными несущими элементами стен испытывает поперечное давление, влияющее на сцепление арматуры плит и дополнительной надпорной арматуры с бетоном.

Для расчета параметров напряженно-деформированного состояния многопустотных плит в поперечном сечении с трещиной из решения системы уравнений (8) максимальное значение ординаты σ_p диаграммы деформирования продольной предварительно напряженной арматуры плит, испытывающей поперечное давление, на длине ее анкеровки в зоне платформенного стыка принимается увеличенным с использованием коэффициента k по результатам экспериментального исследования.

Для определения относительных деформаций арматуры и бетона растянутой зоны по длине центрального бетонного блока, испытывающего поперечное давление, на основе принятых предпосылок и закона сцепления $\tau_b = f(s)$ выделим из центрального бетонного блока участок бетона эффективной растянутой зоны площадью поперечного сечения $A_{ce,eff}$ с арматурным стержнем дополнительной надпорной арматуры площадью $A_{s,ad}$ длиной dx (рис. 9).

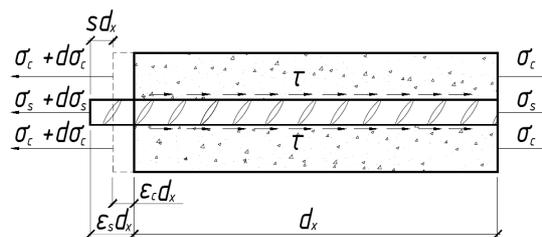


Рисунок 9. – Рассматриваемый участок центрального бетонного блока

Работу на растяжение верхней предварительно напряженной арматуры плит у их торцов в составе бетона растянутой зоны центрального блока учитываем в приведенной площади сечения: $A_{c,red} = A_{c,eff} + \alpha_E \cdot A_p$. Согласно принятой предпосылке изгибающий момент от внешней нагрузки по длине центрального блока, испытывающего вертикальное прижатие, отсутствует. Усилие N в растянутой зоне центрального бетонного блока от действия растягивающих усилий в поперечных сечениях с трещинами по концам блока без учета влияния в работе на растяжение вертикальных элементов, передающих прижатие, при геометрически и физически симметричной системе распределяется равномерно по длине блока, в противном случае принимается линейное распределение усилия N по длине блока.

Для любого сечения блока суммарное усилие в растянутом бетоне N_c и арматурном стержне N_s постоянно на всей длине блока. Тогда условия равновесия усилий на элементарном участке в пределах бетонного блока следует записать следующим образом:

$$d\sigma_s \cdot A_{s,ad} + d\sigma_c \cdot A_{c,red} = 0. \quad (16)$$

Исходя из условия равенства усилия в арматурном стержне диаметром \varnothing как результирующей от действия растягивающих нормальных напряжений σ_s , распределенных по её площади 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 ϵ_s и бетона ϵ_{ct} 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 прижатия, можно записать:

$$d\sigma_s \cdot \frac{\pi\varnothing^2}{4} = \pi\varnothing \cdot \Omega_{p,tr} \cdot \tau_b(s)dx, \quad (17)$$

$$(\epsilon_s - \epsilon_{ct})dx = ds, \quad (18)$$

$$\Omega_{p,tr} \cdot \tau_b = f(s). \quad (19)$$

Коэффициент $\Omega_{p,tr}$ к ординатам принятого закона сцепления арматуры с бетоном для учета влияния поперечного давления сжатия p_{tr} в бетоне средней прочности f_{cm} принимаем в соответствии с предложениями [9] равным

$$\Omega_{p,tr} = 1 - \tanh\left(0,2 \frac{p_{tr}}{0,1f_{cm}}\right). \quad (20)$$

График, иллюстрирующий принятый закон сцепления с учетом влияния поперечного давления сжатия p_{tr} , представлен на рисунке 10.

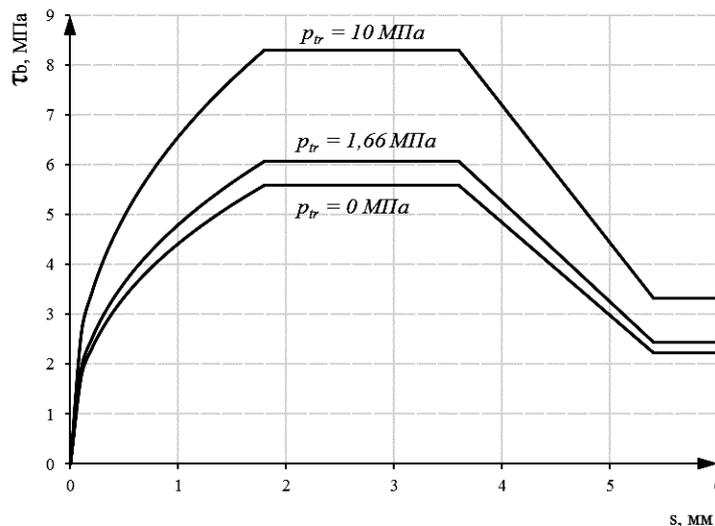


Рисунок 10. – Зависимости, иллюстрирующие закон сцепления с учетом влияния давления поперечного сжатия p_{tr}

В случае достижения относительными деформациями арматуры предела текучести $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{sy}$ к ординатам принятого закона сцепления арматуры с бетоном вводится понижающий коэффициент Ω_y , согласно [9]:

$$\Omega_y = 1,0 - 0,85 \cdot (1 - e^{-5a^b}); \quad (21)$$

$$a = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sy}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sy}}; \quad (22)$$

$$b = \left[2 - \frac{f_{tm}}{f_{ym}} \right]^2, \quad (23)$$

где ε_{su} – относительные деформации, соответствующие пределу прочности арматуры; f_{tm} – среднее значение прочности арматуры при растяжении; f_{ym} – среднее значение текучести арматуры при растяжении. При $\varepsilon_s < \varepsilon_{sy}$ коэффициент $\Omega_y = 1$.

Графики, иллюстрирующие принятый закон сцепления с учетом влияния текучести арматуры, представлены на рисунке 11.

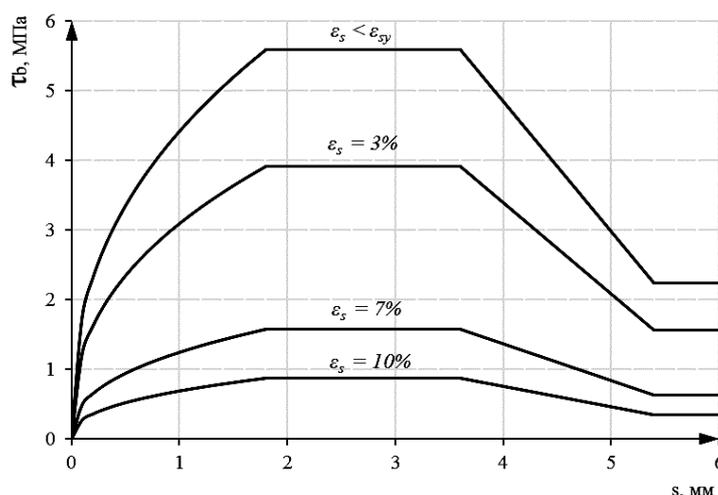


Рисунок 11. Зависимости, иллюстрирующие закон сцепления с учетом влияния текучести арматуры

Для решения задачи центральный бетонный блок в растянутой зоне 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 многопустотных плит (см. рис. 4). Принимая при этом во внимание низкую адгезию бетона заполнения вертикального шва с бетоном плит, работу бетона на растяжение поперек шва в сечениях, совпадающих с его границами, не учитываем. Поэтому на интервале, равном длине вертикального шва Δx_k , принимаем эффективную площадь поперечного сечения растянутой зоны в бетоне замоноличивания $A_{c,eff,ad}$ без учета верхней арматуры плит и диаграмму деформирования бетона замоноличивания.

Представим уравнения (17)...(19), (21) в виде системы уравнений:

$$\begin{cases} \frac{d}{dx} s = \varepsilon_s(\sigma_s) - \varepsilon_{ct} \left(\frac{N - \sigma_s A_s}{A_{c,eff}} \right); \\ \frac{d}{dx} \sigma_s = \frac{4}{\varnothing} \Omega_y \Omega_{p,tr} \tau(s). \end{cases} \quad (24)$$

Для решения системы дифференциальных уравнений (24) использован алгоритм, основанный на методе конечных разностей. Основная проблема решения состоит в определении граничных условий. Так как граничные условия зависят от распределения относительных деформаций в железобетонном элементе, решение системы уравнений (24) требует применения итерационного процесса.

После достижения сходимости итерационного процесса получают распределение относительных деформаций по длине блока $\varepsilon_s(x)$ и положение нейтральной оси в сечениях с трещиной. В этом

случае распределение кривизн в сечениях на длине блока, выделенного трещинами, можно рассчитать по формуле:

$$\varphi_i = \frac{\varepsilon_{s,i}}{d - x_{c,i}} = 0, \quad (25)$$

где d – рабочая высота сечения; $x_{c,i}$ – высота сжатой зоны бетона в сечении i (расстояние от нейтральной оси до наиболее сжатой грани сечения); $x_{c,i}$ для промежуточных сечений бетонного блока вычисляется линейной интерполяцией изменения между x_1 и x_n – значениями на концах блока.

При известном распределении кривизн φ_i по длине блока углы поворота определяют интегрированием уравнения

$$\theta = \int_{l_p} \varphi(x) dx, \quad (26)$$

где $\varphi(x)$ – функция распределения кривизн по длине блока l_i (1) для любого уровня нагружения. Выполняя монотонное нагружение, получаем зависимость «опорный изгибающий момент – угол поворота поперечного сечения», применяемую при нелинейных расчетах конструктивной системы.

Заключение. На основе общей деформационной модели для отдельного сечения и блочной модели сопротивления железобетона разработана расчетная модель, описывающая напряженно-деформированное состояние многопустотных плит перекрытия в зоне платформенного стыка, учитывающая влияние усилия прижатия, степень армирования надпорной арматурой, установленной в бетоне замоноличивания пустот, позволяющая теоретически устанавливать параметры зависимости «опорный изгибающий момент – угол поворота» для выполнения нелинейных расчетов конструктивных систем, содержащих плиты перекрытий безопалубочного формования в составе платформенных стыков зданий.

ЛИТЕРАТУРА

1. Расчет прочности железобетонных конструкций при действии изгибающих моментов и продольных сил по новым нормативным документам / А.И. Залесов [и др.] // Бетон и железобетон. – 2002. – № 2. – С. 21–25.
2. Залесов, А.С. Расчет деформаций железобетонных конструкций по новым нормативным документам / А.С. Залесов, Т.А. Мухамедиев, Е.А. Чистяков // Бетон и железобетон. – 2002. – № 6. – С. 12–16.
3. Computation of Stresses in Bridge Slabs Due to Wheel Loads / Н.М. Westergaard // Public Roads. – 930. – Vol. 11, No. 1, March. – P. 1–23.
4. Васильев, П.И. Раскрытие швов и трещин в массивных бетонных конструкциях / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Аннотации законченных в 1967 году научно-исследовательских работ по гидротехнике / П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин. – Л. : Энергия, 1968.
5. Белов, В.И. К вопросу исследования напряженно-деформированного состояния железобетонных балок как систем, составленных из упругих блоков / В.И. Белов, П.И. Васильев, Е.Н. Пересыпкин // Вопросы прочности бетона и железобетонных конструкций : тр. координац. совещ. по гидротехнике. – Л., 1973. – Вып. 82. – С. 60–64.
6. Пересыпкин, С.Е. Внецентренное сжатие бетонных элементов с учётом влияния поперечных сил (расчёт по деформированной схеме на основе блочной модели) : дис. ... канд. техн. наук / С.Е. Пересыпкин ; С-петерб. гос. техн. ун-т. – СПб., 1995. – 124 л.
7. Починок, Ю.В. Блочная деформационная модель в расчётах железобетонных стержневых изгибаемых элементов с трещинами : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ю.В. Починок. – Ростов н/Д, 2004. – 241 с.
8. Бровкина, М.В. Прикладные методы расчёта прочности и деформативности изгибаемых железобетонных элементов блочной структуры : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / М.В. Бровкина ; С-петерб. гос. техн. ун-та. – СПб., 2004. – 194 л.
9. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures 2010 / International Federation for Structural Concrete (fib). – London, 2012.
10. Проектирование железобетонных конструкций : ТКП EN 1992-1-1-2009. Еврокод 2. Ч. 1-1. Общие правила и правила для зданий.
11. Croce, P. Numerical Simulation of the Behavior of Cracked Reinforced Concrete Members [Electronic resource] / P. Croce and P. Formichi // Materials Sciences and Applications. – 2014. – 5. – P. 883–894. – Mode of access: <http://dx.doi.org/10.4236/msa.2014.512090>.
12. Borosnyói, A. Models for Flexural Cracking in Concrete [Electronic resource] / A. Borosnyói and G.L. Balázs / The State of the Art. Structural Concrete. – 2005. – 6. – P. 53–62.

13. Casanova, A. Bond Slip Model for the Simulation of Reinforced Concrete Structures [Electronic resource] / A. Casanova, L. Jason and L. Davenne // Engineering Structures. – 2012. – 39. P. 66–78. – Mode of access: <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.02.007>.
14. Прочность узлов сопряжения преднапряженных многопустотных панелей перекрытий со стенами / В.Г. Крамарь [и др.] // The Ninth International Congress Of The FIP. – М., 1982.
15. Лазовский, А.Д. Экспериментальное исследование платформенного стыка многопустотных плит безопалубочного формования / А.Д. Лазовский // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров : сб. науч. ст. XIX Междунар. науч.-метод. семинара ; Брест, 23–25 окт. 2014 г. БрГТУ ; редкол.: С.М. Семенюк [и др.]. – Брест : БрГТУ, 2014. – Ч. 1. – С. 111–115.
16. Лазовский, А.Д. Экспериментально-теоретические исследования платформенных стыков преднапряженных многопустотных плит безопалубочного формования / А.Д. Лазовский // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Ф. Строительство. Прикладные науки. – 2014. – № 16.
17. Жукьян, А.П. Прочность и деформативность бетона сжатой зоны шва / А.П. Жукьян // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. В. Прикладные науки. – 2002. – С. 87–90.
18. Мурашов, В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона / В.И. Мурашов. – М. : Машстройиздат, 1950. – 268 с.
19. Немировский, Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном нагружении / Я.М. Немировский // Бетон и железобетон. – 1955. – № 5. – С. 172–176.
20. Тур, В.В. Деформационный расчет ширины раскрытия трещин в центрально растянутых железобетонных элементах / В.В. Тур, А.В. Драган // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь : материалы XV Междунар. науч.-практ. семинара, Новополоцк, 27–28 нояб. 2008 г. / Полоц. гос. ун-т ; редкол.: Д.Н. Лазовский [и др.]. – Новополоцк : ПГУ, 2008.
21. Драган А.В. Аналитическая модель трещинообразования растянутых железобетонных элементов / А.В. Драган // Вестн. БрГТУ. – 2008. – № 1(49) : Строительство и архитектура. – С. 29–35.
22. Пецольд, Т.М. Расчет усиления железобетонных конструкций эксплуатируемых строительных сооружений / Т.М. Пецольд, Д.Н. Лазовский // Бетон и железобетон. – 1998. – № 6. – С. 16–19.

Поступила 02.12.2016

COMPUTATIONAL MODEL OF BENDING STRENGTH OF HOLLOW CORE SLAB FLOORS AS PARTS OF PLATFORM JOINTS OF BUILDINGS

V. TUR, A. LAZOUSKI

Computational model of bending strength of hollow core slab floors as parts of platform joint of buildings which considers influence of compression stress transferred by wall element, reinforcement rate of support armature installed in monolithic concrete of hollows which allows to perform calculations of parameters of dependence “bending moment on support – rotation angle” which is applied in performing non-linear calculations of structural systems in which floors a made of hollow core slabs connected on supports with reinforced concrete kernel. Computational model is based on general deformation model of cross-section strength and block model of deformation of bending elements. Bond-slip law according to CEB-fib Model Code 2010, deformation diagrams of reinforcement and concrete are used in computational model.

Keywords: slabs, the platform area of the joint, bending the elements resistance to bending, the calculated model.

УДК 624.131:624.046

РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ РАСПОРНЫХ СООРУЖЕНИЙ МЕТОДОМ КРУГЛОЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПОВЕРХНОСТЕЙ СКОЛЬЖЕНИЯ С УЧЕТОМ АНИЗОТРОПИИ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ ГРУНТОВ

канд. техн. наук, доц. А.П. КРЕМНЁВ;
канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ; Н.Н. ВИШНЯКОВ; Т.М. ГЛУХОВА
(Полоцкий государственный университет)

Анализируется проблема расчета несущей способности фундаментов распорных сооружений. Рассмотрены возможные варианты их расчета. Предложена реализация алгоритма расчета коэффициента запаса устойчивости фундамента на ЭВМ с использованием объектно-ассоциативной системы, разработанной в Полоцком государственном университете. Представлен расчет фундамента распорного сооружения с помощью данной программы. Рассмотрена возможность учета анизотропии прочностных свойств грунтов в расчетах устойчивости фундаментов. Представлен сравнительный расчет устойчивости фундамента с учетом и без учета анизотропии прочностных свойств грунтов. Сделаны выводы о возможности использования программы при расчете фундаментов распорных сооружений с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов.

Ключевые слова: фундаменты распорных сооружений, алгоритм расчета несущей способности, анизотропия прочностных свойств грунтов.

Согласно Техническому кодексу ТКП 45-5.01-67-2007 все фундаменты, на которые действуют значительные горизонтальные нагрузки, должны в обязательном порядке рассчитываться по первой группе предельных состояний. Аналогичные требования содержатся и в ТКП EN 1997-1-2009. Значительные горизонтальные нагрузки на фундамент передаются, как правило, от вышележащих распорных конструкций. Классическим примером таких сооружений являются здания животноводческого комплекса с применением железобетонных или стальных полурам, работающих по схеме трехшарнирных арок. В таких конструкциях величина горизонтального распора составляет практически 70% от значения вертикальной нагрузки.

Как показывает практика проектирования, расчет по несущей способности (устойчивости) фундаментов таких сооружений выполняется по упрощенной методике, не учитывающей существенные особенности грунтового основания, такие как неоднородность и анизотропия прочностных свойств.



Рисунок 1. – Распорное сооружение, состоящее из полурам

Расчет оснований по несущей способности (прочности, устойчивости) в общем случае согласно ТКП 45-5.01-67-2007 производится из условия

$$F \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n} \cdot \Phi_u, \quad (1)$$

где F – внешняя расчетная нагрузка на основание в наиболее невыгодной комбинации, кН; Φ_u – наименьшая несущая способность основания из условия его предельного равновесия или прочности скального грунта по направлению нагрузки, кН; γ_c – коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности по назначению сооружения.

Для определения несущей способности основания в частных случаях (когда грунт находится в стабилизированном состоянии, однороден на глубину не менее ширины фундамента и т.п.) возможно применение аналитического метода. Наиболее широко известны следующие методы [1]:

- аналитический метод расчета на глубокий сдвиг фундаментов с горизонтальной подошвой при действии внецентренной наклонной нагрузки;
- аналитический метод расчета на глубокий сдвиг фундаментов с наклонной подошвой при действии внецентренной наклонной нагрузки;
- аналитический метод расчета несущей способности двухслойного основания.

Кроме этого, также необходимо отметить, что применение аналитических методов ограничено следующим условием:

$$\operatorname{tg} \delta \leq \sin \varphi_1, \quad (2)$$

где δ – угол наклона к вертикали равнодействующей внешней нагрузки на основание, град; φ_1 – угол внутреннего трения грунта, град.

При невыполнении условия (2) проверку несущей способности нескального основания фундамента следует производить исходя из следующих возможных вариантов потери устойчивости (в зависимости от соотношения вертикальной и горизонтальной составляющих равнодействующей нагрузки, а также от величины эксцентриситета):

- плоский сдвиг по подошве фундамента;
- глубинный сдвиг;
- смешанный сдвиг.

Если расчет устойчивости фундамента по схеме плоского сдвига не вызывает сложностей (имеется стандартный алгоритм решения), расчет по схеме глубинного сдвига рекомендуется производить графоаналитическими методами с использованием круглоцилиндрических или ломаных поверхностей скольжения. Чаще всего принимается круглоцилиндрическая поверхность скольжения, так как использование ломаной поверхности является частным случаем.

Метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения является наиболее универсальным методом, сочетающим в себе относительно небольшую трудоемкость расчетов и достаточную точность, а также позволяя учитывать неоднородность основания.

По данному методу определяется коэффициент запаса устойчивости на сдвиг из условия:

$$\eta = \frac{\sum M_{s,p}}{\sum M_{s,h}} \geq 1,2, \quad (3)$$

где – $\sum M_{s,p}$, $\sum M_{s,h}$ соответственно суммы моментов сдвигающих и удерживающих сил на 1 м длины фундамента относительно центра вращения, МН·м.

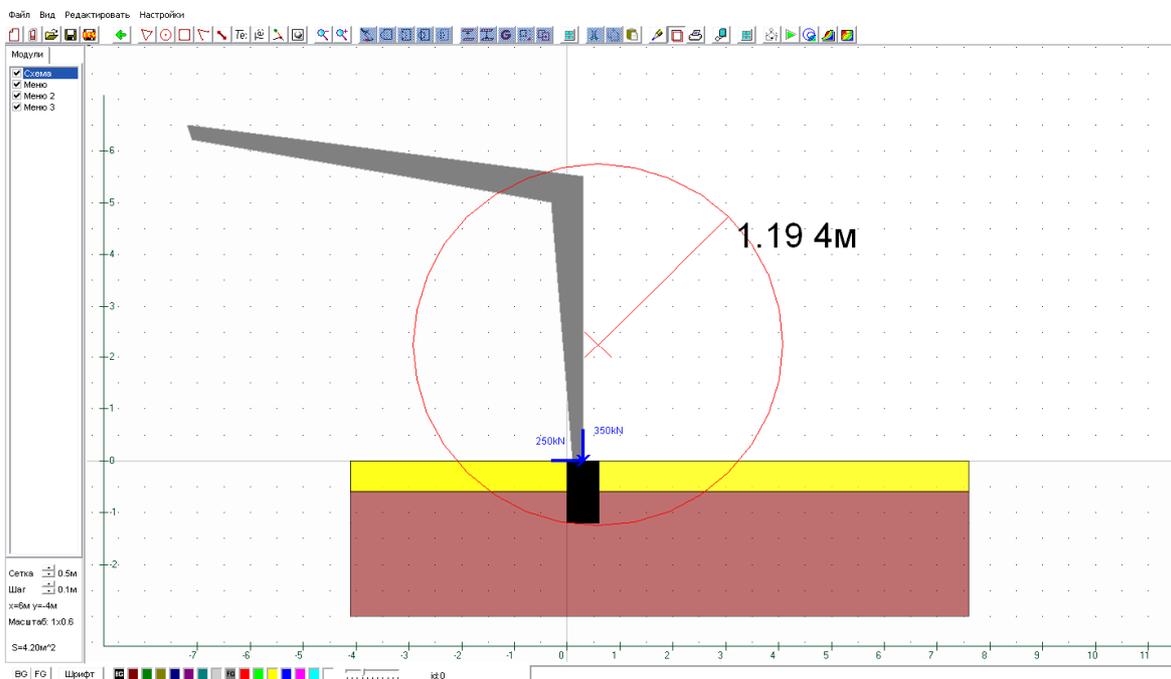
Если значения η меньше, чем по условию (3), следует увеличить размеры фундамента или выполнить другие мероприятия по обеспечению его устойчивости.

Отметим, что метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения в геотехнической практике наиболее широко применяется при оценке устойчивости грунтовых откосов. Существует достаточно много программных комплексов, реализующих данный метод расчета [2]. Основная сложность в его реализации заключается в разработке алгоритма поиска наиболее опасной поверхности скольжения, для которой коэффициент запаса минимальный. Причем для откосов сложной формы наиболее опасных поверхностей скольжения может быть несколько.

Разработанная в Полоцком государственном университете программа FSS-PSU позволяет выполнить расчет устойчивости по методу круглоцилиндрических поверхностей при любых грунтовых условиях. При этом поиск наиболее опасных поверхностей скольжения выполняется итерационным методом по специальному алгоритму. Данная программа является объектно-ассоциативной системой, позволяющей организовать хранение и манипулирование сложноструктурированными данными. В работах [3; 4] определена концепция объектно-ассоциативных систем, установлены её преимущества и отличительные особенности.

Кроме того, программа FSS-PSU позволяет производить не только расчет устойчивости откосов, но и расчет несущей способности (устойчивости) фундаментов. В программе задаются размеры фундамента, на который действуют вертикальная и горизонтальная силы. Фундамент рассматривается как твердое тело, через которое не могут проходить поверхности скольжения. В уровне обреза фундамента прикладываются силы: вертикальная, по центру тяжести фундамента (положительное направление вниз), и горизонтальная (положительное направление вправо). Все поверхности скольжения проходят через левую точку опирания фундамента (при положительной горизонтальной силе).

Для примера на рисунке 2 приведена расчетная схема с результатом определения коэффициента запаса устойчивости плитного фундамента. Размеры фундамента: 1,2 м – высота (соответствует глубине заложения фундамента); 0,6 м – ширина. На фундамент действуют следующие силы: 350 кН – вертикальная; 250 кН – горизонтальная. На расчетной схеме представлено 2 слоя грунта с характеристиками: 1-й – песчаный грунт: $\gamma = 19,8 \text{ кН/м}^3$, $c = 1 \text{ кПа}$, $\varphi = 30^\circ$; 2-й – глинистый: $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$, $c = 52 \text{ кПа}$, $\varphi = 11^\circ$.



1.19 – коэффициент запаса устойчивости фундамента; 4 м – радиус поверхности скольжения

Рисунок 2. – Расчетная схема определения коэффициента запаса устойчивости фундамента (полурама показана условно)

На рисунке приведена наиболее опасная поверхность скольжения. Наименьший коэффициент запаса устойчивости фундамента в этом случае равен 1,19, что меньше требуемого.

Важная особенность представленного программного обеспечения заключается в возможности учета анизотропии прочностных свойств грунтов. Анизотропией прочностных свойств, как показывают многочисленные исследования, обладает большинство грунтов осадочного происхождения. Особенно это касается грунтов с ярко выраженной слоистостью. Можно сказать, что анизотропия присуща грунтам не только с выраженной слоистостью, но также и без неё. Как показано в [5; 6], грунты, залегающие на севере Беларуси, такие как ленточные глины озерно-ледникового происхождения, обладают ярко выраженной анизотропией прочностных свойств.

Экспериментально установлено, что сопротивление сдвигу таких грунтов существенно зависит от ориентации плоскости среза к плоскости слоистости (изотропии). По результатам испытания грунтов вдоль и поперек слоистости определяются прочностные характеристики соответственно по направлению слоистости (вдоль плоскости изотропии) и поперек слоистости (поперек плоскости изотропии). Разность этих характеристик может достигать несколько десятков процентов.

Так как поверхность сдвига в методе круглоцилиндрических поверхностей располагается под различным углом к плоскости слоистости, необходимо определять прочностные характеристики грунтов не только во взаимно перпендикулярных направлениях, но и под различным углом к плоскости сдвига. В программе FSS-PSU определение прочностных характеристик грунта в зависимости от угла наклона слоистости к плоскости сдвига выполняется по следующей формуле [7]:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi_{\alpha} &= \operatorname{tg} \varphi_1 + (\operatorname{tg} \varphi_2 - \operatorname{tg} \varphi_1) \sin^2 \alpha, \\ c_{\alpha} &= c_1 + (c_2 - c_1) \sin^2 \alpha, \end{aligned} \quad (4)$$

где α – угол наклона площадки сдвига к плоскости слоистости; $\operatorname{tg} \varphi_1$, c_1 – характеристики прочности при сдвиге по направлению слоистости (вдоль плоскости изотропии); $\operatorname{tg} \varphi_2$, c_2 – то же при сдвиге поперек слоистости (поперек плоскости изотропии).

Влияние анизотропии прочностных свойств грунтов на устойчивость основания фундамента распорного сооружения можно проиллюстрировать на примере двухслойного основания со следующими прочностными характеристиками:

1-й слой:

- вдоль слоистости $\varphi = 30^\circ$, $c = 1$ кПа;
- поперек слоистости $\varphi = 35^\circ$, $c = 5$ кПа;

2-й слой:

- вдоль слоистости $\varphi = 11^\circ$, $c = 52$ кПа;
- поперек слоистости $\varphi = 14^\circ$, $c = 65$ кПа.

Расчетная схема фундамента и другие исходные данные приняты такие же, как и в вышеописанном примере (см. рис. 2). На рисунке 3 представлен результат определения коэффициента запаса устойчивости плитного фундамента с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов.

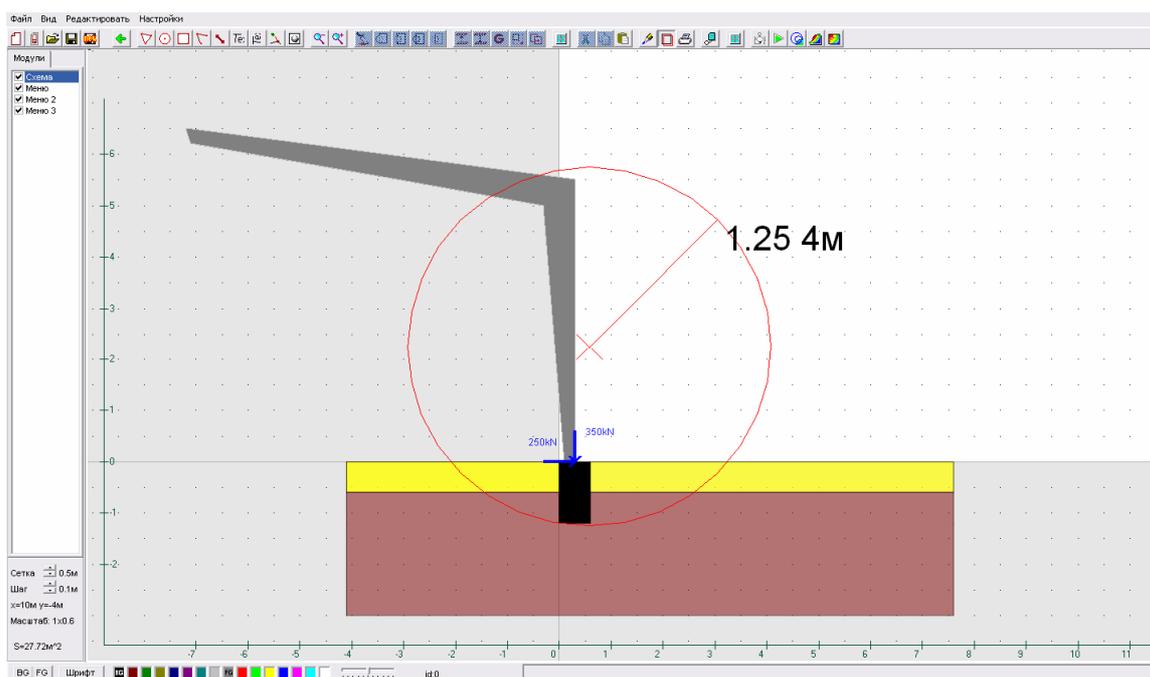


Рисунок 3. – Расчетная схема определения коэффициента запаса устойчивости фундамента с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов

Как видно из результатов расчета, расположение наиболее опасной поверхности скольжения не изменилось. Однако при учете анизотропии прочностных свойств грунтов коэффициент запаса устойчивости фундамента повысился и составил 1,25, что больше требуемого.

Для реализации расчета в программном комплексе FSS-PSU использовалась библиотека манипулирования произвольными полигонами, разработанная Д.О. Глуховым и Т.М. Глуховой. Программный комплекс предлагает широкий набор инструментов по работе с графическими объектами. Он реализует концепцию интуитивно понятного создания графических и текстовых элементов. Вход в режим создания графических элементов доступен через кнопки панели инструментов редактора.

В редакторе предусмотрено создание готовых графических примитивов (окружность, прямоугольник). В режиме создания данных примитивов (рис. 4) требуется по левой клавише мыши определить всего две точки, определяющие параметр (диагональ, радиус) создаваемого графического примитива.

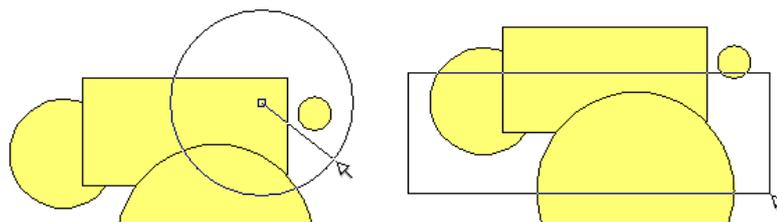


Рисунок 4. – Создание окружности и прямоугольника

Текстовые элементы (горизонтальные и вертикальные) создаются в режиме создания текстового элемента однократным нажатием левой клавиши мыши. По умолчанию текст созданного элемента содержит слово «Текст».

Выделение элементов схемы осуществляется наведением на видимую часть элемента курсора мыши и нажатием левой клавиши мыши. При этом выделенный элемент отмечается красным прямоугольником (рис. 5, а).

При выделении ломаной линии красными прямоугольниками (рис. 5, б) отмечаются точки линии. Допускается множественное выделение элементов при нажатой кнопке Ctrl на клавиатуре.

После выделения элемента над ним можно совершать целый ряд действий:

- удалить;
- скопировать;
- переместить;
- переместить точку ломаной: изменить цвет заливки, изменить цвет контура, изменить прозрачность, изменить шрифт текстового элемента.

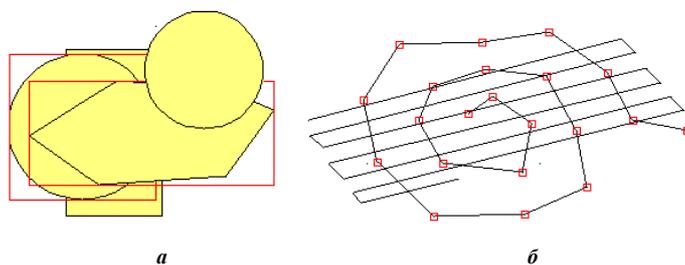


Рисунок 5. – Примеры выделения графических объектов

Программный комплекс предлагает широкий набор функций работы с полигонами. В частности, предлагаются 4 операции над полигонами (рис. 6–9).

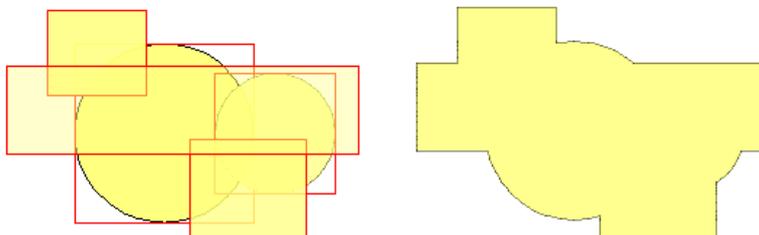


Рисунок 6. – Объединение полигонов

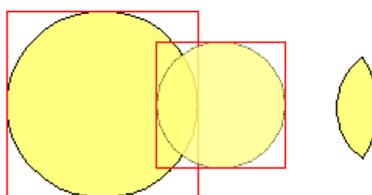


Рисунок 7. – Пересечение полигонов

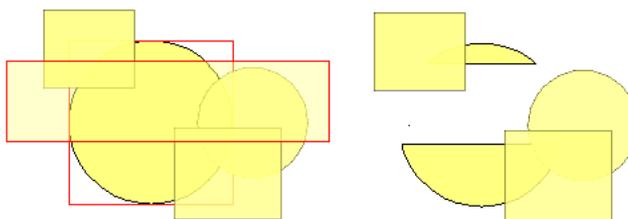


Рисунок 8. – Разность полигонов

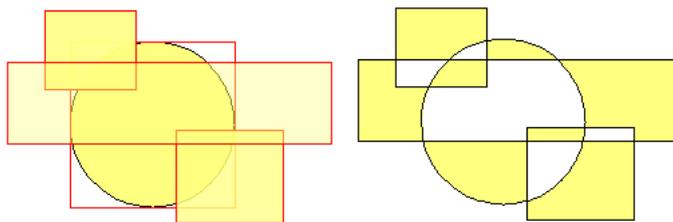


Рисунок 9. – Инверсия пересечения полигонов

Применение данной библиотеки позволяет:

- построить детальную расчетную модель откоса с учетом рассмотренных особенностей;
- выполнить оценку коэффициента устойчивости;
- решить задачу поиска наиболее опасной траектории обрушения.

Визуализация детальной модели приведена на рисунке 10.

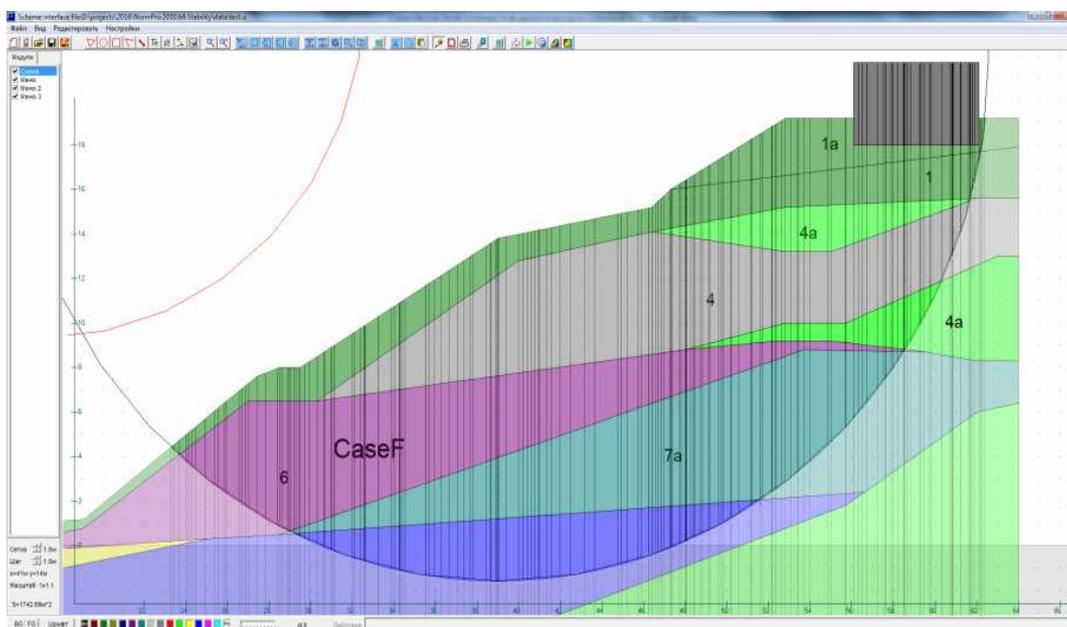


Рисунок 10. – Разбиение укрупненной модели откоса на вертикальные сегменты с высокой степенью детализовки

Вертикальная сила, воздействующая на грунт через основание фундамента, после декомпозиции фундамента на элементарные вертикальные блоки делится между ними пропорционально ширинам элементарных фрагментов.

В заключение проведенной работы, опираясь на результаты анализа полученных данных, можно сделать следующие **выводы**:

- программа расчета FSS-PSU, разработанная в Полоцком государственном университете, позволяет решить широкий круг инженерных задач, связанных с определением предельной нагрузки на основание распорных сооружений и устойчивости откосов, в том числе и с учетом неоднородности грунтов и анизотропии их прочностных свойств;

- учет анизотропии прочностных свойств грунтов позволяет повысить точность проведенных расчетов. Сравнительный анализ расчетов с учетом и без учета анизотропии прочностных свойств грунтов показывает, что учет анизотропии прочностных свойств грунтов существенно влияет на коэффициент запаса устойчивости.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.

2. Кремнев, А.П. Определение наиболее опасной поверхности скольжения при расчете устойчивости откосов методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения / А.П. Кремнев, Д.О. Глухов, Н.Н. Вишняков // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2011. – № 8. – С. 37–41.
3. Глухов, Д.О. Объектно-ассоциативный подход к построению алгоритмов расчета и визуализации пространства цилиндрических поверхностей скольжения в расчетах устойчивости откосов / Д.О. Глухов, А.П. Кремнев, Т.М. Глухова // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2011. – № 4. – С. 43–51.
4. Глухов, Д.О. Концепция объектно-ассоциативной базы данных / Д.О. Глухов, А.В. Пранович // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2005. – № 4. – С. 55–63.
5. Вишняков, Н.Н. Влияние анизотропии озерно-ледниковых глин на их прочностные характеристики / Н.Н. Вишняков, А.П. Кремнев // Перспективные направления инновационного развития строительства и подготовки инженерных кадров : материалы XX междунар. науч.-метод. семинара. – Гродно, 2016. – С. 15–19.
6. Kremniou, A. Anisotropy of the strength properties of clays of the north of Belarus / Aliaksander Kremniou, Nikolai Vishniakov // Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic SeaRegion : 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. – Vilnius : Technika, 2016. – P. 114–117.
7. Иванов, П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений. Механика грунтов : учеб. для гидротехн. специальностей вузов / П.Л. Иванов. – 2-е изд. перераб. и доп. – М. : Высш. школа, 1991. – 447 с.

Поступила 25.11.2016

**CALCULATION OF FOUNDATIONS BY METHOD
OF SLICES WITH ANISOTROPY
OF THE STRENGTH PROPERTIES OF THE SOIL**

A. KREMNEU, D. HLUKHAU, N. VISHNYAKOU, T. HLUKHAUA

This article studies the problem of the calculation of the bearing capacity of foundations spacer structures. Possible options for the calculation of these foundations. A realization of the algorithm for calculating safety factor of the foundation on a computer using a program developed by the Polotsk State University. With this program calculated the foundation of the spacer structure. The possibility of taking into account the anisotropy of the strength properties of the soil in the calculations of the foundations stability. The comparative calculation of the foundation stability with and without allowance for the anisotropy of the strength properties of the soil. Conclusions on the possibility of using the program when calculating the foundations of spacer structures, as well as on account of the anisotropy of the strength properties of the soil in the calculation of these foundations.

Keywords: *foundations of the spacer structures, the algorithm of calculation of the bearing capacity, anisotropy of the strength properties of soils.*

УДК 624.014.2

СРАВНИТЕЛЬНЫЙ АНАЛИЗ УСТОЙЧИВОСТИ ТРАПЕЦИЕВИДНЫХ ПЛАСТИН ПРИ ЧИСТОМ ИЗГИБЕ

А.А. ИВАНОВ; О.П. ИВАНОВА
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается поведение стенки двутавровой балки, подкрепленной ребрами жесткости с различными углами наклона. Представлены результаты расчета устойчивости пластин в линейной постановке. Вычислены коэффициенты устойчивости для пластин различных геометрических параметров, проведен анализ эффективности наклона ребер жесткости с точки зрения устойчивости отсеков, находящихся в условии чистого изгиба.

Ключевые слова: выпучивание, изгиб, метод конечных элементов, устойчивость, испытания пластин, критическое напряжение.

В специальной литературе опубликовано незначительное количество работ теоретического [1–3; 5] и экспериментального [4; 6; 7] характера, в которых авторы рассматривают вопрос о работе стальных неразрезных балок на плоский изгиб со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости. Основной недостаток этих экспериментальных исследований заключается в том, что они проводились на моделях с малыми геометрическими размерами ($L = 1500$ мм). Геометрические характеристики рассмотренных конструкций не допускали эффектов, связанных с потерей устойчивости отдельных элементов стержней. Отсутствие данных по сопротивлению выпучиванию пластин в балках с «противокрутильными связями» требует дальнейших исследований этого вопроса в области строительных конструкций.

При решении задач, связанных с *выпучиванием пластин*, известны три характерных случая:

- 1) вблизи опор наибольшее влияние оказывают касательные силы, а часть стенки, ограниченную ребрами жесткости и поясами, можно считать как пластину, подверженную действию равномерного сдвига;
- 2) посредине пролета касательными напряжениями можно пренебречь, в отличие от изгибных, так как эта часть стенки находится в условии чистого изгиба;
- 3) в промежуточных сечениях наблюдаются комбинации нормальных и касательных сил (рис. 1).

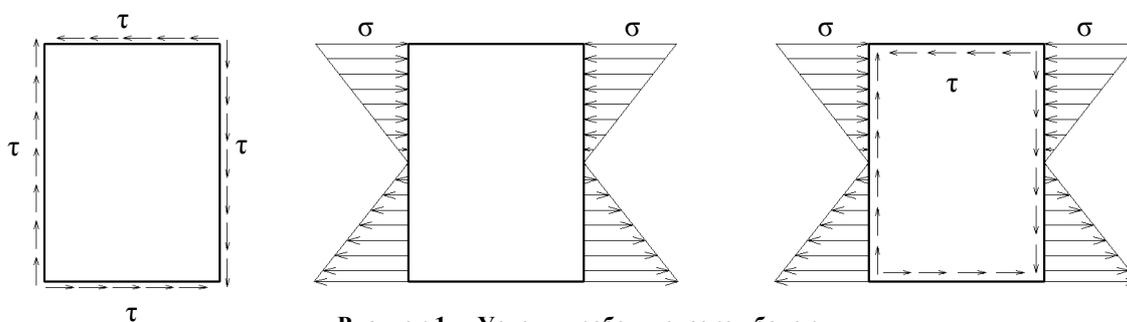


Рисунок 1. – Условия работы отсеков балок

Существует точное решение уравнения в частных производных с переменными коэффициентами для пластин, равномерно сжатых в поперечном направлении. Решение, выраженное через критические сжимающие напряжения, может быть представлено в следующем виде:

$$\sigma_{кр} = K_{\sigma} \frac{\pi^2 D}{b^2 h} = K_{\sigma} \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \cdot \frac{h^2}{b^2}, \quad (1)$$

где K_{σ} – коэффициент, зависящий от отношения сторон пластины; E – модуль упругости материала; μ – коэффициент Пуассона; h и b – соответственно высота и ширина пластины.

Профессором С.П. Тимошенко [8] предложено постоянную составляющую из (1) включать в безразмерный коэффициент k (2):

$$\sigma_{кр} = k \frac{E \cdot h^2}{(1-\mu^2) \cdot b^2}. \quad (2)$$

Для расчета критических сжимающих напряжений пластин различных геометрических параметров решено использовать программные комплексы, позволяющие производить подобные расчеты. В качестве среды для расчета был выбран комплекс ANSYS 16.1 ACADEMIC. Геометрические параметры пластин

задавались параметрически так, чтобы их значения было легко изменить. В качестве конечного выбран элемент типа SHELL281. Основной переменной параметр, оказывающий наибольшее влияние на устойчивость пластин, – отношение высоты пластины к её толщине t . Также варьировались отношение высоты h пластин к их ширине b и угол наклона граней к горизонтали α (для пластин полигонального очертания) (рис. 2).

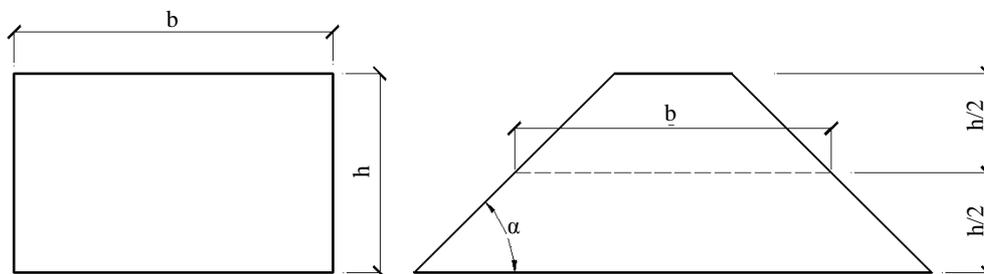


Рисунок 2. – К определению геометрических параметров пластин

Для исключения влияния размеров конечных элементов на результат статического расчета размер грани конечных элементов типа SHELL281 при разбиении пластин не превышал 10 мм, что при принятых размерах исследуемых пластин давало от 50 до 120 элементов на грань. Условия закрепления пластин создавались аналогично тем, в которых находятся отсеки балок с поясами и ребрами достаточной жесткости. В этом случае края пластины не могут вращаться, ограничены в перемещениях из плоскости стенки. Для соответствия условий работы стенок балок, находящихся в условии чистого изгиба, и исследуемых пластин нагружение производилось парой изгибающих моментов в 100 кН·м, приложенных к граням пластин.

В результате статического расчета контролировались максимальные нормальные сжимающие напряжения. Для определения нормальных напряжений сжатой части пластин в момент потери устойчивости использовался модуль Eigenvalue Buckling. По итогам его решения определялся минимальный положительный множитель нагрузки. Так как зависимость между величиной изгибающего момента и нормальными напряжениями прямо пропорциональная, нормальные напряжения потери устойчивости пластин не что иное, как произведение максимальных отрицательных нормальных напряжений от единичной силы на множитель нагрузки:

$$\sigma_{x,buck} = \sigma_{x,m} \cdot k_{lm}, \quad (3)$$

где $\sigma_{x,buck}$ – нормальное напряжение потери устойчивости; $\sigma_{x,m}$ – максимальное нормальное напряжение в пластине от действия изгибающего момента; k_{lm} – множитель нагрузки.

Принятые диапазоны размеров пластин представлены в таблице 1. В качестве характеристик материала рассмотрены $E = 2 \cdot 10^5$ МПа, $\mu = 0,3$, $f_y = 250$ МПа.

Таблица 1. – Принятые геометрические параметры пластин

Наименование	Принятые величины
Высота пластины (высота отсека балки) h_w	800, 1000, 1200 (мм)
Ширина пластины b (расстояние между поперечными ребрами жесткости, см. рис. 2)	600, 1000, 1400, 1600, 2000 (мм)
Толщина пластины t_w (толщина стенки балки)	4, 6, 8 (мм)
Угол наклона ребер жесткости к горизонтали α	90°, 75°, 60°, 45°

Так как полученные результаты в чистом виде не представляют особого интереса, для наглядности выразим их через коэффициент k из формулы (2). Подставив полученные в результате расчетов значения $\sigma_{x,buck}$ для пластин, получим данные, представленные в таблице 2.

Таблица 2. – Значения коэффициента k в уравнении (2)

b/h	0,75	1	1,17	1,25	1,33	1,4	1,6	1,75	2	2,5
$\alpha = 90^\circ$	40,5	37,67	36,58	36,31	36,06	35,6	34,8	34,56	34,04	33,49
$\alpha = 75^\circ$	50,52	42,36	38,3	36,93	36,11	35,45	34,79	34,41	33,83	33,21
$\alpha = 60^\circ$	–	–	41,84	40,07	39,09	37,5	34,69	34,26	33,32	32,54
$\alpha = 45^\circ$	–	–	–	–	51,39	45,18	37,44	36,32	32,61	32,19

Основываясь на полученных данных (табл. 2), проиллюстрируем зависимости коэффициента устойчивости пластин от отношения b/h .

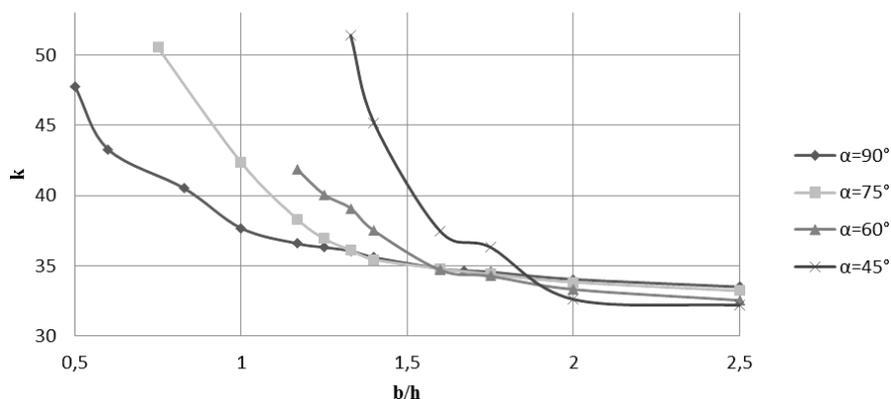


Рисунок 3. – Зависимости коэффициента устойчивости пластин от отношения b/h

Полученные результаты позволяют сделать следующие **выводы**:

- 1) характер потери устойчивости пластин при действии чистого изгиба для отсеков балок различной формы аналогичен. Потеря устойчивости сопровождается образованием полуолн, длина которых приблизительно равна $0,67h$;
- 2) как следует из графика (рис. 3), использование наклонных ребер жесткости с точки зрения повышения устойчивости пластин при действии чистого изгиба целесообразно в случае, если отношение b/h не более 1,3 для $\alpha = 75^\circ$; 1,6 – для $\alpha = 60^\circ$; 1,85 – для $\alpha = 45^\circ$. Однако существенно увеличить устойчивость пластин возможно только при использовании наклонных ребер при условии, что $b/h < 1$.

ЛИТЕРАТУРА

1. Аистов, Н.Н. Испытания сооружений / Н.Н. Аистов. – М. : Стройиздат, 1960.
2. Аксельрад, Э.Л. Техническая теория стержней : учеб. пособие / Э.Л. Аксельрад. – Л. : Ленингр. ин-т инженеров железнодорожного транспорта. – Л., 1967.
3. Артемов, П.Я. Расчет тонкостенных стержней открытого профиля / П.Я. Артемов, М.И. Любошин, М.Н. Рудицин. – Минск : Белорус. политехн. ин-т, 1959.
4. Баклашов, Г.Г. Экспериментальное исследование прочности и устойчивости подкрепленных тонкостенных стержней при плоском изгибе / Г.Г. Баклашов. // Изв. вузов, раздел «Строительство и архитектура». – 1973. – № 1.
5. Бейлин, Е.А. Об устойчивости плоской формы изгиба тонкостенных балок, имеющих упругие диафрагмы на торцах / Е.А. Бейлин // Инженерные конструкции, сопротивление материалов, строительная механика : сб. докл. XX науч. конф., Ленинград, 1962 г. : Ленингр. инженерно-строительный ин-т. – Л. : ЛИСИ, 1962.
6. Бирюлев, В.В. О работе стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости / В.В. Бирюлев // Изв. вузов, раздел «Строительство и архитектура». – 1971. – № 9.
7. Болотин, Б.В. Строительная механика. Современное состояние и перспективы развития / Б.В. Болотин, И.И. Гельденблат, А.Ф. Смирнов. – М. : Изд-во лит. по стр-ву, 1972.
8. Тимошенко, С.П. Устойчивость стержней, пластин и оболочек / С.П. Тимошенко // Избр. работы : под ред. Э.И. Григолюка. – М. : Наука, 1971. – 807 с.

Поступила 12.10.2016

COMPARATIVE ANALYSIS OF THE STABILITY OF TRAPEZOIDAL PLATES IN PURE BENDING

A. IVANOV, O. IVANOVA

This article describes the behavior of the I-beam walls reinforced by ribs with different angles of inclination. The results of calculation of stability of plates in the linear formulation. We calculate the stability coefficients for plates of different geometrical parameters, the analysis of the effectiveness of inclination of ribs in terms of sustainability compartments are provided in pure bending.

Keywords: buckling, bending, finite element method, sustainability, test plates, critical stress.

УДК 624.04

ВЛИЯНИЕ НАКЛОННЫХ РЕБЕР ЖЕСТКОСТИ НА ВЕЛИЧИНУ КРУТИЛЬНОЙ ЖЕСТКОСТИ СТЕРЖНЯ

канд. техн. наук, доц. В.Н. КИСЕЛЁВ; И.А. ДАВЫДЕНКО
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается инженерный метод расчета тонкостенных призматических стержней открытого профиля с наклонными ребрами жесткости на скручивающую нагрузку. Приведены развернутые выражения коэффициентов увеличения крутильной жесткости в зависимости от способов закрепления концов стержня, действующих на него внешней нагрузки, а также типа «противокрутильных связей».

Ключевые слова: крутильная жесткость, наклонные ребра жесткости, выражения коэффициентов.

Расчет тонкостенного стержня после нахождения неизвестных усилий взаимодействия «противокрутильных связей» и поясов балки можно производить по соответствующим выражениям В.З. Власова двумя способами: 1) для стержня без связей на действие внешних закручивающих нагрузок и найденных усилий взаимодействия (рис. 1); 2) для стержня без ребер жесткости на действие внешних нагрузок, но с учетом коэффициента увеличения крутильной жесткости m .

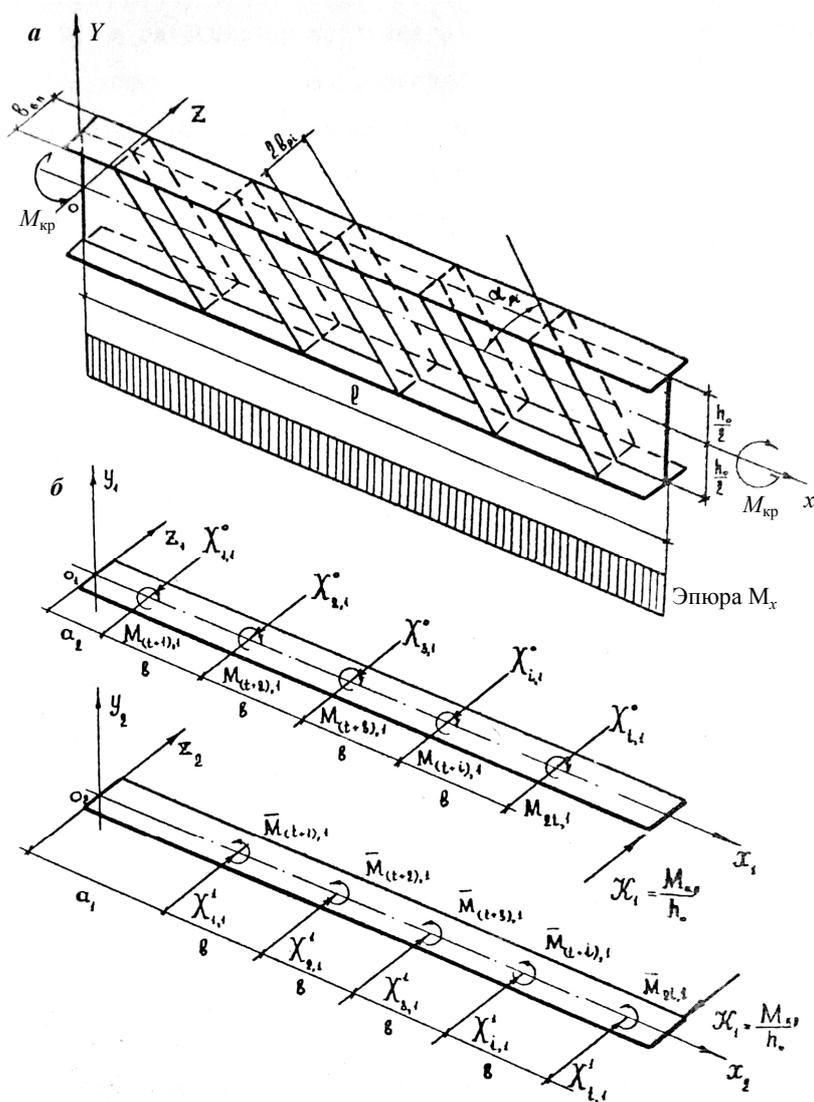


Рисунок 1. – Пример рассматриваемого стержня с внутренними усилиями

Рассмотрим второй вариант. При заданной внешней нагрузке (рис. 1) имеет место отношение (1):

$$\frac{[GI_d]}{GI_d} = \frac{\theta_{x=k,p}^0}{\theta_{x=k,p,\sum_0^l M_{i,n}}^0} = m > 1, \quad (1)$$

где $[GI_d]$ – крутильная жесткость стержня с наклонными ребрами; GI_d – крутильная жесткость неподкрепленного стержня; $\theta_{x=k,p,\sum_0^l M_{i,n}}^0$ – угол закручивания сечения $x = k$ стержня с наклонными ребрами жесткости; $\theta_{x=k,p}^0$ – угол закручивания того же сечения $x = k$ в том же стержне, но без ребер.

Введенная здесь величина $m > 1$ является коэффициентом увеличения крутильной жесткости стержня в результате усиления его «противокрутильными связями».

Угол закручивания $\theta_{x=k,p,\sum_0^l M_{i,n}}^0$ в стержне со связями может быть представлен суммой (2):

$$\theta_{x=k,p,\sum_0^l M_{i,n}}^0 = \theta_{x=k,p}^0 + \sum \theta_{x=k,M_{i,n}}, \quad (2)$$

где $\sum \theta_{x=k,M_{i,n}}$ – угол закручивания $x = k$ от действия найденных усилий взаимодействия: $M_{i,n}^0$, $M_{i,n}^1$, $\overline{M_{i,n}}$.

Подставляя (2) в (1), получим после некоторых преобразований (3):

$$m = \frac{1}{1 + \frac{\sum \theta_{x=k,M_{i,n}}}{\theta_{x=k,p}^0}}. \quad (3)$$

Ниже, в таблице 1, приведены развернутые выражения коэффициентов m в зависимости от способов закрепления концов стержня, действующих на него внешней нагрузки, а также типа «противокрутильных связей», где m_I, m_{II} – коэффициенты увеличения крутильной жесткости шарнирно опертого стержня при четном и нечетном количестве «противокрутильных связей». Там же даны выражения углов закручивания от действия усилий взаимодействия $\sum \theta_{x=k,M_{i,n}}$ и действия внешней нагрузки $\theta_{x=k,p}^0$.

Необходимо отметить, что все вышеназванные величины определялись в характерных сечениях стержня. Под характерными сечениями стержня мы будем понимать такие сечения, в которых коэффициент увеличения крутильной жесткости принимает минимальное (максимальное) значение.

Нетрудно показать, что таким сечением для шарнирно опертой двутавровой (или другого поперечного сечения) балки с симметрично приложенной внешней закручивающей нагрузкой с симметричными (кососимметричными) «противокрутильными связями» будет сечение в середине пролета, а для консольной балки – на её незащемленном конце. Однако необходимо отметить, что минимум (максимум) непрерывной, однозначной функции $m = f(x)$ определить способом знаков первой производной, способом высших производных не удастся, так как вышеназванная функция не выражается через геометрические характеристики стержня и «противокрутильных связей». Это делается непосредственным расчетом по программе. Зная величины коэффициента m_{\min} , легко определить величину крутильной жесткости стержня с ребрами жесткости:

$$[GI_d] = m_{\min} \cdot GI_d. \quad (4)$$

Величина угла закручивания сечения $x = k$ такого стержня

$$\theta_{x=k,p,\sum M_i} = \frac{\theta_{x=k,p}^0}{m_{\min}}. \quad (5)$$

При определении величины коэффициента m из выражения (1) удобно пользоваться общей формулой перемещений (формула Мора) для тонкостенных стержней, которая при принятой гипотезе об отсутствии в средней поверхности стержня деформации сдвига имеет следующий вид:

$$\theta_{k,i} = \sum \int \frac{N_k \cdot N_i}{EF} dx + \sum \int \frac{M_k^y \cdot M_i^y}{EI_z} dx + \sum \int \frac{M_k^z \cdot M_i^z}{EI_y} dx + \sum \int \frac{M_k^{kp} \cdot M_i^{kp}}{GI_d} dx + \sum \int \frac{B_k \cdot B_i}{EI_\omega} dx. \quad (6)$$

Подынтегральное выражение первого интеграла представляет элементарную работу продольных сил; подынтегральное выражение второго и третьего интегралов – элементарную работу изгибающих моментов вокруг осей Y и Z ; четвертый интеграл – элементарную работу сен-венановских моментов; подынтегральное выражение пятого интеграла – элементарную работу крутящих бимоментов. Что касается поперечных сил при изгибе Q_y и Q_z и изгибно-крутящих моментов при стесненном кручении M_ω , то влиянием их на перемещения пренебрегаем. В тонкостенном стержне, находящемся в условиях только стесненного кручения, продольные силы и изгибающие моменты будут отсутствовать, и формула Мора для определения изгибно-крутильных перемещений будет иметь более простой вид:

$$\theta_{k,i} = \sum \int \frac{M_k^{kp} \cdot M_i^{kp}}{GI_d} dx + \sum \int \frac{B_k \cdot B_i}{EI_\omega} dx. \quad (7)$$

Проиллюстрируем применение этой формулы на примере.

Пример. Найти угол закручивания в сечении $x = \ell$ консольной балки, левый конец которой закреплен от закручивания и свободный для деформации от закручивания ее равномерно распределенными по всему пролету закручивающими моментами интенсивности m_{kp} .

Для определения искомого угла $\theta_{x=\ell, m_{kp}}$ прикладываем в сечении $x = \ell$ закручивающий момент $M_1 = I$ и строим эпюры крутящих моментов M^{kp} и изгибно-крутящих бимоментов от заданной нагрузки и от единичного закружения. Уравнения M^{kp} и B_k , соответствующие построенным эпюрам, имеют вид:

$$M_{m_{kp}}^{kp} = \frac{m_{kp}}{k} \cdot \left[k(\ell - x) - \frac{shk(0,5\ell - x)}{ch0,5k\ell} \right]; \quad B_{m_{kp}}^{kp} = \frac{m_{kp}}{k} \cdot \left[\frac{chk(0,5\ell - x)}{ch0,5k\ell} - 1 \right], \quad (8)$$

где $M_1^{kp} = 1$, $B_1 = 0$.

Совмещая и интегрируя эти уравнения, имеем:

$$\theta_{x=\ell, m} = \int_0^\ell \frac{M_m^{kp} \cdot M_1^{kp}}{GI_d} dx + \int_0^\ell \frac{B_k \cdot B_1}{EI_\omega} dx = \frac{m}{kGI_d} \int_0^\ell \left[k(\ell - x) - \frac{shk\left(\frac{\ell}{2} - x\right)}{ch0,5k\ell} \right] dx. \quad (9)$$

После преобразования получаем

$$\theta_{x=\ell, m} = \frac{m\ell^2}{2GI_d}. \quad (10)$$

Определение изгибно-крутильных перемещений в тонкостенных стержнях непосредственно по формуле (7) чрезвычайно трудоемки, так как приходится интегрировать произведения двух пар криволинейных эпюр, уравнения которых выражаются в гиперболических функциях. В нашем примере эти выражения получились достаточно простыми только потому, что второй интеграл равен нулю. Если взять, например, угол закручивания посередине пролёта балки, закрепленной от закручивания и свободной для деформации по концам от закружения ее равномерно распределенными по всему пролету закручивающими моментами интенсивностью m_{kp} , будем иметь:

$$\begin{aligned} \theta_{x=\frac{\ell}{2}, m_{kp}} &= 2 \left[\int_0^{\frac{\ell}{2}} \frac{M_m^{kp} \cdot M_1^{kp}}{GI_d} dx + \int_0^{\frac{\ell}{2}} \frac{B_k \cdot B_1}{EI_\omega} dx \right] = \\ &= \frac{m_{kp}\ell}{GI_d} \cdot \left\{ \frac{\ell}{4} - \frac{1}{8} - \frac{1}{k^2\ell \cdot ch0,5k\ell} \left(chk \frac{\ell}{2} - 1 \right) - \frac{1}{2k \cdot chk \frac{\ell}{2}} \cdot shk \frac{\ell}{2} + \frac{1}{\ell ch0,5k\ell} \left[\frac{\ell}{2k} shk \frac{\ell}{2} - \frac{1}{k^2} \left(chk \frac{\ell}{2} - 1 \right) \right] \right\} + \\ &+ \frac{m_{kp}\ell}{GI_d} \cdot \left\{ \frac{1}{k\ell ch^2 0,5k\ell} \cdot \frac{\ell}{4} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right\} + \frac{m_{kp}\ell}{GI_d} \cdot \frac{1}{k\ell ch0,5k\ell} \left[\frac{1}{k} \left(chk \frac{\ell}{2} - 1 \right) - \frac{1}{ch0,5k\ell} \cdot \frac{\ell}{4} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right]. \end{aligned}$$

После преобразования выражение приобретает следующий вид:

$$\theta_{x=\frac{\ell}{2}, m_{kp}} = \frac{m_{kp}\ell^2}{8GI_d} \cdot \left(1 - \frac{8}{k^2\ell^2} + \frac{2}{ch0,5k\ell} \right). \quad (11)$$

Однако известно, что при определении перемещений в статически неопределимых системах из нетонкостенных элементов в качестве заданной системы можно считать не только действительную статически неопределимую систему, но и всякую геометрически неизменяемую систему, которая получается из действительной путем удаления из нее тех или иных связей и добавления усилий, заменяющих удаленные связи, к внешней нагрузке. В частности, можно принять и статически определимую систему, для которой эпюры являются наиболее простыми. Для системы из тонкостенных стержней, которые, в отличие от систем нетонкостенных, являются системами континуально статически неопределимыми, сказанное выше также будет целесообразно. В каждом сечении тонкостенного стержня, кроме неизвестных, связанных с лишними опорными закреплениями и наличием замкнутых контуров или «противокрутильных связей», вследствие положенной в основу расчета его гипотезы о недеформируемости контура поперечного сечения имеется еще одна лишняя неизвестная величина, а именно один из силовых или кинематических факторов, связанных с явлением стесненного кручения стержня.

Действительно, на каждое сечение тонкостенного стержня, находящегося в условиях пространственной работы, в общем случае действуют семь компонентов внутренних сил: $N, Q_y, Q_x, M_y, M_z, M_{kp}, B_\omega$. Причем первые шесть из этих компонентов в системах, внешне статически определимых, могут быть определены из условий равновесия. Седьмой же компонент – бимомент B_ω – величина статически неопределимая, зависящая не только от внешних воздействий и условий защемления стержня на опорах, но и от материала, формы и размеров сечения и от длины стержня. Так как все три крутильных и изгибно-крутильных силовых фактора B, \bar{M}_x, M_ω связаны между собой дифференциальными зависимостями, поэтому любой из них мы можем считать лишним неизвестным. Примем в качестве неизвестного бимомент B_ω . Удалив связи, соответствующие этому бимоменту, будем иметь систему, внутренне статически определимую, которая получается из заданной путем нанесения поперечных надрезов на тех участках контура, где $\omega \neq 0$ (рис. 2, а). Такая основная система сохраняет способность передавать крутящие моменты, но лишена возможности передавать бимоменты B_ω и изгибно-крутящие моменты M_ω , так как для неё секториальный момент инерции I_ω равен нулю, откуда следует, что при любой внешней нагрузке и при любых способах закрепления концов стержня по всей его длине $B_\omega = 0$ и $M_\omega = 0$.

В результате этого из (7) получаем (12):

$$\theta_{x=t,p} = \sum \int \frac{M_p^{kp} \cdot M_i^{kp}}{GI_d} dx. \quad (12)$$

Причем одна из эпюр M_p^{kp}, M_i^{kp} (любая) строится в заданной статически неопределимой в отношении дополнительных секториальных напряжений систему, а другая – в статически определимой.

Для уже выполненного выше примера будем иметь (13):

$$\theta_{x=\ell,m} = \int_0^\ell \frac{m(\ell-x)}{GI_d} \cdot x dx = \frac{m\ell^2}{2GI_d}. \quad (13)$$

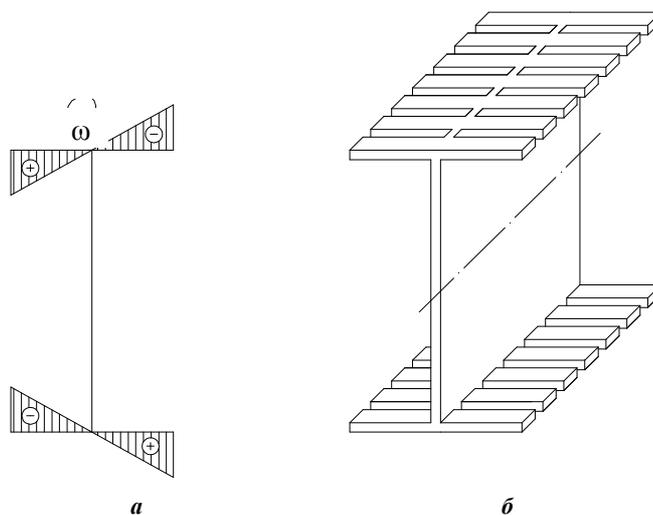


Рисунок 2. – Эпюры основной системы (а) и основная система с удаленными связями (б)

Как уже отмечалось выше, за неизвестное можно также принять сен-венановский крутящий момент \overline{M}_x . Удалив связи, соответствующие моменту и способствующие неравномерному распределению касательных напряжений по толщине стенки, получаем также определенную систему.

С этой целью в стенках профиля по плоскостям, перпендикулярным к срединной поверхности его по всему периметру сечения, сделаем с обеих сторон стенок надрезы, продолжив их только до срединной поверхности стержня, т.е. представим профиль как бы состоящим из продольных пластинок шириной, равной толщине стенки профиля, нанизанных на срединную поверхность стержня (рис. 3).

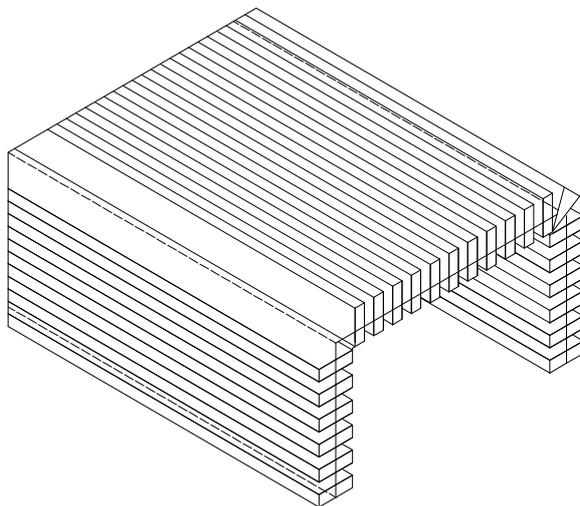


Рисунок 3. – Рассматриваемый профиль с надрезами

Стержень с указанными надрезами, находясь в условиях стесненного кручения, не теряет способность передавать от сечения к сечению бимоменты и изгибно-крутящие моменты, но он уже не способен передавать сен-венановские крутящие моменты, т.е. сопротивляемость такого стержня чистому кручению обращается в нуль, что может быть записано в форме (14) или (15):

$$GI_d = 0 ; \quad (14)$$

$$k\ell = \sqrt{\frac{GI_d}{EI_\omega}} = 0 . \quad (15)$$

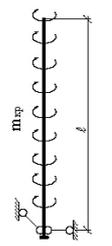
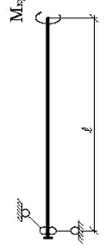
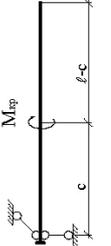
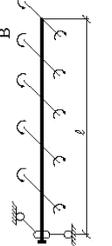
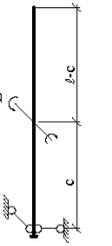
В таком случае величины B_ω и M_ω в стержнях, внешне статически определимых, могут быть найдены из условий статики, а эпюры их по длине стержня будут иметь такой же вид (прямоугольный или параболический), как и соответствующие им эпюры изгибающих моментов и поперечных сил при поперечном изгибе. При построении единичных эпюр изгибно-крутящих бимоментов B_ω и сен-венановских крутящих моментов \overline{M}_x , соответствующих искомому перемещению, в уравнениях, выражающих эти величины, значение упругой изгибно-крутильной характеристики полагаем равным нулю. В таком случае M_1^{sp} при любых нагрузках и любых отпирациях стержня по концам будет равен нулю, а эпюры B_1 будут, как правило, иметь прямолинейный вид. Таким образом, формула (7) для определения изгибно-крутильных перемещений запишется в следующем виде:

$$\theta_{k,i} = \sum \int \frac{B_k \cdot B_i}{EI_\omega} dx . \quad (16)$$

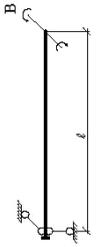
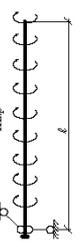
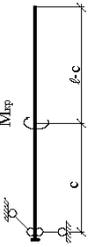
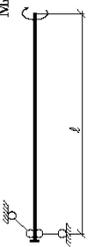
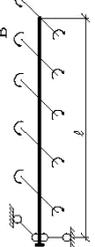
Кроме того, необходимо отметить, что одна из эпюр подынтегральных выражений (12) и (16) будет прямолинейной, что позволяет применять данные выражения при определении коэффициента увеличения крутильной жесткости.

Основным недостатком численного определения коэффициента по (1) заключается в том, что при некоторых видах внешней нагрузки и способах закрепления стержня знаменатель в (1) обращается в нуль. Это можно показать на примере шарнирно-опертого или защемленного с обоих концов стержня и нагруженного равномерно распределенным по длине внешним бимоментом интенсивностью ℓ . При решении дифференциального уравнения получим функцию углов закручивания по длине стержня: $\theta_k(x) = 0$.

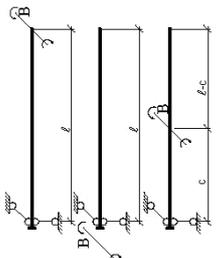
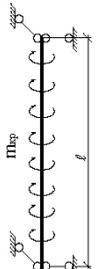
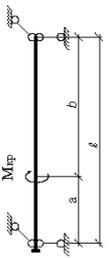
Таблица 1. – Развернутые выражения коэффициентов увеличения крутильной жесткости m

Схема балки и характер загрузки	Сечение	$\theta_{x=l,p}^0$	$\sum_{i=1}^t \theta_{i,M_i,n}$	m
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{m_{xp}}{GI_d} \times \left[\frac{\ell^2}{2} + \frac{ch\ell - 1 - k\ell shk\ell}{k^2 chk\ell} \right]$		$m = \frac{\sum_{i=1}^t \{ M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} r_1 (chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell) + \overline{M}_{i,n} r_2 (chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell)] \}}{kchk\ell \cdot m_{xp} \left(0.5\ell^2 + \frac{ch\ell - 1 - k\ell shk\ell}{k^2 chk\ell} \right)}$
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{M_{xp}}{GI_d} \cdot \left[\ell - \frac{1}{k} thk\ell \right]$		$m = \frac{\sum_{i=1}^t \{ M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} r_1 (chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell) + \overline{M}_{i,n} r_2 (chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell)] \}}{kchk\ell \cdot M_{xp} \left(\ell - \frac{1}{k} thk\ell \right)}$
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{M_{xp}}{GI_d} \times \left[c - \frac{shk\ell - shk(\ell-c)}{kchk\ell} \right]$	$\sum_{i=1}^t \theta_{i,M_i,n} = \frac{1}{kGI_d chk\ell} \times \left\{ \sum_{i=1}^t (M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} \cdot r_1 \{ chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell \} + \overline{M}_{i,n} \cdot r_2 \{ chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell \}]) \right\}$	$m = \frac{\sum_{i=1}^t \{ M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} r_1 (chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell) + \overline{M}_{i,n} r_2 (chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell)] \}}{kchk\ell \cdot M_{xp} \left(c - \frac{shk\ell - shk(\ell-c)}{kchk\ell} \right)}$
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{B\ell}{GI_d} \times \left[c - \frac{shk\ell - shk(\ell-c)}{kchk\ell} \right]$	где t – число «противокрутильных связей», установленных согласно рисунку 1(а), n – решение системы (3)	$m = \frac{\sum_{i=1}^t \{ M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} r_1 (chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell) + \overline{M}_{i,n} r_2 (chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell)] \}}{kchk\ell \cdot B\ell \left(1 - \frac{1}{k} thk\ell \right)}$
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{B}{GI_d} \times \left[1 - \frac{chk(\ell-c)}{chk\ell} \right]$		$m = \frac{\sum_{i=1}^t \{ M_{i,n}^0 \xi_{1,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k [M_{i,n} r_1 (chk\ell - \eta_{1,i} shk\ell) + \overline{M}_{i,n} r_2 (chk\ell - \eta_{2,i} shk\ell)] \}}{kchk\ell \cdot B \left(1 - \frac{chk(\ell-c)}{chk\ell} \right)}$

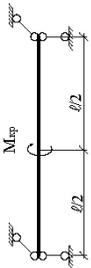
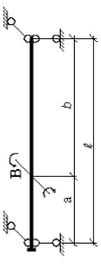
Продолжение таблицы 1

Схема балки и характер загрузки	Сечение	$\theta_{x=l,p}^0$	$\sum_{i=1}^t \theta_{i,M_i,n}$	m
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{B}{GI_d} \cdot \left[1 - \frac{1}{chkl} \right]$	$m = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^t \left\{ M_{i,n}^0 \xi_{i,i} + M_{i,n}^1 \xi_{2,i} + k \left[M_{i,n}^1 (chkl - \eta_{1,shkl}) + \overline{M}_{i,n}^2 (chkl - \eta_{2,shkl}) \right] \right\}} kchkl \cdot B \left(1 - \frac{1}{chkl} \right)$	
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{m_{кр} \cdot l^2}{2GI_d}$	$m = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^t \left[M_{i,n}^0 (1 - \alpha_{1,i}) + M_{i,n}^1 (1 - \alpha_{2,i}) + \frac{1}{\ell} (M_{i,n}^1 + \overline{M}_{i,n}^2) \right]} 0.5 m_{кр} \ell$	
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{M_{кр}}{GI_d}$	$m = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^t \left[M_{i,n}^0 (1 - \alpha_{1,i}) + M_{i,n}^1 (1 - \alpha_{2,i}) + \frac{1}{\ell} (M_{i,n}^1 + \overline{M}_{i,n}^2) \right]} M_{кр} \cdot \frac{c}{\ell}$	
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{M_{кр} \ell}{GI_d}$	$m = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^t \left[M_{i,n}^0 (1 - \alpha_{1,i}) + M_{i,n}^1 (1 - \alpha_{2,i}) + \frac{1}{\ell} (M_{i,n}^1 + \overline{M}_{i,n}^2) \right]} M_{кр}$	
	$x = l$	$\theta_{l,p}^0 = \frac{B \ell}{GI_d}$	$m = \frac{1}{1 + \sum_{i=1}^t \left[M_{i,n}^0 (1 - \alpha_{1,i}) + M_{i,n}^1 (1 - \alpha_{2,i}) + \frac{1}{\ell} (M_{i,n}^1 + \overline{M}_{i,n}^2) \right]} B$	

Продолжение таблицы 1

Схема балки и характер загрузки	Сечение	$\theta_{x=\ell, p}^0$	$\sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}$	m
	$x = \ell$ $\theta_{\ell, p}^0 = \frac{B}{GI_d}$	$\sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n} = \frac{1}{kGI_d} \times$ $\sum_{i=1}^t \left\{ M_{i, n}^0 \cdot \left[\frac{k\ell}{2} (1 - \alpha_{1, i}) - \nu_{1, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right] + \right.$ $\left. + M_{i, n}^1 \left[\frac{k\ell}{2} (1 - \alpha_{2, i}) - \nu_{2, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right] + \right.$ $\left. + M_{i+\frac{t}{2}, n}^0 \left(\frac{k\ell}{2} \alpha_{1, i} - \beta_{1, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) + \right.$ $\left. + M_{i+\frac{t}{2}, n}^1 \cdot \left(\frac{k\ell}{2} \alpha_{2, i} - \beta_{2, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) + \right.$ $\left. + k \left[M_{i, n} \cdot r_1 \left(\frac{1}{2} - \xi_{1, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) + \right.$ $\left. + \overline{M}_{i, n} \cdot r_2 \left(\frac{1}{2} - \xi_{2, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) + \right.$ $\left. + M_{i+\frac{t}{2}, n} \cdot r_1 \left(\frac{1}{2} - \eta_{1, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) + \right.$ $\left. + \overline{M}_{i+\frac{t}{2}, n} \cdot r_2 \left(\frac{1}{2} - \eta_{2, i} \cdot shk \frac{\ell}{2} \right) \right\}$	$m = \frac{1}{1 + \frac{\sum_{i=1}^t \left[M_{i, n}^0 (1 - \alpha_{1, i}) + M_{i, n}^1 (1 - \alpha_{2, i}) + \frac{1}{\ell} (M_{i, n} r_1 + \overline{M}_{i, n} r_2) \right]}{\frac{1}{\ell} \cdot B}}$	
	$x = \frac{\ell}{2}$ $\theta_{\frac{\ell}{2}, p}^0 = \frac{m_{kp}}{k^2 GI_d} \times \left(\frac{k^2 \ell^2}{8} + \frac{1}{ch0.5k\ell} - 1 \right)$ при $a < \frac{\ell}{2}$ $\theta_{\frac{\ell}{2}, p}^0 = \frac{M_{kp}}{kGI_d} \times \left(\frac{ka}{2} \frac{shka}{shk\ell} \frac{shk\ell}{shk\ell} - 1 \right)$ при $a > \frac{\ell}{2}$	$m_1 = \frac{1}{1 + \frac{8k^2 GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^0}{m_{kp} \left(k^2 \ell^2 + \frac{1}{ch0.5k\ell} - 8 \right)}}$ $m_{II} = \frac{1}{1 + \frac{2kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^1}{M_{kp} \left(ka - 2 \frac{shka}{shk\ell} \cdot sh0.5k\ell \right)}}$	$m_{II} = \frac{1}{1 + \frac{8k^2 GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^0}{m_{kp} \left(k^2 \ell^2 + \frac{1}{ch0.5k\ell} - 8 \right)}}$ $m_{II} = \frac{1}{1 + \frac{2kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^1}{M_{kp} \left(ka - 2 \frac{shka}{shk\ell} \cdot sh0.5k\ell \right)}}$	
	$x = \frac{\ell}{2}$ $\theta_{\frac{\ell}{2}, p}^0 = \frac{m_{kp}}{kGI_d} \times \left(\frac{kb}{2} \frac{shkb}{shk\ell} \frac{shk\ell}{shk\ell} - 1 \right)$	$m_1 = \frac{1}{1 + \frac{2kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^0}{M_{kp} \left(kb - 2 \frac{shkb}{shk\ell} \cdot sh0.5k\ell \right)}}$	$m_{II} = \frac{1}{1 + \frac{2kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{i, M_i, n}^1}{M_{kp} \left(kb - 2 \frac{shkb}{shk\ell} \cdot sh0.5k\ell \right)}}$	

Продолжение таблицы 1

Схема балки и характер загрузки	Сечение	$\theta_{x=l,p}^0$	$\sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}}$	m	
	$\theta_{\ell}^0 = \frac{M_{сп}}{2 \cdot p} \times \left(\frac{k\ell - thk\ell}{2} \right)$ <p>при $a < \frac{\ell}{2}$</p> $\theta_{\ell}^0 = \frac{B}{2 \cdot p} \times \left(\frac{1 - chka \cdot shk\ell}{2} \right)$	$\sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} = \frac{1}{kGI_d} \times \left\{ \sum_{i=1}^{t-1} M_{i,n}^0 \cdot \left[\frac{k\ell}{2} (1 - \alpha_{1,i}) - \alpha_{1,i} shk\frac{\ell}{2} \right] + k\tau_2 M_{i,n} \left(\frac{1}{2} - \xi_{1,i} shk\frac{\ell}{2} \right) \right\} +$ $\sum_{i=1}^{t+1} \left\{ M_{i,n} \cdot \left[\frac{k\ell}{2} (1 - \alpha_{2,i}) - \alpha_{2,i} shk\frac{\ell}{2} \right] + k\tau_2 M_{i,n} \left(\frac{1}{2} - \xi_{2,i} shk\frac{\ell}{2} \right) \right\} +$	$m_1 = \frac{1}{4kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + M_{сп} (k\ell - 2th0.5k\ell)}$ $m_{II} = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + B \left(1 - 2 \frac{chka \cdot shk\ell}{2} \cdot sh0.5k\ell \right)}$	$m_{II} = \frac{1}{4kGI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + M_{сп} (k\ell - 2th0.5k\ell)}$ $m_{II} = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + B \left(1 - 2 \frac{chka \cdot shk\ell}{2} \cdot sh0.5k\ell \right)}$	
	<p>при $a > \frac{\ell}{2}$</p> $\theta_{\ell}^0 = \frac{B}{2 \cdot p} \times \left(\frac{1 - chkb \cdot shk\ell}{2} \right)$	$\sum_{i=1}^{t+1} \left\{ M_{i,n} \cdot \left[\frac{k\ell}{2} (1 - \alpha_{2,i}) - \alpha_{2,i} shk\frac{\ell}{2} \right] + k\tau_2 M_{i,n} \left(\frac{1}{2} - \xi_{2,i} shk\ell \right) \right\} +$ $\sum_{i=1}^{t+1} \left\{ M_{i,n}^0 \cdot \left(\frac{k\ell}{2} \alpha_{1,i} - \beta_{1,i} shk\frac{\ell}{2} \right) + k\tau_2 M_{i,n} \left(\frac{1}{2} - \eta_{1,i} shk\frac{\ell}{2} \right) \right\} +$	$m_1 = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} - B \left(1 - 2 \frac{chkb \cdot shk\ell}{2} \cdot sh0.5k\ell \right)}$	$m_{II} = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} - B \left(1 - 2 \frac{chkb \cdot shk\ell}{2} \cdot shk\ell \right)}$	
	$\theta_{\ell}^0 = \pm \frac{B}{2 \cdot p} \times \left(\frac{1 - sh0.5k\ell}{2} \cdot shk\ell \right)$	$\sum_{i=1}^{t-1} \left\{ M_{i,n}^1 \cdot \left(\frac{k\ell}{2} \alpha_{2,i} - \beta_{2,i} shk\frac{\ell}{2} \right) + k\tau_2 M_{i,n} \left(\frac{1}{2} - \eta_{2,i} shk\frac{\ell}{2} \right) \right\} +$	$m_1 = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + \pm B \left(1 - 2 \frac{sh0.5k\ell}{2} \cdot shk\ell \right)}$	$m_{II} = \frac{1}{2GI_d \cdot \sum_{i=1}^t \theta_{\ell, M_{i,n}} + \pm B \left(1 - 2 \frac{sh0.5k\ell}{2} \cdot shk\ell \right)}$	

Окончание таблицы 1

Схема балки и характер загрузки	Сечение $x = \frac{\ell}{2}$	$\theta_{x=\ell/2}^0$	$\sum_{i=1}^{\ell} \theta_{i, M_{i,n}}$	m	m_{II}
	$\theta_{\frac{\ell}{2}, p}^0 = \pm \frac{B}{2 \cdot p} \cdot \frac{G I_d}{\left(\frac{1 - sh 0,5 k \ell}{2} \right) \times \left(\frac{1 - sh k \ell}{2} \right)}$	$\sum_{i=1}^{\ell} \theta_{i, M_{i,n}}^1 = \frac{1}{k G I_d} \cdot \sum_{i=1}^{\frac{\ell}{2}} \left\{ M_{i,n}^0 \times \left[\frac{k \ell}{2} (1 - \alpha_{1,i}) - \nu_{1,i} sh k \frac{\ell}{2} \right] + M_{i,n}^1 \left[\frac{k \ell}{2} (1 - \alpha_{2,i}) - \nu_{2,i} sh k \frac{\ell}{2} \right] + k r_1 M_{i,n} \left(\frac{1 - \xi_{1,i} sh k \frac{\ell}{2}}{2} \right) + k r_2 M_{i,n} \left(\frac{1 - \xi_{2,i} sh k \frac{\ell}{2}}{2} \right) + M_{i+\frac{\ell}{2}}^0 \left(\frac{k \ell}{2} \gamma_{1,i} - \varepsilon_{1,i} sh k \frac{\ell}{2} \right) + M_{i+\frac{\ell}{2}}^1 \left(\frac{k \ell}{2} \gamma_{2,i} - \varepsilon_{2,i} sh k \frac{\ell}{2} \right) - M_{i+\frac{\ell}{2}} \left(\frac{k \ell}{2} \right) \cdot k r_1 \left(\frac{1 - \lambda_{1,i} sh k \frac{\ell}{2}}{2} \right) - \overline{M}_{i+\frac{\ell}{2}} \left(\frac{k \ell}{2} \right) \cdot k r_2 \left(\frac{1 - \lambda_{2,i} sh k \frac{\ell}{2}}{2} \right) \right\}$	$m_i = \frac{1}{1 + \frac{2 G I_d \cdot \sum_{i=1}^{\frac{\ell}{2}} \theta_{i, M_{i,n}}^1}{\pm B \left(1 - 2 \frac{sh k \ell}{2} \right)}}$	$m_{II} = \frac{1}{1 + \frac{2 G I_d \cdot \sum_{i=1}^{\frac{\ell}{2}} \theta_{i, M_{i,n}}^1}{\pm B \left(1 - 2 \frac{sh k \ell}{2} \right)}}$	

Заключение. В результате проведенного исследования получены значения коэффициентов крутильной жесткости, а также выражения углов закручивания для стержней с противокрутильными связями при различных способах закрепления опоры, приложения нагрузок, а также вида противокрутильной связи.

ЛИТЕРАТУРА

1. Власов, В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З. Власов. – М., 1940.
2. Папкович, П.Ф. Теория упругости / П.Ф. Папкович. – М.-Л., 1939.
3. Броуде, Б.М. Распределение сосредоточенного давления в стальных балках / Б.М. Броуде. – М.-Л., 1950.
4. Бирюлев, В.В. О работе стальных балок со стенками, усиленными наклонными ребрами жесткости / В.В. Бирюлев, И.И. Крылов // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1971. – № 9.
5. Болотин, Б.В. Строительная механика. Современное состояние и перспективы развития / Б.В. Болотин, И.И. Гельденблат, А.Ф. Смирнов. – М. : Изд-во лит. по стр-ву, 1972.
6. Борисов, М.Б. Расчет на кручение спаренных планками тонкостенных стержней : дис. ... канд. техн. наук / М.Б. Борисов, 1948.
7. Борисов, М.Б. Расчет на кручение составных тонкостенных балок с учетом упругих деформаций соединительных планок / М.Б. Борисов // Тр. Ленингр. технол. ин-та им. Ленсовета. – 1953. – Вып. 23.
8. Бычков, Д.В. Совместное действие изгиба и кручения в металлических балках / Д.В. Бычков // Исследование металлических конструкций. – 1940.
9. Бычков, Д.В. Кручение металлических балок / Д.В. Бычков, А.К. Мрошинский. – М. : Стройиздат, 1944.
10. Власов, В.З. Новый метод расчета призматических балок из тонкостенных профилей на совместное действие изгиба и кручения / В.З. Власов // Вестн. ВФ. – 1936. – № 20.
11. Власов, В.З. Кручение, устойчивость и колебание тонкостенных стержней / В.З. Власов // Прикладная математика и механика. – 1939. – Т. 3, вып. 1.

Поступила 02.12.2016

THE INFLUENCE OF TILTING STIFFENERS ON THE VALUE OF THE TORSIONAL RIGIDITY OF A ROD

V. KISELYOV, I. DAVYDENKO

The engineering method of calculation of thin prismatic bars open profile with oblique ribs on the torsional load is considered. Detailed expressions for the coefficients increase torsional rigidity and depending on the fastening ends of the rod acting on it an external load, and the type "antitorsional linkages" are given.

Keywords: torsional stiffness, the inclined ribs of expression ratios.

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

УДК 528.88+358.424(476)

ВЫБОР СПУТНИКОВЫХ ДАННЫХ И ОСОБЕННОСТИ ИХ ФОТОГРАММЕТРИЧЕСКОЙ ОБРАБОТКИ ПРИ СОЗДАНИИ ЦИФРОВОЙ МОДЕЛИ МЕСТНОСТИ ПРИАЭРОДРОМНОЙ ТЕРРИТОРИИ БЕЛАРУСИ

Н.Г. ЛИТВИНКО

(Белорусский государственный университет, Минск)

Охарактеризованы принципы сбора данных о местности и рельефе, необходимые для надлежащего обеспечения безопасности полетов. Обоснованы критерии выбора спутниковых данных и концепция их фотограмметрической обработки при создании цифровой модели местности приаэродромной территории с соблюдением требуемой точности. На основании анализа картографической изученности приаэродромных территорий Беларуси сделан вывод о необходимости усовершенствования процессов сбора и обработки цифровых данных о рельефе и местности в данном направлении.

Ключевые слова: спутниковые данные, фотограмметрическая обработка, приаэродромные территории, цифровая модель.

Введение. Применение современных методов сбора и обработки геопространственной информации на приаэродромной территории является одним из важных элементов обеспечения безопасности полетов воздушных судов. Электронные данные о местности и высотных препятствиях приаэродромной территории используются службами управления воздушным движением на аэродроме, экипажами воздушных судов при построении схем полетов по приборам, определении процедуры снижения при полете по маршруту аварийной посадки и др. [1].

Картографо-геодезическое обеспечение реализации программы по усовершенствованию безопасности полетов «Дорожная карта» Международной организации гражданской авиации (ИКАО – ICAO) предусматривает создание единой координатной основы, электронных карт аэродромов, электронных баз данных о местности и препятствиях и электронных сборников геопространственной информации. Это предусматривает координирование геометрических элементов лётного поля (от 200 до 500 и более элементов, десятки радиотехнических объектов и несколько тысяч искусственных и естественных объектов, которые могут быть препятствиями для взлета/посадки воздушного судна. Основная технология измерений – классическая геодезия с использованием спутниковых приёмников, электронных тахеометров, нивелиров и магнитных бусселей, других приборов. В рамках реализации «Дорожной карты» в настоящее время в Беларуси ведутся работы по созданию цифровой модели местности приаэродромной территории и картографической информации по аэродромам Минск-2 и Гомель. Планируемыми выходными данными этой работы являются:

- среда хранения полевых геодезических и фотограмметрических наблюдений для контроля целостности и точности аэронавигационных данных;
- цифровая модель приаэродромной территории, содержащая различные требования к точности планово-высотного положения поверхности в зависимости от района аэродрома;
- 33 слоя картографической базы данных аэродрома (Aerodrome Mapping Data Base – AMDB), включающих навигационные элементы аэродрома и высотные препятствия;
- сформированные надлежащим образом данные о местности и рельефе, переведенные в формат аэронавигационной модели обмена данными AIXM 5.1 [2].

Первоочередной этап в выполнении вышеуказанных работ – грамотное обоснование выбора данных дистанционного зондирования и концепции их последующей обработки в соответствии с особенностями организации воздушного пространства и наземной аэродромной сети Беларуси. Для этого необходимо понимание принципов сбора данных о местности и рельефе при обеспечении безопасности полетов, а также понятие об особенностях создания и точности выходных продуктов обработки данных.

Целью данной работы служит обоснование выбора спутниковых данных и методов их фотограмметрического преобразования при создании цифровой модели рельефа приаэродромной территории исходя из существующих требований точности к этим данным при обеспечении безопасности полетов.

Принципы сбора данных о местности и рельефе согласно требованиям ИКАО. Цифровая модель местности (ЦММ, DEM), согласно определению 15 Приложения ИКАО, является представлением поверхности местности в виде непрерывного ряда значений, отсчитываемых от общей базы превышений во всех узлах определенной сетки. В свою очередь, *местностью является поверхность Земли с такими естественными элементами, как горы, холмы, хребты, долины, скопления воды и снега, исключая пре-*

пятствия. В атрибуты местности должны быть включены следующие типы местности: водная поверхность, голая земля, лесные массивы, типы деревьев, темп роста деревьев, постоянный снежный и ледяной покров, песок, максимальная зарегистрированная высота данных объектов. Однако массивы электронных данных о местности, согласно требованиям ИКАО, не должны включать высотные препятствия. Примерами поверхностей, которые могут быть сформированы с помощью доступных геопространственных технологий, являются голая земля и первая отражающая поверхность.

Документы ИКАО также различают понятия: *Цифровая модель высот (DHM – Digital Height Model)*; *Цифровая модель рельефа (DTM – Digital Terrain Model)*; *цифровая модель поверхности (DSM – Digital Surface Model)*. Цифровая Модель высот представляет собой простое математическое отображение непрерывной поверхности Земли большого числа точек, определяемых в значениях X, Y и Z координат. Чем больше ячеек включает данная область, тем лучше будет смоделирован рельеф местности. В течение многих лет наиболее распространенные DHM описывали голую землю, и это привело к установлению понятия *Цифровая модель рельефа*. Понятие «голая земля» включает в себя поверхность горных массивов, водоемов и постоянного снежного покрова. В последние годы плотность точек для DTM резко возросла за счет использования новой аппаратуры сбора данных и цифровых возможностей обработки и часто достигает одного значения координат на каждый квадратный метр. Очевидно, что такие модели с высокой разрешающей способностью могут представлять не только DTM, но и внешний профиль (обычно называемый «выпуклой оболочкой») видимой поверхности (например, здания, башни и растительность), и эти модели называются *Цифровой моделью поверхности (DSM)*. Рисунок 1 показывает разницу между DSM и DTM.

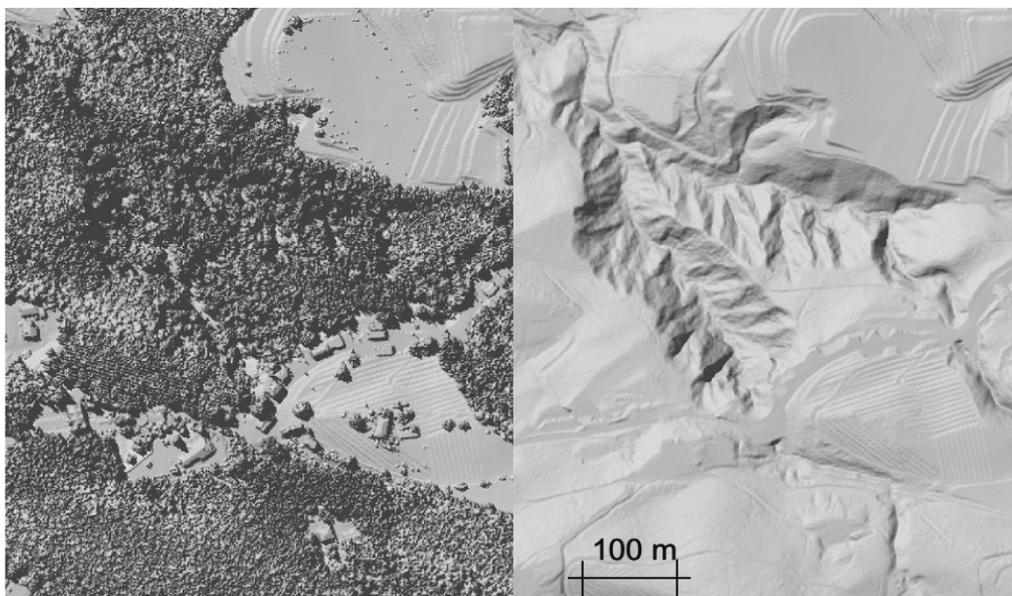


Рисунок 1. – Изображение DSM (слева) и DTM (справа) на один и тот же участок местности

Таким образом, модель рельефа в данном контексте должна быть основана на так называемой «голой поверхности земли», то есть она должна описывать непрерывную поверхность земли без каких-либо искусственных объектов. Объекты растительности, которые не могут быть смоделированы как точечные или линейные объекты высотных препятствий (в частности, из-за их размера), должны быть добавлены к поверхности голой земли (в таком случае к голой земле добавляется относительная высота растительности). Если это не достижимо из-за ограничений съемочной аппаратуры, уровень проникновения должен быть указан в атрибутах местности, сведения о которых получены на основании контрольных съемок.

Расстояние между точками при дистанционном методе сбора данных о местности должно быть запланировано так, чтобы обеспечить плотность в 1,5 точки на одну ячейку конечной модели местности. При традиционных наземных методах съемки плотность точек съемки и структурные линии должны описывать характерные элементы топографии и обеспечивать требования к точности.

Исходя из вышеописанных определений, при выполнении работ по обеспечению безопасности полетов по нормативным документам ИКАО информацию о местности следует описывать с использованием следующих понятий:

- *характер представления местности*. Местность необходимо представить в виде непрерывной цифровой модели высот с регулярным шагом значения высот (GRID) или нерегулярной сетки высот (TIN) с отображением характерных элементов форм рельефа;

- *тип зарегистрированной поверхности.* Зарегистрированная ЦММ должна представляться в виде цифровой модели поверхности высот и должна содержать поверхность голой земли (DTM) и элементы выпуклого профиля поверхности (DSM), представленного в виде естественных площадных элементов (лесные массивы). Использование DSM здесь связано со спецификой съемочной аппаратуры (аэро/космосъемка) и невозможностью получения поверхности голой земли из-за наличия плотного древостоя. В этом случае должны быть исключены объекты искусственных высотных препятствий (здания и сооружения) и объекты естественных высотных препятствий (точечные и линейные объекты растительности);

- *тип поверхности.* Этот атрибут является не обязательным, однако при сборе данных о местности в метаданных желательно указать тип поверхности голой земли и массивов растительности;

- *уровень проникновения.* Для поверхностей с лесными массивами следует указать глубину проникновения в метрах в случаях, когда уровень самой поверхности не соответствует уровню поверхности покрова. Данный показатель определяется наземными инструментальными методами съемки [1; 2].

Типизация пространственных зон аэродрома для целей создания ЦММ. В целях оптимизации сбора аэронавигационной информации, в нормативных документах ИКАО выделены поверхности учета данных о местности и препятствиях, которые представляют собой пространственные зоны приаэродромной территории, для каждой из которых установлены свои требования по точности предоставления пространственной информации (САИ). На основании анализа документации ИКАО и технических характеристик данных дистанционного зондирования Земли (ДЗЗ), эти поверхности можно условно разделить на три типа пространственных зон, в пределах которых сбор информации о местности и препятствиях будет происходить определенным образом:

- *район аэродрома* площадью 25 км² (включает районы 4, 3, 2а) – полигон шириной 3,4 км и длиной 7,3 км, ориентированный вдоль оси ВПП (район показан на примере аэродрома Гомель на рисунке 2).

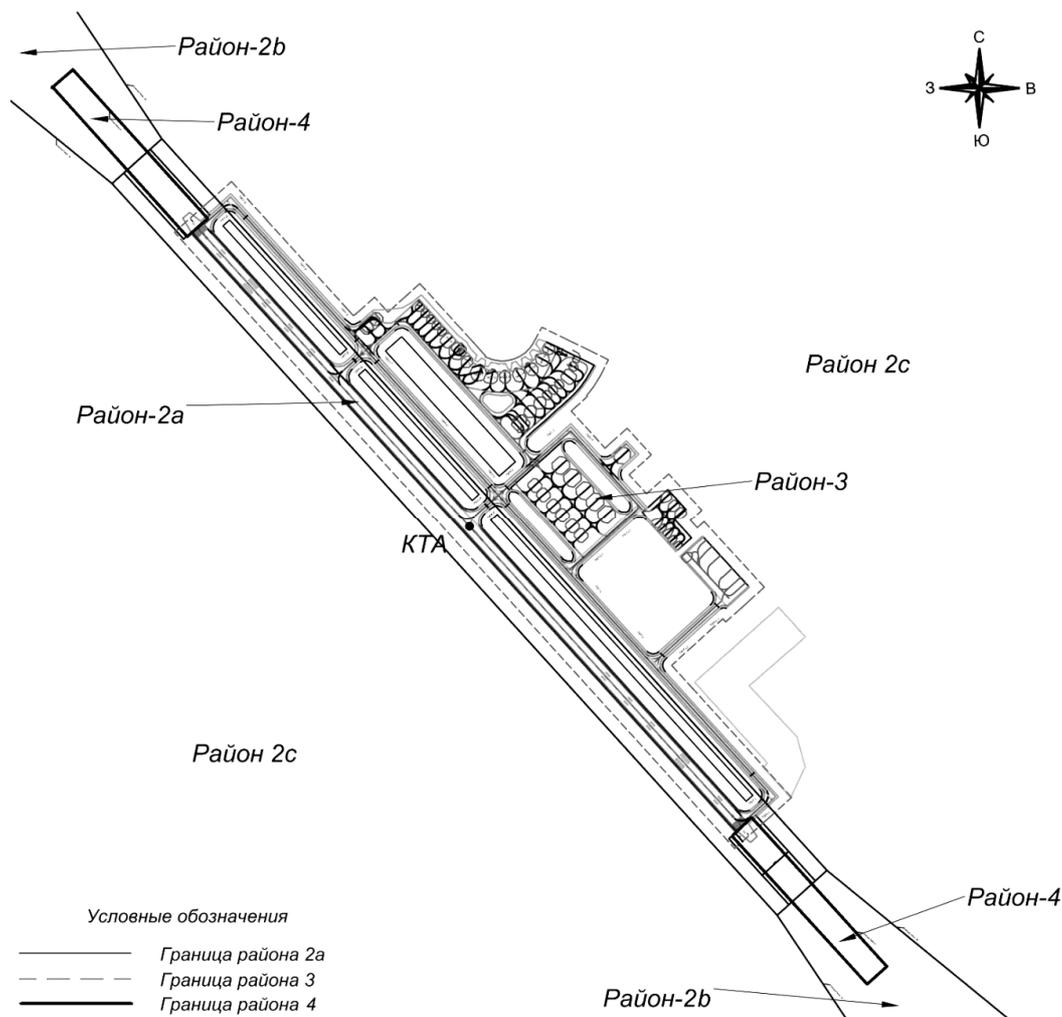


Рисунок 2. – Схема поверхностей учета данных о местности и препятствиях территории аэродрома Минск-2

Источник: составлено автором по [1].

Сбор данных о местности здесь необходимо производить инструментальным способом (геодезические спутниковые приемники GPS/GLONASS). Также здесь будет происходить выявление и идентификация высотных препятствий по спутниковым стереоизображениям (или ортоизображениям) с пространственным изображением не хуже 0,5 м/пиксель. Сбор информации здесь происходит как методами наземной геодезической съемки, так и при помощи актуальной космической съемки (не более полугода с даты съемки до начала выполнения работ) с пространственным разрешением не хуже 0,5 м/пиксель;

- *приаэродромная территория в радиусе 10 км от КТА – контрольной точки аэродрома (включает районы 4, 3, 2а, 2б, 2с поверхностей учета данных), площадь 340 кв. км (рис. 3);*

- *приаэродромная территория, расположенная между окружностями в радиусе 45 и 10 км от КТА (включает район 2d), площадь 6250 кв. км (рис. 3).*

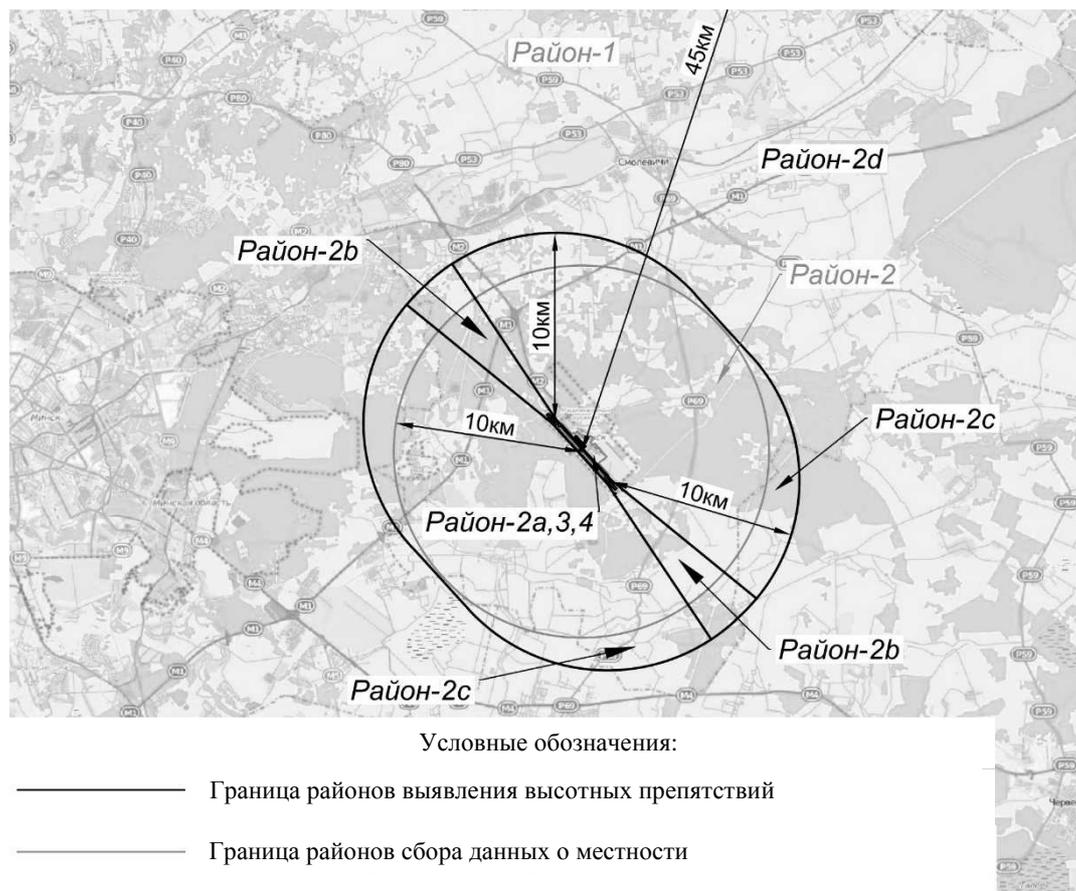


Рисунок 3. – Схема поверхностей учета данных о местности и препятствиях приаэродромной территории аэродрома Минск-2

Источник: составлено автором по [1].

Таким образом, каждая пространственная зона выполнения работ должна быть обеспечена спутниковыми данными, соответствующими требованиям точности Doc 9881 ИКАО. В результате анализа технических характеристик космических снимков для каждого района выполнения работ были обоснованы необходимые параметры спутникового изображения, продукты обработки которого соответствуют целевому назначению (табл. 1).

Для обеспечения целостности и прозрачности получения данных при создании ЦММ определен перечень необходимой сопроводительной информации для комплекта поставки спутниковых данных в определенных форматах файлов, представленный в таблице 2.

Исходя из вышесказанного, техническая спецификация спутниковых данных должна содержать следующую информацию: идентификационный код спутниковых изображений, присвоенный их производителем; дату съемки; угол съемки фрейма спутникового изображения; размер пикселей спутниковых изображений; тип спутниковых изображений; географический охват фреймов спутниковых изображений; процент покрытия облачности и заснеженности территорий, отображенных на спутниковых изображениях; наличие полиномиальных коэффициентов.

Таблица 1. – Необходимые параметры спутниковых данных для подготовки информации о местности и препятствиях в пределах приаэродромной территории

Название зоны или значение радиуса от КТА/ спецификация	Пространственные зоны выполнения работ		
	$R = 10$ км	$R = 10 \dots 45$ км	Зона аэродрома
Тип выполняемых работ:			
Выявление препятствий	Стереоскопическая либо моноскопическая съемка	Моноскопическая съемка	Моноскопическая съемка/ наземная инструментальная съемка
Создание ЦММ и ЦМР	Стереоскопическая съемка	Стереоскопическая космосъемка/готовый продукт матрицы высот с доверительным уровнем не хуже 90%	Наземная инструментальная съемка
Требования к космическому изображению			
Дата съемки	Космическая съемка должна быть получена не ранее чем за 6 месяцев с момента начала выполнения работ (для районов с низкой интенсивностью строительства – 1 год). При отсутствии архивных данных должны быть выполнены новые залеты в пределах границ территории, указанных на схемах комплекта чертежей		
Рекомендуемый сенсор	«Pleiades-1A, 1B»	«SPOT6/7» или «Alos Prism»/ готовые матрицы высот: «SPOTDEM-Elevation30 (E30-DSM)» или «AW3D Topographic data-DSM (Standard)»	«GeoEye-1», «WorldView-2», «WorldView-3»
Точность формирования ЦММ и ЦМР	3 м по высоте, 5 м в плане	30 м по высоте, 50 м в плане	0,5 м в высоте и плане для района 3; 1 м по высоте и 2,5 м в плане для района 4
Покрытие облачностью /снегом	Не более 5%		
Комплект поставки продуктов ДЗЗ	Спутниковое изображение в формате «*.TIFF» файлы предварительного просмотра спутникового изображения в формате «*.JEPG»; файлы RPC-коэффициентов; файлы метаданных; спецификация поставки материалов ДЗЗ, оформленная соответствии с требованиями пункта 12.11.2 Технических требований Заказчика		

Таблица 2. – Входные и выходные форматы данных на этапе закупки космических снимков

Назначение файла	Тип файла	Формат файла
Космическая стереосъемка – изображение местности	растровый	*TIFF
Файл привязки спутникового изображения	векторный	*TFW, *EPS, AUX
Файл просмотра спутникового изображения – PREVIEW	текстовый	*JPEG
Файл RPC-полиномиальных коэффициентов	метаданные	XML
Файл с границами спутникового изображения	векторный	*KML
Информация о спутниковом изображении	метаданные	*XML, HTML

Концепция фотограмметрической обработки материалов ДЗЗ. Выполнение фотограмметрических работ согласно требованиям обеспечения безопасности полетов предусматривает создание отдельных ЦММ на описанные выше пространственные зоны и общей ЦММ на всю территорию производства работ, а также ортофотопланов и плотной (попиксельной) матрицы высот с заданным шагом. Далее будет предложена концепция фотограмметрической обработки спутниковых данных, которая позволит получить вышеописанные геопространственные продукты.

Для построения ЦММ необходимо использовать пикеты (точечные векторные объекты, расположенные на поверхности рельефа), модель TIN (нерегулярную пространственную сеть треугольников), горизонтали и матрицу высот. Для пространственной зоны в радиусе 10 км от КТА матрица высот создается камерально, методом попиксельной генерализации. Для зоны в радиусе от 10 до 45 км от КТА необходимо приобрести готовую матрицу высот в комплекте с метаданными, которые должны содержать: информацию об её исходном материале; используемом для её получения программном обеспечении; методе её создания и точности модели.

Дальнейшая обработка полученных материалов предусматривает выявление и исключение избыточных высотных препятствий инструментами специализированных модулей геоинформационной системы (например, Комплекс подготовки аэронавигационной информации в «ГИС Карта 2011» или ArcGIS for Aviation (Charting) для ArcGIS Desktop).

Пространственная фототриангуляция. Создание ЦММ по стереоснимкам включает следующие этапы:

- создание проекта и сгущение сети: определение стереопар (перекрывающиеся снимки, полученные космическим аппаратом с противоположными отклонениями от надира, позволяющими образовать угол конвергенции для возможности наблюдения стереоэффекта);
- определение опорных и контрольных точек;
- уравнивание блока снимков (уточнение внешнего ориентирования снимков) – создание стереомодели с использованием RPC-модели снимков, связующих и опорных точек по одному из выбранных способов (сдвиг, аффинный и др.), во время которого уточняется положение элементов снимков относительно системы координат отображаемой на них местности. Уравненные снимки одной стереопары должны образовывать стереомодель;
- создание ЦММ автоматическим и полуавтоматическим способом;
- формирование ведомостей для оценки точности. По стереопаре должны рассчитываться положения пикетов – точек на «поверхности стереомодели», каждому пикселю должен соответствовать свой пикет. Цельнопиксельная непрерывная матрица высот должна быть отредактирована для исключения «вылетов» по высоте, экспортирована в форматы «Geotif» и «Arcinfo ASCII» и сформирована из двух отдельных продуктов для каждого аэродрома:

- ЦММ на район 2d (соответствует количественным требованиям района 1);
- ЦММ на районы 2a, 2b, 2c (соответствует количественным требованиям района 2);
- ЦММ на районы 3 и 4 невозможно получить методами фотограмметрической обработки, так как точность получаемой модели не соответствует требованиям точности Doc 9881 ИКАО (соответственно 2 м по высоте и 1,5 м в плане). Поэтому при дальнейшей обработке ЦММ на районы 3 и 4 будет получена в результате обработки материалов инструментальных наблюдений.

Созданную ЦММ необходимо подвергнуть независимому полевому контролю методами GPS в режиме RTK. После подтверждения выполненных работ заявленной точности выполняется формирование общей ЦММ на всю территорию обследования в специализированном программном обеспечении.

Ортотрансформирование. Для целей создания картографической информации необходимо выполнить ортотрансформирование моноскопических спутниковых сканерных изображений, покрывающих зону аэродрома (25 кв. км) с использованием матрицы высот, созданной из материалов стереосъемки. Для целей выявления и идентификации высотных препятствий в районах 2a, 2b, 2c необходимо выполнить ортотрансформирование спутниковых стереоизображений с точностью в плановом положении 1 м и в высотном – 1,5 м, используя для этого матрицу высот, созданную из материалов стереосъемки.

Таблица 3. – Используемые в фотограмметрической обработке материалы ДЗЗ и их целевое назначение

Название зоны/ спецификация	Пространственные зоны выполнения работ		
	R = 10 км	R = 10...45 км	Зона аэродрома
Используемые данные	«Pleiades-1A, 1B»	Готовая матрица высот на основе стереоданных SPOT	Съемка местности осуществляется наземными инструментальными методами
Выходной продукт обработки	Непрерывная попиксельная матрица высот, ЦММ, ортофотоплан	ЦММ	ЦММ
Цель создания	Сбор электронных данных о местности, выявление высотных препятствий	Выявление высотных препятствий	Сбор электронных данных о местности, создание AMDB

В общем виде фотограмметрические работы по созданию сшитого ортотрансформированного выровненного мозаичного изображения по моноскопическим снимкам включают следующие блоки:

- загрузка блока космических снимков;
- сгущение сети – определение связующих точек и отождествление на перекрывающихся снимках одних и тех же контуров;
- определение опорных и контрольных точек – опознавание опорных и контрольных точек, а также точек плано-высотного обоснования на снимках;
- подготовка цифровой модели рельефа;

- уравнивание блока снимков (уточнение внешнего ориентирования снимков) – уравнивание снимков с использованием ЦМР (или ЦММ), RPC-коэффициентов, связующих и опорных точек по одному из выбранных способов (сдвиг, аффинный и др.), во время которого уточняется положение элементов снимков относительно отображаемой на них местности;

- создание ортотрансформированных изображений – восстановление связей проектирующих лучей. Снимки трансформируются из перспективной в ортогональную проекцию с учетом влияния рельефа;

- сшивка мозаичного изображения и выравнивание характеристик каналов – выравнивание спектральных каналов ортотрансформированных изображений, выравниваются относительно друг друга, и изображения сшиваются в единый ортофотоплан [3].

Ортотрансформированные изображения должны быть геопозиционированы (содержать файлы привязки в системе координат WGS 84). Ортофотопланы необходимо представить в формате «TIFF» «Geotiff». К техническому отчету должна прилагаться ведомость контроля точности ортотрансформирования спутниковых изображений. Заключительным этапом работ является формирование общей цифровой модели местности (DTM) для всей приаэродромной территории.

Анализ картографической изученности приаэродромных территорий Беларуси. Для обеспечения эффективного функционирования и безопасности полетов каждый белорусский аэродром должен иметь Руководство по аэродрому и Сертификат годности. Обязательная сертификация аэродрома производится с максимальными интервалами между обновлениями документации в срок до 5 лет. Для получения Сертификата годности к эксплуатации каждый аэродром должен представить документацию, подтверждающую техническую возможность выполнения полетов, которая составлена, в том числе, на основании материалов геодезических и аэронавигационных изысканий и дает комплексную характеристику высотных препятствий территории. Результаты топографо-геодезических работ по учету и контролю высотных препятствий представляются:

- в табличном виде как перечень с указанием их абсолютных и относительных высот, а также значений координат в различных системах – Всемирной геодезической системе WGS-84, прямоугольных и полярных системах координат аэродромов;

- в графическом виде, где высотные препятствия представлены в местной системе координат аэродрома относительно поверхностей ограничения препятствий.

Высоты и плановое положение поверхностей ограничения препятствий рассчитываются специалистами аэронавигационных служб согласно специально установленным методикам. Основой этих расчетов являются данные, полученные в результате топографо-геодезических работ. Для этих целей в Авиационных правилах (АП) предусмотрены зоны выявления препятствий, рассчитываемые по методикам данных правил и имеющие определенное планово-высотное положение на местности. Для каждой зоны выявления препятствий применяются свои требования к точности данных [4]. До недавнего времени пространственные зоны предоставления информации о препятствиях имели разный территориальный охват в АП и по требованиям Приложения 15 ИКАО, однако сейчас эти требования унифицированы.

При анализе геодезического обеспечения приаэродромных территорий Беларуси необходимо отметить, что инженерно-геодезические работы в районе аэродрома и приаэродромной территории производятся преимущественно для целей поддержания его наземной эксплуатации (для разработки проектов ремонта и реконструкции), здесь за качество выполняемых изыскательских работ Исполнитель несет ответственность перед Заказчиком и структурами Государственного комитета по имуществу.

В свою очередь, материалы периодически выполняемого мониторинга высотных препятствий на приаэродромной территории являются исходными данными для работ службы аэронавигационной информации в структуре Государственного предприятия «Белаэронавигация». Работы по мониторингу высотных препятствий до сих пор ведутся различными организациями, зачастую данные изыскательских работ были выполнены в разных системах координат, поэтому плохо сопоставимы между собой, также могли возникать дополнительные ошибки при координатных преобразованиях данных. Таким образом, до недавнего времени целостность предоставления необходимых здесь геодезических и картографических данных от Исполнителя к Заказчику не была соблюдена в полной мере, как этого требует ИКАО. Процесс не являлся прозрачным, качество выполнения работ невозможно было проконтролировать от этапа к этапу. Данную проблему позволит решить единая среда хранения информации и база данных аэронавигационной информации, которая будет организована на этапе подготовки ЦММ приаэродромной территории и картографической информации по аэродромам. Для получения качественных координатных определений необходимы обследование, восстановление и повторные координатные спутниковые наблюдения опорной геодезической сети аэродромов.

При выполнении вышеописанного комплекса работ также частично будет решена проблема отсутствия Национальной нормативной документации по вопросам геодезического обеспечения авиации, по-

сколько будут разработаны методические указания для выполнения изыскательских работ в соответствии со всеми требованиями точности для выполнения безопасных полетов. Поэтому выполняемый этап создания картографической базы данных аэродрома и цифровой модели местности приаэродромной территории позволит усовершенствовать существующую инфраструктуру получения геопространственных данных для наземного обеспечения безопасности полетов.

Заключение. На основании анализа существующих требований точности к данным о местности и рельефе для целей обеспечения безопасности полетов был обоснован выбор спутниковых данных и методов их фотограмметрического преобразования, необходимых для создания цифровой модели рельефа приаэродромной территории. Дальнейший процесс выполнения фотограмметрической обработки спутниковых данных должен включать создание отдельных ЦММ для территории аэродрома, зон в радиусе 10 и 45 км от контрольной точки аэродрома, общей ЦММ на всю территорию производства работ, а также ортофотопланов и плотной (попиксельной) матрицы высот с заданным шагом. Однако для получения качественных выходных данных о местности и препятствиях необходимо усовершенствование существующей инфраструктуры получения геопространственных данных на приаэродромных территориях.

ЛИТЕРАТУРА

1. Приложение 15 к Конвенции о Международной гражданской авиации: Службы аэронавигационной информации : ИКАО, 2014.
2. Guidelines for Electronic Terrain, Obstacle and Aerodrome Mapping Information: Doc ICAO 9881: – ICAO, 2014.
3. Назаров, А.С. Фотограмметрия : учеб. пособие для студентов вузов / А.С. Назаров. – Минск : Тетра-Системс, 2006. – 368 с.
4. Авиационные правила. Сертификационные требования к аэродромам гражданской авиации Республики Беларусь – Минск : М-во транспорта и коммуникаций Респ. Беларусь, 2012. – С. 191–199.

Поступила 03.10.2016

SELECTION OF SPATIAL DATA AND ASPECTS OF ITS PHOTOGRAMMETRIC PLOTTING DURING DIGITAL TERRAIN MODEL OF BELARUSIAN AERODROME TERRITORY CREATION

N. LITVINKA

The principles of terrain data collection for appropriate flight safety support are characterized. Spatial data selection criteria and the concept of photogrammetric plotting of this data for the creation of digital terrain model of aerodrome territory of required accuracy are grounded. A conclusion about necessity of improvement of the processes of digital conformation and terrain data collection and handling from cartographic exploration degree analysis of aerodrome territory of Belarus is given.

Keywords: *satellite data, photogrammetric processing, pierogarnia site, digital model.*

УДК 528.48

ВОССТАНОВЛЕНИЕ ГЕОДЕЗИЧЕСКОЙ РАЗБИВОЧНОЙ ОСНОВЫ СТРОИТЕЛЬСТВА ПОЛОЦКОЙ ГИДРОЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

С.Г. ШНИТКО; С.В. ГРОМЫКО
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается вопрос контроля и восстановления разбивочной основы строительства при отсутствии возможности решить эту задачу от надежных грунтовых центров или пунктов государственной или городской геодезической сети. Приведенная методика включает расчеты требуемой точности разбивочных работ, полевые и камеральные работы. Опыт восстановления разбивочной основы может быть применен при геодезическом обеспечении строительства промышленных и гражданских объектов.

Ключевые слова: геодезическая разбивочная основа, обратная засечка, точность разбивочных работ, преобразование координат, метод наименьших квадратов.

Введение. Разбивочные работы в процессе строительства должны обеспечивать вынос в натуру от пунктов геодезической разбивочной основы с заданной точностью осей и отметок, определяющих в соответствии с проектной документацией положение в плане и по высоте частей и конструктивных элементов зданий. Как будет показано ниже, точность разбивочных работ во многом определяется точностью разбивочной основы. Поэтому пункты геодезической разбивочной основы в процессе строительства должны находиться под наблюдением для их сохранности и устойчивости и проверяться инструментально не реже 2 раз в год [1].

Задача по проверке, восстановлению и развитию существующей разбивочной геодезической основы строительства Полоцкой ГЭС возникла на этапе сопровождения строительства путей козлового крана. Козловой кран предназначен для выполнения работ по обслуживанию водосливной плотины и водоприемника ГЭС. Длина путей крана – 262 метра, пролет – 7 метров. На рисунке 1 приведена схема расположения пунктов разбивочной основы относительно главных сооружений ГЭС, по которым проходят пути козлового крана.

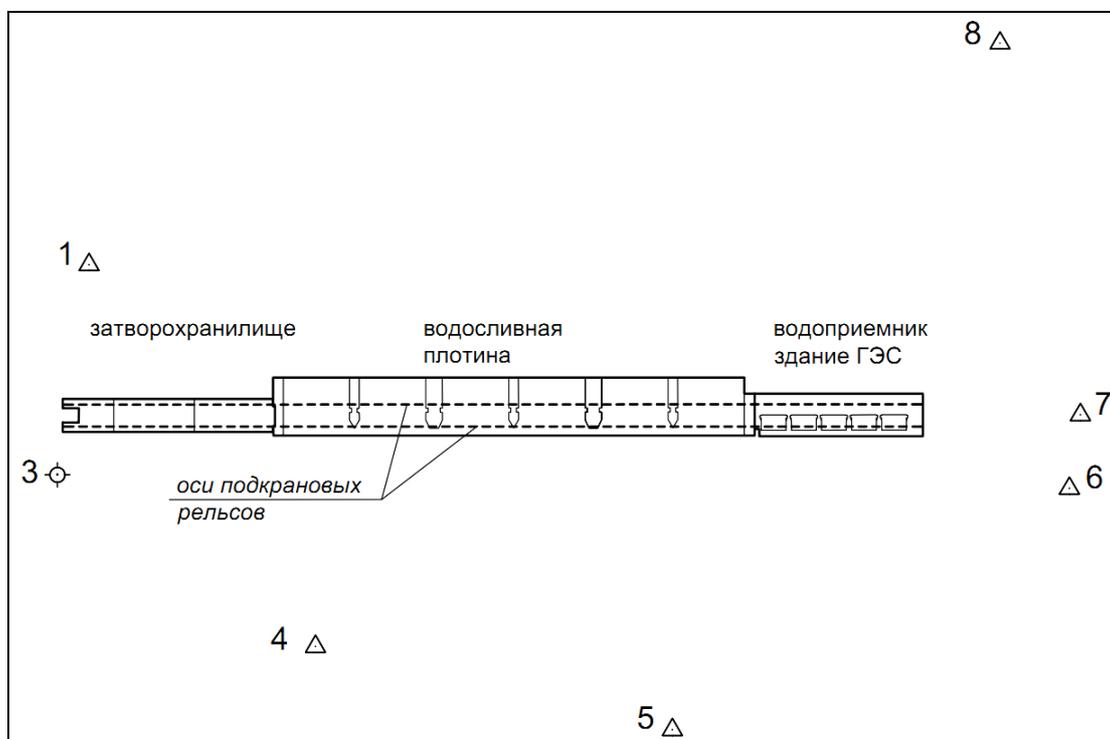


Рисунок 1. – Расположение пунктов разбивочной основы

Пункты разбивочной основы закреплены пленочными отражателями, которые нашли широкое применение в геодезическом производстве. Пленочные отражатели наклеиваются на любые стабиль-

ные конструкции и координируются с точек наземной сети полярным способом (при расстоянии не более 150...200 м) или прямой линейно-угловой засечкой [2]. Координаты пунктов разбивочной основы приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Координаты пунктов разбивочной основы

№ пункта	X	Y	H
1	115,541	-106,224	125,065
3	нет данных		
4	-99,109	-35,803	118,756
5	-132,490	72,037	116,769
6	-14,392	232,538	128,300
7	7,964	235,866	129,910
8	182,856	209,488	123,789

Из рисунка 1 видно, что для выноса в натуру подкрановых путей необходимо использовать все пункты (1, 3, 4, 5, 6, 7, 8). Поэтому возник вопрос оценки точности взаимного положения исходных пунктов.

Как известно, ошибки выноса осей и отметок складываются из ошибок разбивочных работ и ошибок в координатах пунктов геодезической разбивочной основы:

$$m^2 = m_p^2 + m_u^2, \quad (1)$$

где m – средняя квадратическая ошибка положения вынесенной в натуру точки; m_p – средняя квадратическая ошибка положения вынесенной в натуру точки, обусловленная разбивочными измерениями; m_u – средняя квадратическая ошибка в положении исходных пунктов, т.е. пунктов геодезической разбивочной основы.

Следует стремиться, чтобы ошибки в положении исходных пунктов практически не влияли на точность разбивки. В работе [3] показано, что при соблюдении критерия

$$m_u \leq 0,43m \quad (2)$$

координаты исходных пунктов можно считать безошибочными.

В проектной документации на строительство данного объекта установлен следующий допуск, относящийся к положению подкрановых путей относительно главных и основных осей объекта:

- *общая осевая линия*, измеренная по ходовой поверхности, не должна отклоняться более чем на 10 мм от теоретической линии как в горизонтальной, так и в вертикальной плоскостях.

Тогда, приняв $m = 10$ мм, получим $m_u = 4,3$ мм. Таким образом, если ошибки положения пунктов разбивочной основы в плане и по высоте не будут превышать 4,3 мм, в ходе разбивочных работ их можно считать безошибочными.

Инструментальная проверка положения пунктов разбивочной основы

Для проверки сравнивались априорные и фактические (вычисленные по измерениям) значения точности решения обратной засечки от пунктов разбивочной основы. Если фактические ошибки превышают априорные более чем на 10% [3], то при условии качественных измерений можно говорить о наличии ошибок в положении пунктов разбивочной основы.

При расчетах использовались следующие исходные данные:

- координаты исходных пунктов имеют ошибку $m_u = 4,3$ мм;
- координаты станции моделировались исходя из возможных мест установки тахеометра при разбивке;
- обратная засечка решалась от трех исходных пунктов, при этом максимальное расстояние от станции до исходных пунктов не превышало 200 м, максимальный угол наклона 20° .
- средние квадратические ошибки измерения углов – $2''$, расстояний – 3 мм;

Априорная оценка точности планового положения выполнялась по методу наименьших квадратов и ошибка не превысила 3 мм. Принимая это значение за ошибку m_p в формуле (1) и учитывая $m_u = 4,3$ мм, получим максимальную ошибку в плановом положении станции из решения обратной засечки:

$$m = \sqrt{m_p^2 + m_u^2} = \sqrt{3^2 + 4,3^2} = 5,2 \text{ мм.}$$

Предварительный расчет точности высотного положения при засечке от трех пунктов выполнен по формулам, приведенным в [2]. Точность определения высоты от одного пункта получим по формуле:

$$M_h^2 = (m_\alpha D \cos \alpha / \rho)^2 + m_D^2 \sin^2 \alpha, \quad (3)$$

где m_α – ошибка измерения вертикального угла; m_D – ошибка измерения расстояния; α – угол наклона; D – расстояние до цели, $\rho = 206265''$.

При наших исходных данных получим $M_h = 2,1$ мм.

При засечке от трех пунктов $M_h = 2,1/\sqrt{3} = 1,2$ мм. Тогда максимальная ошибка в высотном положении станции

$$m = \sqrt{m_p^2 + m_u^2} = \sqrt{1,2^2 + 4,3^2} = 4,5 \text{ мм.}$$

Фактические ошибки положения станции вычислялись по измерениям на исходные пункты по методу наименьших квадратов с помощью встроенной программы тахеометра и достигали 13 мм в плане и 10 мм по высоте. Этот факт, а также необходимость получения координат пункта 3 стали причинами выполнения работ по восстановлению разбивочной основы.

Полевые работы по восстановлению разбивочной основы

Измерения на пункты разбивочной основы производились полярной засечкой тахеометром.

Рассчитаем точность полярной засечки по формуле [3]:

$$M^2 = (m_p s / \rho)^2 + m_s^2. \quad (4)$$

Приняв расстояния до пунктов $s = 200$ м, а ошибки измерений углов $m_p = 2''$ и расстояний $m_s = 3$ мм, получим точность $M = 3,6$ мм.

Для уменьшения влияния инструментальных и личных ошибок, ошибок за влияние внешних условий использовалась следующая методика измерений.

- Измерения производились в безветренную, облачную погоду.
- Измерения выполнялись с четырех станций. На первой и второй станциях тахеометр устанавливался таким образом, чтобы можно было произвести измерения на все пункты (1, 3...8). Расстояния от станции до пунктов составили от 140 до 230 м. На третьей станции измерения выполнялись на пункты 1, 3, 4, расстояния до пунктов не превышали 150 м. На четвертой станции – на пункты 5, 6, 7, 8. Расстояния до пунктов не превышали 160 м. Третья и четвертая станции выбирались таким образом, чтобы уменьшить расстояния до пунктов. Тем самым повышалась точность визирования, а также обеспечивался оптимальный угол падения лазерного луча на отражающую поверхность [4]. Измерения, связывающие станции между собой, не производились.
- Так как при определении координат опорной сети необходимо производить несколько наведений и за окончательные значения координат принимать среднее значение [2], то на каждой станции выполнялись два приема измерений. Каждый прием состоял из двух полуприемов: измерений последовательно на пункты при круге лево и круге право. За окончательный результат принималось среднее арифметическое.
- Контролем качества измерений являлось расхождение координат в приемах, которые не превышали 4...5 мм. Предельные допуски были вычислены по правилу «2m» [5], которые для плановых координат составили 7,2 мм, для высот – 4,2 мм.

В таблице 2 приведены результаты измерений на каждой станции.

Таблица 2. – Результаты измерений

№ пункта	Станция 1			Станция 2		
	X	Y	H	X	Y	H
1	115,525	-106,225	125,074	115,530	-106,225	125,073
3	-15,021	-113,579	125,625	-15,008	-113,581	125,619
4	-99,111	-35,790	118,752	-99,101	-35,796	118,752
5	-132,493	72,053	116,781	-132,489	72,041	116,773
6	-14,386	232,538	128,301	-14,394	232,537	128,299
7	7,970	235,863	129,913	7,966	235,862	129,908
8	182,853	209,478	123,802	182,848	209,478	123,797
№ пункта	Станция 3			Станция 4		
	X	Y	H	X	Y	H
1	115,527	-106,216	125,073	не измерялись		
3	-15,011	-113,589	125,624	не измерялись		
4	-99,115	-35,813	118,753	не измерялись		
5	не измерялись			-132,486	72,037	116,777
6	не измерялись			-14,400	232,536	128,299
7	не измерялись			7,960	235,863	129,909
8	не измерялись			182,842	209,488	123,799

Камеральные работы по восстановлению плановой разбивочной основы

Плановые координаты пунктов на каждой станции следует рассматривать как координаты одних и тех же точек в условных системах координат. Причина этого в том, что перед измерениями определение координат станции и ориентировка тахеометра проводилась грубо вследствие ошибок в координатах исходных пунктов. Поэтому дальнейшая обработка результатов подразумевала преобразование всех координат в систему одной из станций по методу наименьших квадратов. Система координат станции, в которую преобразовывались координаты, выбиралась исходя из наличия наибольшего количества измеренных на ней пунктов. Это станции 1 и 2.

Допустим, что преобразование координат сводится к повороту условной системы на угол φ и её параллельному сдвигу на ξ и η . Масштаб сети оставим неизменным.

Данное преобразование выполняется с помощью известных формул аналитической геометрии:

$$\begin{cases} x' = x \cos \varphi - y \sin \varphi + \xi, \\ y' = x \sin \varphi + y \cos \varphi + \eta. \end{cases} \quad (5)$$

Итак, мы имеем координаты точек в системе координат x, y и координаты тех же точек в системе x', y' . Так как расхождение в координатах мало, то можно сказать, что параметры преобразования φ, ξ, η между системами весьма малы по величине, а их предварительные значения равны $\varphi_0 = \xi_0 = \eta_0 = 0$.

Теперь необходимо найти такие параметры преобразования, при которых остаточные расхождения будут минимизированы. Решение будем искать в виде (5) по методу наименьших квадратов [6]. Другими словами, необходимо дополнительно повернуть систему на малый угол φ и произвести ее сдвиг на малые величины ξ и η , чтобы сумма квадратов остаточных расхождений координат была наименьшей.

Искомые параметры $T = (\varphi, \xi, \eta)$ и уравниваемые величины $X(x_1, x_2, \dots, x_k), Y(x_1, x_2, \dots, x_m)$ связаны уравнениями:

$$\begin{cases} \Phi(T, X) = f(T) - X = 0, \\ \Phi(T, Y) = f(T) - Y = 0, \end{cases} \quad (6)$$

где $f(T)$ – функции, описываемые формулами (5).

От уравнений (6) перейдем к параметрическим уравнениям поправок:

$$\begin{aligned} v_i &= f_i(\varphi_0, \xi_0, \eta_0) + \left(\frac{\partial f_i}{\partial \varphi}\right)_0 + \left(\frac{\partial f_i}{\partial \xi}\right)_0 + \left(\frac{\partial f_i}{\partial \eta}\right)_0 - x_i; \\ v_j &= f_j(\varphi_0, \xi_0, \eta_0) + \left(\frac{\partial f_j}{\partial \varphi}\right)_0 + \left(\frac{\partial f_j}{\partial \xi}\right)_0 + \left(\frac{\partial f_j}{\partial \eta}\right)_0 - y_j. \end{aligned} \quad (7)$$

Вычислив частные производные по предварительным значениям искомых параметров ($\varphi_0 = \xi_0 = \eta_0 = 0$), получим параметрические уравнения поправок в линейном виде:

$$\begin{aligned} v_i &= -y'_i \delta\varphi + \delta\xi + l_i, \\ v_j &= +x'_j \delta\varphi + \delta\eta + l_j, \end{aligned} \quad (8)$$

где $l_i = x'_i - x_i, \quad i = 1, 2, \dots, k; \quad l_j = y'_j - y_j, \quad i = 1, 2, \dots, m$.

В матричной форме уравнения (8) можно записать следующим образом:

$$V = A \cdot T + L. \quad (9)$$

Решая систему по МНК, найдем искомые параметры:

$$Q = (A^T \cdot A)^{-1}, \quad T = -Q \cdot (A^T \cdot L). \quad (10)$$

Применив найденные параметры $T = (\varphi, \xi, \eta)$, можно вычислить преобразованные координаты по формулам:

$$\begin{cases} x'' = x \cos \varphi - y \sin \varphi + \xi, \\ y'' = x \sin \varphi + y \cos \varphi + \eta. \end{cases} \quad (11)$$

По приведенным выше формулам преобразуем плановые координаты, полученные на станциях 2, 3, 4 в систему координат станции 1. Результаты преобразования приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Результаты преобразований плановых координат

№ пункта	Станция 1		Станция 2		Станция 3		Станция 4	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
1	115,525	-106,225	115,520	-106,226	115,521	-106,224		
3	-15,021	-113,579	-15,018	-113,577	-15,018	-113,578		
4	-99,111	-35,790	-99,108	-35,789	-99,110	-35,790		
5	-132,493	72,053	-132,491	72,050			-132,489	72,052
6	-14,386	232,538	-14,390	232,541			-14,388	232,540
7	7,970	235,863	7,971	235,865			7,971	235,864
8	182,853	209,478	182,852	209,473			182,851	209,474

Далее, для каждого пункта получены следующие величины:

- среднеарифметические значения координат (X_{cp} , Y_{cp});
- среднеквадратические ошибки измерения координат m_x и m_y по формуле Бесселя;
- среднеквадратическая ошибка пункта $m = \sqrt{m_x^2 + m_y^2}$.

Результаты вычислений представлены в таблице 4.

Таблица 4. – Среднеарифметические значения координат и оценка точности

№ пункта	X_{cp} , м	Y_{cp} , м	m_x , м	m_y , м	m , м
1	115,522	-106,225	0,0026	0,0009	0,003
3	-15,019	-113,578	0,0019	0,0008	0,002
4	-99,110	-35,790	0,0018	0,0010	0,002
5	-132,491	72,051	0,0017	0,0015	0,002
6	-14,388	232,540	0,0020	0,0015	0,002
7	7,970	235,864	0,0004	0,0014	0,001
8	182,852	209,475	0,0008	0,0022	0,002

Координаты пунктов разбивочной основы, полученные из измерений (см. табл. 4), отнесены к условной системе координат первой станции. Теперь их необходимо преобразовать в систему координат исходной разбивочной сети. Преобразование выполним по формулам (5)...(11). Окончательные значения координат и поправки в координаты исходных пунктов приведены в таблице 5.

Таблица 5. – Окончательные значения координат пунктов разбивочной основы

№ пункта	Исходные		Окончательные		Поправки	
	X, м	Y, м	X, м	Y, м	v_x , м	v_y , м
1	115,541	-106,224	115,537	-106,221	-0,004	0,003
4	-99,109	-35,803	-99,099	-35,798	0,010	0,005
5	-132,49	72,037	-132,487	72,041	0,003	0,004
6	-14,392	232,538	-14,393	232,536	-0,001	-0,002
7	7,964	235,866	7,965	235,862	0,001	-0,004
8	182,856	209,488	182,848	209,483	-0,008	-0,005
3			-15,004	-113,582		

Камеральные работы по восстановлению высотной разбивочной основы.

Итак, имеем высоты пунктов в исходной системе высот H^0 (см. табл. 1) и высоты тех же пунктов, полученные из измерений, выполненных на четырех станциях H^1 , H^2 , H^3 , H^4 , (см. табл. 2). Как и в случае с плановыми координатами, измеренные высоты на каждой станции следует рассматривать как высоты в условной системе координат станции.

Преобразуем высоты, полученные на станциях 2, 3, 4 в систему высот станции 1. Преобразование координат сводится к параллельному переносу в вертикальной плоскости системы каждой станции на величину ΔH^k , вычисляемой по формуле

$$\Delta H^k = \frac{1}{r} \sum_i^r H_i^1 - \frac{1}{r} \sum_i^r H_i^k, \quad (12)$$

где k – номер станции (2, 3, 4); r – число измеренных пунктов на станции; H^k – высоты, измеренные на станции; H^1 – высоты, измеренные на станции 1.

В таблице 6 приведен пример преобразований высот для станции 4.

Таблица 6. – Результаты преобразований высот станции 4

№ пункта	H^1 , м	H^4 , м	$H^4 + \Delta H^4$, м
5	116,781	116,777	116,780
6	128,301	128,299	128,302
7	129,913	129,909	129,912
8	123,802	123,799	123,802
Среднее	124,699	124,696	124,699
ΔH^4	0,003		

Результаты преобразования, среднеарифметические значения высот (H_{cp}), среднеквадратические ошибки измерения высот m_h , вычисленные по формуле Бесселя, приведены в таблице 7.

Таблица 7. – Результаты преобразований высот и оценка точности

№ пункта	Станция 1	Станция 2	Станция 3	Станция 4	Среднее	СКО
	Н, м	Н, м	Н, м	Н, м	Н _{ср} , м	m _h , м
1	125,074	125,076	125,073		125,075	0,002
3	125,625	125,623	125,625		125,624	0,001
4	118,752	118,756	118,753		118,754	0,002
5	116,781	116,776		116,780	116,779	0,002
6	128,301	128,303		128,302	128,302	0,001
7	129,913	129,912		129,912	129,912	0,000
8	123,802	123,801		123,802	123,801	0,001

Полученные средние значения высот преобразуем в систему высот H^0 также через параллельный перенос в вертикальной плоскости на величину ΔH , вычисляемой по формуле

$$\Delta H = \frac{1}{r} \sum_i^r H_i^0 - \frac{1}{r} \sum_i^r H_i^{cp}, \quad (13)$$

где r – число исходных пунктов; H^{cp} – средние значения высот; H^0 – исходные высоты.

В итоге получим $\Delta H = -0,006$ м и вычислим окончательные значения высот $H_{ок}$ и поправки в высоты исходных пунктов, которые приведены в таблице 8.

Таблица 8. – Окончательные значения высот

№ пункта	Исходные	Окончательные	Поправки
	H^0 , м	$H_{ок}$, м	v , м
1	125,065	125,069	0,004
3		125,618	
4	118,756	118,748	-0,008
5	116,769	116,773	0,004
6	128,300	128,296	-0,004
7	129,910	129,906	-0,004
8	123,789	123,795	0,006

Заключение. Анализируя поправки в координаты и высоты исходных пунктов (см. табл. 5, 8), видим, что величины поправок достигают 10 мм в плане и 8 мм по высоте. Это еще раз подтверждает необходимость проведенных работ по восстановлению разбивочной основы.

Новые координаты получены со среднеквадратическими ошибки, не превышающими 3 мм в плане и 2 мм по высоте, что соответствует требованиям точности разбивочных работ.

Также отметим, что описанная методика может применяться, в следующих случаях [1]:

- при инструментальной проверке существующей внешней разбивочной сети;
- при развитии и восстановлении существующей внешней разбивочной сети;
- при уравнивании внутренней разбивочной сети на монтажных горизонтах.

ЛИТЕРАТУРА

1. Геодезические работы в строительстве. Правила проведения : ТКП 45-1.03-26-2006 (02250). – Введ. 07.01.06. – Минск : Минстройархитектуры, 2006. – 62 с.
2. Создание геодезической основы для строительства объектов энергетики / Г.Г. Китаев [и др.] // Изв. высш. учеб. заведений. Сер. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2013. – № 4. – С. 48.
3. Геодезические работы при строительстве мостов / В.А. Коугия [и др.]. – М. : Недра, 1986. – 248 с.
4. Назаров, И.А. Исследование влияния угла падения лазерного луча и отражающих свойств поверхности на точность измерения расстояний безотражательным электронным тахеометром [Электронный ресурс] / И.А. Назаров // Интернет-вестник ВолгГАСУ. Сер. Политематическая. – 2011. – Вып. 2 (16). – Режим доступа: <http://vestnik.vgasu.ru/?source=4&articleno=548>.
5. Маркузе, Ю.И. Геодезия. Вычисление и уравнивание геодезических сетей : справ. пособие / Ю.И. Маркузе, Е.Г. Бойко, В.В. Голубев. – М. : Картогеоцентр – Геоиздат, 1994. – 431 с.
6. Машимов, М.М. Уравнивание геодезических сетей / М.М. Машимов. – М. : Недра, 1979. – 367 с.

Поступила 01.12.2016

THE RESTORATION OF THE GEODETIC FRAMEWORK OF THE CONSTRUCTION OF THE POLOTSK HYDROPOWER PLANT

S. SHNITKO, S. GROMIKO

The issue of control and restoration of the construction base in the absence of the possibility to solve this problem from reliable ground centers or points of the state or city geodetic network is considered. The above methodology includes calculations of the required accuracy of the alignment work, field and desk work. The experience of reconstructing the center base can be applied when surveying the construction of industrial and civil facilities.

Keywords: *geodetic framework, a reverse notch, the accuracy of the center of the work, coordinate transformation, least squares method.*

УДК 622'17:504.55+620.16

**ИССЛЕДОВАНИЕ И УЧЕТ ПРОЧНОСТНЫХ СВОЙСТВ
ПРОТИВОФИЛЬТРАЦИОННОГО ЭКРАНА ИЗ ПОЛИЭТИЛЕНОВОЙ ПЛЕНКИ
ПРИ ПРОГНОЗНЫХ НАГРУЗКАХ И ДЕФОРМАЦИЯХ
В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ШЛАМОХРАНИЛИЩ КАЛИЙНОГО ПРОИЗВОДСТВА**

*канд. техн. наук, доц. А.А. КОЛОГРИВКО; канд. техн. наук, доц. О.Г. ГАЛУЗО; Д.В. РОМАНОВ
(Белорусский национальный технический университет, Минск)*

Изложены перспективы исследований в части оценки техногенеза в районе размещения шламохранилищ калийного производства, определяемой учетом влияния на противофильтрационные экраны из полиэтиленовых пленок деформаций, связанных с обработкой шламохранилищ, и нагрузок от складываемых глинисто-солевых шламов, способствующих образованию литогенных и геофильтрационных барьеров и препятствованию нормальной фильтрации рассолов. Исследованы прочностные свойства полиэтиленовых пленок, учет фактических результатов которых способствует оценке техногенного влияния на противофильтрационный экран нагрузок от шламов и деформаций от обработки, что позволяет прогнозировать геоэкологическую безопасность использования противофильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки в процессе эксплуатации шламохранилищ калийного производства.

Ключевые слова: *шламохранилища, геоэкологическая безопасность, противофильтрационный экран, полиэтиленовая пленка, прочностные свойства.*

Введение. Надежность эксплуатации противофильтрационных экранов шламохранилищ калийного производства (далее – шламохранилищ) определяется способностью предотвращать в процессе складирования жидких глинисто-солевых шламовых отходов (далее – ГСШ) фильтрацию рассолов и диффузионное проникновение солей в подстилающие грунты и грунтовые воды, не усложняя тем самым проблему техногенеза в районе размещения шламохранилищ.

Фильтрация рассолов из шламохранилищ, ложе которых не обустроено противофильтрационным экраном, имеет затухающий характер. Это связано с формированием твердой фазы ГСШ, обладающей меньшими фильтрационными свойствами, чем основания шламохранилищ, вследствие дифференциации твердой и жидкой фаз на стадии их осаждения и последующего уплотнения осадка и происходящих физико-химических процессов, сопровождающихся кристаллизацией галита из насыщенного рассола на поверхности глинистых частиц, служащих центрами кристаллизации в результате его перенасыщенности [1, с. 68–73, 168; 2, с. 157; 3]. Твердая фаза глинисто-солевых шламов вследствие диагенеза осадка по мере заполнения шламохранилища постепенно уплотняется, превращаясь в шламовые грунты, по инженерно-геологическим характеристикам, близким к текучепластичному суглинку с низким коэффициентом фильтрации [2, с. 159–160; 4, с. 114–115, 160].

Так, например, результаты многолетних промышленных и лабораторных исследований процессов, протекающих в картах шламохранилищ ОАО «Беларуськалий», показывают, что плотность твердой фазы ГСШ через 45 дней после осаждения составляет $1,59 \text{ г/см}^3$, плотность твердой фазы ГСШ, отобранного из шламохранилищ через 6...7 лет с момента заполнения, – $1,83...1,91 \text{ г/см}^3$ [1, с. 71]. Водонепроницаемость твердой фазы ГСШ при плотности $1,59 \text{ г/см}^3$ изменяется в пределах $0,3...1,5 \text{ см/сут}$, при плотности $1,83...1,91 \text{ г/см}^3$ не превышает 2 мм/сут [1, с. 72]. Скорость оседания твердой фазы ГСШ в первые сутки колеблется в пределах $1,8...5,4 \text{ см/сут}$, во вторые – в пределах $1,05...2,1 \text{ см/сут}$, в последующие – не превышала $0,80...0,91 \text{ см/сут}$. Средняя скорость оседания твердой фазы ГСШ за 45 суток не превышает $0,38 \text{ см/сут}$ [1, с. 71].

Исследования фильтрационных свойств глинистых и шламовых грунтов с различными физико-механическими свойствами в целях использования их в качестве материалов противофильтрационного элемента при экранировании ложа шламохранилища показывают принципиальную возможность разработки рациональных конструкций противофильтрационных элементов с толщинами, обеспечивающими требуемые коэффициенты фильтрации [3]. Так, например, противофильтрационный элемент может быть выполнен из суглинистого и глинистого грунтов, уложенных с плотностью, обеспечивающей требуемый коэффициент фильтрации рассола экранирующего материала, при этом толщина экрана должна быть не менее 30 см. Экранирующий элемент шламохранилища может быть выполнен также из сгущенных шламов, при этом толщина экрана при консолидированном состоянии должна быть не менее 1,5 м. Однако необходимого значения коэффициента фильтрации слоя экранирующего элемента, обусловленного консолидацией шлама, можно достичь за период 5...7 месяцев [3, с. 24, 28]. Кроме того, липкость шламовых грунтов при выполнении производственных операций по их выемке, транспортировке и укладке на 25...30% снижает производительность оборудования [2, с. 174; 4, с. 163]. Использование сгущенных шламов в качестве экранирующего элемента может быть либо путем восстановления отработанных шламохранилищ, либо путем организации промежуточных складов, куда подается и где отстаивается пульпа. Рассол удаляется, а сгу-

щенные шламы перемещают и укладывают на карту экранирования [3, с. 29]. Здесь интересно заметить, что решение о повторном использовании в качестве противofильтрационного материала шламовых грунтов восстанавливаемых шламохранилищ способствует снижению техногенной нагрузки в районе размещения отходов калийного производства, во-первых, за счет использования шламовых грунтов восстанавливаемых шламохранилищ, во-вторых, за счет повторного заполнения ГСШ шламохранилищ в результате их восстановления при выемке шламовых грунтов.

Представляется, что фактор достижимой низкой фильтрации глинистых и шламовых грунтов не столько показывает возможность их использования в качестве материалов противofильтрационного элемента шламохранилища, сколько демонстрирует трудности в выполнении производственных операций и производственного получения грунтовых материалов с требуемым коэффициентом фильтрации и консистенции, продиктованные, прежде всего, значительным периодом времени консолидации грунта. Неблагоприятной следует считать начальную стадию заполнения шламохранилища, когда слой неконсолидированного грунта не оказывает противofильтрационного влияния. В связи с этим в целях ускорения формирования противofильтрационного экрана, предотвращения фильтрации рассолов и диффузионного проникновения солей в подстилающие грунты и грунтовые воды, недопущения тем самым засоления геологической среды в районе размещения шламохранилища по его ложе и на откосах ограждающих дамб устраивается противofильтрационный экран из полиэтиленовой пленки, согласно [5], с подачей на первом этапе глинисто-солевой смеси, жидкая фаза которой имеет минерализацию не менее 250 г/л [1, с. 73]. При таком составе в основании осажденной толщи шламов будет сформирован защитный экран, который в процессе эксплуатации пленки будет служить барьером на пути фильтрации рассолов и диффузии.

Наибольшее распространение при сооружении шламохранилищ получил противofильтрационный экран из полиэтиленовой пленки стабилизированной сажей марки В согласно [6]. Ложе шламохранилища закладывается не менее чем на 1,0 м выше зеркала грунтовых вод, определенного с учетом максимальной амплитуды оседания земной поверхности на конец процесса сдвижения массива горных пород [2, с. 157; 4, с. 117]. На ложе шламохранилища укладывается подстилающий слой уплотненных (укатанных) супесчаных (суглинистых) грунтов толщиной 0,1...0,3 м [5, п. 5.13]. На этот подстилающий слой укладывается полиэтиленовая пленка, обладающая достаточной эластичностью, рассолонепроницаемостью и не подверженностью к химическому воздействию рассолов [7, с. 41]. Толщина этой пленки принимается не менее 0,2 мм [5, п. 4.1, 4.5]. На полиэтиленовую пленку укладывается защитный слой из местного супесчаного (суглинистого) грунта толщиной не менее 0,5 м [5, п. 1.13].

Надежность противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки подтверждается исследованиями и многолетним опытом его эксплуатации [1, с. 73, 75; 2, с. 157; 4, с. 117; 8; 9]. Как показывает практика, фильтрация жидкости через него происходит только в местах разрыва сплошности полиэтиленовой пленки. Вместе с тем это возможно только на ранней стадии заполнения шламохранилищ ГСШ. В дальнейшем фильтрация прекращается, что связано с закрытием мест разрыва пленки выпавшими в осадок и постепенно уплотняющимися шламовыми грунтами.

Принимая во внимание, что фильтрация рассолов из шламохранилищ в процессе складирования ГСШ имеет затухающий характер, а устройство противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки служит надежной преградой на пути фильтрации рассолов и диффузии [1, с. 73, 75, 168; 9, с. 51–54; 10], дальнейшие исследования в части прогнозной оценки техногенеза в районе размещения шламохранилищ должны определяться с учетом появления новых условий влияния на противofильтрационный экран из полиэтиленовой пленки деформаций, связанных с подработкой шламохранилищ и нагрузкой от появления литогенного и геофильтрационного барьеров, препятствующих нормальной фильтрации в процессе заполнения ГСШ эксплуатируемых шламохранилищ.

Ввиду вышеизложенного исследование противofильтрационного экрана из конкретной полиэтиленовой пленки на прочность при растяжении и относительное удлинение при разрыве, сопротивление раздиру, водонепроницаемость и сопротивление динамическому продавливанию, принимая во внимание, что, согласно [6], характеристики представлены лишь минимальными значениями, продиктовано важностью дальнейшего их учета при оценке техногенного влияния на экран прогнозных нагрузок от ГСШ и деформаций от подработки в процессе эксплуатации шламохранилищ.

Исследования и их результаты. Сопротивление раздиру полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм определялось согласно [11]. Для определения сопротивления раздиру применяли для метода А образец с надрезом типа I (рис. 1). Предельные отклонения по длине и ширине образца, длине надреза не превышали ± 1 мм. Для вырезания образцов использовали бритвенное лезвие. Образцы вырезали так, чтобы края вершины надреза были ровными, гладкими, без зазубрин и других видимых дефектов. Количество образцов для испытания принимали не менее пяти. Образцы кондиционировали не менее 16 ч при температуре (23 ± 2) °С, относительной влажности $(50 \pm 5)\%$.

Испытание проводили на разрывной машине FP-100, обеспечивающей непрерывное измерение нагрузки с погрешностью не более 1% от измеряемой величины, фиксацию максимального значения нагрузки. Захваты машины были надежные без выкальзывания закрепленных образцов.

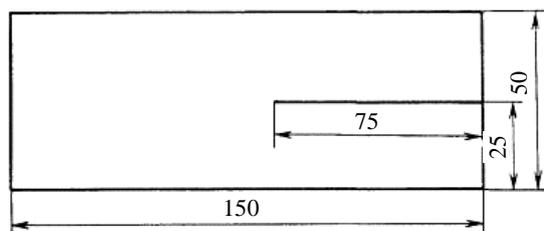


Рисунок 1. – Форма и размеры образца типа I

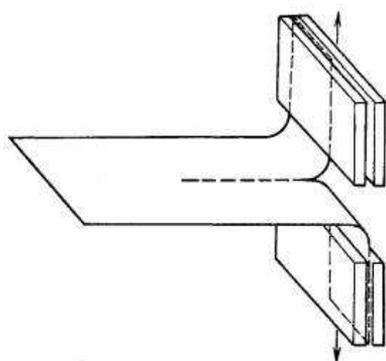


Рисунок 2. – Способ фиксации образца

Перед испытанием измеряли толщину образцов. Устанавливали расстояние между зажимами 75 мм и закрепляли образцы. Наибольшая ось образцов совпадала с центрами зажимов (рис. 2).

Испытание проводили при температуре $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, относительной влажности $(50 \pm 5)\%$, скорости раздвижения зажимов (200 ± 20) мм/мин для образцов типа I.

Зона испытания образца не менее 50 мм от вершины надреза. Нагрузку раздира определяли через каждые 5 мм зоны испытания образца или 10 мм перемещения подвижного захвата разрывной машины и вычисляли среднее арифметическое десяти показаний.

Сопротивление раздиру $\sigma_{\text{разд}}$ (Н/мм) вычислили по следующей формуле:

$$\sigma_{\text{разд}} = \frac{F}{d}, \quad (1)$$

где F – нагрузка раздира образца, Н; d – первоначальная толщина образца, мм.

За окончательный результат испытания принимали среднее арифметическое сопротивление раздиру испытанных образцов. Результаты исследований приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Результаты исследований полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм на прочность при растяжении, относительное удлинение при разрыве, сопротивление раздиру

Наименование показателя	Значение показателей					
	частные					средние
полиэтиленовая пленка толщиной 0,20 мм						
Толщина пленки, мм	0,20	0,19	0,21	0,20	0,18	0,20
Прочность при растяжении пленки, МПа	15,8	15,8	16,2	16,5	15,8	16,0
Относительное удлинение при разрыве, %	535	500	470	515	530	510
Сопротивление раздиру, Н/мм	81	86	86	81	86	84
полиэтиленовая пленка толщиной 0,24 мм						
Толщина пленки, мм	0,23	0,24	0,24	0,25	0,23	0,24
Прочность при растяжении пленки, МПа	16,3	16,5	16,4	19,9	19,9	17,8
Относительное удлинение при разрыве, %	700	650	760	730	660	700
Сопротивление раздиру, Н/мм	173	168	168	173	168	170

Прочность при растяжении и относительное удлинение полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм определяли согласно [12]. Для испытания применяли образцы в форме прямоугольника шириной 15 и длиной 150 мм. Предельные отклонения по ширине образца не превышали $\pm 0,2$ мм. За толщину образца принимали толщину пленки. Для испытания использовали пять образцов. Образцы кондиционировали не менее 16 ч при температуре $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$, относительной влажности $(50 \pm 5)\%$.

Испытание проводили на разрывной машине FP-100. Предел допускаемого значения погрешности измерения нагрузки при прямом ходе не превышал $\pm 1\%$ измеряемой нагрузки. Образцы закрепляли в зажимы испытательной машины. Их равномерно затягивали, чтобы не происходило скольжения образца при испытании, но при этом не разрушался образец в месте закрепления. Расстояние между зажимами испытательной машины 100 мм. Испытания проводили при температуре $(23 \pm 2)^\circ\text{C}$ и относительной влажности $(50 \pm 5)\%$, при скорости 200 мм/мин. Значения удлинения образца вычисляли по измерению расстояния между зажимами. Прочность при разрыве в МПа (Н/мм) вычисляли по формуле

$$\sigma_{\gamma} = \frac{F_{\gamma}}{A_0}, \quad (2)$$

где F_{γ} – растягивающая нагрузка в момент разрыва, Н; A_0 – начальное поперечное сечение образца, мм^2 .

За результат испытания принимали среднее арифметическое не менее пяти определений, вычисленное до третьей значащей цифры. Относительное удлинение при разрыве в процентах вычисляли по формуле (3).

$$\varepsilon_y = \frac{\Delta l_{0y}}{l_0} \cdot 100\%, \quad (3)$$

где Δl_{0y} – изменение расчетной длины образца в момент разрыва, мм; l_0 – начальная расчетная длина образца, мм.

Графические зависимости нагрузки от удлинения полиэтиленовых пленок представлены на рисунке 3.

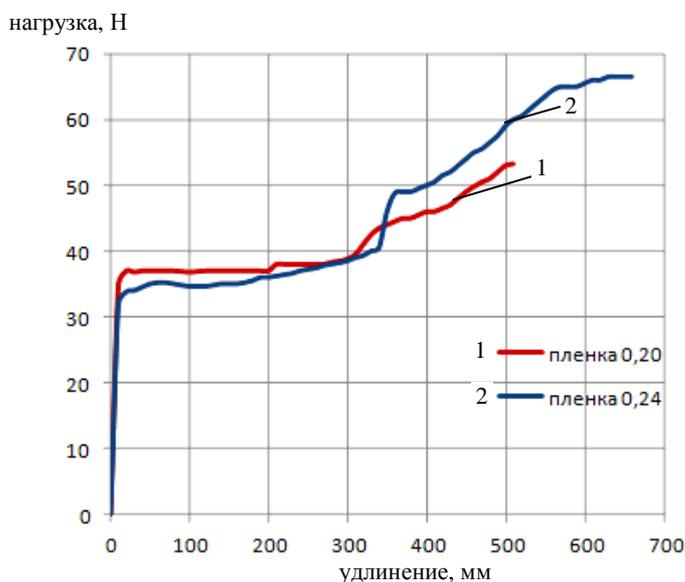
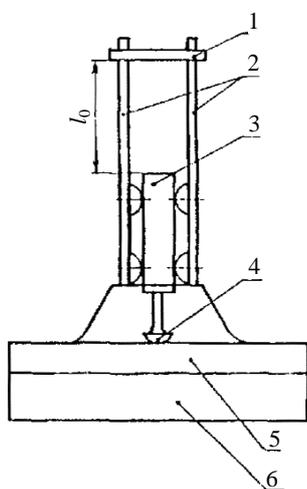


Рисунок 3. – Зависимость нагрузки (H) от удлинения (мм) полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм

Сопротивление динамическому продавливанию полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм определялось согласно [13]. Устройство, схематично представленное на рисунке 4, обеспечивало удар с энергией $(9,0 \pm 0,1)$ Дж при массе бойка с индентором $2,00 \pm 0,03$ кг. Расстояние между бойком и ограничителем составляло $45,9 \pm 0,1$ см.



1 – ограничитель; 2 – стальные направляющие; 3 – свинцовый боек; 4 – индентор из стали Ст3 с радиусом закругления $(25,0 \pm 0,3)$ мм; 5 – испытуемый образец; 6 – подложка; l_0 – расстояние между бойком и ограничителем

Рисунок 4. – Испытательное устройство

Схема устройства, снабженного манометром и обеспечивающего создание избыточного гидростатического давления до 1,3 МПа, показана на рисунке 5. В качестве вспомогательных устройств использованы линейка металлическая измерительная согласно [14] и секундомер. Испытание проводили на трех образцах размерами $(150 \times 150) \pm 1$ мм. В верхней части рабочей камеры устройства (рис. 5) укладывали резиновую прокладку шириной (15 ± 1) мм, затем образец пленки лицевой стороной вниз и вторую резино-

В качестве подложки использован поддон с песком с размерами $(150 \times 150 \times 20) \pm 1$ мм. В качестве одного из вспомогательных устройств использован уровень.

Испытания проводили на трех образцах размерами $(150 \times 150) \pm 1$ мм. Подложку устанавливали на столе горизонтально по уровню, сверху укладывали образец пленки лицевой поверхностью вверх.

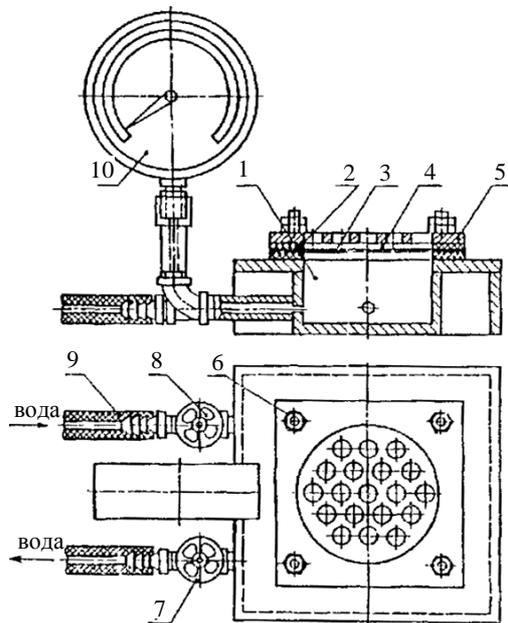
В центр образца устанавливали устройство, обеспечивая плавное касание поверхности индентором. Боек вручную поднимали до касания ограничителя и отпускали.

Удаляли устройство и снимали образец.

Образец подвергали испытанию на водонепроницаемость. Образец считают выдержавшим испытание, если при давлении в течение не менее 24 ч на его поверхности не появится вода. Результаты исследований полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм на сопротивление динамическому продавливанию представлены в таблице 1.

Водонепроницаемость полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм определялась согласно [13].

вую прокладку. На образец укладывали контактную сетку толщиной 3...4 мм с отверстиями диаметром не более 5 мм, закрывали плитой и плотно прижимали винтами. При помощи кранов устанавливали нормативное давление. Образец выдерживали при заданном давлении в течение нормативного времени.



1 – рабочая камера; 2 – резиновые прокладки;
3 – образец; 4 – контактная сетка;
5 – прижимная плита; 6 – зажимные винты;
7, 8 – краны; 9 – резиновая трубка, соединяющая
с водопроводом; 10 – манометр

Рисунок 5. – Испытательное устройство, снабженное манометром и обеспечивающее избыточное гидростатическое давление

пленки случай возможен при исследовании противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки от прогнозируемого воздействия на него нагрузки от ГСШ и деформаций от подработки в период эксплуатации шламохранилища с минимальной нормативной толщиной полиэтиленовой пленки 0,20 мм.

Таблица 2. – Результаты исследований полиэтиленовых пленок толщинами 0,20 и 0,24 мм на водонепроницаемость и сопротивление динамическому продавливанию

Наименование показателя	Значение показателей
Водонепроницаемость	В течение 24 ч при давлении 1,0 МПа на поверхности пленок вода не появилась
Сопротивление динамическому продавливанию	После динамического продавливания в течение 24 ч при давлении 1,0 МПа на поверхности пленок вода не появилась

Анализ полученных результатов исследований позволяет представить прогнозную оценку геоэкологической безопасности эксплуатации противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки. Так, например, в результате проведенных исследований по оценке геоэкологической безопасности эксплуатации противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки марки В реконструируемой северной карты шламохранилища четвертого рудоуправления (4РУ) ОАО «Беларуськалий» с минимальной принятой по проекту толщиной пленки 0,20 мм установлен значительный запас прочности исследуемого противofильтрационного экрана с учетом «наихудшего» варианта развития геомеханической ситуации. Максимальные растягивающие деформации противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки не превышали 20%, что является достаточно малыми величинами в сравнении с предельными деформациями разрыва полиэтиленовой пленки в 510%. Максимальные растягивающие напряжения противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки не превышали $3 \cdot 10^5$ Па, что является достаточно малыми величинами в сравнении с предельными напряжениями разрыва полиэтиленовой пленки в $16,0 \cdot 10^6$ Па. Предусмотренная проектом полиэтиленовая пленка обеспечивает защиту грунтовых вод от минерализации. Применение противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки в условиях прогнозируемого воздействия на него нагрузки от шламов (~20 м) и деформаций от подработки горными работами Второго (горизонт – 440 м) и Третьего (горизонт – 670 м) калийных горизонтов, где очистная выемка руды будет вестись соответственно лавами длиной ~250 м с вынимаемой мощностью ~2,3 м и лавами длиной 100...200 м в сложных горно-

геологических условиях с вынимаемой мощностью ~2,2 м, при эксплуатации северной карты шламохранилища 4РУ обеспечивается геоэкологическая безопасность при толщине пленки как минимум 0,20 мм.

Заключение. Установленные в результате исследований фактические прочностные характеристики противofильтрационных экранов из полиэтиленовых пленок дают возможность при их учете и анализе с предельными растягивающими деформациями и напряжениями, полученными на основе вводимой механико-математической модельной задачи и проведенными модельными исследованиями поведения участка массива, оценивать для различных горно-геологических и горнотехнических условий техногенные воздействия на противofильтрационный экран нагрузок от складированных ГСШ и деформаций от подработки, что в конечном итоге позволяет прогнозировать геоэкологическую безопасность использования противofильтрационного экрана из полиэтиленовой пленки в процессе эксплуатации шламохранилищ.

ЛИТЕРАТУРА

1. Колпашников, Г.А. Техногенез и геологическая среда / Г.А. Колпашников. – Минск : БНТУ, 2006. – 182 с.
2. Богатов, Б.А. Открытые горные работы калийного производства в Беларуси / Б.А. Богатов, А.Д. Смычник, С.Ф. Шемет. – Минск : УП «Технопринт», 2004. – 255 с.
3. Разработка рекомендаций по использованию глинистых грунтов и шламов для устройства противofильтрационных элементов шламохранилища ПО «Беларуськалий» (Томилова гора) : отчет о НИР / ВНИИ ВОДГЕО ; рук. В.В. Буренкова ; отв. исполн. : В.В. Буренкова ; исполн. : Н.В. Бородич, В.П. Недрига, Е.Е. Тарабрина. – М., 1991. – 37 с.
4. Смычник, А.Д. Геоэкология калийного производства / А.Д. Смычник, Б.А. Богатов, С.Ф. Шемет. – Минск : ЗАО «Юнипак», 2005. – 204 с.
5. Инструкция по проектированию и строительству противofильтрационных устройств из полиэтиленовой пленки для искусственных водоемов : СН 551-82 : утв. постановлением Гос. ком. СССР по делам строительства, 31.05.82. – М. : Стройиздат, 1983. – 40 с.
6. Пленка полиэтиленовая. Технические условия : ГОСТ 10354-82. – Введ. 01.07.83. – М. : Гос. ком. СССР по стандартам, 2007. – 22 с.
7. Техперевооружение СОФ 4РУ. Реконструкция северной карты шламохранилища. Первый пусковой комплекс. Второй пусковой комплекс. Третий пусковой комплекс : архитектурный проект. Пояснительная записка. Т. 1 / ОАО «Белгорхимпром», Минск, 2012. – 180 с.
8. Пленочные противofильтрационные устройства гидротехнических сооружений / В.Д. Глебов [и др.] ; под ред. И.Е. Кричевского. – М. : Энергия, 1976. – 208 с.
9. Оценка безопасности шламохранилищ калийного производства / Б.А. Богатов [и др.]. – Минск : Технопринт, 2001. – 73 с.
10. Колпашников, Г.А. Опасные геологические процессы в строительстве / Г.А. Колпашников, К.Р. Литвинович, В.И. Шкода // Геотехника в строительстве. – 2012. – № 1. – С. 39–41.
11. Пленки полимерные. Методы определения сопротивления раздиру : ГОСТ 26128-84. – Введ. 01.01.85. – М. : Гос. ком. СССР по стандартам, 1984. – 12 с.
12. Пленки полимерные. Метод испытания на растяжение : ГОСТ 14236-81. – Введ. 09.02.81. – М. : Гос. ком. СССР по стандартам : М-во хим. пром-сти, 1989. – 8 с.
13. Материалы рулонные кровельные и гидроизоляционные. Методы испытаний : ГОСТ 2678-94. – Введ. 01.01.96. – М. : Межгосударственная науч.-техн. комис. по стандартизации и техн. нормированию в стр-ве : Институт ВНИИстройполимер АООТ «Полимерстройматериал» РФ, 2003. – 28 с.
14. Линейки металлические измерительные. Технические условия : ГОСТ 427-75. – Введ. 01.01.77. – М. : Гос. ком. СССР по стандартам, 2007. – 7 с.

Поступила 30.08.2016

RESEARCH AND THE ACCOUNTING OF STRENGTH PROPERTIES OF THE ANTIFILTRATIONAL SCREEN FROM THE POLYETHYLENE FILM AT EXPECTED LOADINGS AND DEFORMATIONS IN USE SHLAMSTORAGE OF POTASH PRODUCTION

A. KOLOGRIVKO, O. GALUZO, D. ROMANOV

Prospects of researches regarding an assessment of a tekhnogenez around shlamstorage potash production, determined by taking note on antifiltrational screens from polyethylene films of deformations of the bound to a side job shlamstorage and loadings from the stored clay and salt slimes promoting education the lithogenetic and the geofiltration of barriers and to preventing of a normal filtration of brines are explained. Researches of strength properties of polyethylene films which accounting of the actual results promotes an assessment of technogenic influence on the antifiltrational screen of loadings from slimes and deformations from a side job that allows to predict geoecological safety of use of the antifiltrational screen from a polyethylene film in use shlamstorage potash production are presented.

Keywords: *sludge, geoecological safety, impervious screen, plastic film, tensile properties.*

УДК 621.643.004:502.3

**ОБЩИЕ ПРАВИЛА ЗАЩИТЫ ОКРУЖАЮЩЕЙ СРЕДЫ
ПРИ АВАРИЯХ НА НЕФТЕПРОВОДАХ**

*д-р техн. наук, проф. В.К. ЛИПСКИЙ; канд. техн. наук, доц. Л.М. СПИРИДЁНОК
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается проблема отсутствия системного подхода ликвидации аварий с выходом нефти на землю и попаданием в водоносные горизонты. Поставлены задачи для организации системы защиты земель и подземных вод от нефтяных загрязнений. Обосновывается необходимость разработки типовых методов ликвидации разливов нефти для минимизации последствий загрязнения земель и подземных вод. Выделяются классификационные признаки, которые могут быть положены в основу новой производственной классификации земель и подземных вод, позволяющей определить степень распространения и опасности воздействия нефтяных загрязнений аварии с выходом нефти. Приведено ранжирование по степени тяжести аварий на землях и при попадании нефти в почвенные воды, позволяющее сделать прогноз распространения нефти и рассчитать эколого-экономический ущерб окружающей среде.

Ключевые слова: *нефтепроводы, аварии, окружающая среда, правила защиты.*

На территории Республики Беларусь нет месторождений природных углеводородных энергоносителей, размеры запасов которых могли бы удовлетворить потребности белорусской экономики. В то же время природные углеводородные энергоносители используются в республике не только для получения различных видов энергии, но и служат незаменимым сырьем для выработки широкого спектра продукции, выпускаемой на промышленных предприятиях нефте- и газохимического профиля.

Топливо-энергетический и нефте- газохимический комплексы находятся в ряду ведущих секторов национальной экономики. Роль топливо-энергетического комплекса в экономике страны определяется следующими параметрами: производит 24% промышленной продукции страны; осваивает четвертую часть всех инвестиций в основной капитал промышленности; в нем сосредоточено 22,8% промышленно-производственных основных фондов, занято 5,3% промышленно-производственного персонала [1]. В этих условиях единственный способ удовлетворения потребности Республики Беларусь в углеводородных энергоносителях состоит в обеспечении их импорта. Беларусь закупает сырую нефть и природный газ, которые поступают к нам по магистральным трубопроводам с месторождений, расположенных на территории России, и по развитой сети трубопроводов, расположенных на территории Беларуси, подаются к местам потребления нефти и газа. Здесь нужно указать еще на одну важную функцию, которую в Беларуси выполняет магистральный трубопроводный транспорт. Она состоит в том, что на территории республики проложены мощные транзитные магистральные трубопроводы, по которым Россия осуществляет экспортные поставки нефти и газа в страны Европы, обеспечивая тем самым получение значительной валютной выручки в счет оплаты пошлины за транзит, которая поступает в бюджет страны.

Магистральный трубопроводный транспорт в сравнении с другими видами транспорта, которые могут использоваться для крупнотоннажного транспортирования углеводородных энергоносителей (железнодорожный, водный, автомобильный), обладает наибольшей экономической эффективностью и создает наименьшие экологические угрозы.

Однако магистральные нефте- и продуктопроводы предрасположены к потенциальной экологической опасности – возникающие в процессе эксплуатации аварийные ситуации могут сопровождаться их разгерметизацией, что приводит к *аварийным разливам нефти или нефтепродуктов*.

Необходимо отметить, что аварийные разливы нефти происходят и на других нефтесодержащих производственных объектах (резервуарные парки нефтехранилищ, технологические установки нефтеперерабатывающих предприятий, подвижной состав наземного и водного транспорта и т.п.).

Аварийные разливы нефти, объем которых может составлять десятки и сотни тонн, вызывают негативные экологические последствия, как правило, воздействию подвергаются все элементы окружающей природной среды: земля, водные объекты, атмосфера, растительный и животный мир.

Высокая потребность, которую испытывает экономика Беларуси в использовании магистрального трубопроводного транспорта нефти, с одной стороны, и высокая экологическая опасность, которая возникает при авариях на нефтепроводах, – с другой, создают серьезную проблему. Решение этого вопроса следует искать в направлении снижения уровня экологической опасности нефтепроводов. Оно может быть реализовано только при одновременном проведении комплексных *мероприятий по повышению надежности магистральных нефте- и продуктопроводов*, направленных на снижение аварийности, и *по профилактической и оперативной защите объектов окружающей среды*, направленной на минимизацию экологических последствий аварийных разливов нефти.

Проблема повышения надежности магистральных нефте- и продуктопроводов всегда находилась в центре внимания специалистов, результаты многочисленных и многолетних исследований в этой области обобщены в системе отраслевых и локальных технических нормативных правовых актов.

В представляемой нами работе отражены **результаты исследований, направленных на разработку общих правил организации и порядка производства работ по защите окружающей среды** (водных объектов, земель, болотных ландшафтов) при авариях на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах, **разработку планов ликвидации аварий и разработку планов учебно-тренировочных занятий** подразделений аварийно-восстановительных служб на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах.

Масштаб и характер негативных экологических последствий загрязнения водных объектов, земель, болотных ландшафтов нефтью, а также условия, в которых должны проводиться мероприятия по минимизации и ликвидации этих последствий, и их эффективность зависят от объема разлившейся нефти, характеристики ландшафта на территориях, примыкающих к месту аварийного разлива нефти или нефтепродуктов, вида объекта окружающей среды, подвергшегося загрязнению.

Наиболее значимым фактором, влияющим на распространение и воздействие загрязнения на объекты окружающей среды, является тип объекта (водный объект, земля, болотный ландшафт). Учитывая это обстоятельство, предложена *производственная классификация объектов природы* исходя из соответствующих признаков, также приведены *классификации аварий на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах*, связанных с утечкой перекачиваемого продукта.

Водные объекты:

- а) тип водных объектов согласно [2];
- б) гидрографические характеристики водных объектов;
- г) рельеф местности;
- д) характеристики грунтов вблизи водного объекта;
- е) характер флоры;
- ж) эколого-экономическая значимость водного объекта согласно [3].

Земли:

- а) целевое назначение согласно [4], при этом необходимо учитывать количественное и качественное влияние растительного покрова;
- б) влажность земли согласно [5];
- г) пористость грунтов согласно [6].

Болота:

- а) условия залегания относительно рельефа согласно [7, с. 38];
- б) проходимость техники согласно [8].

На основе разработанных классификаций для каждого объекта окружающей среды разработаны типовые технологические процессы ликвидации аварийных разливов нефти и нефтепродукта. Технологические процессы включают как организацию работ по ликвидации аварийных разливов нефти или нефтепродукта, так и технологии производство работ. Все работы по локализации и ликвидации аварий на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах проводятся на основе планов ликвидации возможных аварий, включающих типовые сценарии технологических процессов. Локализация разлившейся нефти или нефтепродукта должна предшествовать операции по сбору плавающей нефти или нефтепродукта и проводиться в местах, обозначенных на топографических картах.

Защита водных объектов предусматривает мероприятия по недопущению попадания нефти и нефтепродуктов в водный объект, строительство защитных сооружений, локализацию разлившейся нефти, сбор плавающей нефти и рекультивацию, восстановление береговой линии и т.д. Для локализации нефти или нефтепродукта при её движении по поверхности земли в направлении расположения водного объекта (ложбина, пересохшее русло, овраг) сооружаются стационарные или временные улавливающие рвы или заграждающие земляные валы. Рвы или валы могут создаваться заблаговременно либо в процессе аварии. В случае попадания нефти или нефтепродукта в реки, её локализация осуществляется с помощью боновых заграждений, устанавливаемых в русле реки.

Ликвидация последствий загрязнения земель нефтью или нефтепродуктами состоит из трех этапов:

- локализации места разлива нефти или нефтепродукта;
- сбора её с поверхности земли;
- рекультивации земель.

При производстве работ на болоте проводятся следующие операции: подготовительные работы, рытье канав для сбора нефти или нефтепродукта на болотах I и II категории [8]; смыв нефти с поверхности болота в канавы, сбор нефти с помощью нефтесборного устройства с водных поверхностей болота III категории [8] и канав на болотах I и II категории, сбор загрязненной нефти или нефтепродукта, растительности и обезвреживание.

Важным условием успеха деятельности, направленной на минимизацию последствий аварийных разливов нефти, является использование процедур технического регулирования на основе разработанных технических нормативных правовых актов в области защиты объектов окружающей среды. В соответствии с этим основные результаты проведенного исследования были использованы при разработке Стандарта организации [9] (далее – Стандарт) для ОАО «Гомельтранснефть Дружба»,

Стандарт устанавливает общие правила организации и порядка производства работ по защите окружающей среды (водных объектов, земель, болотных ландшафтов) при авариях на магистральных нефтепроводах и нефтепродуктопроводах, кроме этого Стандарт используется при разработке планов ликвидации аварий и разработке планов учебно-тренировочных занятий подразделений аварийно-восстановительных служб на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах.

Выполнение положений Стандарта минимизирует биологическое воздействие нефти или нефтепродукта на живые организмы. Вредные воздействия делятся на 5 категорий:

- 1) непосредственное отравление с летальным исходом;
- 2) серьезные нарушения физиологической активности;
- 3) эффект прямого обволакивания живого организма нефтепродуктами;
- 4) болезненные изменения, вызванные внедрением углеводородов в организм;
- 5) изменения в биологических особенностях среды обитания.

Заключение. Внедрение разработанного Стандарта не предполагает получение прямого экономического эффекта. Однако применение положений Стандарта устанавливает правила и порядок ликвидации загрязнения нефтью или нефтепродуктом объектов окружающей среды (земли, водных объектов и болотных ландшафтов) при авариях на магистральных нефте- и нефтепродуктопроводах, тем самым минимизирует загрязнение окружающей среды при аварийных разливах нефти.

ЛИТЕРАТУРА

1. Энергетика Белоруссии [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://ru.wikipedia.org/wiki>.
2. Водный кодекс Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.newsby.org/kodeks/vodk/20131015/index.htm>. – Дата доступа: 06.10.2016.
3. Кадастр использования водных ресурсов (методы и практика ведения) / под общ. ред. А.Н. Колобаева. – Минск, 1997. – 209 с.
4. Грунты. Классификация : СТБ 943-93. Стандарт Респ. Беларусь / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Дата введения: 1994-01-01.
5. Кодекс Республики Беларусь о земле № 425-3 от 23 июля 2008 г.
6. Грунты. Классификация : ГОСТ 25100-2011.
7. Иванов, К.Е. Гидрология болот / К.Е. Иванов. – Л. : Гидрометеиздат, 1953. – 296 с.
8. Магистральные трубопроводы. Правила производства и приемки работ : СНиП III-42-80
9. Защита окружающей среды при аварийных разливах нефти и нефтепродуктов. Основные правила и порядок выполнения работ : СТП 09100. 20001.004-2014.

Поступила 01.12.2016

GENERAL RULES FOR ENVIRONMENTAL PROTECTION IN ACCIDENTS IN OIL PIPELINES

V. LIPSKY, L. SPIRIDENOK

The problem of the lack of a systematic approach to the elimination of accidents with the release of oil to the ground and entry into aquifers is considered. The tasks have been set for the organization of a system for protecting land and groundwater from oil pollution. The necessity of development of standard methods of liquidation of oil spills is substantiated for minimization of consequences of pollution of the earths and underground waters is grounded. The classification features that can be used as a basis for a new production classification of lands and groundwaters are singled out, which makes it possible to determine the degree of spread and danger of the oil pollution impact of the accident with the release of oil are given. The ranking is given according to the severity of accidents on land and when oil enters the soil water, which makes it possible to make a forecast for the spread of oil and calculate the environmental and economic damage to the environment.

Keywords: oil pipelines, accidents, environment, protection rules.

УДК 628.38

СОДЕРЖАНИЕ ОРГАНИЧЕСКИХ ЗАГРЯЗНИТЕЛЕЙ В ОСАДКАХ СТОЧНЫХ ВОД ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ КАНАЛИЗАЦИИ

Н.И. ШЕПЕЛЕВА; канд. техн. наук, доц. В.Н. МАРЦУЛЬ; д-р техн. наук, проф. И.В. ВОЙТОВ
(Белорусский государственный технологический университет, Минск)

Изучены осадки сточных вод очистных сооружений канализации с различными группами органических загрязнителей (поверхностно-активные вещества, фармацевтические препараты и др.), представляющих опасность для человека и окружающей среды. Приведены результаты экспериментальных исследований содержания в уплотненном активном иле и сыром осадке анионных и катионных поверхностно-активных веществ, фармацевтических препаратов. Для указанных объектов апробированы флуориметрические методики определения содержания анионных и катионных поверхностно-активных веществ, а также методика выполнения измерений содержания фармацевтических препаратов с использованием высокоэффективной жидкостной хроматографии. Сообщается об использовании экологической классификации фармацевтических препаратов с целью оценки опасности их поступления в объекты окружающей среды и определения величины соответствующего ущерба и риска при их использовании для целей здравоохранения.

Ключевые слова: активный ил, поверхностно-активные вещества, органические загрязнители, осадки сточных вод, сырой осадок, фармацевтические препараты, экологический ущерб, экологический риск.

Введение. В настоящее время на иловых площадках Республики Беларусь накоплено более 9 млн. т осадков сточных вод – многотоннажных отходов очистных сооружений канализации. Ежесуточно на каждого пользователя канализацией образуется до 90 г осадков. Принимая во внимание темпы роста населения в городах, ожидается, что количество осадков сточных вод продолжит увеличиваться в ближайшие десятилетия. Безопасное использование осадков невозможно без анализа информации о качественном и количественном составе. В течение длительного времени предметом научных исследований при изучении состава осадков являлось определение и обоснование нормативов содержания соединений тяжелых металлов и патогенных микроорганизмов (бактерий группы кишечной палочки, сальмонелл, яиц гельминтов, цист кишечных простейших) [1].

В настоящий момент сообщается о наличии в составе осадков новых групп веществ, так называемых органических загрязнителей, представляющих опасность для человека и окружающей среды. К таким загрязнителям относят: поверхностно-активные вещества (ПАВ) и их интермедиаты, галогенированные углеводороды (ГУ), полициклические ароматические углеводороды (ПАУ), полихлорированные бифенилы (ПХБ), полихлорированные дибензо-п-диоксины и дибензо-п-фураны (ПХДД и ПХДФ), полибромбифениловые эфиры, фармацевтические препараты [2; 3].

Органические загрязнители стали предметом научных исследований только в конце 1980-х годов в связи с обнаружением их канцерогенных свойств при воздействии на организм человека и животных, а также способности нарушать секрецию гормонов эндокринными железами, что приводит к нарушению механизмов регуляции метаболических процессов и адаптивных реакций организмов, репродуктивной дисфункции и возникновению различных гормонально зависимых заболеваний.

В законодательство некоторых стран уже введены нормативные ограничения содержания органических загрязнителей в осадках сточных вод. Например, в Директиве [4] содержатся указания для стран-членов Европейского Союза (ЕС) о разработке соответствующих программ и механизмов организации мониторинга состава осадков на содержание некоторых групп органических загрязнителей, таких как ГУ, ПАУ, ПХБ, ПХДД, ПХДФ и др. В большинстве стран ЕС подобные нормативы уже введены. Требования к составу осадков в части органических загрязнителей, установленные в некоторых странах, приведены в таблице 1. Согласно представленным данным, в ЕС введены ограничения содержания в осадках 7 групп наиболее опасных органических загрязнителей. Но каждая страна на уровне местного законодательства может вводить собственные ограничения, установленные на основании результатов оценки риска, анализа текущего уровня развития промышленности, эффективности работы очистных сооружений и учета особенностей системы обращения с осадками сточных вод. Наиболее высокий уровень содержания в осадках установлен для линейных алкилбензосульфонов (ЛАС), которые наряду с нонилфенол полиэтоксилатами (НФП) являются представителями группы ПАВ – особого класса органических загрязнителей, преобладающих в составе городских сточных вод.

Благодаря способности изменять величину поверхностного натяжения на границе раздела фаз и тем самым стабилизировать гетерогенные системы, а также образовывать защитные и гидрофобизирующие пленки ПАВ нашли широкое применение в следующих группах продуктов [3; 5]:

- смягчители тканей (алкилимидозолины, сложные эфиры алканолamines и жирных кислот);

- пеномоющие средства (сульфосукцинаты, ЛАС, этоксилаты спиртов);
- моющие средства общего назначения (ЛАС, сульфаты высших жирных спиртов);
- моющие средства домашнего применения (бетаины, полиэтоксилаты НФ, алкилполигликозиды);
- промышленные моющие средства (ЛАС, алкилсульфонаты, этоксилаты высших жирных спиртов, алкилфенол этоксилаты, этоксилаты аминов жирного ряда, аддукты пропиленоксида и др.);
- средства личной гигиены (сульфаты и карбоксилаты эфиров, бетаины, сульфосукцинаты полигликолевых эфиров высших жирных спиртов, изотионаты, оксиды аминов, алкилполигликозиды).

Таблица 1. – Нормативы содержания органических загрязнителей в осадках сточных вод [2]

Наименование загрязнителя	ЕС (общие нормы)	Дания	Швеция	Австрия	Германия
ГУ, мг/кг с. в.	500	–	–	500	500
ди(2-этилгексил) фталат, г/кг с. в.	100	50	–	–	–
ЛАС, мг/кг с. в.	2600	1300	–	–	–
НФП и НФ (суммарно), мг/кг с. в.	50	10	50	–	–
ПАУ, мг/кг с. в.	6	3	3	–	–
ПХБ, мг/кг с. в.	0,8	–	0,4	0,2	0,2
ПХДД и ПХДФ (суммарно), нг/кг с. в.	100	–	–	100	100

Линейные алкилбензосульффонаты являются наиболее используемыми представителями анионных поверхностно-активных веществ (АПАВ). В связи с тем, что на долю ЛАС приходится более 50% общего потребления ПАВ [6], большая часть научных исследований по вопросам безопасного использования ПАВ посвящена именно экологическим проблемам, связанным с попаданием ЛАС в различные объекты окружающей среды. Содержание ЛАС в городских сточных водах непостоянно и варьируется в диапазоне 3...21 мг/л, а в очищенных водах – 0,01...0,14 мг/л [2; 3; 7; 8]. Несмотря на то, что ЛАС при поступлении на очистные сооружения канализации склонны к разложению в аэробных условиях, значительное их количество (20...50%) сорбируется на взвешенных частицах в составе сточных вод и выводится из процесса аэробной очистки, накапливаясь в сыром осадке [9]. Эти вещества не подвергаются разложению при анаэробном сбраживании осадков сточных вод, в сброженном осадке их содержание находится в довольно высоком диапазоне (5...15 г/кг с. в.) по сравнению с аэробно-стабилизированными осадками (1...5 г/кг с. в.) [10]. В связи с этим сельскохозяйственное использование сброженных осадков является значительным источником накопления ЛАС в пахотном горизонте почв и составе сельскохозяйственных культур.

Полиэтоксилаты алкилфенолов в целом и НФП в частности – наиболее востребованные неионогенные поверхностно-активные вещества (НПАВ), на долю которых приходится до 4% общего потребления ПАВ [6]. В ходе аэробной очистки городских сточных вод происходит частичное биоокисление НФП с образованием устойчивых интермедиатов – нонилфенола (НФ), нонилфенола этоксила и нонилфенола диэтоксила, которые являются более токсичными, чем исходное вещество [11]. Попадая с очищенными водами в поверхностные водные объекты, интермедиаты НФП способны оказывать эстрогенное влияние на рыб и земноводных [7]. Суммарные концентрации НФП и интермедиатов в очищенных водах находятся в диапазоне 36...332 мкг/л [7], их вклад в величину показателя общего растворенного органического углерода составляет до 2,3% [12]. В осадках сточных вод содержание НФП и интермедиатов также варьируется в широком диапазоне концентраций 22...7214 мг/кг с. в. [2], что указывает на их высокие сорбционные свойства.

Четвертичные основания и соли гетероциклических соединений (ЧГС) – наиболее распространенные катионные поверхностно-активные вещества (КПАВ), на долю которых приходится до 3% общего потребления ПАВ [6]. Данные соединения обладают дезинфицирующими свойствами, способны угнетать жизнедеятельность бактерий, некоторых видов плесневых грибов и простейших; ЧГС относят к биоразлагаемым ПАВ, однако степень разложения зависит от концентрации, химической структуры и прочих факторов. С увеличением алкильной цепи в гомологическом ряду сорбируемость ЧГС также увеличивается. Накопление ЧГС в осадках сточных вод оказывает ингибирующее действие на процесс метаногенеза, приводя к накоплению в сброженном осадке летучих жирных кислот; ЧГС по сравнению с ЛАС более токсичны для гидробионтов и способны угнетать процессы роста и жизнедеятельность активного ила [13]. Долговременное воздействие ЧГС на сообщества микроорганизмов в различных объектах окружающей среды приводит к появлению резистентных бактерий, способных оказывать негативное влияние на здоровье человека. Эти соединения присутствуют в составе городских сточных вод в диапазоне 9,9...170 мкг/л, в очищенных водах 1...4,1 мкг/л, в осадках сточных вод – 0,64...343 мкг/кг с. в. [2; 3; 7, 13].

Фармацевтические препараты отнесли к отдельной группе органических загрязнителей только в начале XXI века. В наибольших концентрациях фармацевтические препараты (в виде активных веществ и метаболитов) поступают на очистные сооружения канализации в составе сточных вод лечебно-профилактических учреждений и производственных сточных вод фармацевтических предприятий. Состав фармацевтических препаратов разрабатывается с учетом устойчивости к биодegradации, поэтому они склонны накапливаться в окружающей среде в течение длительного времени.

В качестве одного из первых примеров полномасштабного определения содержания фармацевтических препаратов в городских сточных водах выступает национальное исследование США [14], которое проводилось несколько лет (начиная с 2006 г.) и охватило более 74 очистных сооружений канализации в 35 штатах. В отчет о результатах исследования включены данные о составе сточных вод с содержанием 72 фармацевтических препаратов.

В результате обследований очистных сооружений канализации в США и странах ЕС в настоящее время собрано значительное количество информации о том, какие процессы происходят с фармацевтическими препаратами в ходе биологической очистки сточных вод и обработки осадков. Результаты исследований указывают на то, что эффективность биологической очистки сточных вод значительно варьируется для различных фармацевтических препаратов. Например, эффективность очистки для диазепамы составляет менее 10% [15], а для большинства макролидов не превышает 50% [16] и в значительной мере определяется устойчивостью активного вещества, сезоном года и степенью адаптированности активного ила очистных сооружений канализации. Невысокая эффективность очистки сточных вод от фармацевтических препаратов приводит к их поступлению в водные объекты с последующим негативным воздействием на локальные экосистемы и здоровье человека.

В настоящее время некоторые фармацевтические препараты были обнаружены в следовых количествах в питьевой воде [17]. Растущие объемы потребления и нерациональное обращение с фармацевтическими препаратами способны привести к проблемам со здоровьем населения в перспективе, так как активные вещества способны многократно поступать в организм человека с пищей и водой.

Для того чтобы сделать вывод об опасности фармацевтического препарата, необходимо располагать информацией об объемах его потребления и о степени воздействия (экологической опасности). Согласно [18], экологическую опасность фармацевтических препаратов оценивают по двум показателям: степени воздействия на объекты окружающей среды (экологический ущерб) и величине экологического риска, связанного с текущим уровнем потребления препарата для целей здравоохранения. При оценке экологической опасности фармацевтического препарата следует принимать во внимание оба показателя, поскольку они характеризуют величину воздействия с разных позиций.

Экологический ущерб соответствует экологически опасным характеристикам вещества, которые оценивают по следующим индексам:

- устойчивости (У) – описывает способность вещества к разложению в водной среде, которую определяют на основании данных о биоразлагаемости, полученных в ходе исследований с использованием [19] или иной эквивалентной методики;

- накопления (Н) – характеризует величину сорбируемости на различных видах твердых фазах, имеющих в составе органический углерод (почва, глина, донный ил и т.п.) или способность накапливаться в жировой ткани гидробионтов (липофильность), оценку проводят по величине логарифма коэффициента распределения вещества в двухфазной системе «н-октанол – вода» (K_{o-v}), значение которого определяют в ходе исследований согласно [20], причем при $\log K_{o-v} > 4$ вещество считают липофильным с высокой величиной сорбируемости;

- токсичности (Т) – представляет потенциальную токсичность вещества для гидробионтов, которую оценивают согласно [21] по результатам токсикологических экспериментов с обязательным использованием организмов трех трофических уровней (водорослей, зоопланктона и рыб).

Каждому из трех индексов присваивают значение от 0 до 3 (0 – незначительное воздействие; 3 – высокая величина воздействия), сумма трех индексов соответствует суммарному индексу экологической опасности ($\Sigma УНТ$), который варьируется в диапазоне от 0 до 9.

Под экологическим риском понимают риск, связанный с токсичностью фармацевтического препарата для водных экосистем, его величину рассчитывают как отношение прогнозируемой концентрации вещества в водной экосистеме (ПК, мг/л) к наибольшей концентрации вещества, которая не оказывает вредного воздействия на компоненты экосистемы (прогнозируемая безопасная концентрация – ПБК, мг/л). Величину экологического риска оценивают по следующей шкале:

- незначительный ($ПК / ПБК \leq 0,1$);
- низкий ($0,1 < ПК / ПБК \leq 0,1$);
- умеренный ($1 < ПК / ПБК \leq 10$);
- высокий ($ПК / ПБК > 10$).

Основная часть. В данной работе исследуется структура потребления фармацевтических препаратов населением Республики Беларусь за период 2010–2015 годов и представлена экологическая классификация наиболее востребованных препаратов.

Цель исследования заключалась в апробации методик выполнения измерений (МВИ) содержания АПАВ, КПАВ и фармацевтических препаратов в активном иле (АИ) и сыром осадке (СО). В связи с тем, что осадки сточных вод (в том числе АИ и СО) не являются объектами государственного экологического контроля, в Республике Беларусь для них отсутствуют допущенные к применению МВИ. Активный ил и сырой осадок являются сложными объектами для проведения аналитического контроля, прежде всего из-за высокой концентрации различных примесей. В качестве объектов исследования использовали уплотненный избыточный активный ил (уплотненный ИАИ), а также СО, образующийся на этапе отстаивания городских сточных вод в первичных отстойниках.

Отбор проб для определения содержания АПАВ и КПАВ осуществляли на Минской очистной станции в период с 01.02.2015 по 01.04.2015. Определение содержания ПАВ проводили флуориметрическим методом на анализаторе жидкости «Флюорат-02» согласно методикам [22; 23]. Флуориметрический метод измерения основан на экстракции хлороформом из анализируемой пробы ионных пар ПАВ с красителем акридиновым желтым (АПАВ) или эозином (КПАВ) и последующим определением концентрации по интенсивности флуоресценции полученного экстракта. Указанные методики предназначены для анализа питьевых, поверхностных, сточных вод и позволяют определять суммарные концентрации веществ с отрицательно и положительно заряженными органическими ионами, обуславливающими поверхностную активность, в пересчете на ионы додецилсульфата и цетилпиридиния соответственно.

В результате проведения экспериментальных исследований установили, что методики [22; 23] при усовершенствовании этапа экстракции могут успешно применяться для анализа данных объектов. Усредненные результаты определения содержания АПАВ и КПАВ представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Содержание АПАВ и КПАВ в уплотненном ИАИ и СО

Объект исследования	Содержание АПАВ (в пересчете на ион додецилсульфата), мг/кг с. в.	Содержание КПАВ (в пересчете на ион цетилпиридиния), мг/кг с. в.
Уплотненный ИАИ	30,8 ± 6,2	13,0 ± 2,2
СО	15,0 ± 3,0	6,3 ± 1,1

Как видно из представленных данных, отношение содержания АПАВ и КПАВ в уплотненном ИАИ и СО составляет 2,4:1.

В ходе исследований установлено, что содержание ПАВ в уплотненном ИАИ и СО не имеет постоянного значения и может изменяться в зависимости от дней недели и времени суток.

Исследования по апробации МВИ содержания фармацевтических препаратов в уплотненном ИАИ и СО выполняли совместно с Учреждением «Центр экологических решений» и ГНУ «Институт биоорганической химии НАН Беларуси» в рамках проекта «Непригодные фармацевтические препараты в окружающей среде: разработка устойчивого подхода», финансируемого Программой малых грантов Глобального экологического фонда. Отбор проб осуществляли в период с 01.03.2016 по 15.06.2016 на 4 очистных сооружениях канализации в городах с численностью населения свыше 150 тыс. человек. В ходе экспериментальных исследований определяли содержание в уплотненном ИАИ и СО наиболее востребованных фармацевтических препаратов.

В Республике Беларусь ранее не проводилось полномасштабного анализа структуры потребления фармацевтических препаратов населением, поэтому выбор приоритетных веществ для обнаружения в составе уплотненного ИАИ и СО осуществляли на основании данных о продажах фармацевтической продукции на розничном и госпитальном рынках за период 2010–2015 годов, которые получили в ходе анкетирования аптек города Минска, анализа научных статей и ежегодных специализированных обзоров [24–29]. В результате статистического анализа данных определили перечень препаратов, имеющих наибольшие объемы продаж, для которых рассчитали ориентировочный объем потребления в пересчете на активные вещества, основываясь на информации о средней дозе активного вещества в таблетке и среднем количестве таблеток в реализованных упаковках.

Информация об ориентировочном объеме потребления фармацевтических препаратов в Республике Беларусь, а также их экологическая классификация представлены в таблице 3. Анализ представленных данных свидетельствует, что наибольший уровень потребления характерен для ципрофлоксацина и цефотаксима – нового поколения антибактериальных средств широкого спектра действия, а также для диклофенака – нестероидного противовоспалительного препарата.

Таблица 3. – Объемы потребления и экологическая классификация фармацевтических препаратов

Наименование препарата	Потребление (в пересчете на активное вещество), т/год	Классификация фармацевтического препарата				
		экологический риск	экологический ущерб			
			индекс устойчивости (У)	индекс накопления (Н)	индекс токсичности (Т)	суммарный индекс (Σ УНТ)
Ципрофлоксацин	7,73	умеренный	3	0	3	6
Цефотаксим	7,385	высокий*	3	3*	3*	9*
Диклофенак	6,155	не установлен*	3	–	–	–
Ампициллин	2,523	умеренный*	3	0	3*	6*
Лизиноприл	2,343	низкий*	3	0	0*	3*
Левовфлоксацин	1,995	не установлен*	–	–	–	–
Кетопрофен	0,916	не установлен*	3	0	1*	4*
17-бета-эстрадиол	1,993	высокий	3	3	3	9
17-альфа-этинилэстрадиол	0,288	высокий	3	3	3	9

* – оценка не является точной в связи с недостаточным количеством данных, имеющихся в настоящее время.

Согласно экологической классификации ципрофлоксацин относится к фармацевтическим препаратам с умеренной степенью опасности; цефотаксим – препарат с высокой степенью экологической опасности. Данных о токсикологических свойствах диклофенака в настоящее время собрано недостаточно, поэтому уровень его экологической опасности не установлен. Объемы потребления 17-бета-эстрадиола и 17-альфа-этинилэстрадиола (препараты группы эстрогенов) сравнительно низкие, однако следует принимать во внимание малые величины средних терапевтических доз данных препаратов, которые составляют соответственно 2 и 0,03 мг/сут. Высокая биологическая активность данных препаратов связана с высоким уровнем экологического риска при их использовании, который также следует учитывать.

В связи с отсутствием в республике нормативных документов, регламентирующих методы аналитического определения фармацевтических препаратов в исследуемых объектах, анализ проводили согласно [30]. Методика позволяет определить содержание фармацевтических препаратов в пробах уплотненного ИАИ и СО с использованием метода высокоэффективной жидкостной хроматографии в сочетании с масс-спектрометрической детекцией (далее – метод ВЭЖХ и МС).

В качестве стандартных образцов использовали субстанции соответствующих фармацевтических препаратов, из которых готовили растворы для построения линейной калибровочной зависимости в диапазоне 50...1000 нг/мл.

В связи с тем, что фармацевтические препараты способны адсорбироваться на взвешенных частицах, объем аликвот определяли с учетом наличия в них не менее 1 г с. в. твердых частиц [30]. Перед анализом проб проводили процедуру предварительной экстракции следующим образом: в исходных пробах определяли pH и содержание взвешенных веществ согласно [31; 32], после чего рассчитывали необходимый для анализа объем аликвот. Затем pH аликвоты, содержащей 1 г с. в., с помощью фосфатного буфера доводили до значения 2,0, тщательно перемешивали и добавляли 20 мл ацетонитрила. Полученную смесь подвергали ультразвуковой обработке в течение 30 мин при мощности 315 Вт. После обработки смесь центрифугировали при скорости 8000 мин⁻¹ в течение 15 минут для отделения экстрагента и переливали в круглодонную колбу для последующего упаривания. Для твердого остатка, отделенного в ходе центрифугирования, снова повторяли процедуру предварительной экстракции, объединяя полученные экстракты. Третью экстракцию проводили для предотвращения потерь аналитов при сорбции на стенках химической посуды. В химическую посуду, использованную при проведении экстракции, поочередно добавляли 20 мл ацетонитрила и подвергали ультразвуковой обработке в течение 10 минут при мощности 315 Вт. Полученный экстракт отделяли центрифугированием и объединяли с экстрактами, полученными на предыдущих этапах. Общий объем экстракта, полученный в ходе трех экстракций, упаривали на вакуумном испарителе (1300 мин⁻¹; +50 °С; 10³ Па).

Концентрирование аналитов из упаренных экстрактов осуществляли методом твердофазной экстракции (ТФЭ) с использованием колонки марки «CHROMABOND® Easy», содержащей 100 мг сорбента, которую кондиционировали последовательным пропусканием 2 мл метанола, 2 мл бидистиллированной воды и 2 мл раствора бидистиллированной воды с pH, равным 2,0. Упаренные экстракты перерастворяли в 30 мл метанола, нерастворенные частицы отделяли центрифугированием, после чего жидкую фазу упаривали на центрифужном вакуумном испарителе марки «ScanSpeed MaxiVac» (1300 мин⁻¹; +50 °С; 10³ Па) и разводили бидистиллированной водой до концентрации метанола 0,5%. Полученный раствор пропус-

кали через кондиционированную ТФЭ-колонку, после чего колонку промывали 5 мл бидистиллированной воды, а аналиты элюировали пропусканием 15 мл раствора метанола. Полученный элюат выпаривали на центрифужном вакуумном испарителе (1300 мин^{-1} ; $+50 \text{ }^\circ\text{C}$; 10^3 Па). Осадок перерастворяли в растворе для приготовления хроматографической пробы (50% метанол) и фильтровали через фильтр, с размером пор $0,22 \text{ мкм}$ в хроматографическую вials.

Для проведения анализа методом ВЭЖХ и МС использовали хроматограф марки «Agilent 1290», оснащенный масс-спектрометрическим детектором марки «Q-TOF 6550». Детектирование аналитов осуществляли методом ионизации в электроспрее (ESI) в режиме положительной ионизации. Полученные данные обрабатывали с использованием программы «Agilent MassHunter Quantitative Analysis» (версия B06.00 SP01). Хроматограммы калибровочных растворов и анализируемых образцов экстрагировали по соответствующим протонированным или дегидроксилированным (эстрогены) ионам: ампициллин – $350,1126 \text{ m/z}$; лизиноприл – $406,2298 \text{ m/z}$; цефотаксим – $456,0594 \text{ m/z}$; ципрофлоксацин – $332,1366 \text{ m/z}$; кетопрофен – $255,0986 \text{ m/z}$; левофлоксацин – $362,1506 \text{ m/z}$; диклофенак – $296,0241 \text{ m/z}$; 17-бета-эстрадиол – $255,1749 \text{ m/z}$; 17-альфа-этинилэстрадиол – $279,1739 \text{ m/z}$.

Результаты определения содержания фармацевтических препаратов в пробах уплотненного ИАИ и СО представлены в таблице 4.

Таблица 4. – Содержание фармацевтических препаратов в уплотненном ИАИ и СО

Содержание фармацевтического препарата, мкг/кг с. в.	Наименование пробы	
	уплотненный ИАИ	СО
Ампициллин	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$
Ципрофлоксацин	30,155	$4,075 \cdot 10^{-2}$
Кетопрофен	84,200	$2,590 \cdot 10^{-2}$
Дротаверин	101,339	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$
Цефотаксим	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$
Лизиноприл	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$
Левофлоксацин	23,076	$9,600 \cdot 10^{-2}$
Диклофенак	215,471	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$
17-бета-эстрадиол	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$	2,846
17-альфа-этинилэстрадиол	$< 1,0 \cdot 10^{-3}$	$34,690 \cdot 10^{-2}$

Как видно из представленных данных, концентрации ампициллина, цефотаксима и лизиноприла в уплотненном ИАИ и СО были ниже предела обнаружения (1 нг/кг с. в.) метода ВЭЖХ и МС. Концентрации остальных фармацевтических препаратов в уплотненном ИАИ, за исключением 17-альфа-этинилэстрадиола, были на несколько порядков ($10^2 \dots 10^3$) выше, чем в СО. Концентрации 17-альфаэтинилэстрадиола и 17-бета-эстрадиола в уплотненном ИАИ были менее 1 нг/кг с. в. , однако в СО их содержание было соответственно в 347 и 2846 раз выше. Согласно [33], $\log K_{o-w}$ для 17-альфа-этинилэстрадиола и 17-бета-эстрадиола составляет соответственно 3,67 и 4,01, что указывает на высокую сорбируемость данных веществ на взвешенных частицах [34], которая, вероятно, приводит к их извлечению из городских сточных вод в составе СО, удаляемого в первичных отстойниках.

Закключение. В результате экспериментальных исследований определено содержание КПАВ и АПАВ в уплотненном ИАИ и СО, а также установлено, что содержание ПАВ в данных объектах не имеет постоянного значения и изменяется в зависимости от дней недели и времени суток. Среднее соотношение содержания АПАВ и КПАВ в уплотненном ИАИ и СО составляет 2,4:1. Показано, что флуориметрические МВИ содержания АПАВ и КПАВ [22; 23] могут использоваться при анализе состава уплотненного ИАИ и СО. При разработке МВИ содержания ПАВ в осадках сточных вод следует учитывать, что контроль содержания только по исходным веществам является неполным, так как в ходе аэробной биологической очистки некоторые группы ПАВ подвергаются биоокислению с образованием интермедиатов, более токсичных, чем исходные вещества.

Впервые в Республике Беларусь определено содержание фармацевтических препаратов в уплотненном ИАИ и СО, отобранных на 4-х очистных сооружениях канализации. Установлено, что в данных объектах содержание фармацевтических препаратов находится в широком диапазоне концентраций – от 1 нг/кг с. в. до $215,471 \text{ мкг/кг с. в.}$. Показано, что МВИ содержания фармацевтических препаратов методом ВЭЖХ и МС [30] может использоваться при исследовании состава уплотненного ИАИ и СО.

Для вовлечения накопленных осадков в хозяйственный оборот целесообразно проведение обследования иловых площадок, с определением содержания в осадках органических загрязнителей, соедине-

ний тяжелых металлов и патогенных микроорганизмов, а также сопоставлением полученной информации с данными других стран для определения масштаба проблемы.

ЛИТЕРАТУРА

1. European Union legislation on sewage sludge management / V.J. Inglezakis [et al.] // Proceedings of the 3rd International CEMEPE & SECOTOX Conference. – Skiathos. – 2011. – P. 475–480.
2. Erhardt, W. Organic contaminants in sewage sludge for agricultural use / W. Erhardt, A. Ргъев. – UMEG Center for environmental measurements, environmental inventories and product safety. – 2001. – 73 p.
3. ICON final report : Pollutants in urban waste water and sewage sludge / I. Thornton [et al.] // Office for official publications of the European Communities. – 2001. – 232 p.
4. Regulation № 850/2004 of the European Parliament and of the Council of 29 April 2004 on persistent organic pollutants and amending Directive 79/117/EEC. – Official Journal of the European Union L 158/EN. – 2004. – P. 7–47.
5. Поверхностно-активные вещества : справочник / редкол.: А.А. Абрамзон, Г.М. Гаевой. – Л. : Химия. – 1979. – 376 с.
6. Fate of LAS surfactant in WWTPs based on measured concentrations in wastewater and sludge [Electronic resource] / E. Hallmann [et al.]. – Gdansk University of Technology. – 8 p. – Mode of access : http://www.wis.pk.edu.pl/media/file/konferencje/Hallmann_Tomczak.pdf. – Date of access: 10.10.2016.
7. Ivanković, T. Review: Surfactants in the environment / T. Ivanković, J. Hrenović // Archives of Industrial Hygiene and Toxicology. – 2010. – № 61. – P. 95–110.
8. Cantarero, S. Occurrence of high-tonnage anionic surfactants in Spanish sewage sludge / S. Cantarero, C.A. Prieto, I. Lypez // Journal of Environmental Management. – 2012. – № 95. – P. 149–153.
9. Final report: Fate and significance of contaminants in sewage biosolids applied to agricultural land through literature review and consultation with stakeholder groups / Water Environment Association of Ontario. – 2001. – 55 p.
10. Figge, K. LAS and the application of sewage sludge in agriculture / K. Figge, P. Schoberl // Tenside Surfactants Detergents. – 1989. – Vol. 26, № 2. – P. 122–128.
11. Giger, W. 4-nonylphenol in sewage sludge: accumulation of toxic metabolites from nonionic surfactants / W. Giger, P.H. Brunner, C. Schaffner // Science. – 1984. – Vol. 225. – P. 623–625.
12. Stephanou, E. Persistent organic chemicals in sewage effluents. 2. Quantitative determinations of nonylphenols and nonylphenol ethoxylates by glass capillary gas chromatography / E. Stephanou, W. Giger // Environmental science and Technology. – 1982. – Vol. 16. – P. 800–805.
13. Quaternary ammonium compounds (QACs): A review on occurrence, fate and toxicity in the environment / C. Zhang [et al.] // Science of the Total Environment. – 2015. – № 518. – P. 352–362.
14. Targeted National sewage sludge survey: Sampling and analysis technical report / US Environmental Protection Agency. – 2009. – 88 p.
15. Meakins, N.C. Fate and behaviour of organic micropollutants during wastewater treatment processes : a review / N.C. Meakins, J.M. Bubb, J.N. Lester // International Journal of Environment and Pollution. – 1994. – № 4. – P. 27–58.
16. Gomez, M.J. Pilot survey monitoring pharmaceuticals and related compounds in a sewage treatment plant located on the Mediterranean coast / M.J. Gomez // Chemosphere. – 2007. – № 66. – P. 993–1002.
17. Public health and environment. Water, sanitation, hygiene and health. Report : Pharmaceuticals in Drinking-water report / World Health Organization. – 2011. – 49 p.
18. Environmentally classified pharmaceuticals 2014–2015 / Stockholm County Council. – 2015. – 54 p.
19. OECD Guideline for testing of chemicals. Test № 301 : Ready Biodegradability. – Paris : OECD Publishing. – 1992. – 62 p.
20. OECD Guideline for testing of chemicals. Test № 107: Partition Coefficient (n-octanol/water): Shake Flask Method. – Paris : OECD Publishing. – 1995. – 4 p.
21. OECD Guideline for testing of chemicals. Test № 203 : 203 : Fish, Acute Toxicity Test. – Paris : OECD Publishing. – 1992. – 10 p.
22. Количественный химический анализ вод. Методика выполнения измерений массовой концентрации анионных поверхностно-активных веществ (АПАВ) в пробах природной, сточной и питьевой воды флуориметрическим методом на анализаторе жидкости «Флюорат-02»: ПНД Ф 14.1:2:4.27-95 : утв. Государственным комитетом РФ по охране окружающей среды. – М., 2000. – 25 с.
23. Количественный химический анализ вод. Методика измерений массовой концентрации катионных поверхностно-активных веществ (КПАВ) в пробах питьевых, природных и сточных вод флуориметрическим методом на анализаторе жидкости «Флюорат-02»: ПНД Ф 14.1:2:4.39-95 : утв. М-вом охраны окружающей среды и природных ресурсов : в ред. 2010 г. – М., 1995. – 25 с.

24. Потребление и затраты на системные антимикробные препараты в многопрофильных стационарах Российской Федерации и Республики Беларусь : результаты многоцентрового фармакоэпидемиологического исследования / Ю.А. Белькова [и др.] // Клин. микробиол. антимикроб. химиотер. Сер., Фармакоэпидемиология. – 2012. – Т. 14, № 1. – С. 322–341.
25. Пышник, Г.И. Использование антимикробных лекарственных средств в странах европейского региона. Анализ потребления антимикробных лекарственных средств в Республике Беларусь за 2011 год / Г.И. Пышник // Вопросы организации и информатизации здравоохранения. – 2015. – № 1. – С. 65–69.
26. Фармацевтический рынок Республики Беларусь 2012. – Минск : ООО Интелликс-М, 2012. – 36 с.
27. Фармацевтический рынок Республики Беларусь 2013. – Минск : ООО Интелликс-М, 2013. – 38 с.
28. Фармацевтический рынок Республики Беларусь 2014. – Минск : ООО Интелликс-М, 2014. – 39 с.
29. Производство фармацевтической продукции 2015. – Минск : Юнитер, 2015. – 19 с.
30. Method 1694 Pharmaceuticals and Personal Care Products in Water, Soil, Sediment, and Biosolids by HPLC/MS/MS [Electronic resource]. – Mode of access https://www.epa.gov/sites/production/files/2015-10/documents/method_1694_2007.pdf. – Date of access : 01.02.2016.
31. Методика № 2.2.13.1. МВИ концентрации взвешенных веществ гравиметрическим методом : сб. МВИ, допущенных к применению при выполнении измерений в области охраны окружающей среды : в 3 т. – Т. 1. – 4-е изд. – Минск : БелНИЦ «Экология». – 2011. – С. 138–142.
32. Методика № 2.2.15. МВИ pH потенциометрическим методом : сб. МВИ, допущенных к применению при выполнении измерений в области охраны окружающей среды : в 3 т. – Т. 2. – 4-е изд. – Минск : БелНИЦ «Экология». – 2011. – С. 207–211.
33. Hansch, C. Exploring QSAR – Hydrophobic, Electronic, and Steric Constants / C. Hansch, A. Leo, D. Hoekman // American Chemical Society. – 1995. – P. 169.
34. Fate of steroid estrogens in Australian inland and coastal wastewater treatment plants / O. Braga [et al.] // Environmental Science & Technology. – 2005. – 39, № 18. – P. 7344–7344.

Поступила 30.11.2016

THE CONTENT OF ORGANIC POLLUTANTS IN SEWAGE SLUDGE OF WASTEWATER TREATMENT FACILITIES

N. SHEPELEVA, V. MARTSUL, I. VOYTOV

The presence of organic pollutants (surfactants, pharmaceuticals, etc.), which are dangerous for human health and the environment, in sewage sludge from wastewater treatment plants is reported. The results of anionic and cationic surfactants and pharmaceuticals detection in active and raw sludge are given. For the aforesaid objects fluorometric methods for determination of anionic and cationic surfactants, as well as the method of measuring the content of pharmaceuticals using high performance liquid chromatography are approved. The ecological classification of pharmaceuticals using to assess their danger in the surrounding environment and determine the value of relevant damage and risk of their use for public health purposes is reported. Pharmaceuticals consumption in the Republic of Belarus for the period 2010–2015 are investigated and the environmental classification of the most popular pharmaceuticals is represented.

Keywords: *activated sludge, surfactants, organic pollutants, sewage sludge, crude sediment, pharmaceuticals, environmental damage, environmental risk.*

УДК 621.643.053:502.37

**ВЫБОР РУБЕЖЕЙ ЗАДЕРЖАНИЯ ПРИ АВАРИЙНЫХ РАЗЛИВАХ
НА МАГИСТРАЛЬНЫХ НЕФТЕПРОДУКТОПРОВОДАХ**

*д-р техн. наук, проф. В.К. ЛИПСКИЙ; канд. техн. наук, доц. Л.М. СПИРИДЁНОК;
канд. техн. наук, доц. А.Г. КУЛЬБЕЙ; А.Н. ЯНУШОНОК
(Полоцкий государственный университет);
О.В. КИСЕЛЁВ
(Запад-Транснефтепродукт, Мозырь)*

Рассматривается проблема возникновения аварии, когда возможен выход нескольких десятков тысяч тонн нефтепродуктов, которые по водотокам могут распространяться на значительные расстояния, включая территории соседних государств и акватории Балтийского и Чёрного морей. Приведены основные критерии выбора мест установки рубежей задержания для локализации аварийного выхода нефтепродукта на переходах магистральных нефтепродуктопроводов через водные преграды.

Ключевые слова: *магистральный трубопровод, аварийный разлив светлых нефтепродуктов, подводный переход, локализация аварийного разлива, рубежи задержания, боновые заграждения.*

Введение. Транспортирование светлых нефтепродуктов (далее – СНП) по магистральным трубопроводам – наиболее эффективный способ крупнотоннажных поставок этого вида жидких энергоносителей, занимающий ведущее место среди других способов доставки. В то же время при транспортировании светлых нефтепродуктов по магистральным трубопроводам существуют риски аварий, которые могут сопровождаться нарушением герметичности трубопровода и разливами транспортируемого нефтепродукта. Попавшие в окружающую среду светлые нефтепродукты загрязняют все виды природных объектов: водную среду, земли, атмосферу, растительный и животный мир. Наиболее тяжёлые экологические последствия создают аварийные разливы светлых нефтепродуктов, при которых они попадают в водные объекты, особенно в крупные водотоки. Это может происходить разными способами; 1) разлившийся нефтепродукт сначала попадает на землю, а затем, мигрируя по профилю ландшафта, попадает в водный объект; 2) светлый нефтепродукт из аварийного отверстия в разрушенном трубопроводе непосредственно попадает в водный объект. В первом случае в водный объект попадает только часть разлившегося продукта, но по пути миграции его слоя по поверхности земли происходит загрязнение других природных объектов. Во втором случае в водный объект попадает весь разлившийся светлый нефтепродукт, что существенно увеличивает степень загрязнения водного объекта, но при этом другие объекты окружающей среды практически не подвергаются загрязнению.

Учитывая большое разнообразие ландшафтных характеристик территорий, на которых расположены трассы магистральных нефтепродуктопроводов и существование риска аварии в любой точке трассы, поведение разлившегося светлого нефтепродукта и его взаимодействие с природными объектами окружающей среды, то есть процесс развития аварийного разлива, может происходить по бесчисленному количеству вариантов или сценариев его развития. Каждый из возможных сценариев в соответствии с особенностями территории будет иметь свою специфику, которая потребует разработки и применения соответствующих инженерно-технических и организационно-технологических методов ликвидации аварийного разлива и минимизации его последствий.

Необходимо отметить, что определенное влияние на характер развития аварийного разлива оказывают физико-химические свойства транспортируемой жидкости. Поведение разлившихся сырой нефти различной вязкости и светлого нефтепродукта отличаются как по характеру их взаимодействия с природными объектами, так и по условиям их сбора. Так, например, в отличие от нефти светлый нефтепродукт гораздо интенсивнее испаряется с поверхности воды, и его слой на водной поверхности имеет гораздо меньшую толщину, что усложняет процесс локализации и ликвидации.

Таким образом, характер событий аварийного разлива зависит от большого количества разнообразных факторов и в силу этого обладает широкой вариативностью, создает необходимость проведения определенного упорядочения и систематизации всех возможных вариантов развития аварий и их классификации. Для каждого из обобщенных видов сценариев, с учетом условий, при которых происходит аварийный разлив, следует разрабатывать типовые технологии его локализации и ликвидации.

Одними из наиболее опасных и сложных видов аварийного разлива являются те, которые происходят на участках подводных переходов магистральных нефтепродуктопроводов через крупные водотоки. Основная особенность этого вида разлива состоит в том, что при *аварийной разгерметизации трубопровода* в водоток одновременно поступает большое количество транспортируемой жидкости, которая разносится течением на большие расстояния. Основным методом локализации и ликвидации таких ава-

рийных разливов является использование боновых заграждений, которые устанавливаются в русле водотока ниже по течению от подводного перехода. Для установки боновых заграждений и проведения комплекса инженерно-технических и организационно-технологических работ по локализации и ликвидации аварийного разлива на берегу водотока выбираются места, где сооружаются технологические площадки – рубежи задержания разлившегося светлого нефтепродукта.

Основная часть. Выбор местоположения рубежей задержания определяется на основании учета совокупности таких факторов, как [1]:

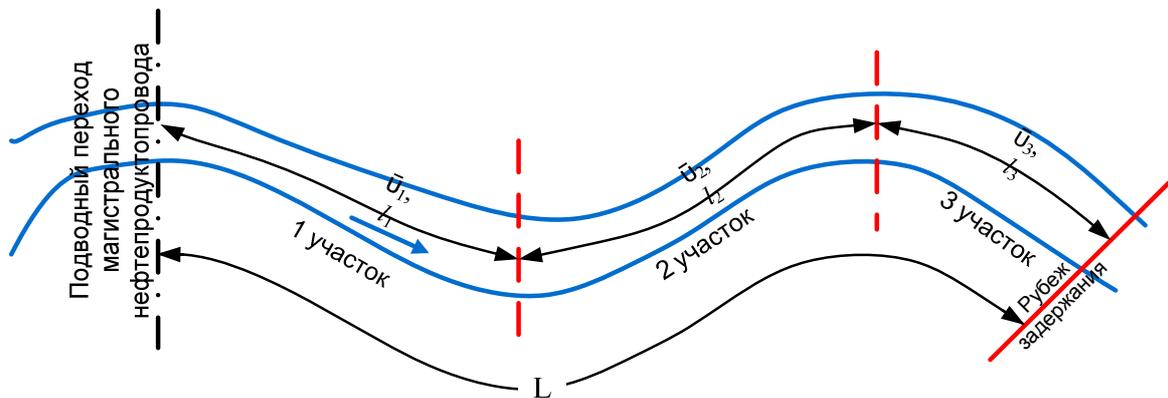
- 1) время движения пятна разлившегося по поверхности реки нефтепродукта от места аварии до рубежей задержания;
- 2) время, которое необходимо аварийной бригаде аварийно-восстановительной службы с момента аварии до полного развертывания боновых заграждений (далее – время реагирования);
- 3) наличие подъездных путей к месту, где будут расположены рубежи задержания;
- 4) состояние подъездных путей по условиям прохождения аварийной техники;
- 5) условия местности для разворачивания аварийной техники на рубеже задержания;
- 6) возможность подхода людей и техники к береговой линии для проведения аварийных работ;

Предварительный выбор возможных мест расположения рубежей задержания осуществляется путем анализа картографического материала и спутниковых фотоснимков с высоким разрешением, которые с достаточной достоверностью отображают ситуацию на местности. На этом этапе учитываются первые три фактора, на основе которых на картографическом материале предварительно намечаются местоположения рубежей задержания.

Окончательно местоположение рубежей задержания, с учётом четвертого, пятого и шестого факторов, уточняется в ходе полевых рекогносцировочных работ.

Первая задача при выборе возможного места расположения рубежа задержания – определение времени движения по поверхности водотока пятна разлившегося светлого нефтепродукта. Время движения его по поверхности воды в водотоке от места подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода (место предполагаемой аварии) до рубежа задержания определяется скоростью поверхностного течения и расстоянием.

Скорость поверхностного течения по длине водотока не является постоянной, а зависит от ряда факторов, основными из которых являются: значение расхода воды в водотоке; характер изменения площади живого сечения по длине русла водотока; извилистость русла; скорость и направление ветра; наличие водной растительности. Сочетание этих факторов приводит к тому, что на разных участках водотока наблюдается разная скорость поверхностного течения (рис. 1).



$\bar{v}_1, \bar{v}_2, \bar{v}_3$ – поверхностная скорость течения на участке; l_1, l_2, l_3 – длина участка;

L – длина пути от подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода до рубежа задержания

Рисунок 1. – К определению времени движения пятна светлого нефтепродукта от подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода до рубежа задержания

Время движения пятна разлившегося светлого нефтепродукта от подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода до рубежа задержания определяется по формуле:

$$T_{дв.СНП} = \sum_{i=1}^n v_i \cdot l_i = v_{cp} \cdot L, \quad (1)$$

где $T_{дв.СНП}$ – время движения пятна светлого нефтепродукта до рубежа задержания; v_i – скорость поверхностного течения на i -том участке; l_i – длина i -го участка; v_{cp} – средняя скорость движения пятна СНП

по длине русла от подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода до рубежа задержания; L – длина пути от подводного перехода магистрального нефтепродуктопровода до рубежа задержания; n – общее количество участков.

Сложность определения $T_{дв.СНП}$ по формуле (1) заключается в отсутствии значений v_i , l_i и $v_{ср}$. Эти значения могут быть получены в ходе многолетних полевых измерений или с использованием программных комплексов, позволяющих создать математическую модель водотока. В то же время данные подходы требуют значительных временных и финансовых затрат на полевые работы по измерению скоростей в различных сечениях водотока и измерению глубин вдоль всего русла для создания адекватной математической модели. С учетом большого количества пересекаемых водотоков, для которых необходимо регулярно пересматривать планы ликвидации возможных аварий, данный подход не всегда возможно осуществить в сжатые сроки. В связи с этим с целью экономии ресурсов задача может быть несколько упрощена, при этом возникающая погрешность результатов будет приемлемой.

В первую очередь упрощается алгоритм определения скорости движения поверхностных вод в водотоке. Скорость движения поверхностных вод является переменной величиной как для разных сечений вдоль движения водотока, так и по ширине сечения водотока. Если при проведении расчетов использовать некую среднюю скорость, постоянную и по поперечному сечению, и вдоль водотока, задача существенно упрощается. При этом известно, что средние поверхностные скорости течения для рек Беларуси изменяются в диапазоне 0,1...2 м/с. Малые значения скоростей характерны для периода летне-осенней межени, а большие значения – для весеннего половодья. Время движения пятна разлившегося светлого нефтепродукта до возможных рубежей задержания определяется для каждого значения средней скорости движения поверхностных вод во всем диапазоне скоростей – от 0,1 до 2 м/с.

Время реагирования аварийной бригады аварийно-восстановительной службы представляет собой период с момента получения оператором сигнала об аварии до момента разворачивания на рубеже задержания минимально необходимого числа линий боновых заграждений, достаточных для задержания перемещения пятна светлого нефтепродукта по руслу водотока.

Время реагирования аварийной бригады аварийно-восстановительной службы состоит из трёх этапов:

- время, которое необходимо для сбора персонала аварийно-восстановительной службы на месте постоянной дислокации и подготовки к отправке;
- время, необходимое на перемещение персонала аварийно-восстановительной службы и оборудования с места постоянной дислокации аварийно-восстановительной службы до рубежа задержания;
- время, которое необходимо для разворачивания боновых заграждений на рубеже задержания.

Таким образом, время реагирования аварийной бригады аварийно-восстановительной службы определяется по формуле:

$$T_{ABC} = T_{СБ} + T_{ДВ} + T_{РАЗВ}, \quad (2)$$

где T_{ABC} – время реагирования аварийной бригады аварийно-восстановительной службы, мин; $T_{СБ}$ – время сбора аварийной бригады аварийно-восстановительной службы, мин; $T_{ДВ}$ – время движения аварийной бригады аварийно-восстановительной службы, мин; $T_{РАЗВ}$ – время разворачивания боновых заграждений, мин.

Следовательно, чтобы успеть задержать пятно разлившегося светлого нефтепродукта на рубеже задержания, должно выполняться следующее условие:

$$T_{ABC} \leq T_{дв.СНП}. \quad (3)$$

Из этого условия для конкретного рубежа задержания и средней скорости $v_{ср}$ движения пятна разлившегося светлого нефтепродукта можно определить максимально допустимое время реагирования аварийно-восстановительной службы, T_{ABC}^{max} . Время сбора включает время на оповещение и сбор технического персонала аварийно-восстановительной службы и время на подготовку к транспортированию необходимой аварийной техники. На время сбора $T_{СБ}$ оказывает влияние следующее обстоятельство: в рабочее или в нерабочее время проводится сбор, что обусловлено временем суток и наличием выходных и праздничных дней, в которые может произойти аварийных разлив нефтепродукта.

Время сбора аварийно-восстановительной службы в рабочее время не должно превышать 30 минут, в нерабочее время – не более 2 часов [2].

Отдельно должен быть рассмотрен случай, когда персонал аварийно-восстановительной службы в момент аварийного разлива светлого нефтепродукта проводит плановые работы на трассе нефтепродуктопровода. В этом случае время сбора персонала аварийно-восстановительной службы будет определяться обстоятельствами, связанными с местом и характером проведения работ на трассе. Такие

случаи являются достаточно редким явлением, однако полностью исключены быть не могут. В практической деятельности в данной ситуации возможна отправка другого персонала и техники аварийно-восстановительной службы к рубежу задержания, базирующемуся на перекачивающих станциях, расположенных ниже по течению водотока.

Время, связанное с движением аварийной бригады, определяется удаленностью рубежа задержания от места базирования аварийно-восстановительной службы, развитостью дорожной инфраструктуры, типом дорожного покрытия и максимально возможной скоростью движения аварийной техники на каждом участке. При проведении анализа картографического материала определяется маршрут движения таким образом, чтобы время движения от места дислокации аварийной бригады до конкретного рубежа задержания было минимальным.

Время разворачивания боновых заграждений на рубеже задержания определяется с момента приезда аварийной бригады аварийно-восстановительной службы на его площадку до момента установки боновых заграждений. Время разворачивания боновых заграждений зависит от типа заграждений и навыков персонала, участвующего в мероприятиях по локализации и ликвидации аварийного разлива.

Работа по оповещению, сбору персонала аварийно-восстановительной службы, подготовке аварийной техники к перемещению и разворачиванию боновых заграждений должна быть спланирована и организована таким образом, чтобы она проходила в минимально возможные сроки для обеспечения условия, определяемого соотношением (3). Следует учесть, что время реагирования аварийно-восстановительной службы, согласно [1], не должно превышать 4 часов.

Расчеты времени движения пятна разлившейся нефти $T_{ДВ}$, проведенные на основе анализа картографического материала для каждого подводного перехода и времени, необходимого для развертывания боновых заграждений $T_{РАЗВ}$, обобщаются в таблице. Эта таблица позволяет сопоставить время движения пятна от места аварии до предполагаемого рубежа задержания и время реагирования аварийно-восстановительной службы $T_{АВС}$. Возможная форма и пример её заполнения представлен в таблице 1.

Таблица 1. – Пример сопоставления времени реагирования аварийно-восстановительных служб и движения пятна загрязнения до рубежа задержания

№ рубежа задержания	Расстояние до РЗ, км	Время движения АВС до РЗ, мин	Скорости течения водотока, м/с																			
			0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0
			Время движения пятна загрязнения от подводного перехода до рубежа задержания, мин																			
1	5,1	10	86,13	43,07	28,71	21,53	17,23	14,36	12,30	10,77	9,57	8,61	7,83	7,18	6,63	6,15	5,74	5,38	5,07	4,79	4,53	4,31
2	3,3	5	291,53	145,77	97,18	72,88	58,31	48,59	41,65	36,44	32,39	29,15	26,50	24,29	22,43	20,82	19,44	18,22	17,15	16,20	15,34	14,58
3	2,1	5	417,81	208,91	139,27	104,45	83,56	69,64	59,69	52,23	46,42	41,78	37,98	34,82	32,14	29,84	27,85	26,11	24,58	23,21	21,99	20,89
4	3,1	7	624,66	312,33	208,2194	156,16	124,93	104,11	89,24	78,08	69,41	62,47	56,79	52,05	48,05	44,62	41,64	39,04	36,74	34,70	32,88	31,23
5	3,8	8	863,29	431,64	287,76	215,82	172,66	143,88	123,33	107,91	95,92	86,33	78,48	71,94	66,41	61,66	57,55	53,96	50,78	47,96	45,44	43,16
6	4,4	9	1017,20	508,60	339,0661	254,30	203,44	169,53	145,31	127,15	113,02	101,72	92,47	84,77	78,25	72,66	67,81	63,57	59,84	56,51	53,54	50,86
Время реагирования АВС*	в рабочее время	100/95/95/97/98/99																				
	в нерабочее время	190/185/185/187/188/189																				

* – Время реагирования АВС рассчитано по формуле (2) при следующих условиях: время сбора в рабочее время – 30 мин; время сбора в нерабочее время – 120 мин; время разворачивания аварийной техники – 60 мин.

При проведении анализа данных, представленных в таблице, исключаются из рассмотрения те рубежи задержания, на которых задержание разлива нефтепродукта невозможно, и даются рекомендации по предварительному выбору рубежей задержания.

Так, например, исходя из таблицы 1 аварийно-восстановительная служба:

- на рубеже задержания № 1 не может локализовать пятно ни в рабочее, ни в нерабочее время. Таким образом, он исключается из рассмотрения при использовании гибких боновых заграждений. В то же время при использовании стационарных боновых заграждений время разворачивания может быть существенно сокращено, и данный рубеж задержания может быть использован;

- на рубеже задержания № 2 аварийно-восстановительная служба способна локализовать пятно в рабочее время при скорости течения 0,3 м/с, в нерабочее время при скорости течения 0,1 м/с;

- на рубеже задержания № 3 – в рабочее время при скорости течения 0,4 м/с, в нерабочее время при скорости 0,2 м/с;

- на рубеже задержания № 4 – в рабочее время при скорости течения 0,6 м/с, в нерабочее время 0,3 м/с.

- на рубеже задержания № 5 – в рабочее время при скорости течения 0,8 м/с, в нерабочее время при скорости 0,4 м/с;

- на рубеже задержания № 6 – в рабочее время при скорости течения 1,0 м/с, в нерабочее время при скорости 0,5 м/с.

На основании типичных скоростей движения поверхностных вод даются предварительные рекомендации по выбору рубежа задержания в характерные периоды: межень, половодье и др.

Далее в ходе полевых рекогносцировочных работ выполняется поиск других возможных рубежей задержания, которые при исследовании картографического материала могли пропустить, производится осмотр уже намеченных рубежей, проводится оценка возможности доставки и разворачивания техники и персонала аварийной бригады. Осматривается русло реки на наличие растительности, камней, возможности использования плавсредств для установки боновых заграждений и др. По результатам проведенных полевых рекогносцировочных работ производится корректировка предварительно выбранных рубежей задержания нефтепродукта [3].

ЛИТЕРАТУРА

1. Спириденко, Л.М. Методика определения местоположения стационарных рубежей локализации и сбора нефти на реках / Л.М. Спириденко // Надежность и безопасность магистрального трубопроводного транспорта : сб. тез. VIII междунар. науч.-техн. конф., Новополюцк, 25–28 нояб. 2014 г) ; редкол.: В.К. Липский [и др.]. – Новополюцк : ПГУ, 2014. – С. 134–136.
2. Магистральный трубопроводный транспорт нефти и нефтепродуктов. План по предупреждению и ликвидации разливов нефти и нефтепродуктов. Требования к содержанию, порядку разработки, согласования и утверждения : РД-13.020.40-КТН-177-13 : утв. 09.01.2014 ОАО «АК «Транснефть».
3. Защита окружающей среды при аварийных разливах нефти и нефтепродуктов. Основные правила и порядок выполнения работ : Стандарт организации : СТП 09100. 20001.004-2014. – Гомель, 2014. – 64 с.

Поступила 01.12.2016

THE CHOICE OF LINES OF DETENTION DURING EMERGENCY SPILLS ON THE TRUNK OIL PRODUCT PIPELINES

V. LIPSKI, L. SPIRIDENOK, A. KULBEI, A. YANUSHONAK, A. KISIALIOY

The problem of occurrence of an accident is considered, when several tens of thousands of tons of petroleum products can be released, which along watercourses can spread over considerable distances, including the territories of neighboring states and waters of the Baltic and Black Seas. The main criteria for choosing locations for the installation of detention lines for localization of the emergency exit of petroleum products at the transitions of the main oil product pipelines through water barriers are given.

Keywords: main pipeline, emergency spill of light oil products, underwater crossing, emergency spill location, detention lines, boom barriers.

УДК 629.123:665.61

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ НЕФТЕСОДЕРЖАЩИХ ОТХОДОВ В КАЧЕСТВЕ ДОБАВКИ К ТОПЛИВУ, СЖИГАЕМОМУ В ПАРОВОМ КОТЛЕ

*д-р техн. наук, проф. В.П. ИВАНОВ; В.А. ДРОНЧЕНКО
(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается проблема утилизации нефтесодержащих отходов. Представлен способ решения проблемы – сжигание сильно обводненных горючих отходов нефтепродуктов с топливом в паровом котле. Показано, что при равномерном распределении воды по всему объему материала обеспечивается снижение выбросов вредных веществ по сравнению с их количеством при сжигании основного топлива. Подтверждена возможность и эффективность использования нефтесодержащих отходов производства в виде водотопливной эмульсии как добавки к топливу котельных установок.

Ключевые слова: нефтесодержащие отходы, эмульсия, сжигание, вредные выбросы в атмосферу.

Введение. На предприятии, связанном с ремонтом оборудования и машин, в течение года образуется до 20 тыс. т нефтесодержащих сточных вод в виде отходов разборочно-очистного участка, обработки резанием заготовок, обкаточно-испытательного и других. В жидких стоках содержатся: моторные и трансмиссионные масла; консистентные смазки; топливные фракции; смазочно-охлаждающие жидкости; технические моющие средства; промывочные жидкости; другие. Наибольшая доля жидких нефтяных отходов образуется при разборке агрегатов. Эти отходы включают (% объема): масла моторные 65...90; масла трансмиссионные 6...10; топливные фракции 2...6; консистентные смазки 1...2. Только загрязненные вод отработанными нефтяными маслами составляет 20% общего техногенного загрязнения.

В качестве комплексного решения в части исключения вредного влияния на здоровье рабочих и окружающую среду нефтесодержащих отходов предприятия предложена их переработка и утилизация. Переработка предполагает превращение отходов в неопасные соединения путем эмульгирования, а утилизация – использование полученных эмульсий в виде добавки к топливу котельных агрегатов.

Материалы и оборудование. Основой для приготовления эмульсии как добавки к топливу служили нефтесодержащие отходы и растворы отработанных технических моющих средств. Эмульсия получена с помощью гидродинамического излучателя в специальной установке [1; 2]. Подогретая до температуры 90 °С эмульсия сжигалась с газообразным топливом в котле ДКВр-6,5-13 ГМ (рис. 1), который имеет номинальную паропроизводительность 6,5 т/ч под давлением 1,26 МПа. Котел оборудован экономайзером ЭП-1-330 и дутьевым вентилятором ВД-10. Температура пламени измерялась с помощью платинородиевой термопары ТПР, температура дымовых газов – с помощью термоэлектрического пирометра ТХВА, длина пламени – при помощи модели стальной линейки, а содержание вредных составляющих в дымовых газах – анализатором «Testo-350».



Рисунок 1. – Котел ДКВр-6,5-13 ГМ, оборудованный для сжигания природного газа

Основная часть. В ходе исследования проведено шесть серий экспериментов. В каждой серии эксперименты проведены с эмульсией, влагосодержание которой составляло $w = 0; 5; 10; 15; 20$ и 25% .

Результаты изучения влияния влагосодержания эмульсии на температуру среды факела и на концентрацию вредных продуктов горения в дымовых газах котла представлены в таблицах 1 и 2.

Таблица 1. – Влияние содержания воды в эмульсии с топливом на КПД котла и температуру среды факела и уходящих газов при номинальной нагрузке котла

Содержание воды в эмульсии, %	КПД котла, %				Температура факела, К				Температура уходящих газов, К			
	<i>Эксперименты</i>											
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
0	84,1	82,6	81,0	78,3	1958	1928	1925	1941	423,4	423,9	424,0	423,9
5	82,3	81,2	79,6	81,4	1933	1918	1894	1898	422,2	422,5	423,1	422,5
10	78,7	80,9	81,0	83,2	1908	1916	1893	1892	420,8	421,4	421,7	421,6
15	80,8	84,0	80,9	77,7	1893	1823	1856	1889	419,3	420,0	420,7	419,9
20	80,5	82,3	80,7	79,8	1808	1818	1815	1793	418,7	419,3	419,1	418,9
25	80,0	84,8	82,1	76,8	1799	1787	1791	1787	417,5	416,8	416,2	416,6

Таблица 2. – Влияние содержания воды в эмульсии с топливом и коэффициента избытка воздуха на концентрацию вредных продуктов горения в дымовых газах котла при номинальной нагрузке

Содержание воды в эмульсии, %	Коэффициент избытка воздуха	Концентрация оксидов азота, C_{NOx} , мг/м ³			
		<i>Эксперименты</i>			
		1	2	3	4
0	1,05	215	255	248	237
	1,20	327	317	316	323
5	1,05	186	176	193	205
	1,20	258	273	239	254
10	1,05	168	154	143	151
	1,20	196	235	250	229
15	1,05	134	127	138	142
	1,20	209	178	191	184
20	1,05	129	127	116	131
	1,20	207	177	185	183
25	1,05	121	113	128	131
	1,20	214	161	220	187

Результаты исследований влияния влагосодержания эмульсии на температуру и длину факела представлены на рисунках 2 и 3, на основании которых получены полиномиальные регрессионные зависимости:

- квадратичная для температуры факела T_{ϕ} (°C) (рис. 2)

$$T_{\phi} = -2354,3 w^2 - 112,3w + 1665,5; \quad (1)$$

- кубическая для отношения размеров пламени (рис. 3),

$$l_{\text{в}} / l_0 = 63,20w^3 - 18,46w^2 - 0,19w + 1,00, \quad (2)$$

где $l_{\text{в}}$ – длина факела при сжигании топлива с добавлением эмульсии; l_0 – длина факела при сгорании обезвоженного топлива.

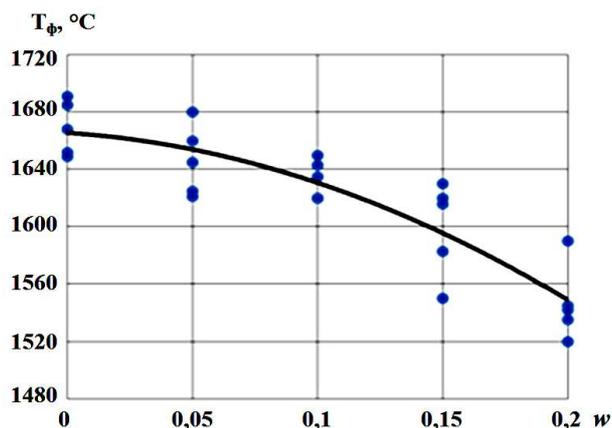


Рисунок 2. – Влияние влагосодержания эмульсии w на температуру факела T_{ϕ}

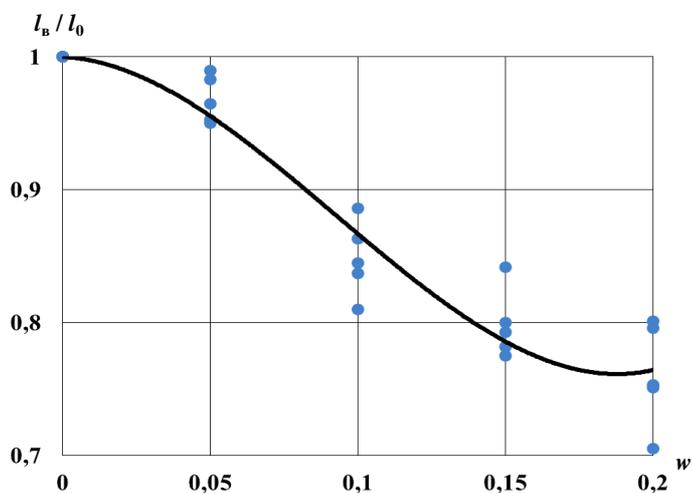


Рисунок 3. – Зависимость относительной длины факела $I_{\text{в}} / I_0$ от влагосодержания эмульсии w

Проверка значимости коэффициентов уравнений регрессии проводилась по t -критерию Стьюдента при 5%-ном уровне значимости. Определены доверительные интервалы Δ_b (табл. 3). Адекватность уравнений регрессии (1) и (2) проверена с помощью критерия Фишера при уровне значимости 5%. Для уравнений вычислены расчетные значения критерия F_p , которые сопоставлены с табличными значениями F_T .

Таблица 3. – Проверка адекватности уравнений регрессии и значимости их коэффициентов

№ уравнения	F_T	F_p	t	Квадратичная ошибка коэффициента регрессии s_k	Δ_b
(1)	2,87	18,43	2,086	10,67	$\pm 22,298$
(2)	3,24	43,27	2,131	0,02135	$\pm 0,04553$

Сравнение значений коэффициентов уравнений регрессии с их доверительным интервалом свидетельствовало о том, что все они значимы. Сравнение расчетных значений F -критерия с его табличными значениями подтвердило возможность интерпретации полученных зависимостей.

Анализ экспериментальных данных показал, что содержание 10% воды в эмульсии от объема смеси обуславливает снижение температуры факела примерно на 30...50 °С, а содержание воды 20% – на 100...120 °С. В результате уменьшения температуры факела можно снизить и содержание оксидов азота NO_x в дымовых газах. Для малых значений w изменение температуры прямо пропорционально изменению выделившейся при сгорании теплоты.

Следует отметить, что при малых значениях w разрыв капле может наступить за счет испарения топлива с их поверхности и результирующего уменьшения толщины внешней пленки. Другим механизмом, способным вызвать такой «задержанный» разрыв, является увеличение температуры испарения за счет выгорания летучих компонентов. Это можно учесть в рамках модели термического разрушения капле водотопливной эмульсии. Кроме этого дополнения, модель может быть уточнена за счет рассмотрения зависимости теплопроводности, теплоемкости и плотности материала капли от содержания паров внутри ее, а также учета увеличения ее радиуса, которое влияет, в частности, на силу аэродинамического сопротивления и теплообмен с окружающей средой. Снижение порогового значения микровзрыва достигается уменьшением прочности поверхностной пленки капли. Один из возможных путей достижения этого – добавление нефтесодержащих сточных вод, что позволит уменьшить однородность, вязкость и коэффициент поверхностного натяжения внешней пленки, а следовательно её прочность.

При увеличении влагосодержания топливной смеси уменьшается относительная длина факела l_v / l_0 (см. рис. 3). Это объясняется тем, что при дроблении парами воды капле эмульсии их фрагменты разлетаются в разные стороны, поперечные размеры факела увеличиваются при одновременном сокращении длины факела, однако объем факела практически не изменяется. Уменьшение длины факела ведет к уменьшению времени пребывания продуктов сгорания в высокотемпературной зоне, что объясняет снижение оксидов азота NO_x в дымовых газах.

Таким образом, добавление к топливу, сжигаемому в котельных установках, мелкодисперсной эмульсии на основе отработавших нефтесодержащих отходов и растворов технических моющих средств повышает влагосодержание топлива, уменьшая тем самым температуру и длину факела, что позволяет не только утилизировать отходы, но и снизить содержание оксидов азота NO_x в дымовых газах [3; 4].

Оксиды азота при высокой температуре образуют ряд термодинамической устойчивости: NO , N_2O , NO_2 , N_2O_3 , N_2 . В образовании оксидов участвуют как азот воздуха, так и органические соединения азота с топливом. На образование оксидов азота влияют катализаторы – различные соединения минеральной или минерально-органической составляющей топлива [5]. К увеличению образования NO_x приводят рост мощности горелок и нагрузки котла, повышение температуры среды в топке.

Доля оксидов азота в отработавших газах котла растет при коэффициенте избытка воздуха за счет снижения температуры среды в топке из-за разбавления дымовых газов воздухом [6]. Поступающий с дымовыми газами в атмосферу NO окисляется до диоксида азота NO_2 , вступает в реакцию с атмосферной влагой и выпадает с осадками в виде слабого раствора азотной кислоты HNO_3 , растворяясь в водах. На образование NO_2 при коэффициенте избытка воздуха 1,1 и температуре уходящих газов 200 °С требуется 35 мин, поэтому он практически не образуется в газовом такте котла. Геминитрид N_2O термически неустойчив, а доли димера диоксида N_2O_4 и триоксида N_2O_3 очень малы, чтобы их учитывать при исследовании токсичных выбросов котлов. Основная доля оксидов азота, образующихся в топке котла, обусловлена высокой температурой среды в зоне горения и наличием окислителя. Механизм образования оксидов азота различных видов представлен в работах [6; 7].

В долю вредных выбросов в составе дымовых газов также входят оксиды азота, образующиеся из химически связанного азота топлива. Топливный азот через радикалы частично окисляется до оксидов азота. На отделение атомов азота от элементов топлива затрачивается в 1,5...4,0 раза меньше энергии, чем на диссоциацию молекулы азота из воздуха. Вследствие малой энергии активации образование NO происходит при относительно низкой температуре [8]. Скорость образования NO_x из азота топлива имеет слабую зависимость от температуры среды и обнаруживается уже в начальной части факела при температуре около 1000 К [5]. При этом влияние концентрации кислорода на образование NO_x более существенно – оно проявляется примерно в квадратичной зависимости.

Вторичный энергоресурс, получаемый из нефтесодержащих отходов, имеет высокую теплотворную способность в сравнении с другими видами топлива (табл. 4).

Таблица 4. – Элементный состав (% масс.) и теплотворная способность эмульсии и топлива

Топливо	С	Н	S	О	N	Теплотворная способность	
						МДж/кг	МДж/м ³
Эмульсия	80,2	9,8	0,4	0,4	0,3	41,0	–
Печное топливо	79,5	9,5	0,5...1,1	0,4	0,3	39,5	–
Газ природный	72,5	23,5	0...0,3	0,4	0,5...3,5	–	33,5
Мазут топочный	83,5	10,2	0,7	0,4	0,3	38,9	–
Мазут малосернистый 100	85,8	10,7	0,2	0,4	0,4	39,2	–

Термическая утилизация нефтесодержащих отходов может производиться путем их сжигания с мазутом, печным топливом или природным газом. Балансовыми испытаниями парового котла ДКВР 6,5-13 установлено следующее. При подаче воздуха в горелки с расходом $637 \text{ м}^3/\text{ч}$ под давлением 1,9 кПа (нагрузка близка к номинальной) концентрация оксидов азота изменялась от 145 до $170 \text{ мг}/\text{м}^3$ (в пересчете на NO_2 в сухих газах при стандартных условиях: 101,3 кПа, 273 К и 6% O_2) в зависимости от коэффициента избытка воздуха. Средняя концентрация C_{NO_2} оказалась равной $160 \text{ мг}/\text{м}^3$. Этому значению соответствует масса выбросов $M_{\text{NO}_2} = 0,35 \text{ г}/\text{с}$. Концентрация NO_x зависит от нагрузки котла, по мере снижения которой происходит уменьшение содержания оксидов азота в дымовых газах с 160...200 $\text{мг}/\text{м}^3$ до 110...140 $\text{мг}/\text{м}^3$.

В ходе исследования *установлено влияние:*

- коэффициента избытка воздуха ($\alpha = 1,05; 1,10; 1,15; 1,20$) на выброс оксидов азота с дымовыми газами котла при термической утилизации эмульсии при нагрузке котла, % от номинальной: 50, 75, 100;
- содержания воды ($w = 0; 5; 10; 20; 25 \%$) в эмульсии на выход оксидов азота и оксида углерода при номинальной нагрузке котла;
- содержания воды ($w = 0; 5; 10; 20; 25 \%$) в эмульсии на КПД котла, температуру факела и температуру уходящих газов за экономайзером.

Для поиска режима работы котла без химического недожога и с наименьшими выбросами оксидов азота в атмосферу проводились эксперименты по сжиганию эмульсии влажностью 10 % с топливом на режимах 50, 75 и 100% мощности котла. Значение коэффициента избытка воздуха изменялось от 1,05 до 1,20 (табл. 5). При этом установлено снижение потребления основного топлива котельной на 3...5 %.

Таблица 5. – Содержание оксидов азота в дымовых газах в зависимости от коэффициента избытка воздуха при сжигании нефтесодержащей эмульсии при различной нагрузке котла ($w = 10\%$)

Нагрузка котла, %	Коэффициент избытка воздуха	Содержание оксидов азота, $\text{мг}/\text{м}^3$			
		Эксперименты			
		1	2	3	4
50	1,05	108	97	109	114
	1,10	128	118	130	139
	1,15	144	158	149	137
	1,20	155	157	149	162
75	1,05	149	152	158	150
	1,10	183	189	181	173
	1,15	201	197	200	204
	1,20	211	209	216	214
100	1,05	173	202	184	181
	1,10	203	214	217	231
	1,15	256	248	243	241
	1,20	257	265	251	255

Уравнение регрессии зависимости выхода оксидов азота NO_x от мощности котла M (%) и коэффициента избытка воздуха α следующее:

$$\text{NO}_x = -2580,531 + 183,375M + 4269,833\alpha - 1716,667\alpha^2. \quad (3)$$

Концентрация NO_x в дымовых газах падает со снижением α . Приравняв к нулю производную от оксидов азота по коэффициенту избытка воздуха $d\text{NO}_x / d\alpha = 4269,833 - 2 \cdot 1716,667\alpha = 0$, получим $\alpha = 1,24$, при котором образование NO_x максимальное.

Заключение. Увеличение содержания воды в нефтесодержащей эмульсии до 10% приводит к уменьшению длины факела в 1,1...1,3 раза, а при содержании воды 20% – в 1,2...1,6 раза, со снижением температуры факела на 30...50 К и 100...120 К соответственно, что обуславливает снижение содержания оксидов азота в дымовых газах на 28...45%.

Сжигание сильно обводненных горючих отходов нефтепродуктов (15% воды) с топливом при равномерном распределении воды по всему объему материала в котле ДКВР-6,5-13 обеспечивает снижение выбросов токсичных веществ по сравнению с их количеством при сжигании печного топлива. Горючие

добавки в виде вторичного энергоресурса из нефтяных фракций сточных вод позволяют уменьшить потребление основного топлива котельной на 3...5%.

ЛИТЕРАТУРА

1. Иванов, В.П. Разрушение поверхности раздела двух несмешивающихся жидкостей при эмульгировании / В.П. Иванов, В.А. Дронченко // Вестн. БрГТУ. – 2014. – № 4 (88) : Машиностроение. – С. 38–42.
2. Дронченко, В.А. Влияние содержания воды на стабильность эмульсии на основе отработавших нефтесодержащих продуктов / В.А. Дронченко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. В, Промышленность. Прикладные науки. – 2015. – № 11. – С. 82–86.
3. Цирульников, Л.М. Пути уменьшения образования токсичных и агрессивных продуктов сгорания природного газа и мазута / Л.М. Цирульников. – М. : ВНИИЭгазпром, 1980. – 36 с.
4. Семенов, В.И. Снижение выбросов оксидов азота при работе котельных установок / В.И. Семенов, В.А. Дронченко // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. В, Промышленность. Прикладные науки. – 2016. – № 3. – С. 186–190.
5. Лорнер, М.О. Горение и экология / М.О. Лорнер. – М. : Энергоиздат, 1982. – 177 с.
6. Зельдович, Я.Б. Окисление азота при горении / Я.Б. Зельдович, П.Я. Садовников, Д.А. Франк-Каменецкий. – М. : Наука, 1974. – 217 с.
7. Исаев, Л.А. Сокращение выбросов оксидов азота при сжигании угля / Л.А. Исаев, Г.Н. Делягин // Промышленная энергетика. – 1996. – № 6. – С. 44–48.
8. Работы ВТИ по снижению выбросов оксидов азота технологическими методами / Ю.П. Енякин [и др.] // Теплоэнергетика. – 1991. – № 6. – С. 33–38.

Поступила 02.12.2016

**DISPOSAL OF OILY WASTE BURNING
AS AN ADDITIVE TO FUEL STEAM BOILER**

V. IVANOV, V. DRONCHENKO

Deals with the disposal of oily waste combustion in a steam boiler. Burning very wet combustible waste petroleum products with fuels with a uniform distribution of water throughout the volume of material provides a reduction in emissions of harmful substances compared to their number when burning primary fuel. Confirmed the possibility and efficiency of using oil-contaminated production wastes in the form of water-fuel emulsion as an additive to fuel boilers.

Keywords: waste oils, emulsion, combustion, harmful emissions into the atmosphere.

ХРОНИКА НАУЧНОЙ ЖИЗНИ

ГЕОДЕЗИЯ, КАРТОГРАФИЯ, КАДАСТР, ГИС – ПРОБЛЕМЫ И ПЕРСПЕКТИВЫ РАЗВИТИЯ

МЕЖДУНАРОДНАЯ НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКАЯ КОНФЕРЕНЦИЯ

(Новополоцк, 9–10 июня 2016 года)

Международная научно-техническая конференция «**Геодезия, картография, кадастр, ГИС – проблемы и перспективы развития**» проходила в Полоцком государственном университете. Конференция проводилась с целью создания площадки для обмена опытом и представления результатов научно-исследовательских работ и инноваций в области геодезии, картографии, геоинформатики и кадастра, а также обсуждения путей сближения науки, производства и вузов.

Организаторами конференции выступили: Полоцкий государственный университет (ПГУ) Министерства образования Республики Беларусь; Комитет Госкомимущества Республики Беларусь; Московский государственный университет геодезии и картографии (МИИГАиК) Министерства образования Российской Федерации.

В работе конференции приняли участие 140 ученых и инженерно-технических работников в области геодезии, картографии, кадастра и ГИС из образовательных, научных и производственных организаций Беларуси, России, Латвии и Украины, из которых 21 доктор и 43 кандидата наук.

География организаций-участников:

- **Россия** (Московский государственный университет геодезии и картографии (МИИГАиК); Институт физики Земли РАН, Москва; Федеральный научно-технический центр геодезии, картографии и инфраструктуры пространственных данных, Москва; Дальневосточный федеральный университет, Владивосток; Горный институт Уральского отделения РАН, Пермь; Пермский национальный исследовательский университет; ИМСХА им. Тимирязева, Москва; Институт математических проблем биологии, РАН, Москва; Сибирский государственный университет геосистем и технологий (НИИГАиК), Новосибирск; Калининградское аэрогеодезическое предприятие).

- **Украина** (Университет новейших технологий, Киев; Киевский национальный университет им. Шевченко; Национальный университет городской экономики, Харьков; ПО «Картография»);

- **Латвия** (Латвийское агентство геопространственной информации);

- **Республика Беларусь** (20 организаций, из которых: 4 – Национальная академия наук Беларуси (НАНБ); 8 – Учреждения высшего образования; 8 – производственные организации «Госкомимущества» и Министерства природных ресурсов).

Программа конференции включала **пленарное заседание (18 докладов)** и **5 секций:**

- ◆ Геодезия, гравиметрия и геодинамика (21 доклад);
- ◆ Геоинформационные системы и технологии. Дистанционное зондирование территории (13 докладов);
- ◆ Картография и цифровое картографирование» (19 докладов);
- ◆ Землеустройство и кадастр объектов недвижимости. Мониторинг природных ресурсов и охраны окружающей среды» (20 докладов);
- ◆ Проектирование и строительство» (12 докладов).

В процессе конференции был **организован круглый стол** по вопросам состояния, развития и актуализации геодезического образования в Беларуси, России и других странах постсоветского пространства.

На торжественном открытии конференции 9 июня с приветственным словом в адрес участников конференции обратились проректор по научной работе Полоцкого государственного университета, канд. техн. наук, доц. **Д.О. Глухов**; проректор по научной работе Московского государственного университета геодезии и картографии, д-р техн. наук, проф. **В.Б. Непоклонов**; начальник Управления геодезии и картографии Госкомимущества Республики Беларусь **В.Г. Вежновец**.

В приветственных обращениях отмечено:

- возрастающая роль геодезии и геоинформационных систем в современном обществе;
- стремительное развитие новых технологий в геодезическом производстве, позволяющих существенно повысить точность определения координат пунктов опорных геодезических сетей;
- необходимость решения задачи общественного картографирования, выполнения научных исследований по высшей геодезии, гравиметрии и геодинاميке на качественно новом уровне. Это требует совершенствования геодезического образования, углубления у студентов знаний по высшей геодезии, системам координат и связи между ними, физической геодезии, включения в подготовку геодезистов геоинформационных дисциплин, современного программного обеспечения, сближения высшего образования с достижениями науки и потребностями производства.

Конференция характеризовалась большим числом докладов, посвященных наукоёмким и традиционно сложным вопросам *высшей геодезии, гравиметрии и геодинамики*. Так, в докладе **В.Б. Непоклонова** и **М.В. Абакушиной** представлено *современное состояние работ по созданию региональных и национальных цифровых моделей геоида в районах суши по гравиметрическим данным*, проанализированы различные виды моделей по их разрешающей способности и точностным характеристикам, сформулированы первоочередные задачи для улучшения моделей геоида для территории Российской Федерации.

Анализ состояния современной морской гравиметрии представлен в докладе **Л.К. Железняк, В.Н. Соловьева, П.С. Михайлова** (Институт физики Земли РАН, Россия); обозначены пути дальнейшего развития морской гравиметрии в мире и Российской Федерации, сделан вывод, что на современном этапе направлениями повышения точности морских гравиметрических измерений, кроме аппаратных, могут быть использование моделей гравитационного поля Земли и введение поправки за учет земных приливов.

Интерес вызвал доклад уральских ученых **С.Г. Бычкова, А.С. Долгалея, В.И. Костицина и других**, в котором предлагается *использование новых процедур редуцирования гравиметрических данных, учитывающих современные знания о фигуре Земли*, что позволит повысить информативность результатов гравиметрии.

Серия докладов на конференции была посвящена *геодинамическим исследованиям*. Здесь следует отметить работы Полоцкого государственного университета (**Г.А. Шароглазова, В.Н. Коровкин, К.И. Маркович, В.В. Ялтыхов и другие**), посвященные инструментальным исследованиям современных движений земной коры в Полоцко-Курземской зоне тектонических разломов с моделированием геодинамических процессов по результатам этих исследований.

Известно, что современные спутниковые технологии в геодезии привели к стремительному обновлению *координатного обеспечения во всем мире*. Появилось большое число систем координат: общеземных ITRS (International Terrestrial Reference System), сформированных Международной службой вращения Земли IERS (International Earth Rotation Service) на основе высокоточных измерений; WGS-84 (World Geodetic System, 1984), получившая распространение в связи с широким применением во всем мире американской спутниковой системы позиционирования GPS; ПЗ90 – в России и т.д.), государственных, местных.

В Беларуси и России совсем недавно от государственной системы координат СК-42, реализованной наземными методами, перешли к СК-95, а сегодня в России уже ведутся работы по внедрению новой государственной системы координат СК-2011. Актуальность вопроса обусловила и значительное число докладов на конференции, связанных с системами координат, их реализацией и распространением, а также переходом от одной системы к другой. Здесь следует отметить доклад **В.П. Горобца, В.М. Ефимова, И.А. Столярова** на тему *установления государственной системы координат 2011 года в Российской Федерации*; работу **П.А. Юзefовича** и **В.Я. Лобазова** «Системы координат в аэронавигации: состояние и перспективы»; доклад **А.М. Дегтярёва** и **А.С. Ивашиной**, посвященный *проблеме преобразования координат, отягощенных ошибками в обеих системах*.

Доклад об СК-2011 является заказным со стороны технического руководства РУП «Беларокосмогеодезия», так как традиционно геодезическое обеспечение Беларуси тесно связано с Россией. С 2010 года в Беларуси, вслед за Российской Федерацией, в соответствии с Указом Президента Республики Беларусь введена СК-95, поэтому у белорусских геодезистов, поддерживающих с Российской Федерацией единое координатное пространство, возникают вопросы в связи с ее переходом на СК-2011.

Для геодезии XXI век характеризуется не только внедрением спутниковых технологий, но и геоинформационных. Широко распространенные во всем мире геоинформационные системы (ГИС) требуют математической основы в виде координатной привязки и картографической проекции. Поэтому ГИС и геодезия во многих сферах человеческой жизни оказались настолько тесно связанными, что у геодезистов возникла необходимость в приобретении геоинформационных знаний, а у специалистов по ГИС – геодезических. Эта тема широко обсуждалась на конференции.

Свыше 10 докладов по различным секциям связаны с *ГИС-технологиями*. Доклад (**В.К. Утекалко и других ученых, БГУ**) посвящен *применению ГИС в военном деле*, в которых формулируется задача о необходимости принятия в Республике Беларусь единой базовой ГИС-платформы как первого этапа по созданию единого информационного пространства государства.

Ученые географического факультета БГУ (**Н.В. Клебанович и другие**) продемонстрировали *пример выполнения ГИС-анализа почвенного покрова по цифровым крупномасштабным картам*.

Исследователь Пермского государственного исследовательского университета **И.Ю. Митюнина** показывает *практические примеры решения геолого-геофизических задач на базе геоинформационной системы ArcGIS10 (ESRI Inc.) с предложением варианта автоматизации процесса подсчета запасов нефти объемным методом*.

Широкое применение ГИС-технологий при анализе состояния урбанизированных территорий демонстрировалось работами Витебского государственного университета (**А.Б. Торбенко, А.Н. Галкин,**

И.А. Красовская) «Особенности инженерно-геоморфологической ГИС Витебска» и **А.С. Семенюка** (БГУ) «Анализ градостроительных характеристик жилых кварталов города Молодечно с помощью ГИС-технологий». Так, Витебские ученые констатируют слабую разработанность концепций и методов геоинформационного обеспечения картографирования геоморфологической среды и экологического состояния урбанизированных территорий и выдвигают данную проблему в число наиболее актуальных. В работе **А.С. Семенюка** показано, что инструменты ArcGIS позволяют осуществить классификацию жилых кварталов по различным градостроительным характеристикам: типам, этажности, материалу домов, а также по плотности застройки. Возможность совместного использования пространственных и атрибутивных данных, различной тематической информации, проведение сложных аналитических операций обеспечивают высокую эффективность работы ГИС в муниципальных службах и органах исполнительной власти.

В настоящее время в Республике Беларусь выполняются работы по закреплению границ районов и субъектов хозяйствования. При этом на практике возникло достаточное число проблем, связанных с неопределенностью местоположения административно-хозяйственных границ, решение которых требует применения новых технологий. Данные вопросы поднимаются в докладе **А.С. Помелова** («Белгипрозем») и **М.В. Макаровой** (ПГУ), в котором они предлагают пути нормализации и установления границ субъектов хозяйствования, районов и областей страны с применением геоинформационных технологий и актуальных данных дистанционного зондирования Земли.

Дистанционное зондирование Земли – это также одно из важнейших направлений работы конференции. Специалисты по дистанционному зондированию в своих докладах рассматривали вопросы качества действующих нормативных документов по фотограмметрическим работам (**А.А. Михеева**, ПГУ), оценки достоверности результатов автоматизированного дешифрирования космических снимков (**М.В. Волошина**, ПГУ), тестирования калибровки и сертификации беспилотных летательных аппаратов (**А.Г. Чибуничев** и другие ученые, МИИГАиК).

Особенно интересным в связи с широким внедрением в топографо-геодезическое производство и другие сферы народного хозяйства беспилотных летательных аппаратов, на наш взгляд, является заключительный секционный доклад, содержательный в научном, коммерческом и учебном аспектах. В докладе представлен опыт работы на испытательном геополигоне МИИГАиК по тестированию и сертификации аэрофотосъемочных комплексов на базе пилотируемых и беспилотных летательных аппаратов (БЛА); сделан вывод о целесообразности выполнения исследований каждого набора аппаратно-программных средств (БЛА с камерой и ГНСС и ЦФС для обработки снимков) на полигоне с целью подтверждения заявленных производителем характеристик для получения документов о местности заданной точности. В результате БЛА сертифицируется с выдачей соответствующего сертификата. К исследованию широко привлекаются студенты при прохождении фотограмметрической практики.

Одним из конечных продуктов геодезических работ является карта. Современная картография стала другой: картографо-геодезическое производство стремительно переходит от бумажных карт к электронно-цифровым, которые менее затратны, информативнее и легче в оперативном обновлении. Наибольший интерес у многих участников конференции вызвал доклад **Н.В. Прохоровской** (РУП «Белгеодезия»), посвященный созданию цифровых топографических карт масштабов 1:25 000...1:200 000 с использованием программно-информационного комплекса «Составление-Ц», в котором дан анализ применения этого комплекса в современных производственных условиях, изучены его возможности по автоматизированному составлению и оформлению содержания цифровых топографических карт с учетом реальных возможностей производства.

Участие в работе конференции ведущих российских и белорусских вузов, а также видных представителей вузовской науки России, Украины, Беларуси, научных и производственных организаций – это не просто дань традиции, а необходимость, продиктованная временем. Вопросы повышения качества образования в отрасли становятся главным приоритетом подготовки кадров. Отрасль бурно развивается, появляется большое количество дорогостоящего и сложного в эксплуатации оборудования и программных продуктов. От специалистов в современном производстве требуется комплексная подготовка. Уровень профессионального образования становится ключевым вопросом при подборе сотрудников на работу в современном геодезическом производстве. От специалиста требуются не только теоретические знания, но и умение применять их на практике, быть готовым и способным к освоению новых технологий, оборудования, программного обеспечения. Это веяние эпохи на конференции было обозначено как в докладах, так и в вопросах, обсуждаемых за круглым столом.

Так, работа **С.Г. Шнитко** и **Е.В. Грищенко** (ПГУ) дает представление об использовании облачных технологий при подготовке специалистов по геодезии в Полоцком государственном университете, выполненная в соответствии с Концепцией информатизации системы образования Республики Беларусь до 2020 года. В докладе сделан акцент на внедрении в университете облачной технологии Google Класс, позволяющей организовывать онлайн-обучение, а также продемонстрирована возможность написания

скриптов на языке программирования JavaScript для расширения степени сложности геодезических расчетов и автоматизации процесса контроля расчетов студентов в Google Таблице и проверки тестов, введенных через Google Формы.

В совместном докладе БГУ и РУП «Белгеодезия» «О концептуальных основах подготовки студентов по специальности “Космоаэрокартография”» **А.П. Романкевича, О.Н. Балицкого, Ф.А. Левша** изложены фундаментальные принципы и общие цели обучения, ориентированного на сотрудничество университета с базовыми предприятиями в системе «вуз – производство». На предприятиях студенты начиная с 1-го курса имеют возможность ознакомиться с производственно-технологическим циклом создания картографо-геодезической продукции, проходят учебную и производственную практики, а также некоторые лекционно-практические курсы в рамках работы производственного филиала кафедры, которые проводят ведущие специалисты предприятия.

Вопросы высшего геодезического образования на постсоветском пространстве активно обсуждались за **круглым столом**. Отмечено, что геодезия благодаря спутниковым технологиям и развитию геоинформационных систем проникла во все сферы человеческой жизни.

Специалисты по геодезии и ГИС выразили мнение о необходимости развития геоматики как дисциплины, объединяющей эти два направления и готовящей специалистов, обладающих геодезическими знаниями для максимально эффективного создания мощных информационных баз данных, подобных Геопорталу, и их управлению.

Как **итоги конференции** отмечено следующее:

- высокий уровень научных докладов, отражающих современные мировые тенденции развития геодезии, возрастание роли во всех отраслях народного хозяйства, задающей координатное пространство и являющейся поставщиком измерительной информации (координат точек, топографо-геодезических и картографических данных, данных дистанционного зондирования, гравиметрических, геодинамических и т.д.) для формирования различных геоинформационных баз, порталов и проектов, используемых в народном хозяйстве и управляемых геоинформационщиками или специалистами по геоматике;

- высокий уровень организационной работы конференции;
- опубликование материалов конференции¹.

Рекомендовано:

- проводить подобную конференцию 1 раз в 2 года;
- шире использовать потенциал МИИГАиК (Россия) при подготовке специалистов высшей квалификации по геодезии и ГИС (защита кандидатских и докторских диссертаций) в Республике Беларусь и других странах СНГ;
- расширять научно-техническое сотрудничество между странами-участниками конференции путем выполнения совместных проектов;
- усилить намеченную в Республике Беларусь тенденцию связи геодезического образования, науки и производства путем активизации работы филиалов кафедр на производстве и практико-ориентированной магистратуры, а также привлечению производственными организациями ученых вузов и научных институтов к подготовке нормативной литературы и выполнению работ исследовательского плана, прежде всего геодинамических исследований.

Оргкомитет конференции выражает особую благодарность предприятиям Госкомимущества Республики Беларусь за оказание спонсорской помощи для проведения конференции.

**Г.А. Шароглазова, кандидат технических наук, доцент,
заведующий кафедрой геодезии и геоинформационных систем
Полоцкого государственного университета**

¹Геодезия, картография, кадастр, ГИС – проблемы и перспективы развития : материалы междунар. науч.-техн. конф., Новополоцк, 9–10 июня 2016 г. : в 2 ч. / Полоц. гос. ун-т ; редкол.: Г.А. Шароглазова (гл. ред.) [и др.]. – Новополоцк : ПГУ, 2016. – Ч. 1. – 228 с. ; Ч. 2. – 168 с.

ИНФОРМАЦИЯ

УДК 372.8

ОПЫТ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ «ОБЛАЧНЫХ» ТЕХНОЛОГИЙ ПРИ ПОДГОТОВКЕ СПЕЦИАЛИСТОВ ПО ГЕОДЕЗИИ В ПОЛОЦКОМ ГОСУДАРСТВЕННОМ УНИВЕРСИТЕТЕ

В Концепции информатизации системы образования Республики Беларусь на период до 2020 года в качестве одного из основных направлений выступает формирование образовательной среды на базе «облачных» технологий и распространение дистанционной формы получения образования [1].

Использование «облачных» технологий требует переориентации учебного процесса с традиционной пассивной формы усвоения знаний на активные формы и методы, направленные на формирование у студентов навыков самостоятельного анализа поставленных задач и выбора средств их решения [2].

В Полоцком государственном университете внедряются облачные сервисы Google for Education.

Приводится опыт их использования при организации элементов дистанционного обучения на кафедре геодезии и геоинформационных систем.

Рассматривается специфика подготовки геодезистов и предлагается соответствующий подход как к созданию обучающих материалов, так и к организации контроля самостоятельной работы студентов, для которого описаны требования и условия обеспечения его эффективности. На примере реализации управляемой и контролируемой самостоятельной работы по уравниванию геодезической сети с помощью сервиса Google Таблицы показывается возможности эффективного контроля самостоятельной работы студентов.

При внедрении данных технологий в учебный процесс следует учитывать следующую специфику геодезического образования:

- *использование структурированной информации.* Геодезические измерения и результаты их обработки классифицированы и представлены в основном в виде списков, таблиц и иерархических структур. Например, каталоги координат, сводки измерений на станции, классификаторы топографической информации;

- *использование пространственно-ориентированной информации,* в которой пространственная составляющая представлена в виде параметрических и полярных координат;

- *визуализация пространственной информации.* Наиболее компактный способ визуализации пространственной информации, легкий для человеческого восприятия и эффективный для проведения анализа – это карта.

Развертывание и использование в учебном процессе сервисов Google for Education позволяет сформировать целостную электронную информационно-образовательную среду университета, обеспечивающую проведение всех видов занятий, процедур оценки результатов обучения, формирование электронного портфолио обучающегося с сохранением его работ, рецензий и оценок [3]. В пакет сервисов Google for Education входят: *сервисы Класс, Gmail, Диск, Документы, Мои Карты.* В сервисе Класс преподаватели могут легко и быстро создавать и проверять задания в электронной форме. Задания и работы при этом автоматически систематизируются в структуру папок и документов на Google Диске. Система настройки доступа позволяет контролировать доступ к своим документам и папкам, устанавливая различные ограничения, и организовать совместную со студентами работу над документами.

Основная часть. При дистанционном обучении студентов заочной формы на кафедре геодезии и геоинформационных систем используется следующий подход к созданию обучающих материалов:

1. *Google Документы и Презентации* – для представления основных теоретических сведений. Для студентов настроен совместный доступ к этим материалам в режиме чтения. Также с помощью приложений Google Документы и Google Презентации студенты могут формировать отчет о выполненной работе и открыть к нему доступ преподавателю.

2. *Видеохостинг Youtube* – для видео-демонстрации способов выполнения самостоятельной работы. В видеоролике показывается процесс выполнения работы на практическом примере.

3. *Google Формы* – средство тестирования и опроса теоретических знаний. Данное приложение постоянно совершенствуется разработчиками Google и в настоящее время позволяет создавать тесты с автоматической проверкой и средствами анализа результатов. Результаты теста автоматически сохраняются в электронную таблицу приложения Google Таблицы.

4. *Google Таблицы* – для математической обработки структурированной геодезической информации. Для студентов настроен доступ к этим материалам в режиме редактирования, что позволяет преподавателю вместе со студентом производить совместную обработку данных и контроль вычислений. Следует отметить, что *Google Таблицы* – это мощный табличный редактор, поддерживающий большой перечень математических, инженерных и статистических функций, функций баз данных, нелинейных численных методов и средства визуализации.

5. *Google Мои Карты* – для визуализации пространственных данных. Данные, имеющие геопривязку, могут быть отображены на пользовательской карте, к которой есть возможность настраивать совместный доступ.

Также широко используется возможность написания скриптов на языке программирования *Google Apps Script*, что позволяет выполнять более сложные и трудоемкие геодезические расчеты и автоматизировать процесс контроля вычислений, производимых студентами в *Google Таблицы*. Для преподавателя скрипты также дают возможность автоматизировать процесс проверки тестов, проведенных через *Google Формы*.

Приведем пример реализации управляемой и контролируемой самостоятельной работы по уравниванию геодезической сети с помощью приложения *Google Таблицы*.

Данная работа является основной при изучении раздела «Уравнивательные вычисления» дисциплины «Высшая геодезия». Цель – сформировать знания в области уравнивания геодезических сетей, что является фундаментальной основой профессиональной подготовки инженера-геодезиста.

Наличие системы настройки доступа, а также возможность расширения функциональности приложений с помощью *Google Apps Script* позволяет организовать эффективный контроль самостоятельной работы студентов. Контроль будет характеризоваться стратегической направленностью, созидательностью, демократичностью и толерантностью [4].

Стратегическая направленность означает установление приоритетности и сосредоточенность контролирующей деятельности на главном, а именно на правильной последовательности производимых вычислений и получении окончательного результата. Демократичность и толерантность означает делегирование прав, полномочий и ответственности в осуществлении контроля самим студентом. В нашем случае, так как рассматриваемая работа имеет большую вычислительную нагрузку, то контроль промежуточных результатов осуществляется в приложении *Google Таблицы* с помощью скриптов *Google Apps Script*. Стратегический контроль выполняет преподаватель, контроль промежуточных вычислений студент выполняет самостоятельно. В ходе выполнения самостоятельной работы студент через систему комментариев в *Google Таблицы* может инициировать обсуждение с преподавателем возникших вопросов. При этом преподаватель в любое время может редактировать таблицу для помощи студенту.

В *Google Класс* публикуется задание, определяющее часть и сроки работы, которую необходимо выполнить, а также дается ссылка на методический материал (рис. 1). В данном задании по уравниванию геодезической сети методическим материалом являются видеоролики, в которых кратко излагаются теоретические сведения и подробно рассматривается процесс работы с таблицей.

Срок сдачи: 15 февр.

Задание 01

Сформировать цепочку треугольников, вычислить углы, округлить, чтобы сумма в треугольниках была равна 180 градусов.

8

ВЫПОЛНЕНЫ

17

НЕ ВЫПОЛНЕНЫ



Предварительная обработка угловых и линейных измерений. Часть 1

Видео YouTube 9 минут

Предварительная обработка угловых и линейных измерений. Часть 2

Видео YouTube 21 минута

Рисунок 1. – Задание в *Google Класс*

Исходными данными для работы являются вид геодезической сети и результаты измерений. Каждому студенту открывается доступ для редактирования электронной таблицы, которая содержит исходные данные и общую структуру (шаблон) вычислений (рис. 2). Шаблон вычислений содержит несколько листов, задающих тематику и ход вычислений.

ПредварТрианг														
Файл Правка Вид Вставка Формат Данные Инструменты Дополнения Справка Проверка Условия Сохранение...														
p. % .0 .00 123 Arial 10 B I A														
fx														
1	Вариант	Исход пункты			Измерения					Предвар реш треугольников				
2	8	назв	X	Y	№ напр	с п-та	на п-т	знач направ	знач длин	№ треуг	назв верш	Углы		
3		1	5250026,52	615067,5	1	1	5	0,00'00.00"						
4		2	5265009,98	605184,7	2	1	2	40,48'50.09"		1				
5		3	5275243,11	619920,88	3	1	4	99,20'19.20"						
6		4			4	2	3	0,00'00.00"						
7		5			5	2	4	49,26'18.71"						
8					6	2	1	91,22'03.03"		2				
9					7	2	5	119,43'35.76"						
10					8	3	4	0,00'00.00"						
11					9	3	2	56,31'52.18"						
12					10	4	1	0,00'00.00"		3				
13					11	4	5	33,20'55.21"	16370,15					
14					12	4	2	79,32'41.35"						
15					13	4	3	153,34'27.33"						

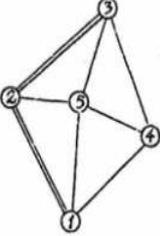
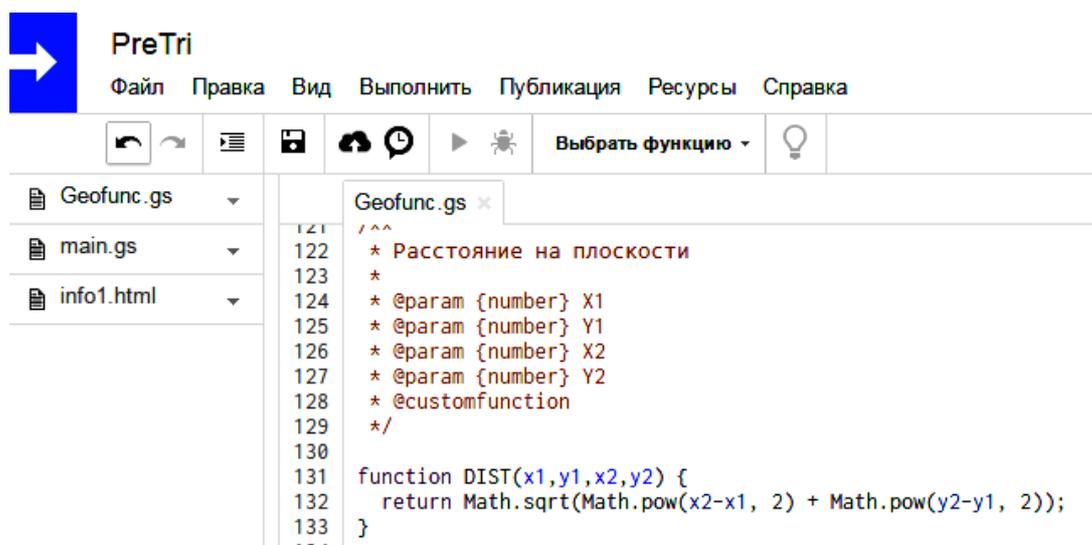


Рисунок 2. – Исходные данные и шаблон вычислений

Электронная таблица также содержит проект Google Apps Script, обеспечивающий дополнительную функциональность таблицы (рис. 3):

- пользовательские (геодезические) функции, например, функции решения обратной геодезической задачи на плоскости, поддержки вычислений в формате «градусы – минуты – секунды»;
- ссылки на библиотеку скриптов проверки промежуточных вычислений;
- файлы справочной системы – дополнительные пояснения по выполнению вычислений;
- функции для реализации дополнительного интерфейса, с помощью которого студент запускает функции промежуточной проверки.



```

PreTri
Файл Правка Вид Выполнить Публикация Ресурсы Справка

Geofunc.gs
main.gs
info1.html

Geofunc.gs x
/**
 * Расстояние на плоскости
 *
 * @param {number} X1
 * @param {number} Y1
 * @param {number} X2
 * @param {number} Y2
 * @customfunction
 */
function DIST(x1,y1,x2,y2) {
  return Math.sqrt(Math.pow(x2-x1, 2) + Math.pow(y2-y1, 2));
}
  
```

Рисунок 3. – Проект Google Apps Script

Шаблон таблицы спроектирован таким образом, что при вычислениях студент использует встроенные геодезические функции, которые ускоряют процесс вычислений, но при этом работа идет в полуавтоматическом режиме. От студента требуется понимание логики и методики обработки данных, а программа делает за него рутинные вычисления. Например, при составлении условных уравнений в триан-

гуляции, студент формирует табличную схему участвующих треугольников и цепочку вершин в необходимом порядке, а коэффициенты и невязки условного уравнения вычисляются по созданной схеме.

Промежуточная проверка реализуется следующим образом. Студент выделяет на листе необходимый диапазон ячеек, содержащий проверяемые данные, и выбирает в меню «Проверка» соответствующую команду, которая запускает необходимый скрипт. Посредством диалогового окна скрипт информирует о результате проверки и выделяет неверные значения из выбранного диапазона.

Таким образом, создана управляемая и контролируемая самостоятельная работа, при которой студент и преподаватель совместно реализуют проект уравнивания геодезической сети. Отпадает необходимость в такой системе, когда преподаватель по известным ответам контролирует вычисления студента. Поэтому важнейшим аспектом проверки становится методическая помощь студенту в осознании сильных и слабых сторон его учебной деятельности. Этот факт формирует созидательный характер контроля, когда студент и преподаватель в совместном проекте преследуют цель получения положительного результата. Следует отметить, что смещение основной вычислительной нагрузки со студента на Google Таблицы позволяет:

- выполнять более масштабные проекты;
- максимально разнообразить задания;
- постоянно видоизменять задания, не ограничивать их сложность;
- студентам сконцентрироваться на главных вопросах, видеть проблему в целом и не погружаться в рутину вычислений.

ЛИТЕРАТУРА

1. Концепция информатизации системы образования республики Беларусь на период до 2020 года [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://edu.gov.by/page-1081>. – Дата доступа: 12.11.2016.
2. Лазовский, Д.Н. Пути модернизации университетского образования / Д.Н. Лазовский, В.В. Булах, Ю.П. Голубев // Вестн. Полоц. гос. ун-та. Сер. Е, Педагогические науки. – 2009. – № 5. – С. 1–6.
3. Стригунов, В.В. О применении облачных сервисов Google apps for education в учебном процессе / В.В. Стригунов // Ученые заметки ТОГУ. – 2015. – № 3. – С. 153–156.
4. Дыбина, О.В. Контроль самостоятельной работы студентов в вузе / О.В. Дыбина, В.В. Щетинина // Теория и практика общественного развития. – 2015. – № 4. – С. 122–129.

Шнитко С.Г., Грищенко Е.В.
Полоцкий государственный университет

СОДЕРЖАНИЕ

ИСТОРИЯ АРХИТЕКТУРЫ

<i>Габрусь Т.В.</i> Актуальные сродки архитектурно-мастацкай выразнасці сучасных каталіцкіх храмаў Беларусі.....	2
<i>Бакатович А.А., Давыденко Н.В.</i> Восстановление оборонительных сооружений замка в Любче.....	10
<i>Захаркина Г.И., Давидович А.С.</i> Усадыба Гребницких в Оболи	18
<i>Платонова Р.М., Захавай Е.А.</i> Усадыба Умястовских в Гродненской области и дворец Лазенки в Варшаве ...	23

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

<i>Шведов А.П.</i> Электропроводящие зоны в бетонной смеси и механизм электроактивации цементных систем	30
<i>Павлова И.П.</i> Влияние пластифицирующих добавок на свойства расширяющихся цементных систем.....	35
<i>Парфёнова Л.М., Разуева Е.А.</i> Направления совершенствования кассетного производства панелей КПД.....	41
<i>Шабанов Д.Н., Зябкин Е.А., Трамбицкий Е.А.</i> Метод моделирования и прототипирования как один из наиболее актуальных, объективных и надежных методов научных исследований	48
<i>Лазаренко О.В., Шпилевская Н.Л.</i> Применение карбонатосодержащего шлама химической водоочистки в композиционном вяжущем для самоуплотняющегося бетона	55
<i>Шабанов Д.Н., Терехов С.А., Хватынец В.А.</i> Влияние техногенных отходов на динамику капиллярного всасывания силикатных бетонов	63
<i>Шведов А.П., Парфёнова Л.М.</i> Методы электроактивации бетонных смесей и их эффективность.....	68
<i>Шабанов Д.Н., Зябкин Е.А., Трамбицкий Е.А.</i> Компьютерное моделирование стеклопластиковой арматуры периодического профиля и вычислительный эксперимент оценки ее эксплуатационных свойств.....	73

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

<i>Тур В.В., Санникова О.Г.</i> Расчетная модель для определения связанных деформаций на стадии расширения напрягающего бетона в условиях двухосного ограничения	79
<i>Кремнёв А.П., Лобачёва Н.Г., Велюга Т.С.</i> Сравнение методов расчета свайных фундаментов по национальным и европейским нормам	88
<i>Кологривко А.А., Иголка Д.А., Лукаш Е.М.</i> Оценка влияния горного давления на технологическую шахту в стесненных условиях городского строительства	95
<i>Крацов В.Н., Лапатын П.В.</i> Сваи малого поперечного сечения для фундаментов малоэтажных зданий, упрочнения грунтов и их расчет.....	102
<i>Тур В.В., Лазовский А.Д.</i> Расчетная модель сопротивления изгибу многопустотных плит перекрытий безопалубочного формования в составе платформенных стыков зданий	108
<i>Кремнёв А.П., Глухов Д.О., Вишняков Н.Н., Глухова Т.М.</i> Расчет фундаментов распорных сооружений методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения с учетом анизотропии прочностных свойств грунтов ...	120
<i>Иванов А.А., Иванова О.П.</i> Сравнительный анализ устойчивости трапециевидных пластин при чистом изгибе ...	127
<i>Киселёв В.Н., Давыденко И.А.</i> Влияние наклонных ребер жесткости на величину крутильной жесткости стержня ..	130

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

<i>Литвинко Н.Г.</i> Выбор спутниковых данных и особенности их фотограмметрической обработки при создании цифровой модели местности приаэродромной территории Беларуси	141
<i>Шнитко С.Г., Громыко С.В.</i> Восстановление геодезической разбивочной основы строительства Полоцкой гидроэлектростанции.....	149
<i>Кологривко А.А., Галузо О.Г., Романов Д.В.</i> Исследование и учет прочностных свойств противодиффузионного экрана из полиэтиленовой пленки при прогнозных нагрузках и деформациях в процессе эксплуатации шламохранилищ калийного производства	156
<i>Липский В.К., Спиридёнок Л.М.</i> Общие правила защиты окружающей среды при авариях на нефтепроводах.....	162
<i>Шепелева Н.И., Марцуль В.Н., Войтов И.В.</i> Содержание органических загрязнителей в осадках сточных вод очистных сооружений канализации.....	165
<i>Липский В.К., Спиридёнок Л.М., Кульбей А.Г., Янушонок А.Н., Киселёв О.В.</i> Выбор рубежей задержания при аварийных разливах на магистральных нефтепродуктопроводах	173
<i>Иванов В.П., Дронченко В.А.</i> Использование нефтесодержащих отходов в качестве добавки к топливу, сжигаемому в паровом котле.....	178

ХРОНИКА НАУЧНОЙ ЖИЗНИ

Геодезия, картография, кадастр, ГИС – проблемы и перспективы развития : международная научно-техническая конференция, <i>Новополоцк, 9–10 июня 2016 года (Г.А. Шароглазова)</i>	184
---	-----

ИНФОРМАЦИЯ

Опыт использования «облачных» технологий при подготовке специалистов по геодезии в Полоцком государственном университете (<i>Шнитко С.Г., Грищенко Е.В.</i>).....	188
---	-----