

MIESIĘCZNIK
POŁOCKI.

T o m I.
R o k 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 рэцэнзаваў, 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, geoecology and transport.

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

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

Подписано к печати 28.06.2018. Бумага офсетная 65 г/м². Формат 60×84¹/₈. Ризография.
Усл. печ. л. 26,74. Уч.-изд. л. 32,23. Тираж 100 экз. Заказ 885.

АРХИТЕКТУРА

УДК 94(476.5)+72.03

ПАМІЖ ДНЯПРОМ І ЗАХОДНЯЙ ДЗВІНОЙ: ГІСТОРЫКА-АРХІТЭКТУРНАЯ СПАДЧЫНА ДРУЦКА-ТАЛАЧЫНСКАГА РЭГІЁНА

*д-р мастацтвазнаўства Т.В. ГАБРУСЬ**(Цэнтр даследаванняў беларускай культуры, мовы і літаратуры НАН Беларусі, Мінск)*

Артыкул прысвечаны гісторыка-мастацтвазнаўчаму агляду архітэктурнай спадчыны лакальнага рэгіёна паміж Заходняй Дзвіной і Дняпром на шляху «з варагаў у грэкі» (цяпер Талачынскі раён Віцебскай вобласці). Зроблена выснова, што ў архітэктурнай спадчыне друцка-талачынскага рэгіёна, пры ўсіх яе стратах, знайшлі адлюстраванне асноўныя этапы ў развіцці айчыннага дойлідства.

Ключавыя словы: *архітэктурная спадчына, Друцк, Талачын, развіццё айчынай архітэктуры, асноўныя этапы, агляд рэгіёна.*

Частка рэчак друцка-талачынскага рэгіёна (цяпер Талачынскі адміністрацыйна-тэрытарыяльны раён) адносіцца да басейна Дняпра (Друць, Бобр, Сакалянка, Пліса), другая частка – да басейна Заходняй Дзвіны (Усвейка, Абалейка). Таму ў старажытнасці па гэтай тэрыторыі праходзіў волакавы ўчастак аднаго з магчымых шляхоў “з варагаў у грэкі”. Мікалай Рэрых, які даследаваў шляхі варагаў у канцы XIX стагоддзя, адзначаў: “Дзіўна і страшна было ўсведамляць, што па гэтых самых месцах плавалі чоўны варажскія” [12, с. 11]. Апетае ў песнях, Друць бярэ пачатак недалёка на поўнач ад Талачына і цячэ на поўдзень да Дняпра. На правым высокім беразе Друці, на пачатку волака да Заходняй Дзвіны, захавалася гарадзішча аднаго з найстаражытнейшых паселішчаў полацкай зямлі, што ўпамінаецца ў летапісах як Дрыўтск, Дрыўтск, Дрыўтск (каля сучаснай вёскі Друцк Талачынскага раёна).

Паводле сведчанняў візантыйскіх гісторыкаў VI стагоддзя, нашы далёкія продкі сяліліся наступным чынам: “Паселішчы славян размешчаны на рэчках, адно за адным, і злучаны паміж сабою так, што паміж імі няма значных адлегласцей; ушчыльную да іх падыходзяць лясы, балоты, багны” [15, с. 18]. Пачатак і станаўленне дзяржаўнасці на землях усходніх славян спрыяла адыходу ад пантэістычнага светапогляду, прыняццю ў 988 годзе хрысціянства і далучэнню да высокаразвітай візантыйскай культуры таго часу. У сярэднявечных геаграфічных крыніцах Старажытная Русь звалася ўжо “гардарыка”, што азначае “краіна гарадоў”. Ад язычніцкага родаплемяннога ўмацаванага гарадзішча ўсходнеславянскі сярэднявечны горад адрозніваўся, у першую чаргу, абавязковай наяўнасцю храма (хорама Бога), які меў сімвалічнае прызначэнне нябеснага горадаахоўнага аб’екта. Менавіта гэтым гістарычным працэсам абумоўлена будаўніцтва ў Друцку больш тысячы гадоў таму *першага хрысціянскага храма*. Гэта адбылося ў часы ўладарання ў Полацкім княстве князя Ізяслава, сына Рагнеды, унука Рагвалода. І было гэта яшчэ да падзелу хрысціянства на ўсходнюю (праваслаўную) і заходнюю (каталіцкую) галіны, які адбыўся ў 1054 годзе.

Драўляная царква была пастаўлена ў цэнтры ўмацаванага дзядзінца Друцка і асвечана ў гонар Нараджэння Багародзіцы (Прачысценская). Дата яе заснавання падаецца ў надпісе, зробленым у канцы пергаментнага рукапісу славуэта Друцкага Евангелля XIV стагоддзя, найкаштоўнейшага помніка ўсходнеславянскай пісьменнасці: “В лето 6509-е (1001 г.) створена бысть церкви сия Святая Богородица въ граде во Дриўтсѣ, а служиши в ней ежедневную службу, божию милостию и его пречистой матери и рабом божьим князем Василием Михайловичем и его супругою княгинею Василисою. А положил я со своею женою Божественное Евангелие и оковал. Да дал Святой Богородице село Моравиничи и с людьми и со всеми пошлинами и медовою данью, и с селищами, и слугами, которые принадлежат тому селу. А что из той дани пошлина шла ключнику, та пошлина пономарю, который служит у Святыя Богородицы. Да дал десятину от хлеба из своего села Видинич. А после моей смерти не следует вмешиваться ни моим детям, ни моим тиунам, ни иному какому-либо нарушителю. А кто станет вмешиваться, тот даст ответ перед Богом на страшном суде” [11, с. 17]. Іншыя запісы на старонках Друцкага Евангелля сведчаць, што яно, як і ўвесь край, шмат разоў пераходзіла з рук у рукі.

Археолагамі Л.В. Аляксеевым і В.М. Ляўко пры раскопках старажытнага паселішча былі знойдзены шматлікія рэчы, якія тычыліся Прачысценскай царквы: керамічныя пліткі падлогі, памерам 9×9 см, з палівай жоўтага і зялёнага колеру, фрагменты бронзавай жырэнды (хароса) з некалькімі падсвечнікамі, бронзавыя крыжы-складні з выявамі Божай Маці, Архангелаў Міхаіла і Гаўрыіла, святога князя Барыса і інш., на якіх засталіся сляды пажарышч.

Царква неаднаразова гарэла і перабудоўвалася. У XVII стагоддзі пры ёй існаваў праваслаўны манастыр, у пачатку XVIII стагоддзя, да 1726 года, яна перайшла да уніятаў, а ў 1838 годзе была вернута праваслаўным. Яшчэ праз 100 гадоў, у 1938 годзе, з царквы знялі крыжы, а ў 1942 годзе яна была апошні раз спалена. На яе месцы ў 2001 годзе быў устаноўлены мемарыяльны знак з нагоды святкавання 1000-годдзя Друцка, побач зроблена рэканструкцыя фрагментаў умацаванняў старажытнага гарадзішча: драўляных чацверыковых вежаў і востракола.



Памятны знак
1000-годдзю паселішча, Друцк

у перыяд развіцця ў дзяржаве рамёстваў, культуры і эканомікі, сфарміраваўся новы тып ужо неўмацаванага гандлёвага паселішча, званага мястэчкам. На працягу XVI–XVII стагоддзяў мястэчка Абольцы змяніла шмат уладальнікаў, а ў XVIII стагоддзі стала ўладаннем князёў Сангушак, якім належала значная частка земляў гэтага рэгіёна.

Старажытны драўляны касцёл у Абольцах неаднаразова перабудоўваўся. Да першага падзелу Рэчы Паспалітай тут служыў вядомы каталіцкі дзеяч біскуп-суфраган С. Богуш-Састанцэвіч. У 1809 годзе быў змураваны новы касцёл у стылі класіцызму, які існаваў яшчэ ў пачатку XX стагоддзя, але не збырогся (выяўлены археалагічнымі раскопкамі 1981 г.). Праваслаўная Успенская царква ў Абольцах вядома з 1532 года. Драўляны храм быў крыты гонтам, шмат разоў аднаўляўся. Пасля падаўлення паўстання 1863–1864 гадоў, “польскага мятежа”, бацюшка Г.І. Свідзерскі быў узнагароджаны “скуфьей, набедренником и темнобронзовым наперсным крестом”. У 1937 годзе царква зачынена, а святар М.Л. Пяскоўскі расстраляны. У 1941 годзе храм пры захопе вёскі спалены гітлераўцамі [11, с. 21–22].

У Вялікім Княстве Літоўскім найбольш даўнія традыцыі храмабудаўніцтва мела праваслаўная царква, якая, аднак, пасля дзяржаўнай Люблінскай уніі 1569 года і царкоўнай Брэсцкай уніі 1596 года, без падтрымкі дзяржаўнай улады Рэчы Паспалітай, паступова страціла свае дамінатныя пазіцыі. “Просьбою і грозьбою” большасць насельніцтва, раней праваслаўнага, перайшло ва уніяцтва. У выніку ў манументальным сакральным дойлідстве краю на працягу стагоддзяў своеасабліва спалучаліся і супрацістаялі адно аднаму традыцыі і каноны праваслаўнай, каталіцкай і уніяцкай канфесій. Менавіта ва уніяцкім храмабудаўніцтве XVIII стагоддзя набылі пашырэнне асабліва самабытныя нацыянальныя формы позняга беларускага барока, званага віленскім. Яго найбольш выдатнымі ўзорамі сталі уніяцкія храмы ў Полацку (Сафійскі сабор), Беразвеччы, Віцебску, Оршы, Барунах, Талачыне і інш. [3, с. 172–201]. Відавочна, што распаўсюджанне стылістыкі віленскага барока ў арэале Беларускага Паазер’я абумоўлена тэрытарыяльнай і культурнай далучанасцю да гістарычнага палітычнага цэнтра Вялікага Княства – Вільні.

Мястэчка Талачын (цяпер цэнтр адміністрацыйнага раёна) мае даўнюю і няпростую гісторыю. У пісьмовых крыніцах яно ўпершыню згадваецца ў 1433 годзе. У сярэдзіне XVII стагоддзя, падчас вайны Рэчы Паспалітай з Маскоўскай Дзяржавай, паселішча цалкам спалена і зруйнавана. У выніку першага падзелу Рэчы Паспалітай у 1772 годзе мяжа паміж дзяржавамі прайшла якраз па рацэ Друць і падзяліла мястэчка на левабярэжны Стары (альбо Рускі) Талачын і правабярэжны Новы (альбо Зарэчны) Талачын, які заставаўся ў складзе Рэчы Паспалітай да 1793 года. Паміж імі існавала мытня. Пазней, у складзе Расійскай імперыі, часткі аднаго мястэчка адносіліся да розных паведаў: Стары Талачын – да Капыскага (з 1861 г. да Аршанскага), Новы Талачын – да Сенненскага. У сярэдзіне XIX стагоддзя 71% насельніцтва складалі яўрэі, 23% – праваслаўныя, 6% – католікі [7, с. 467]. Складанасць дзяржаўнай, этнічнай і канфесійнай структур абумовілі супярэчлівасць дакументальных крыніц па гісторыі культуры краю.

Вядома, што ў 1604 годзе канцлер Вялікага Княства Літоўскага Леў Сапега, тагачасны ўладальнік Талачына, заснаваў тут касцёл, школу і шпіталь. Будынкі гэтыя не ацалелі і дзе яны дакладна знаходзіліся невядома. Адначасова Л. Сапегам была пабудавана праваслаўная драўляная Ільінская царква «на самым прылічным в местечке Толочин месте» [11, с. 11]. У 1615 годзе на гэтую царкву князем нададзены фундуш: 5 валок зямлі з пяццю на ёй сялянскімі дварамі ў вёсцы Катужына. У 1726 годзе Ільінская царква перайшла да уніятаў і, верагодна, пераасвечана ў гонар св. Міколы Цудатворцы, паколькі, згодна з дакументамі 1834 года, сяляне вёскі Катужына належалі менавіта да Мікольскай царквы. У 1835 годзе яна зноў

стала праваслаўнай. У гэты ж час у вопісу мястэчка адначаецца таксама наяўнасць «праздной Римской церкви», што знаходзілася ў Зарэчным Талачыне. Магчыма, што гэтае недакладнае вызначэнне тычыцца як раз адзінага ў мястэчку каталіцкага храма, прынамсі касцёла, заснаванага некалі Сапегам, які на той час ужо быў закрыты. У дакуменце адзначана таксама мураваная Пакроўская царква пры манастыры базільян, якая на сённяшні дзень з'яўляецца найбольш каштоўным архітэктурным помнікам усяго Друцка-Талачынскага рэгіёна. Цяпер комплекс былога манастыра базільян належыць праваслаўнаму жаночаму Свята-Пакроўскаму манастыру Віцебскай епархіі Беларускага Экзархата Маскоўскай Патрыярхіі.



Пакроўская царква XVIII стагоддзя, Талачын

Гістарычныя звесткі пра будаўніцтва манастыра базільян у Талачыне нешматлікія, да таго ж супярэчлівыя. Толькі з пачаткам дзяржаўнай праграмы “Збор помнікаў гісторыі і культуры Беларусі” ў 1970-я гады ўпершыню зроблена спроба аб’ектыўна асвятліць помнікі культавага дойлідства перыяду Рэчы Паспалітай, у тым ліку і былога базільянскага манастыра ў Талачыне. Пра яго архітэктурна-мастацкія якасці пісалі беларускія гісторыкі архітэктуры Ю. Якімовіч, А. Кулагін, Т. Габрусь і маскоўская даследчыца І. Слюнькова [2, с. 467; 3, с. 188; 3, с. 411; 5, с. 411; 9, с. 382–383; 13, с. 499–502]. Аднак нават гэтыя невялікія публікацыі ўтрымліваюць супярэчлівыя высновы. Таму пры атрыбуцыі гэтага помніка мы мусім абапірацца на яго архітэктурна-мастацкія характарыстыкі і гістарычныя рэаліі.

Базільянскі (грэка-каталіцкі) манастыр у Талачыне заснаваны ўладальнікамі мястэчка князямі Сангушкамі ў 1769 годзе. Хутчэй за ўсё ў той жа час распачата будаўніцтва мураванай царквы, пра што сведчаць яе архітэктурна-стылявыя асаблівасці, характэрныя для позняга беларускага барока. Відавочна, што гэта адбылося яшчэ да першага падзелу Рэчы Паспалітай у 1772 годзе. Пытанне, ці была вялікая мураваная царква пастаўлена на месцы старажытнага драўлянага касцёла, застаецца дагэтуль дыскусійным, паколькі гэты факт не пацверджаны пісьмовымі ці археалагічнымі крыніцамі. Больш таго, не было аніякай неабходнасці замяняць касцёл уніяцкай царквой у межах Рэчы Паспалітай, дзе каталіцтва было дзяржаўнай канфесіяй. У Расійскай імперыі стаўленне да уніяцтва было зусім адмоўным. Найбольш верагодна, што велічны мураваны храм пастаўлены на новым месцы разам з базільянскім манастыром

і асвечаны ў 1796 годзе ў гонар Пакрова Багародзіцы як уніяцкая царква. Таму нельга атаясамліваць гэты помнік з касцёлам, што сустракаецца ў шэрагу публікацый.



Касцёл XIX стагоддзя, Талачын



Манастырскі корпус XVIII стагоддзя, Талачын

Архітэктура Пакроўскай царквы з’яўляецца яскравым узорам позняга беларускага барока, звананага віленскім. Мастацкім узорам для яе стаў, верагодна, архітэктурны вобраз касцёла дамініканцаў у мястэчку Смаляны (менш за 40 км ад Талачына), якое таксама належала князям Сангушкам. Кляштар дамініканцаў заснаваны тут Геранімам Сангушкам яшчэ ў 1678 годзе, а новы касцёл змураваны ў 1760-я гады манахам-дамініканцам Людвікам Грынцэвічам, вядомым мясцовым дойлідам, які атрымаў прафесійную адукацыю ў Рыме. Структура фасада і вежаў Пакроўскай царквы цалкам ідэнтычна касцёлу ў Смалянах [4, с. 83–84]. Кампазіцыйныя і канфесійныя адрозненні паміж імі выяўлены ў форме алтарнай часткі, у адсутнасці ў талачынскім храме трансепта (папярочнага нефа) і наяўнасці мураванай алтарнай перагародкі, характэрнай для уніяцкіх храмаў. Высокі прафесійны і мастацкі ўзровень архітэктуры талачынскай уніяцкай царквы дазваляе меркаваць пра магчымы ўдзел у яе будаўніцтве такіх таленавітых архітэктараў таго часу, як Людвік Грынцэвіч ці Аляксандр Асікевіч (вядомы архітэктар-базыльянін).

Паводле архітэктанічнай будовы Пакроўская царква ў Талачыне – трохнефавая базіліка з дзвюхвежавым фасадам-нартэксам. У кампазіцыі дамінуе высокі цэнтральны неф, які завяршаецца з захаду плоскай алтарнай сцяной. Тарцы двухсхільнага даху з абодвух бакоў закрыты фігурнымі атыкавымі фронтонамі складанага абрысу. Невысокія бакавыя нефы і яшчэ больш нізкія сіметрычныя сакрысціі надаюць дынаміку кампазіцыі, якая нарастае да вертыкалей вежаў. Пластыка галоўнага фасада надзвычай экспрэсіўная, але падпарадкавана строгай лустэркавай сіметрыі. Фасад падзелены на пяць частак выступаючымі пад вострым вуглом пілонамі, якія аформлены слаістымі пілястрамі вялікага ордэра. Прамежкі паміж пілястрамі маюць увагнутую паверхню, што надае фасаду хвалістасць, падабенства да тэатральнай кулісы. Ярусы вежаў імкліва скарачаюцца па памерах, што надае ім тэскапічную структуру і візуальную стромкасць. Аднак руставаныя п’едэсталы ордэра маюць ужо рысы барочнага класіцызму.

Арганізацыі ўнутранай прасторы храма таксама ўласцівы вытанчанасць і складанасць. Складанасць бакавых нефаў падзелены падвойнымі падпружнымі аркамі, які абпіраюцца на слаістыя пілястры, што робіць форму апорных слупоў прасторава неакрэсленай. Алтарная частка аддзелена скразным «мурованым іконостасам», як пазначана ў інвентары храма за 1802 год. Незвычайным дэкаратыўным элементам у аформленні інтэр’ера з’яўляюцца нібыта «скручаныя» ўнізе пілястры арганых хораў і бакавых нефаў, чым у мастацкіх формах барока дэкларуецца ілюзорнасць і зменлівасць свету. Структура апорных слупоў, падпружных арак, скляпенняў, рустоўка цокаля, прапорцыі і групоўка ордэрных элементаў, прасторавая актыўнасць паверхні фасада – гэта ўсё характэрныя прыкметы позняга барока. Відавочна, што даціроўка гэтага помніка больш раннім часам не абгрунтавана з пункту гледжання гісторыі дойлідства.

Манастырскія будынкі першапачаткова былі драўляныя. Мураваны будынак былога базыльянскага манастыра узведзены да 1779 года, ужо пасля далучэння гэтай часткі мястэчка да Расійскай імперыі. Моцна выцягнуты прамавугольны жылы корпус размешчаны на поўдзень ад царквы (цяпер вул. Ленінская, 31), накрыты двухсхатным дахам з трохвугольнымі фронтонамі на тарцах. Фасады рытмічна расчлянены пілястрамі вялікага ордэра і ўвучаны прафіляванымі карнізамі. Аконныя праёмы аформлены фігурнымі сандрыкамі ў агульнай стылістыцы з храмам. Планіроўка будынка галерэйнага тыпу, з аднабаковым светлым калідорам. Памяшканні перакрыты цыліндрычнымі скляпеннямі з распалубкамі.

Згодна вопісу 1802 года, складзенаму ігуменам базыльянскага манастыра Юстай Крупіцкім, на той час у 8-мі келлях пражывала 5 манахаў, арганіст і інш. Далей у вопісу адзначана: «Манастырь содержит “публичные школы”. Профессора – монахи монастыря Иероним Лопатто (префект), Флориан и Сильвестр Быковские и пан Ян Вирер; студентов 80; науки 4-го класса: красноречие, виршеписание, география,

геометрия, история, мораль; 2-го и 3-го класса: науки христианские, моральная, география, история политическая, арифметика высшая, правила высшей конструкции; 1-го класса: катехизис, науки благонравия и др. Госпиталя нет... В будущем году откроется “фабрика мурования” школ, каплицы и ограды вокруг монастыря» [1, с. 616–617]. На плане мястэчка 1810 года ў межах манастырской тэрыторыі, пазначаны яшчэ адзін вялікі Г-падобны будынак, верагодна, драўляны, які цяпер не існуе. Ад вуліцы комплекс манастыра аддзяляе масіўная мураваная агароджа з лучковымі арачнымі нішамі. Парадную арачную браму, размешчаную па восі ўвахода ў царкву, дубліруе невялікая фортка.

Ацэнка гісторыка-культурнай каштоўнасці комплекса базыльянскага манастыра ў Талачыне мае складаны рознаветарны характар. Талачынскі базыльянскі манастыр скасаваны па рашэнні Грэка-уніяцкай духоўнай калегіі, створанай у 1828 годзе па загаду імператара Мікалая I, на чале якой стаялі мітрапаліты Язафат Булгак і Язэп Сямашка. Пасля паўстання 1830–1831 гадоў, у якім прымалі ўдзел шмат уніяцкіх святароў, пачалося масавае зачыненне базыльянскіх манастыроў [10, с. 13]. Больш 60 з іх, у тым ліку і талачынскі, закрытыя яшчэ да скасавання ўніі ў 1839 годзе. У хуткім часе, да 1846 года, адбылася перадача уніяцкай Пакроўскай царквы праваслаўным.

Відавочны грэка-каталіцкі канон архітэктуры храма негатыўна ўспрымаўся праваслаўным клірам, што знайшло адлюстраванне ў замене формы завяршэння вежаў на цыбулістыя галоўкі, замуроўцы шэрагу скразных барочных праёмаў. Пазней, у савецкі час, негатыўнае стаўленне да рэлігіі ў цэлым яшчэ больш ускладніла драматызм сітуацыі. Той факт, што ўвесь архітэктурны комплекс манастыра ў Талачыне, хаця і ў занябаным стане, ацалёў да пачатку 1990-х гадоў, можна патлумачыць толькі тым, што галоўны ўдар “атэістычнага вандалізму” ў гэтым рэгіёне патрапіў на гістарычна больш значныя і больш насычаныя помнікамі сакральнага дойлідства – Віцебск і Оршу. У наш час архітэктурны комплекс у Талачыне рэстаўруецца.

У канцы XVIII стагоддзя ў мястэчку Саколiна па фундацыі яго ўладальніка князя Друцкага-Сакалінскага змуравана грэка-каталіцкая царква ў імя Святога Духа. Асноўны васьмігранны аб’ём храма сімвалізаваў гармонію сусвету. Шматлікія калоны і пілястры з фантазійнымі капітэлямі, хвалістыя антаблементы надавалі збудаванню стылістыку позняга барока. Вытанчанасцю формаў вызначалася таксама царква ў сяле Відзінічы, пабудаваная ў канцы XVIII стагоддзя, перабудаваная ў 1837 годзе шляхціцам Камароўскім. Крыжападобны ў плане будынак завяршаў высокі купал.

Уніяцкая Мікалаеўская царква ў вёсцы Клябань пабудавана з дрэва ў 1760 годзе. Гэта быў адназрубавы будынак на бутавым падмурку, абшыты вертыкальна дошкамі з нашчыльнікамі. У 1914 годзе да яго прыбудоўвалі ўваходны прытвор з шатровай званіцай. Апошняя грэка-каталіцкая царква ў рэгіёне пабудавана ўжо пасля першага падзела Рэчы Паспалітай. У кнізе Аршанскага земскага суда запіс ад 15 лістапада 1775 года “паводле календара рымскага” сведчыць, што пан Баніфацый Багдановіч, архітэктар з Оршы, і яго жонка Ганна жадаюць “у нашых адвечных добрах, названых Крывое, у вёсцы Ревуче Оршанскай провинции Толочинского деканата (паводле касцельнага адміністрацыйнага падзелу) обустроить униатскую церковь Петра и Павла”. Фундатары надзялілі прыход шматлікімі ахвяраваннямі, у тым ліку і памол на вадзяным млыне, што належаў іх родзічу Язэпу Дваржэцкаму-Багдановічу. Уніяцкі Полацкі, Віцебскі, Мсціслаўскі, Аршанскі і Магілёўскі архібіскуп Смагаржэўскі асвятціў будаўніцтва драўлянай царквы ў Равучы, дзе доўгі час захоўвалася каштоўная копія абраза Божай Маці Бялыніцкай. У 1832 годзе царква пераведзена ў праваслаўе, у 1926 – зачыненая, у 1956 – разабрана на бярвенні [11, с. 35–41].

Гістарычны перыяд Расійскай імперыі (канец XVIII – пачатак XX ст.) адзначаны ў рэгіёне будаўніцтвам шматлікіх праваслаўных цэркваў у вёсках Алёнавічы, Буторы, Славені, Высокі Гарадзец, Валосава, Азёрцы, Равуча, Лемніца, Рыдамля і інш. Літаральна ўсе гэтыя храмы як былыя уніяцкія, так і праваслаўныя, у савецкі час былі зачынены, а затым разбураны альбо дайшлі да нашага часу ў рэштках. Паводле архіўных дакументаў, многія святары рэпрэсаваны, расстраляны ці асуджаны на доўгі тэрмін зняволення [10; 11, с. 5–48].

Першая Пакроўская царква ў вёсцы Валосава пабудавана з дрэва з асобна пастаўленай званіцай “намаганнямі пані Францішкі Дзяргілавай невядома ў якім годзе”, але ў 1859 годзе яна ўжо “патрабавала рамонта”. Аднак на яе месцы ў 1860 годзе на ахвяраванні Юліяна Санкоўскага пабудавана новая царква, прычым былі выкарыстаны бярвенні старых цэркваў у Валосава і Заполлі.

На могілках паміж вёскамі Рэчкі і Галошава захаваліся рэшткі драўлянай царквы, якую паводле стылявых прыкмет можна аднесці да канца XVIII – пачатку XIX стагоддзя. Будынак складаўся з двух зрубаў аднолькавай вышыні (асноўнага і алтарнага), накрытых агульным дахам. Сцены мелі традыцыйную для беларускага храмабудаўніцтва таго часу вертыкальную шалёўку з нашчыльнікамі. Архіўныя дакументы адносна вёскі Галошава тычацца дзвюх цэркваў. Адна з іх упершыню ўпамінаецца пад 1764 год, другі раз у 1905 годзе – як драўляная, крытая гонтай. Па-за вёскай знаходзілася царква, асвечаная ў гонар св. Барыса і Глеба, пабудаваная ў 1803 годзе каля старажытнага Барысавага каменя з надпісам: «В лето 6679 (1171) месяца мая в 7 день доспен крест сей. Господи, помози рабу своему Василию в крещении именем Рогволоду сыну Борису». У 1812 годзе Барысаглебская царква была спалена французамі, а ў 1830 годзе на яе месцы пабудавана новая драўляная царква. У Віцебскім абласным архіве ёсць справа аб адкрыцці

пасля Вялікай Айчыннай вайны праваслаўнага прыхода ў вёсцы Галошава і аб пераносе ў 1947 годзе на вясковыя могілкі царквы з вёскі Дзятлава [11, с. 34]. Найбольш верагодна, што ацалелі рэшткі менавіта гэтага храма.

Петрапаўлаўская царква ў Варанцэвічах у ведамасці 1895 года адзначана як драўляная, крытая гонтай. *Успенская царква* ў вёсцы Высокі Гарадзец пабудавана ў 1824 годзе. Вялікі драўляны храм з пяццю купаламі стаяў на пагорку каля вёскі. У 1901 годзе тут у сям’і дыякана Яўхіма Касянкава нарадзіўся сын, будучы вядомы беларускі пісьменнік Міхась Зарэцкі. Абодвы гэтыя праваслаўныя храмы ў 1936 годзе прыстасаваны пад клубы, будынкі падчас вайны разабраны на бярвенні. *Царква св. Казьмы і Дзям’яна* ў вёсцы Лемніца змуравана з цэглы ў 1836 годзе і атрымала рысы архітэктуры позняга класіцызму. Яна мела крыжападобную аб’ёмна-прасторавую кампазіцыю з цэнтральным купалам і званіцай на галоўным фасадзе. У 1903 годзе побач быў пастаўлены драўляны будынак царкоўна-прыходскай школы.

Каля вёскі Равуча ў фальварку Халяпінка знаходзілася сядзіба Хамянтоўскіх, ад якой ацалела капліца-пахавальня, змураваная ў 1882 годзе з чырвонай цэглы ў псеўдарускім стылі. Гэтая камерная пабудова мае характэрную аздабу ў выглядзе парэбрыкаў, кілепадобных франтончыкаў, філёнчатага руста і ўвучана цыбулепадобнай галоўкай. На адным з гранітных надмагілляў быў надпіс: «Генерал от инфантерии Петр Михайлович Хоментовский. Родился в 1828 году, умер в 1900 году» [5].

Паміж вёскамі Янава і Узноснае каля рэчкі Усвейка існуе крыніца, дзе, паводле падання, з’явіўся цудатворны абраз першых рускіх святых – князёў Барыса і Глеба. На гэтым месцы ў іх гонар пабудавана драўляная царква, дзе да 1900 года знаходзіўся цудатворны абраз [11, с. 6–10]. У 1885 годзе ў маёнтку Няклюдзе, размешчаным за 3 кіламетры адтуль, быў заснаваны праваслаўны мужчынскі Барысаглебскі манастыр, комплекс якога складаўся з трох цэркваў, капліцы, манаскага корпуса, дома архірэя з бібліятэкай, шпітэля, школы, прытулка для старых і нямоглых. Мураваная манастырская Свята-Троіцкая царква ўзведзена ў 1890–1896 гадах у псеўдарускім стылі. Чатырохчасткавую кампазіцыю храма складаюць асноўны кубападобны аб’ём, накрыты пакатым шатром з цыбулепадобнай галоўкай, да якога прылягаюць больш нізкія аб’ёмы алтара і трапезнай, накрытыя двухсхільнымі дахамі. Над уваходным аб’ёмам узвышаецца масіўная васьмірыковая званіца, якая ўвучана высокім шатром з галоўкай. У дэкаратыўнай аздабе выкарыстаны аркатурны фрыз, парэбрыкі, кілепадобныя абрамленні акон. Над крыніцай у 1891 годзе змуравана капліца, побач са старой драўлянай царквой у 1893–1901 гадах змуравана новая Барысаглебская царква, вядомая як Пустынская, ці Янаўская. Пасля рэвалюцыі Барысаглебскі манастыр быў зачынены. Аднак Свята-Троіцкая царква працягвала дзейнічаць з 1941 па 1962 год, пазней у ёй зрабілі зернесховішча. У наш час у населеным пункце Манастыр створана падвор’е талачынскага Свята-Пакроўскага жаночага манастыра. З 2005 года тут праводзяцца рэстаўрацыйныя работы.

Петрапаўлаўская царква ў вёсцы Буторы пабудавана з дрэва ў 1907 годзе, на цяперашні час ацалела ў рэштках. Гэта быў даволі вялікі храм, пастаўлены на бутавым падмурку з прыроднага каменя, які збіралі з палёў прыхаджане. Крыжападобная кампазіцыя збудавання сфарміравана вялікім асноўным зрубам, выцягнутым у папярочным напрамку, пяцігранным алтарным зрубам, трапезнай і ўваходным бабінам, над якім пастаўлена чацверыковая званіца з востраверхім шатром і галоўкай. Вялікія вокны аздаблены прафіляванымі ліштвымі. Сцены неашалеваныя.

У мястэчку Коханава да 1930-х гадоў дзейнічала *Мікалаеўская царква*, змураваная каля 1880 года з чырвонай цэглы ў псеўдарускім стылі. Храм увенчвалі тры цыбулепадобныя галоўкі. Пры царкве існавалі царкоўнапрыходская школа і бібліятэка. У 1932–1934 гадах будынак быў разбураны, а цэгла выкарыстана на будаўніцтве складаў чыгуначнай станцыі Коханава.

Адзіным каталіцкім храмам, пабудаваным у перыяд Расійскай імперыі з’яўляецца касцёл св. Антонія Падуанскага, змураваны ў Старым Талачыне ў 1853 годзе ў стылі позняга класіцызму з элементамі несапраўднай готыкі [8, с. 352]. Храм мае тэктоніку “схаванай” базілікі. Строгі прамавугольны аб’ём падзелены ўнутры слупамі на тры падоўжаныя нефы, з якіх цэнтральны не мае верхняга асвятлення. Цэнтральны неф з усходу завершаны паўкруглай алтарнай апсідай, з захаду – невялікім уваходным аб’ёмам. Схілы дахаў уваходнага і асноўнага аб’ёмаў, ордэрныя пілястры падкрэсліваюць прасторавы рытм кампазіцыі. Аконныя праёмы, парталы і дэкаратыўныя нішы маюць стральчатыя абрысы. Галоўны фасад аформлены рустоўкай, ступеньчатай аркатурай, люнетаў і конхавымі нішамі. Да 1962 года побач з храмам стаяла трох’ярусная званіца. Пасля вайны касцёл зачынілі, затым будынак прыстасавалі пад клуб, у 1993 годзе зноў вярнулі вернікам і рэстаўравалі.

Пасля распаду СССР у 1991 годзе ў Рэспубліцы Беларусь актывізавалася будаўніцтва новых праваслаўных храмаў, што непасрэдна адбілася ў разглядаемым рэгіёне. Сёння на тэрыторыі раёна зарэгістравана 6 прыходаў: два ў Талачыне, Друцку, Коханава, Абольшах, Слаўным, Серкавіцы і Няклюдзе (цяпер вёска Манастыр). На мяжы тысячагоддзяў новыя драўляныя праваслаўныя цэрквы пабудаваны ў старажытным Друцку і Коханава. У 2005–2010 гадах у Талачыне ў рэтраспектыўна-рускім стылі змуравана Увядзенская царква.

Значную і таксама амаль цалкам страчаную частку архітэктурнай спадчыны рэгіёна прадстаўляюць былыя шляхецкія сядзібы з маляўнічымі паркамі, гаспадарчымі і вытворчымі пабудовамі [6]. Каля вёскі Галошава ацалелі рэшткі сядзібы Цюндзявіцкіх канца XIX – пачатку XX стагоддзя, што ўключала сядзібны дом, гаспадарчыя пабудовы і пейзажны парк. Мураваны панскі дом узведзены ў 1897 годзе ў традыцыях мясцовай сядзібнай архітэктуры з элементамі неакласіцызму.



Вёска Галошава. Сядзіба XIX стагоддзя

Будынак мае сіметрычную аб’ёмна-прастоавую кампазіцыю з двухпавярховай цэнтральнай часткай і аднапавярховымі бакавымі крыламі, перакрытымі ўзаемна перпендыкулярнымі двухсхільнымі дахамі з трохвугольнымі франтонамі на тарцах. У дэкоры выкарыстаны пілястры, філёнчатая нішы, руставаныя абрамленні лучковых вокнаў. Эклектычнасць збудавання выяўляе несіметрычнае размяшчэнне невялікага ўваходнага чатырохкалоннага порціка. Захаваліся фрагменты паркавых алей, сажалка, рэшткі двухпавярховага цаглянага флігеля. У 1996 годзе на беразе возера ў межах сядзібы пастаўлены вялікі крыж з каменнага маналіту.



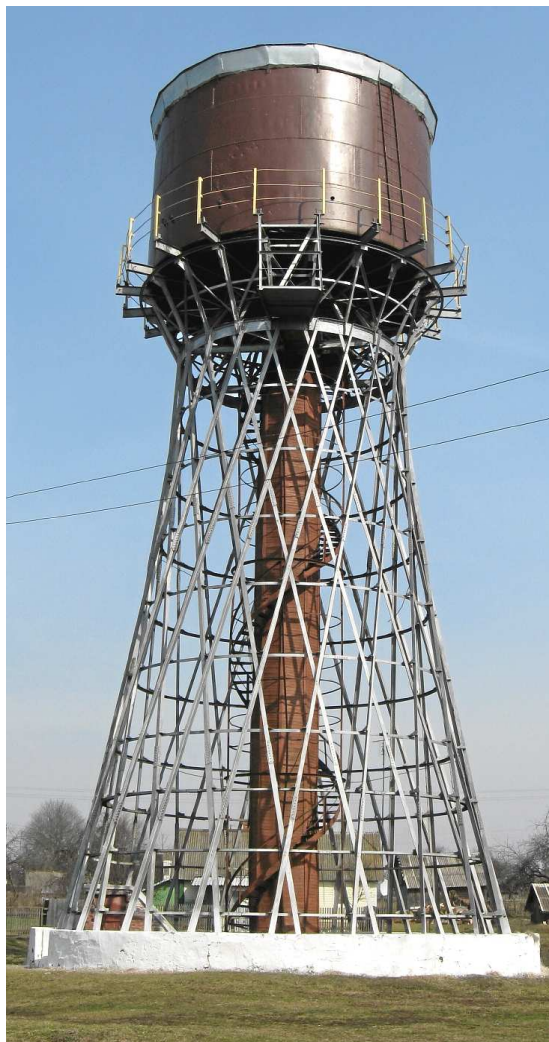
Увядзенская царква. XXI стагоддзе, Талачын

У канцы XIX стагоддзя ў паўднёва-заходняй частцы Талачына быў створаны сядзібны комплекс “Юзафполе”, ад якога ацалелі значныя часткі пейзажнага парка, невялікая сажалка і вытворчая пабудова – маслабойня, змураваная з чырвонай цэглы ў эклектычным стылі. Дэндралагічны склад парка

ўключае пераважна мясцовыя пароды дрэў: хвой, бярозы, таполі, ліпы, вярбы [5, с. 412]. Да таго ж часу адносіцца аднапавярховы жылы дом (цяпер гісторыка-краязнаўчы музей, вул. Піянерская, 4). Прамавугольны ў плане будынак накрыты высокім вальмавым дахам з невялікім трохвугольным франтонам над уваходным ганкам. Пабеленыя элементы дэкаратыўнай аздабы кантрастуюць з адкрытым чырвоным колерам цаглянай муроўкі. У аналагічным стылі так званай “цаглянай” архітэктуры характэрным для першага эклектыкі на мяжы XIX–XX стагоддзяў змураваны двухпавярховы будынак (вул. Ленінская, 29), дзе да 1925 года знаходзілася яўрэйская школа.

Ад сядзібы Замоіскіх другой паловы XIX стагоддзя ў вёсцы Рацава да нашага часу ацалелі панскі дом, службовы флігель, стайня, кузня і асобныя паркавыя курціны. У вёсцы Забайкал захаваліся фрагменты пейзажнага парку сядзібы Гардзелкоўскіх таксама канца XIX стагоддзя, у вёсцы Лясіна – рэшткі сядзібы Рэнгартанаў: рэшткі капліцы-пахавальні, клець і лядоўня. Каля падэшвы старажытнага друцкага гарадзішча ў пачатку XX стагоддзя пастаўлены Т-падобны ў плане мураваны будынак, умацаваны грунцкімі контрфорсамі. Адкрытая цагляная муроўка аздаблена пабеленымі дэкаратыўнымі элементамі. Аконныя праёмы маюць розную форму і размешчаны на рознай вышыні. Гэта дае падставы меркаваць, што раней у будынку месцілася стайня альбо пастаялы двор.

У ліку помнікаў прамысловай архітэктуры ў рэгіёне зберагліся ў напачатковым стане бровар у вёсцы Гаршэўшчына, вадзяныя млыны ў вёсках Каменнае-Крывое, Лемніца, Хахлоўка, якія часам выкарыстоўваліся таксама як тартакі. Найбольш добра захаваліся ўнікальны вытворчы аб’ект – воднапорная вежа ў вёсцы Звянячы, узведзеная ў першай палове XX стагоддзя ў металічных канструкцыях, так званая вежа Шухава [6].



Вежа Шухава. XX стагоддзе, вёска Звянячы

Выдатны расійскі інжынер У.Р. Шухаў (1858–1939) першым у свеце вынайшаў і выкарыстаў у будаўніцтве стальных сеткавых абалонкі, увёў у архітэктуры форму аднаполасцевага гіпербалоіда кру-

чэння, што замацавана вынаходніцкімі патэнтамі 1894–1895 гадоў. З гэтай прычыны імя Шухава носяць вежы гіпербалоіднай канструкцыі, якія атрымалі шырокае распаўсюджанне ў Расіі і за мяжой. Найбольш вядомая з іх трансляцыйная тэлевізійная вежа на Шабалаўцы ў Маскве.

Заклучэнне. У архітэктурнай спадчыне друцка-талачынскага рэгіёна пры ўсіх яе стратах знайшлі адлюстраванне асноўныя этапы ў развіцці айчыннага дойлідства. Капітальных рэпрэзентатыўных збудаванняў мінулага тут захавалася няшмат, што абумоўлена шматпакутнай сацыяльна-палітычнай гісторыяй краю. Асабліва яскрава гэта адбілася ў манументальным сакральным дойлідстве, дзе на працягу стагоддзяў своеасабліва спалучаліся і супрацістаялі адно аднаму традыцыі і каноны праваслаўнай, каталіцкай і уніяцкай канфесій.

ЛІТАРАТУРА

1. Архив западнорусских униатских митрополитов. – Т. 2, 1836. – № 3030. – С. 617–618.
2. Архітэктура Беларусі. Энцыклапедычны даведнік. – Мінск : Беларус. энцыкл., 1993. – 618 с.
3. Габрусь, Т.В. Мураваныя харалы: Сакральная архітэктура беларускага барока / Т.В. Габрусь. – Мінск : Ураджай, 2001. – С. 187–188.
4. Габрусь, Т. Нябесны бой над Талачынам / Т. Габрусь // Роднае слова. – 2013. – № 7. – С. 82–86.
5. Збор помнікаў гісторыі і культуры Беларусі: Віцебская вобласць. – Мінск : БСЭ, 1985. – С. 409–420.
6. Глобус Беларусі: Самы поўны ілюстраваны збор помнікаў беларускай архітэктуры [Электронны рэсурс] ; праект А. Дыбоўскага. – Рэжым доступу: <http://www.globus.tut.by>.
7. Живописная Россия: Отечество наше в его земельном, историческом, племенном, экономическом и бытовом значении / под ред. П.П. Семенова. – СПб. ; М., 1882. – Т. 3 : Литовское и Белорусское Полесье. – Репринт. – Мінск : БелЭн, 1994. – С. 499–502.
8. Каталіцкія храмы Беларусі : энцыкл. даведнік ; тэкст А.М. Кулагін ; фотаздымкі А. Дыбоўскага. – Мінск : БелЭн імя П. Броўкі, 2008. – 487 с.
9. Праваслаўныя храмы Беларусі : энцыкл. даведнік ; Тэкст А.М. Кулагін ; фотаздымкі А. Дыбоўскага. – Мінск : БелЭн імя П. Броўкі, 2007. – 653 с.
10. Православные святыни Толочинского района : Прошлое и настоящее. – Витебск, 2004. – 37 с.
11. Протоиерей Александр (Лазука). Страницы истории православия на Толочинщине. – Толочин, 2008. – 59 с.
12. Рерих, Н.К. Из варяг в греки / Н.К. Рерих // Искусство и художественная промышленность. – 1899. – июль.
13. Слюнькова, И.Н. Монастыри восточной и западной традиций: наследие архитектуры Беларуси / И.Н. Слюнькова. – М. : Прогресс-Традиция, 2002. – 599 с.
14. Туристическая мозаика Беларуси / А.И. Локотко [и др.]. – Минск : Беларуская навука, 2011. – С. 190–193.
15. Хрестоматия по истории южных и западных славян : в 3 т. – Т. 1. – Минск, 1987.

Паступіў 17.01.2018

BETWEEN THE DNIEPER AND WESTERN DVINA: HISTORICAL AND ARCHITECTURAL HERITAGE OF THE DRUTSK-TOLOCHIN REGION

T. GABRUS

The article is devoted to the historical and art history examination of the architectural heritage of the local region between the Western Dvina and the Dnieper on the way “from the Varangians to the Greeks” (now Tolochin district, Vitebsk region). It is concluded that in the architectural heritage of the Drutsk-Tolochin region, with all its losses, the main stages in the development of Russian architecture were reflected.

Keywords: architectural heritage, Drutsk, Tolochin, development of domestic architecture, main stages, review of the region.

УДК 711.04

ОПТИМАЛЬНАЯ ЖИЛАЯ СРЕДА ОБЩЕЖИТИЙ ДЛЯ СТУДЕНТОВ

А.А. БОРОВКОВА

(Полоцкий государственный университет)

Рассматриваются принципы и приемы проектирования жилья для студентов. Анализируются основные факторы, влияющие на формирование жилой студенческой среды. Изучены существующие жилищные условия в общежитиях. Проведено социологическое исследование для установления параметров комфортности жилья для студентов. Выявлены функциональные аспекты оптимизации среды с учетом психологических и социологических особенностей проживающих. Разработана теоретическая модель объемно-пространственной организации студенческого жилья. Определена оптимальная жилая среда в соответствии с представлениями студентов.

Ключевые слова: учебное заведение, общежитие студентов, пространственная организация, архитектурная среда, экспериментальная модель жилой единицы.

Введение. Тематика «архитектура и психология», «человек в среде», «человек и пространство» рассматривается сегодня рядом наук, при этом большинство из них обеспечивает человеку безопасное, комфортное и долговечное жилье. Анализ взаимодействия жилой архитектурной среды и человека, исследование конкретных форм психической активности в выбранном архитектурном пространстве позволяют определить оптимальность тех или иных приёмов для пространственной организации жилой единицы.

На сегодняшний день взаимосвязь архитектурной среды и психосоматические характеристики человека при проектировании данной среды исследованы недостаточно, так как ритм жизни и рабочие процессы требуют дополнительных исследований в области психологии современного человека: выносливости, направленности, темперамента и др.

В ситуации, когда пространственные характеристики жилой среды формируются в основном исходя из потребностей «рынка», представляется актуальным и целесообразным исследование пространственных характеристик, сформированных с учетом потребностей обитателя. Требования, выработанные относительно организации жилой архитектурной среды для студентов с учетом их психологического портрета, позволят проводить экспертную оценку при расселении в общежития и улучшить их качественные и количественные показатели при обучении в вузах, а также раскрыть потенциал архитектуры как жизненного пространства для человека.

Как внешнее пространство человека, так и внутреннее являются сложноорганизованными понятиями, и если организация внешнего пространства предполагает наиболее эффективное использование материальных, энергетических и экономических ресурсов, то выражение организации внутреннего личного пространства человека часто не находит себе применения в архитектурной практике.

Основная часть. Общежитие – это микросоциум, который способен влиять на формирование у молодежи определенных жизненных ценностей и приоритетов. Общее материально-техническое, санитарно-гигиеническое состояние жилого фонда высших учебных заведений часто не отвечает современным требованиям проектирования и потребностям молодежи. Многие общежития построены достаточно давно и нуждаются в частичной модернизации и перепланировке. Студенческое жилье должно соответствовать многофункциональному комплексному объекту, учитывающему определенные потребности молодого контингента студентов. Эти требования формируются под воздействием многих факторов: социальных, психологических, эмоциональных [1].

В качестве основного метода исследования использовался анализ научных трудов по теме, специальной литературы по архитектурному проектированию студенческого жилья, материалов международной компьютерной сети «Internet», социологический опрос студентов по системе группового очного анкетирования, натурные обследования с использованием фотофиксации объектов, апробация результатов в экспериментальной модели жилой единицы.

Студенческий «дом» – это гармоничное единство множества составляющих, которые присущи обычному человеческому жилью. Создание идеальной жилой студенческой среды невозможно без разработки социальной программы, которая в идеале должна отражать иерархическую структуру общества:

- индивидуальное пространство студента в жилой ячейке;
- студенческая группа – жилая ячейка;
- соседское студенческое сообщество – студенческий дом, комплекс;
- студенческое сообщество городка – жилой студенческий городок.

Опираясь на систему социальных уровней, соответственно выстраивают гармоничную для жизни архитектурную среду. Студенческое жилище должно выполнять несколько важных социальных функций,

таких как: сохранение здоровья проживающих в нем студентов; укрепление студенческой группы, сообщества; создание здорового психологического климата в студенческой группе; создание условий для отдыха; выступать в роли психологического «убежища»; организация вне рабочего времени [2].

Поэтому при проектировании общежитий указанных типов, прежде всего, следует обращать внимание на минимально необходимый состав жилой ячейки, ее минимальную вместимость, дифференциацию жилой площади в зависимости от количества проживающих в жилой комнате, минимальный набор оборудования санитарно-гигиенических помещений.

Характерной чертой для всей современной архитектуры является гибкость, «открытость» композиции, дающая возможность расширения, изменения и реорганизации в дальнейшем.

Каждый студенческий комплекс имеет выразительный архитектурно-пространственный облик, решенный в рамках проектной идеи. Все чаще эта идея сводится к организации удобного, комфортного жилья для студента, созданию «домашней» обстановки. На первый план выходят создание и сохранение малого личного пространства каждого студента, отражающего его интересы и потребности и способствующего его гармоничному успешному развитию.

В развитых зарубежных странах пора студенчества с точки зрения условий проживания рассматривается как полноценный жизненный период (в среднем обучение длится семь лет), соответственно, и жилье должно быть «полноценным».

В Республике Беларусь жилая студенческая среда формируется как из отдельных зданий общежитий, так и их комплексов – «студенческих городков». Эти архитектурные объекты включают в себя жилые ячейки, обслуживающие помещения, коллективные комнаты для различного рода мероприятий и административный блок.

Многие практикующие архитекторы и теоретики архитектуры ведут поиск новых типов студенческого жилища. Исследования проводятся архитекторами и специалистами Канады, Великобритании, Германии, США и других стран. Цель данных исследований – определение общих тенденций проектирования и строительства, выявление предпосылок для разработки новых рациональных проектов. Опыт показал целесообразность разработки функциональной структуры здания на основе жилых ячеек, каждая из которых представляла бы собой самостоятельную в планировочном отношении группу комнат с некоторыми помещениями общего пользования. Планировочное решение комнат должно разрабатываться на основе детального анализа многообразной деятельности студентов с целью создания наиболее благоприятных условий для занятий, отдыха, сна, приема гостей [1]. Например, не общая жилая ячейка на несколько человек с удобствами на этаже, а полноценная маленькая квартира. При этом широко распространены мобильные жилые квартиры, легко изменяемые и адаптируемые к различным ситуациям [3]. Невозможность предвидеть заранее индивидуальные особенности каждого жилища-студента предопределяет основную тенденцию проектирования – отказ от стандартизации типов комнат. Это дает студенту возможность самостоятельного выбора жилища (рисунки 1, 2 [4]).

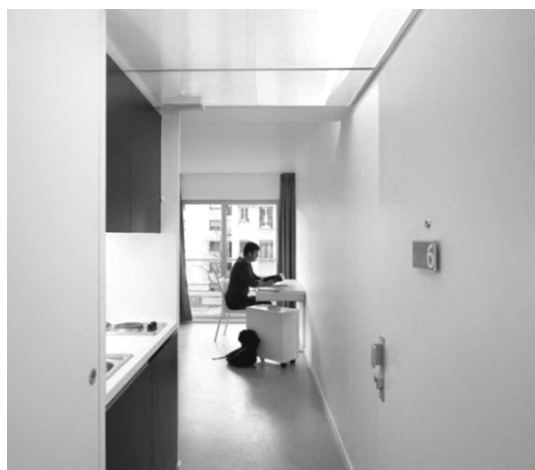


Рисунок 1. – Интерьер комнаты студента. Париж

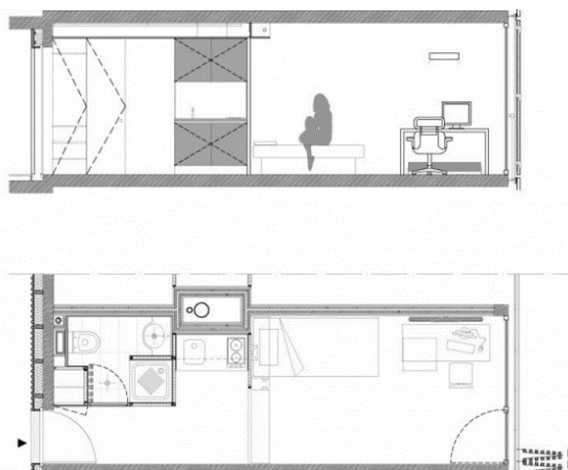


Рисунок 2. – Планировочное решение комнаты

Проектирование жилого интерьера общежития для студентов включает в себя предпроектный анализ и проектную модель. *Предпроектный анализ* позволяет изучить исходные предпосылки проектирования и специфику данного класса объектов (студенческих и рабочих общежитий, общежитий для инвалидов и т.п.), используя общие принципы формирования интерьера. В ходе *экспериментальной разработки* происходит непосредственное выполнение проекта интерьера: выделение функциональных зон; композиция пространства; зонирование по принадлежности [5].

В своей профессиональной деятельности архитектор-дизайнер учитывает две группы характеристик человека: соматические и психические. К *соматическим* относятся анатомические (тип телосложения, пол, параметры человека в статике и динамике, возможность преодоления препятствий и т.д.) и физиологические свойства (возраст, быстрота реакции, объем внимания, выносливость, скорость ходьбы, реакции на параметры биоклиматической среды и т.д.) [6]. К *психическим* – такие свойства личности, как её направленность, темперамент, характер, способности [7].

По данным социального опроса студентов выявлены определенные предпочтения в организации студенческого жилья: необходимость всестороннего развития жилой и общественной среды, насыщение ее современным оборудованием и средствами, соответствующими времени, основываясь на достижениях научных знаний. Также респонденты обратили внимание на тот факт, что студенческая среда должна быть доступна для всех категорий населения, в том числе для людей с ограниченными возможностями.

Анализ данных социологического опроса показал высокую степень неудовлетворенности как проживающих, так и не проживающих в общежитии студентов качеством существующих зданий и помещений студенческого жилища (рисунок 3).



Рисунок 3. – Жилая комната общежития № 1 УО «ПГУ»: входная группа, рабочая зона, зона отдыха, зона хранения личных вещей

По результатам исследований, представленных в социологическом опросе и анкетировании, нами была разработана *экспериментальная модель жилых и общественных пространств общежитий*, которая представлена распространенной объемно-планировочной структурой здания студенческого жилья – коридорным типом, с комнатами, выходящими в коридор. Для жилых комнат предусмотрены дополнительные функциональные зоны, входящие в минимальный перечень оборудования жилой ячейки: санузел и мини-кухня, а также зона для хранения вещей (рисунок 4).

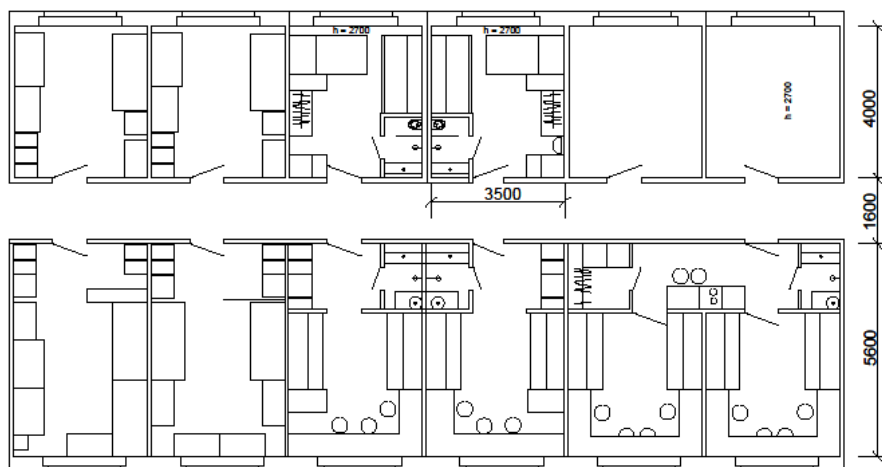


Рисунок 4. – Проектное планировочное решение (предлагаемое) плана типового этажа

Зона вестибюля разрабатывалась с учетом доступности для маломобильных студентов. В данном случае – инвалидов-колясочников (рисунки 5, 6). Для создания доступной среды для людей с особыми

потребностями также необходимо предусмотреть перила, пандусы, специальные подъемники и дверные проемы. Дополнительно рекомендуется проработать помещения первых этажей и приспособить их под жилые ячейки. Использование специального оборудования и мебели уменьшает ограничение жизнедеятельности инвалидов и повышает степень их самообслуживания.

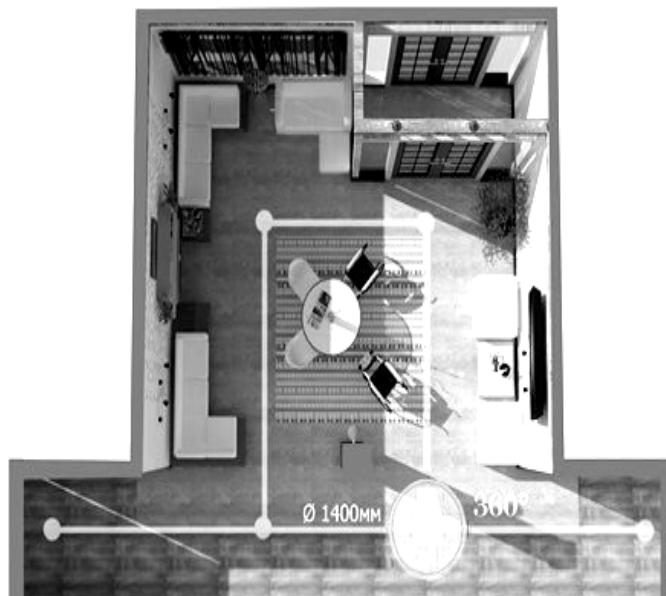


Рисунок 5. – Экспериментальная модель вестибюля общежития (радиусы доступности, точки разворота)



Рисунок 6. – Экспериментальная модель вестибюля общежития (видовые точки)

Проектирование спальных помещений для инвалидов по типу коридорной системы – наиболее традиционный прием, применяемый в отечественной практике строительства.

Заключение. Полноценные условия жизнедеятельности молодых людей, а именно студентов, могут быть созданы только в специализированном жилище, т.е. в общежитиях, предназначенных для заселения молодыми людьми и отвечающих их требованиям, а также учитывающих специфику будущей профессии студентов и объединяющих их в группы по интересам.

Таким образом, учитывая принципы организации внутренних пространств, а также предпосылки их формирования, такие как освещение, цветовое решение, композиция пространства, оборудование, материалы, можно создать и реализовать новые современные студенческие общежития и студенческие городки. При проектировании студенческих общежитий необходимо принимать во внимание:

- специфику будущей профессии, а также индивидуальные особенности всех групп населения, в том числе маломобильных людей;
- антропометрические характеристики пользователей, соблюдение эргономических требований, предъявляемых к оборудованию и среде;
- интерьеры, разрабатываемые с учетом психологического портрета пользователя.

Также необходимо на примере зарубежной практики осуществлять переход культурно-досуговых учреждений на новый уровень, развивая новые культурные технологии, культурный сервис: кинобары, танцплощадки, клубы, кегельбаны, кафе, площадки для занятий спортом и др.

Необходимо отметить, что спортивные площадки играют важную роль в формировании эмоционального мира студентов, оказывая влияние на его физическое и психическое состояние.

Результаты проведенного исследования, а также разработанная экспериментальная модель жилой ячейки и входной группы общежития могут быть использованы в реальном проектировании как при новом строительстве, так и при реконструкции существующих объектов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Боровкова, А.А. Основная проблематика и тенденции формирования студенческого жилья. Объемно-планировочное решение студенческих общежитий Полоцкого государственного университета / А.А. Боровкова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2016. – № 8. – С. 18.
2. Лисициан, М.В. Архитектурное проектирование жилых зданий : учеб. для вузов / М.В. Лисициан [и др.] ; под ред. М.В. Лисициана, Е.С. Пронина. – М. : Стройиздат, 1990. – 488 с.
3. Кропотова, О.В. Современные тенденции формирования архитектурной жилой студенческой среды [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://book.uraic.ru/project/conf/txt/005/archvuz14_pril/47/template_articlear=K41-60-k63.htm. – Дата доступа: 01.09.2014.
4. Коссаковский, В.А. Студенческие общежития за рубежом / В.А. Коссаковский. – М. : Гос. изд. лит. по строительству, архитектуре и стройматериалам, 1963. – 45 с.
5. Агранович-Пономарева, Е.С. Dziecko w swiecie doroslych [Ребенок в мире взрослых] / Е.С. Агранович-Пономарева, Я.С. Жарновецка, А.В. Мазаник. – Białystok : Oficyna Wydawnicza Politechniki Białostockiej, 2009. – 56 с.
6. Рунге, В. Основы теории и методологии дизайна / В. Рунге, В. Сеньковский. – М. : МЗ-Пресс, 2001. – 252 с.
7. Столяренко, Л.Д. Основы психологии / Л.Д. Столяренко. – Ростов н/Д : Феникс, 2001. – 672 с.

Поступила 07.06.2018

OPTIMAL LIVING ENVIRONMENT OF THE HOSTELS FOR STUDENTS

A. BOROVKOVA

The principles and methods of housing design for students are considered. The main factors influencing the formation of student living environment are analyzed. The existing living conditions in hostels are studied. A sociological study to establish the parameters of comfort of housing for students. Identified functional, aspects optimize the environment, taking into account psychological and sociological peculiarities of living. The theoretical model of the volume-spatial organization of student housing is developed. The optimal living environment is determined by the eyes of students.

Keywords: educational institution, students' dormitory, spatial organization, architectural environment, experimental model of residential unit.

УДК 725.5

ФУНКЦИОНАЛЬНО-ПЛАНИРОВОЧНОЕ РЕШЕНИЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ ДОМОВ ДЛЯ ЛЮДЕЙ С ОГРАНИЧЕННЫМИ ВОЗМОЖНОСТЯМИ

*канд. техн. наук О.В. ЛАЗАРЕНКО; К.В. ЧУЛКОВА
(Полоцкий государственный университет)*

Представлено функционально-планировочное решение специальных домов для людей с ограниченными возможностями. Рассматривается проблема временного или постоянного пребывания такой категории граждан (людей пожилого возраста, инвалидов, тяжелобольных) в домах специального назначения. Показано, что психологическую реабилитацию во многом определяет уровень их основной среды обитания. Доступная среда жизнедеятельности для маломобильных групп населения должна обеспечивать им возможность полноценного, комфортного проживания, общения с природой и внешней средой. При проектировании, строительстве, реконструкции современных домов специального назначения необходимо планировать коммуникационные помещения открытого или закрытого типа: озелененные террасы, галереи, которые обеспечат проживающим, не имеющим возможность самостоятельного выхода на прогулочную территорию, общение с природой.

Ключевые слова: дома специального назначения, психологические аспекты, нормы проектирования, прогулочная зона.

Введение. На современном этапе развития любого общества наблюдается рост доли населения в возрасте 60 лет и старше, а также инвалидов, которые в среднем составляют 12% населения каждой европейской страны. В Республике Беларусь социально-демографическая группа людей пожилого возраста, инвалидов составляет около 20% от общего количества населения и имеет тенденцию к увеличению [1].

Данная категория граждан (престарелые и инвалиды) относится к маломобильной группе населения, дифференцируемой по возрасту, дееспособности, социальной активности, видам инвалидности или возрастным заболеваниям.

Основанием для проведения данного исследования является актуальность вопроса проектирования и реконструкции специальных зданий для физически ослабленных лиц с тяжелыми формами инвалидности: престарелых и с трудом передвигающихся инвалидов, в том числе на креслах-колясках, нуждающихся в посторонней помощи, постельном режиме, требующих постоянного ухода (как правило, это инвалиды третьей группы), с учетом психологических аспектов во всей инфраструктуре мест расселения, и тем самым улучшения качества среды обитания. В Республике Беларусь инвалиды данной группы составляют около 30% от общей численности инвалидов-взрослых [1].

Основная часть. Социальная защита инвалидов, повышение уровня социальных услуг в Беларуси – одно из приоритетных направлений государственной социальной политики. На реализацию данного приоритета направлена подпрограмма «Социальная интеграция инвалидов и пожилых граждан» Государственной программы о социальной защите и содействии занятости населения на 2016–2020 годы [2]. Одна из основных задач подпрограммы – удовлетворение потребностей нуждающихся инвалидов и пожилых людей в социальных услугах, оказываемых стационарными учреждениями.

Следует отметить, что в Республике Беларусь потребность в количестве мест для проживания в домах-интернатах людей с ограниченными возможностями ежегодно растет. При этом количество таких домов с 2014 года не увеличилось, о чем свидетельствуют данные таблицы 1 [1].

Таблица 1. – Количество домов-интернатов и проживающих в них престарелых и инвалидов-взрослых

Число домов-интернатов для престарелых и инвалидов-взрослых, ед.	2010 г.	2011 г.	2012 г.	2013 г.	2014 г.	2015 г.	2016 г.	2017 г.
	65	67	69	69	70	70	70	70
Число проживающих в домах-интернатах для престарелых и инвалидов-взрослых, чел.	2010 г.	2011 г.	2012 г.	2013 г.	2014 г.	2015 г.	2016 г.	2017 г.
	15 788	15 958	16 192	16 377	16 656	16 933	16 956	17 264

В связи с этим в Программе [2] предусмотрена реконструкция объектов среды обитания для создания соответствующих нормам условий для проживания физически ослабленных лиц: комплекса зданий в ГУ «Кобринский психоневрологический дом-интернат для престарелых и инвалидов»; жилых корпусов 3 и 4 в ГУ «Пинский психоневрологический дом-интернат для престарелых и инвалидов»; ГУСО «Александровский психоневрологический дом-интернат для престарелых и инвалидов» Шарковщинский район

со строительством жилого корпуса на 105 мест; ГУ «Психоневрологический интернат № 1» в деревне Острошицкий Городок Минского района; санатория-профилактория «Свитанок» в целях его перепрофилирования под ГУ «Городской дом-интернат для ветеранов войны и труда» с дополнительным корпусом на 250 мест, а также строительство жилого корпуса со встроенным медицинским блоком государственного учреждения социального обслуживания «Чаусский психоневрологический дом-интернат», д. Росинка Чаусского района. Примеры домов-интернатов, подлежащих реконструкции, представлены на рисунке 1.



а



б

**Рисунок 1. – Примеры домов-интернатов, подлежащих реконструкции:
Александровский психоневрологический дом-интернат для престарелых и инвалидов (а);
Чаусский психоневрологический дом-интернат (б)**

В Республике Беларусь накоплен значительный опыт проектирования, строительства и реконструкции специальных зданий для физически ослабленных лиц [3–5]. В частности, большой вклад в практику проектирования специализированного жилища внесли архитекторы К.К. Хачатрянц, А.В. Мазаник, Е.А. Иваницкая [6; 7].

Для физически ослабленных лиц в соответствии с СТБ 2030-2010 проектируются *специальные жилые комплексы*:

- дома-интернаты общего типа для престарелых и инвалидов вместимостью 50–200 человек;
- психоневрологические дома-интернаты для престарелых и инвалидов вместимостью 100–200 человек;
- дома-интернаты для престарелых и инвалидов специальные вместимостью 70–150 человек;
- специальное отделение в доме-интернате общего типа для престарелых и инвалидов вместимостью до 70 человек;
- специальное отделение в территориальном центре социального обслуживания населения для престарелых и инвалидов вместимостью до 20 человек.

Рекомендуемое количество мест для физически ослабленных лиц, не способных к повседневной самостоятельной деятельности, нуждающихся в постоянном или периодическом присмотре, уходе, помощи, лечении, реабилитации, составляет до 12% от общей вместимости жилой группы [4].

Проектирование специального жилища в условиях нового строительства и реконструкции основано на базисном принципе универсальности предметно-пространственной среды – среда обитания должна быть безопасной и комфортной для физически ослабленных лиц любой категории. При этом должны учитываться принципы локальной универсальности среды обитания и непрерывности универсальной среды. Дома-интернаты для престарелых и инвалидов любого профиля включают отделения, группы помещений жилого, обслуживающего и хозяйственного назначения, обеспечивающие проживание, уход, медицинское, санитарно-гигиеническое, бытовое, культурно-массовое и административное обслуживание, трудовую терапию как лечебное мероприятие.

Жилую группу стационарного отделения проектируют из жилых ячеек, состоящих из жилой комнаты с подсобными помещениями, коммуникационными и общественными помещениями. Жилые отделения, жилые группы, жилые ячейки проектируют непроходными [3].

Анализируя функциональные схемы специальных зданий для различных категорий физически ослабленных лиц, можно сделать вывод, что расселение людей с тяжелыми формами инвалидности не в полной мере соответствует уровням их физиологической, социальной активности и семейных связей [8].

Уровень физиологической, социальной активности: 0 – человек прикован к постели, нуждается в постоянном уходе, потребности преимущественно биологические, малоактивен; 1 – человек, подвижность которого ограничена жилой комнатой, перемещается с трудом, деятельность ориентирована на поддержание оптимального физического состояния, малоактивен; 2 – человек, физическая активность которого ограничена пространством в одном уровне, с трудом преодолевает вертикальные коммуникации, перемещение на большие расстояния, ограниченно пребывает на свежем воздухе, контакты имеют случайный характер.

Уровень семейных связей: одинокий человек, либо имеющий родственников, которые по разным причинам не могут его навещать.

Многие архитекторы отмечают, что в настоящее время при проектировании специального жилища для такой группы лиц главный акцент (при безусловном предоставлении медицинской помощи) – обеспечение психологической и социальной реабилитации за счет ориентации на природу [9]. Подобного мнения придерживаются и в медицине – методы ландшафтотерапии или натуротерапии основаны на профилактическом и реабилитационном эффекте воздействия природного или искусственного ландшафта на психоэмоциональное и физиологическое состояние человека. Созерцание ландшафта избавляет от депрессивных переживаний, сосредоточения на своих недомоганиях, обеспечивает положительный эффект при применении других методов социальной терапии [10].

Таким образом, оптимальный тип расселения для физически ослабленных лиц, не способных к повседневной самостоятельной деятельности, – специальное жилище с возможностью создания больничного режима в комфортных условиях, обеспечения перемещения прикованных к постели или инвалидным коляскам людей на террасы, в зимние сады, контакта с другими людьми.

Примером, учитывающим современные тенденции и особенности проектирования жилища для престарелых и инвалидов данной группы в России, является проект, разработанный архитектурной мастерской AMD Architects для социального гериатрического центра «Опека» (рисунок 2) [11].



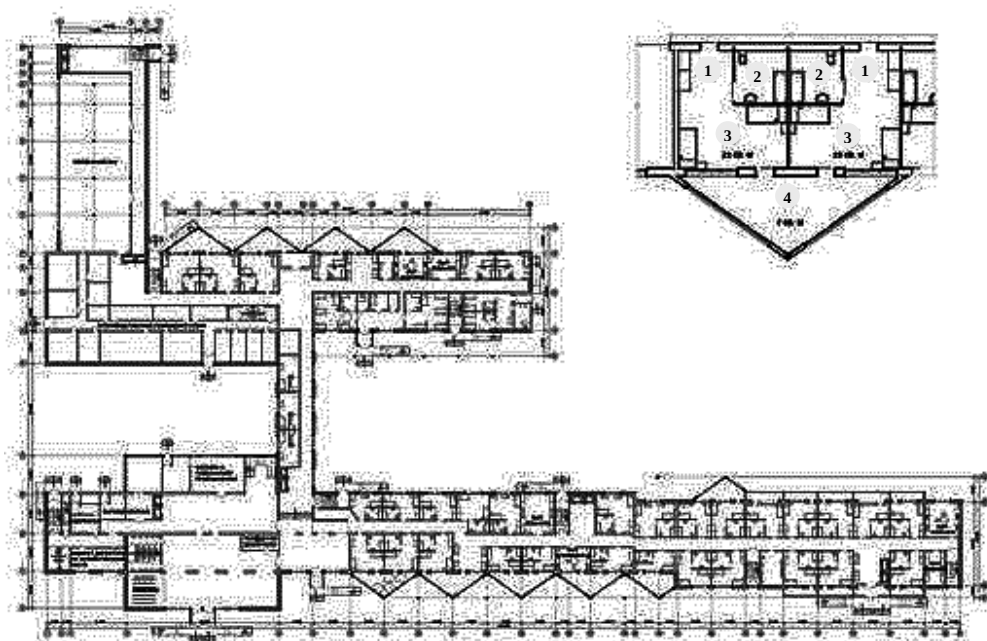
Рисунок 2. – Пансионат для социального гериатрического центра «Опека» в пригороде Санкт-Петербурга

Архитекторами предложен модульный принцип – медицинский, жилой, обслуживающий блоки сгруппированы вокруг гостиных. Жилые ячейки в модулях однородные с учетом различных степеней психических и физиологических заболеваний пациентов. Каждый модуль может функционировать относительно автономно, но имеет общую коммуникацию для прохода персонала в любой из них. Основное положение проекта – ориентация на природу. Здание максимально интегрировано в ландшафт за счет поворота модулей, террас, озеленения.

При разработке проекта реконструкции дома-интерната для престарелых и инвалидов в городе Комсомольск-на-Амуре была учтена необходимость обеспечения психологической реабилитации инвалидов за счет ориентации на природу. С этой целью в главном корпусе запроектированы треугольные террасы (рисунок 3) [12].

В Беларуси нормы проектирования специальных зданий не учитывают обеспечение психологической реабилитации лиц с тяжелыми формами инвалидности, нуждающихся в посторонней помощи; передвигающихся на креслах-колясках; нуждающихся в постельном режиме. Проектирование в домах-интернатах при жилых комнатах лоджий и балконов глубиной не менее 1,5 м, в психоневрологических домах-интернатах остекленных лоджий общего пользования на жилую группу из расчета 0,5 м² на одно-

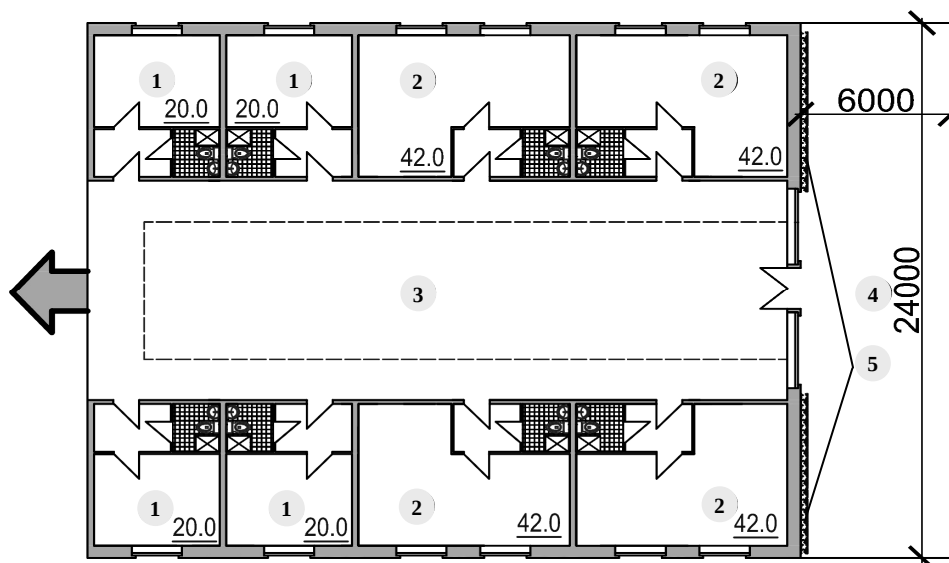
го человека носит рекомендательный характер. Зимний сад площадью не менее 50 м² рекомендуется предусматривать только в структуре хосписа.



1 – прихожая; 2 – совмещенный санузел; 3 – спальни; 4 – терраса

Рисунок 3. – План первого этажа главного корпуса

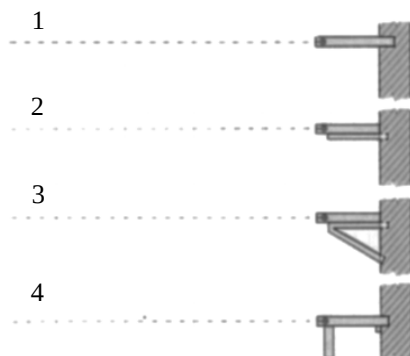
Таким образом, данная категория инвалидов не обеспечена возможностью полноценного и необходимого для них общения с природой, другими людьми. В связи с этим нами *разработан экспериментальный функциональный блок помещений, состоящий из жилой группы, зимнего сада-рекреации и открытой прогулочной террасы, функционально-планировочные решения которых выполнены на основании требований нормативных документов.* Жилая группа вместимостью 20 человек состоит из однородных жилых ячеек: 4-х жилых ячеек для инвалидов – колясочников, с размещением 2-х человек и 4-х жилых ячеек для инвалидов с постельным режимом, с размещением 4-х человек. Площадь зимнего сада и открытой террасы достаточна для двухстороннего перемещения, поворота и разворота кресел-колясок и каталок с одним сопровождающим (рисунок 4).



1 – жилая ячейка для 2-х инвалидов-колясочников;
2 – жилая ячейка для 4-х инвалидов с постельным режимом; 3 – зимний сад-рекреация; 4 – открытая терраса;
← – связь с хозяйственными и обслуживающими отделениями; 5 – вертикальное озеленение наружной стены

Рисунок 4. – План функционального блока помещений

Открытая прогулочная терраса может быть запроектирована с консольным опиранием или с опиранием на отдельно стоящие колонны со своим фундаментом (рисунок 5) [13].



1 – консольно-защемленная плита; 2, 3 – плита на консольных балках и кронштейнах;
4 – плита на отдельно стоящих колоннах с собственным фундаментом

Рисунок 5. – Схема конструктивных решений террас

Предложенный функциональный блок может быть интегрирован в любой социальный объект, предусматривающий круглосуточное проживание лиц с тяжелыми формами инвалидности.

Заключение. Современные тенденции в проектировании жилища для престарелых и инвалидов с тяжелой степенью инвалидности, определяют необходимость учета психологических аспектов, существенно влияющих на подходы к созданию жилища для данной группы лиц. Определен круг требований этой группы лиц к создаваемой для них среде обитания.

Анализ нормативной базы Республике Беларусь на проектирование специализированного жилища для физически ослабленных лиц показал, что при проектировании среды обитания для престарелых и инвалидов с тяжелой степенью инвалидности, учет психологических факторов носит рекомендательный характер.

Разработанная модель функционального блока может быть использована при проектировании для строительства и реконструкции объектов социального обеспечения, что компенсирует маломобильным группам пациентов специальных домов психологический комфорт, атмосферу спокойствия и защищенности, улучшит качество среды обитания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дома-интернаты для престарелых и инвалидов взрослых и детей. Национальный статистический комитет Республики Беларусь [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://www.belstat.gov.by/ofitsialnaya-statistika/solialnaya-sfera/sotsialnaya-zaschita-nseleniya/godovye-dannye_10/doma-internaty-dlya-prestarelyh-i-invalidov-vzroslyh-i-detei/. – Дата доступа: 12.03.2018.
2. Государственная программа о социальной защите и содействии занятости населения на 2016–2020 годы : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 30 янв. 2016 г., № 73 // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2016. – № 79. – 5/14142.
3. Специальные здания для физически ослабленных лиц. Общие положения по проектированию : ТКП 45-3.02-187-2010. – Введ. 03.05.2010. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 49 с.
4. Среда обитания для физически ослабленных лиц. Основные положения : СТБ 2030-2010. – Введ. 28.04.2010. – Минск : Госстандарт, 2010. – 26 с.
5. Ремонт, реконструкция и реставрация жилых и общественных зданий и сооружений. Основные требования по проектированию : ТКП 45-1.04-206-2010. – Введ. 15.08.2010. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2011. – 19 с.
6. Хачатрянц, К.К. Проектирование специальных зданий для физически ослабленных лиц / К.К. Хачатрянц, А.В. Мазаник, Е.А. Иваницкая // Стандартизация. – 2010. – № 5. – С. 26–27.
7. Хачатрянц, К.К. Среда обитания для физически ослабленных лиц. Основные положения : Государственный стандарт Республики Беларусь / К.К. Хачатрянц, А.В. Мазаник, Е.А. Иваницкая // Стандартизация. – 2010. – № 5. – С. 24–25.

8. Архитектура и проектирование домов престарелых: специфика этого процесса [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://energy-systems.ru/main-articles/architektura-i-dizain/6298-arhitektura-proektirovanie-domov-prestarelyh>. – Дата доступа: 12.04.2018.
9. Смоляр, И.М. Экологические основы архитектурного проектирования / И.М. Смоляр. – М. : Академия, 2010. – 178 с.
10. Айдаров, В.И. Интегративная модель медико-психологопедагогического сопровождения социальной реабилитации инвалидов с заболеваниями и травмами опорно-двигательного аппарата // Практическая медицина. – 2011. – № 7. – С. 39–42.
11. Каким должен быть современный дом престарелых в России? АРХТБЛОГ [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.forma.spb.ru/archiblog/2014/06/14/project-dom-prestarelyh>. – Дата доступа: 14.05.2018.
12. Акуленко, У.И. Реновация дома-интерната для престарелых и инвалидов в городе Комсомольск-на-Амуре [Электронный ресурс] / У.И. Акуленко // Молодой ученый. – 2015. – № 19-1. – С. 65–69. – Режим доступа: <https://moluch.ru/archive/99/22404>. – Дата доступа: 30.04.2018.
13. Конструкция плиты балкона [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://allofremont.com.ua/balkony_47. – Дата доступа: 17.05.2018.

Поступила 07.06.2018

AFUNCTIONAL-PLANNING SOLUTION OF SPECIAL HOUSES FOR PEOPLE WITH DISABILITIES

O. LAZARENKO, K. CHULKOVA

A temporary or permanent residence of citizens with disabilities (the elderly, disabled, seriously ill) in special purpose houses should provide not only high-quality medical care, but also psychological rehabilitation, which is largely determined by the level of their basic living environment. An accessible environment for physically challenged people should provide them with a possibility of full-fledged, comfortable living, a contact with nature and external environment. It is necessary to plan a circulation space of the open or closed types when designing, building, reconstructing modern houses for special purposes: green terrace, galleries, which will provide a communion with nature for the residents who are not able to access to the walking territory independently.

Keywords: special purpose houses, psychological aspects, design standards, walking area.

УДК 728.384

ОСОБЕННОСТИ АРХИТЕКТУРНОГО ФОРМИРОВАНИЯ АВТОЗАПРАВОЧНЫХ СТАНЦИЙ В БЕЛАРУСИ

А.В. ЕВСТРАТЕНКО*(Белорусский государственный университет транспорта, Гомель)*

Рассматривается роль автомобильных заправочных станций в составе сети придорожного сервиса Республики Беларусь. Анализируются некоторые особенности структуры, функционального зонирования и архитектурно-планировочного решения данных объектов. Выявлены приемы создания архитектурно-художественной выразительности автозаправочных станций.

Ключевые слова: автозаправочная станция, придорожный сервис, планировочная структура, функциональное зонирование, архитектурно-планировочное решение.

Введение. С распространением автомобильного транспорта и развитием сети автомобильных дорог получили свое развитие и стали важнейшим ее элементом автозаправочные станции, имеющие уже более чем вековую историю. Автозаправочной станцией (АЗС) называют комплекс зданий и сооружений, технологических систем и соответствующего оборудования, предназначенных для приема, хранения и снабжения транспортных средств различными видами нефтепродуктов. Сеть автозаправочных станций – крупнейшая в составе системы объектов придорожного сервиса в Беларуси, что обусловлено первостепенной важностью указанного вида услуг на автомобильной дороге.

Появлению и интенсивному распространению автозаправочных станций предшествовало начало выпуска автомобилей, что неразрывно связано с изобретением двигателя внутреннего сгорания. Начавшееся в конце XIX века развитие автомобильного транспорта потребовало как создания удобных путей для передвижения, так и пунктов для восполнения запаса топлива, что, в свою очередь, стимулировало новые инженерно-технические решения.

Основная часть. Первая в мире отдельно стоящая автозаправочная станция, называемая в то время «станция для автомобилистов», появились в Сиэтле (США) в 1907 году. В Беларуси на учете в 1928 году находилось всего 184 автомобиля, что составляло 1% от общего автотранспортного парка СССР. Соответственно и потребление топлива было невысоким. В 1930 году в БССР состояло на учете уже 511 автомашин. В 1931 году по плану СНК БССР автомобильный парк должен был пополниться еще 3500 автомашинами. Правительством был принят План на строительство автозаправочных объектов [1]. Первая в Беларуси общественная автозаправочная станция была введена в эксплуатацию в Минске в 1932 году.

Первые станции были весьма примитивными и состояли из наскоро возведенных зданий, топливных бочек и ручных насосов [2]. На протяжении многих десятилетий они технически совершенствовались, следовательно, менялся и облик объектов. Вместе с тем в архитектурно-пространственном решении данных объектов было очевидно исключительно утилитарное значение, долгое время отсутствовали какие-либо средства создания привлекательного, выразительного образа.

Высокие темпы строительства АЗС в республике с 2000 года, их реконструкция и техническое перевооружение с увеличением мощностей позволили расширить и модернизировать сеть общего пользования. В то же время около 10% существующих в настоящий момент в Беларуси объектов автозаправки построено 10 и более лет назад, которые морально и физически устарели. Ужесточение экологических, противопожарных, технологических и эстетических требований стимулирует реконструкцию и техническое перевооружение устаревших АЗС.

Автозаправочная сеть Беларуси на 1 января 2017 года насчитывала 833 объекта. Самой большой автозаправочной сетью владеет госкомпания «Белоруснефть» (560 АЗС). В собственности ИООО «ЛУКОЙЛ Белоруссия» насчитывается 83 АЗС; ИООО «Газпромнефть-Белнефтепродукт» – 45; ИООО «РН-Запад» – 38; ОДО «Астотрейдинг» – 31; ИООО «Татбелнефтепродукт» – 17; СП СООО «Юнайтед Компани» – 11; 48 станций принадлежат прочим организациям. В соответствии с Программой развития сети автозаправочных станций в Беларуси на 2016–2020 годы к 2020 году количество АЗС в стране должно увеличиться до 885. За это время планируется ввести в эксплуатацию 93 АЗС, при этом около 20 АЗС должны быть выведены из эксплуатации [3].

С течением времени менялось как техническое оснащение и облик станций, так и понимание их совокупной роли в экономике государства. Современную автомобильную дорогу невозможно представить без расширенной сети АЗС. Данные объекты, систематично размещающиеся вдоль автотрасс, являются не только главными составляющими придорожной инфраструктуры, но и важным компонентом архитектурной среды автодороги, им принадлежит ведущая роль в формировании её облика. По этой причине АЗС необходимо рассматривать в качестве значимого архитектурного объекта со специфической структурой и характерными элементами. Важным направлением последнего десятилетия стала дея-

тельность по созданию на базе АЗС многофункциональных и комплексных предприятий придорожного сервиса, где кроме главного назначения обеспечивается осуществление многих сопутствующих функций.

На современных АЗС устраиваются: кафетерии и более функциональные кафе; магазины; охраняемые автостоянки; санитарные блоки с душевыми комнатами; устройства оплаты автодорог в системе BelToll, подкачки шин; пылесосы; крытые площадки для отдыха, а также автомобильные мойки; станции технического обслуживания; пункты постоя. Розничные торговые объекты, являющиеся частью сети придорожного сервиса Беларуси, более чем в половине случаев содержатся в составе АЗС. Анализ показал, что структура дополнительного сервиса на базе АЗС (АГЗС, АГНКС, ААЗС, КАЗС)* в Беларуси в настоящий момент представлена следующим набором услуг: торговый объект с пунктом питания (в 52,1% случаев); пункт постоя (4,1%); станция технического обслуживания (11,7%); автомобильная мойка (6,9%); охраняемая стоянка (10,2%); площадка отдыха (3,8%); кемпинг (0,03%). Предоставление сопутствующих и дополнительных услуг позволило значительно расширить сеть придорожного сервиса многофункциональными и комплексными объектами. Немаловажную роль в этом играет все большее развитие автомобильного туризма. Стоит отметить, что предоставление указанных услуг способно приносить доход, сопоставимый с основным видом деятельности и даже его превосходить.

В соответствии с нормативными документами Республики Беларусь объекты сервиса, включающие одновременно площадку отдыха со стоянкой для автотранспортных средств и благоустроенной территорией (пешеходные дорожки, беседки, отапливаемые санитарно-бытовые помещения, столики со скамьями и малые архитектурные формы), объект общественного питания и автозаправочную станцию, относятся к объектам III уровня. Рекомендуемое Генеральной схемой развития объектов придорожного сервиса на республиканских автомобильных дорогах до 2020 года расстояние между автозаправочными станциями: для автодорог I и II категории при одностороннем размещении 30...40 км, двухстороннем – 40...50 км; для автодорог III категории при одностороннем размещении – 40...50 км; IV категории при одностороннем размещении – 50...60 км [4].

Различия в конструктивном исполнении (блочные, модульные, контейнерные, передвижные станции) в большей степени, нежели иные характеристики, влияют на функциональные возможности автозаправочной станции. Рассматриваемые объекты являются ярким образцом типового проектирования с определенными ситуационными вариациями. Мощность АЗС определяется числом заправок в сутки. Планировочные решения данных объектов всегда предусматривают четкое разделение помещений по технологическим зонам, потокам: отдельные входы для посетителей, операторов, загрузки товаров.

Функционально вся территория АЗС представлена следующими зонами:

- заправочная зона (оперативная площадка) – пространство с топливораздаточными колонками, обычно расположенными под освещаемым навесом;
- площадка для работы с пылесосом, компрессором и т.д.;
- зона очистных сооружений;
- зона приема и хранения нефтепродуктов;
- стартовая зона – включает въезд-выезд на АЗС, площадку высадки пассажиров, размещения центральной стелы;
- парковочная зона – включает места временного хранения легковых и грузовых автомобилей владельцев (в том числе и физически ослабленных лиц), автобусов;
- общественная зона – торговый зал с кафетерием, где производится обслуживание посетителей: оплата услуг, покупка необходимого из ассортимента магазина, прием пищи;
- группа помещений, обеспечивающих осуществление функционального процесса и жизнеобеспечение здания: служебные, вспомогательные, инженерно-технические, санитарно-бытовые помещения персонала и посетителей;
- площадка с контейнерами для твердых бытовых отходов;
- зеленая зона – благоустроенные и озелененные свободные площади АЗС.

Анализ объемно-планировочного решения зданий современных АЗС позволил выявить следующую *функциональную структуру*: торговый зал (включающий входную группу, зону выкладки товара, расчетно-кассовый узел и зону приема пищи); группа санитарно-бытовых помещений персонала; санитарно-бытовые помещения посетителей; служебные, вспомогательные (складские, подсобные, коммуникационные), инженерно-технические помещения. Торговый зал с расчетно-кассовым узлом и кафетерием является планировочной доминантой, занимающей обычно 32...40% внутреннего объема здания. Внутреннее пространство торгового зала разделяется на зоны без использования перегородок, с помощью интерьерных решений, пристенных и островных стеллажей и оборудования, отделочных материалов различной фактуры и цвета. Группа условно неосновных помещений, обеспечивающих функцио-

* АГЗС – автомобильная газозаправочная станция; АГНКС – автомобильные газонаполнительные компрессорные станции; ААЗС – автоматическая автозаправочная станция; КАЗС – контейнерная автозаправочная станция.

нальный процесс и жизнеобеспечение здания, по отношению к торговому залу может размещаться продольным, поперечным и угловым способом (рисунок 1).

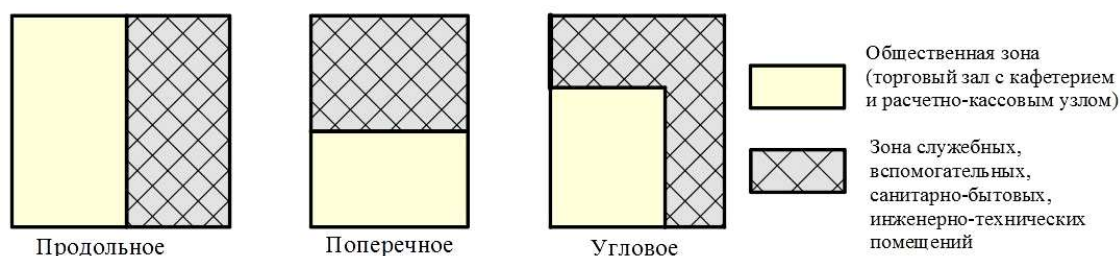


Рисунок 1. – Тип размещения группы неосновных помещений по отношению к торговому залу

Планировочная структура рассматриваемых объектов характеризуется созданием условий как для комфортного пребывания и качественного обслуживания пользователей, так и для благоприятных условий труда персонала, бесперебойного осуществления функционально-технологического процесса. Срок окупаемости автозаправочной станции составляет порядка 15 лет (может варьироваться в большую и меньшую стороны в зависимости от рентабельности), по этой причине предпринимаются меры по снижению затрат на данное строительство. Отметим тенденцию к снижению стоимости возведения автозаправочной станции путем сокращения площадей помещений, исключения некоторых из них: преимущественно уменьшаются площади помещений персонала и администрации; отсутствуют комнаты приема пищи персонала, специальные помещения для мытья, сушки, обеспыливания спецодежды и прочего; имеются случаи недостаточных габаритов складских помещений, что препятствует рациональному размещению товаров и бесперебойной их реализации. Соответственно производится корректировка конструктивных и технических решений.

Действующими в Беларуси нормами предусмотрено требование к автозаправочным станциям, расположенным на республиканских автомобильных дорогах «М», «М/Е» и «Р»: они должны быть оборудованы стационарным торговым объектом, торговым объектом общественного питания и автомобильной стоянкой не менее чем на два автобуса, пять грузовых и пять легковых автомобилей, за исключением автоматизированных автозаправочных станций и автозаправочных станций на участках республиканских автомобильных дорог «Р» со среднегодовой суточной интенсивностью движения до 6000 автомобилей в сутки, определяемой Министерством транспорта и коммуникаций. Объекты дорожного и придорожного сервиса, и АЗС в том числе, должны обеспечивать доступ лиц с ограниченными физическими возможностями [4].

Для создания безбарьерной среды преимущественно предпринимаются следующие меры:

- в местах схода на проезжую часть предусматривается понижение бортового камня;
- зоны съездов выделяются цветовыми сигнальными полосами;
- обеспечивается уклон в пределах 10%;
- заправочная зона снабжается устройствами вызова оператора;
- устраиваются специализированные парковочные места обычно вблизи входа в здание;
- входные группы оборудуются пандусами;
- оснащаются необходимыми средствами туалетные кабины и душевые.

Схема функционально-технологического процесса возводимых в настоящее время в Беларуси АЗС представлена на рисунке 2. Реновация автозаправочных объектов во многих западных странах производится один раз в три-пять лет, при этом реализуются обновленные сценарии поведения пользователей.

В Беларуси на современном этапе развития заправочных станций проводится их модернизация и возведение новых в соответствии с принятой, ставшей типовой, планировочной структурой. За рубежом в состав данных объектов, в том числе размещенных на автотрассах, уже включаются книжные магазины, несколько точек питания, большие детские зоны и прочие объекты сервиса и коммуникации, то есть формируются *многофункциональные комплексы*.

Автозаправочные станции совершенствуются как технически, так и эстетически. По архитектурному облику рассматриваемые объекты весьма схожи, узнаваемы и минималистичны. Традиционно это одноэтажные, за редким исключением, прямоугольные в плане строения без подвала и технического этажа. Устойчивость здания обеспечивается совместной работой стен и плит покрытия. Конструктивная схема каркаса навеса представляет собой многопролетную раму с жестким сопряжением колонн с фундаментами и смешанным (шарнирным, жестким) сопряжением ригелей с колоннами. Устойчивость навеса обеспечивается собственной жесткостью рамы в обоих направлениях посредством жесткого сопряжения металлических сварных колонн и фундаментов, постановкой связевых ферм и жестким диском, создающим профнастилом. Наружные стены чаще отделяются стальными кассетами с полимерным покрытием по методу вентфасада. Выразительность придается за счет систем витражного фасадного остекления. Здание станции и навес над топливораздаточными колонками чаще объединяются, однако

могут устраиваться отдельно (независимо). Фриз навеса и декоративную облицовку колонн выполняют из алюминиевого листа. Объемно-планировочное решение, экстерьер и интерьер объекта, используемые малые архитектурные формы, элементы рекламно-информационного оповещения (ценовая стела, флашток, информационные табло, указатели) принимаются преимущественно в соответствии с фирменным стилем предприятия.

Топливораздаточные колонки могут иметь параллельное, диагональное, перпендикулярное, V-образное, трапециевидальное размещение, что является ключевым фактором при разработке схемы движения автотранспорта по территории АЗС.

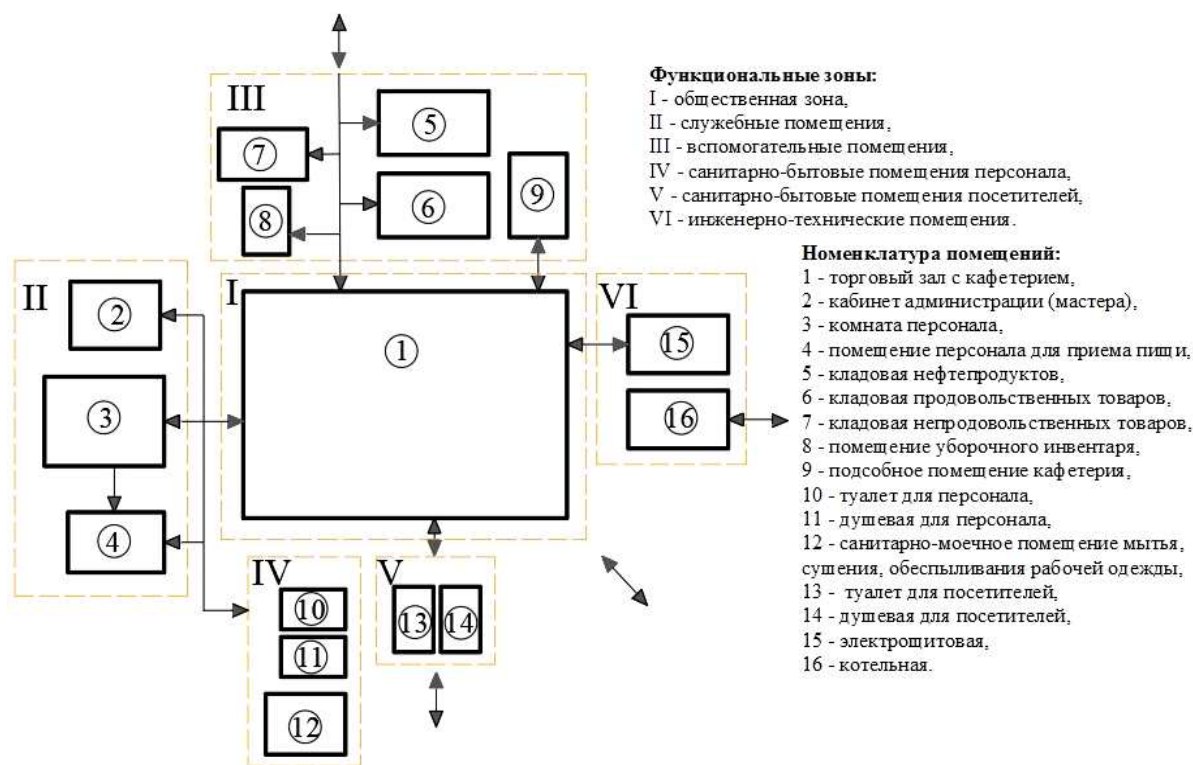


Рисунок 2. – Схема функционально-технологического процесса АЗС

Доминирующей и неотъемлемой конструкцией АЗС является *навес над топливораздаточными колонками* (далее – ТРК), который может либо устанавливаться над каждым заправочным островком в отдельности, либо объединять под собой все имеющиеся островки. Наиболее удачным и используемым вариантом как в Беларуси, так и за рубежом является последний.

По конструктивному исполнению и размещению относительно здания с торговым залом и расчетно-кассовым узлом применяемые в настоящее время навесы бывают прямыми и Т-образными, а также криволинейными и составными (рисунок 3). *Прямые* представляют собой четырехугольные в плане плоскостные покрытия, поддерживаемые стальными опорами. *Т-образные* имеют соответствующую форму, образованную либо одним плоскостным покрытием, либо сочетанием прямых переходного и основного навесов. *Криволинейные* образованы покрытиями положительной (сводчатые цилиндрические, коноидальные и т.д.) или отрицательной (вогнутые) кривизны. *Составные навесы* – пространственные покрытия, поверхность которых образована совокупностью нескольких элементарных поверхностей, пересекающихся между собой со скачкообразным изменением кривизны по линии сопряжения. Определенное разнообразие достигается путем комбинаций расположения опор и использования переходных навесов. *Переходные навесы*, в свою очередь, также могут иметь прямую или сводчатую форму (выполняются из легких металлических конструкций с покрытием из поликарбоната). Конструкции несут как техническую, так и эстетическую нагрузку. За счет вариативности исполнения навеса над островками с ТРК возможно создание выразительного архитектурного объекта без потери качественных характеристик и фирменного стилистического оформления. Данный прием используется в различных модификациях. Однако некоторыми компаниями по всему миру предпринимаются попытки уйти от привычного облика автозаправочных станций. В ряде случаев данные идеи можно назвать весьма смелыми и амбициозными. Индивидуализация конструктивных форм и расширение числа пластических приемов являются немаловажными средствами совершенствования архитектуры рассматриваемых объектов.



Рисунок 3. – Классификация навесов над ТРК

В облике современной автозаправочной станции очевидны попытки сочетать *утилитарные и художественные задачи*. Учет зрительного восприятия как отдельного объекта, так и совокупного ландшафта является актуальным и необходимым условием построения видовых трасс, придания средствами архитектуры облику автомобильной дороги высоких эстетических и технических качеств, удовлетворения социальных потребностей и даже повышения уровня культуры потребления пользователей. В то же время назначением и специфическими особенностями автозаправочных станций определяются немалые ограничения, призванные обеспечить безопасное, безаварийное функционирование объекта. Следовательно, архитектурно-художественная выразительность должна обеспечиваться взвешенными решениями с учетом всех нормативных требований.

В качестве *архитектурно-художественных приемов создания выразительного облика АЗС* можно выделить такие, как:

- индивидуализация конструктивной формы навеса над островками с ТРК;
- совершенствование пластики фасадов зданий, включающих расчетно-кассовые узлы;
- использование статической и динамической иллюминации;
- гармоничное цветовое оформление объекта;
- использование современных материалов (допускаемых требованиями безопасности) и их удачное сочетание;
- широкое применение витражного остекления, а также его тонировки;
- качественная организация площадок отдыха с достаточным наполнением;
- эффективное размещение (в редких случаях нестандартная ориентация) объекта по отношению к автомобильной дороге.

Архитектурная подсветка, главным образом статическая, необходимая и широко применяемая на АЗС (рисунок 4). Важнейшая её функция – освещение в темное время суток, подсветка логотипов и других отличительных элементов.

В соответствии с психологическими особенностями человека оригинальная подсветка способствует запоминаемости образа и привлечению внимания, выполняет функцию декорирования. Используются следующие виды источников света: металлогалогенные, натриевые, неоновые лампочки, светодиодные источники света (ленты и лампочки). Динамическая иллюминация используется реже, нежели статическая. С одной стороны, яркие меняющиеся зрительные образы отвлекают внимание водителя. С другой – оригинальная, но сбалансированная динамическая подсветка оказывает возбуждающее действие на человека, что может воспрепятствовать засыпанию водителя за рулем.

Цвет используется в качестве средства информатизации, которая воспринимается человеком легко и на значительных расстояниях. Цветовое решение АЗС, кроме функции формирования запоминающегося художественного образа, позволяет соотносить объект с конкретной сетью. Цвет является одним из важнейших факторов производственного и бытового комфорта. Поэтому при выборе отделочных материалов важно учитывать не только их собственные цветовые характеристики, но и определенное психологическое воздействия конкретных сочетаний цвета различных материалов, взаимосвязь цвета и фактуры поверхности, цвета и формы, роль светотени и рефлексов в восприятии цвета. Гармония цвета – мощный фактор удачного художественного представления объекта.

Современные строительные материалы весьма разнообразны. Однако учитывая специфические особенности рассматриваемых объектов, повсеместно применяются алюминиевые и стальные кассеты:

пигментированные, а в последнее время и имитирующие деревянные материалы, удачно сочетающие эстетические и эксплуатационные качества. Применение витражного остекления также стало весьма распространенным на вновь возводимых объектах. Использование тонировки защищает от воздействия солнечных лучей товары в торговом зале.



Рисунок 4. – АЗС № 85 РУП «Белоруснефть-Гроднооблнефтепродукт»

Тенденцией последних лет в дизайне автозаправочных станций по всему миру являются уход от ассоциации с техногенностью, реализация в экстерьере и интерьере темы *экологичности, гармонии открытых пространств*.

В общем случае отдельные объекты легко отождествляются с конкретной автозаправочной сетью благодаря построению в соответствии с утвержденным фирменным стилем предприятия. Однако в мировой практике, в частности на территории СНГ, имеются примеры нетривиального архитектурного решения рассматриваемых объектов: МАЗК Wissol («Виссол») в Грузии, разместившаяся в 67 км к северо-западу от Тбилиси (рисунок 5); АЗС НПЗ (а полное название объекта звучит как «Наша Правильная Заправка») в Харькове, Украина (рисунок 6).



Рисунок 5. – МАЗК Wissol («Виссол») в Грузии [5]

В первом проекте авторы попытались воплотить связь истории с современными передовыми технологиями. Состав объекта: автозаправочная станция, станция технического обслуживания, автомобильный сервис-центр, супермаркет, кафе, рынок, парковочная зона. Во втором проекте воплощена в жизнь идея промышленного дизайна, в частности, присутствуют элементы нефтеперерабатывающего завода (трубы, задвижки и т. д.). В обоих случаях создатели проекта стремились построить не просто автозаправочную станцию, а создать комфортный комплекс с широким выбором услуг и ярким запоминающимся дизайном. Разумеется, масштабность проекта связана с ожидаемым экономическим эффектом от его реализации. Такие объекты интересны туристам не только в качестве объекта обслуживания, но и в качестве запоми-

нающихся образов посещаемой ими страны. Однако подобные проекты – исключение, а не правило. Следование фирменному стилю – одно их важнейших специфических качеств системы автозаправочных станций.



Рисунок 6. – АЗС НПЗ ООО «Золотой Стандарт» в Харькове, Украина [6]

Заключение. Автозаправочные станции, являясь наиболее многочисленными объектами в составе сети придорожного сервиса, во многом определяют облик автомобильной дороги, ее безопасность, удобство, привлекательность для осуществления внутренних, транзитных и туристических перемещений. Следовательно, такие объекты требуют качественных и своевременных мероприятий по совершенствованию их архитектурно-планировочных, конструктивных и инженерно-технических решений. На базе АЗС создаются многофункциональные объекты, где эффект от реализации дополнительных услуг соотносим с доходом от основного вида деятельности. Планировочная структура данных объектов предусматривает многозадачность и четкое разделение помещений по технологическим зонам, потокам. Активно предпринимаются попытки сочетать в облике станций утилитарные и художественные задачи путем совершенствования объемно-пространственных решений и реализации новых дизайнерских замыслов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Первая АЗС общего пользования [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://minsk-old-new.com/places/pamyatniki-i-skulptury/pervaya-azs-obshhego-polzovaniya>. – Дата доступа: 18.03.2018.
2. Иванов, А.И. Становление и развитие автозаправочных станций / А.И. Иванов, Т.В. Дмитриева, О.А. Макаренко // Транспорт и хранение нефтепродуктов и углеводородного сырья. – 2014. – № 4. – С. 33–39.
3. Об утверждении Программы развития сети автозаправочных станций в Республике Беларусь на 2016–2020 годы [Электронный ресурс] : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 15 окт. 2015 г., № 862 // Национальный правовой Интернет-портал Республики Беларусь. – Режим доступа: <http://pravo.by/document/?guid=12551&p0=C21500862&p1=1>. – Дата доступа: 15.03.2018.
4. О некоторых вопросах размещения, архитектурного оформления и оборудования объектов придорожного сервиса на автомобильных дорогах общего пользования : постановление Совета Министров Респ. Беларусь, 10.09.2008 г., № 1326 // Национальный реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2008. – № 222. – 5/28333.
5. АЗС года: 2014 [Электронный ресурс] // Современная АЗС. – Режим доступа: <http://www.sovazs.com/showcontest.phtml?id=130>. – Дата доступа: 12.07.2017.
6. АЗС месяца: Июль 2015 [Электронный ресурс] // Современная АЗС. – Режим доступа: <http://www.sovazs.com/showcontest.phtml?id=135>. – Дата доступа: 12.07.2017.

Поступила 12.04.2018

PECULIARITIES OF ARCHITECTURAL FORMATION OF PETROL STATIONS IN BELARUS

A. EVSTRATENKO

The role of automobile filling stations in the network of roadside service of Belarus is considered. Some features of the structure, functional zoning and architectural-planning solutions of these objects are analyzed. The methods of creating the architectural and artistic expressiveness of gas stations have been revealed.

Keywords: petrol station, roadside service, planning structure, functional zoning, architectural-planning solution.

УДК 72.012

ОСОБЕННОСТИ ВЕРТИКАЛЬНОГО ОЗЕЛЕНЕНИЯ ИНТЕРЬЕРА

канд. техн. наук **О.В. ЛАЗАРЕНКО; С.А. МОНИЧ; К.В. ЧУЛКОВА**
(Полоцкий государственный университет)

Рассматриваются значимость и приемы вертикального и горизонтального озеленения интерьеров – внедрение в их структуру растительных компонентов. Анализируется отечественный и зарубежный опыт фитодизайна в виде фитостены, фитокартины, мобильного фитомодуля. Исходя из основных принципов, влияющих на выбор конструкции вертикального озеленения: экологичности и эргономичности среды, мобильности и оперативности установки растительных групп, трансформируемости интерьерного пространства, гуманности по отношению к растениям, а также вариантов систем орошения растений, разработан фитомодуль на основе фитильной системы, позволяющий выращивать невлаголюбивые растения длительный срок, не потребляя электроэнергию, требующий минимального ухода как за самой конструкцией модуля, так и за выращиваемыми растениями.

Ключевые слова: вертикальное озеленение, конструкции для вертикального озеленения интерьера, фитомодуль, системы орошения, композиция.

Введение. Человек проводит две трети жизни в помещениях различного назначения. Искусственное освещение, шум, загрязнение воздуха тяжёлыми ионами, углекислым газом, бактериями отрицательно влияют на физическое и психологическое состояние человека; наиболее загрязнен воздух в помещениях общественных зданий. Системы вентиляции не обеспечивают улучшение качества микроклимата в помещении вследствие наличия в наружном воздухе (особенно крупных городов) задымления, повышенной концентрацией парниковых газов; искусственная ионизация воздуха вызывает ряд побочных эффектов. Негативное воздействие окружающей среды на здоровье людей уменьшает озеленение пространства интерьера. Установлено, что растения изменяют химический состав воздуха и ионизируют его молекулы; преобразуют углекислый газ, воду и солнечную радиацию в кислород и глюкозу; поглощают частицы тяжёлых металлов из атмосферы; вырабатывают фитонциды – биологически активные вещества, убивающие или подавляющие рост и развитие бактерий, микроскопических грибов, простейших микроорганизмов [1]. Не случайно на протяжении многих столетий люди применяют наружное и внутреннее озеленение зданий – от Висячих садов Семирамиды, «верховых» садов на крышах и террасах Московского Кремля, эксплуатируемых «зеленых» крыш Карла Рабита до наружного и внутреннего вертикального озеленения зданий Патрика Бланка [2]. В настоящее время одним из актуальных направлений в дизайне интерьера общественных и жилых зданий является внедрение в их структуру растительных компонентов в качестве отделки.

Цель настоящего исследования – поиск декоративных объектов озеленения интерьера, оптимально отвечающих принципам функционально-декоративного озеленения интерьерного пространства: трансформируемости, мобильности, эргономичности, минимизирования [3].

Основная часть. Озеленения интерьера – выращивание декоративных растений на различных поверхностях и уровнях. Различают два вида озеленения: горизонтальное и вертикальное.

Горизонтальное озеленение традиционное – размещение растений на подоконниках, полках, столах; *новое направление* – использование мебели и элементов декора помещения. Вид озеленения простой, не требует специальных приспособлений (рисунок 1) [4]. Недостатки данного вида озеленения – для размещения растений необходимо использовать площадь помещения и мебель, возможно ограничение проникновения дневного света.

Вертикальное озеленение в интерьере традиционное – размещение растений на вертикальных приспособлениях (кашпо, стойки, опоры). Относительно *новое направление в фитодизайне* – размещение растений на поверхностях конструктивных элементов помещения: стенах, перегородках, колоннах в виде фитостены, фитокартины, фитомодуля (рисунок 2) [5]. Преимущества данного вида озеленения – возможность использования большого количества растений для эффективного очищения воздуха, зонирования помещения, декора пространства.

Рассмотрим устройство элементов вертикального озеленения.

Фитостена. Стальной каркас, стальную или полимерную сетку, пластиковые ячейки последовательно крепят ко всей декорируемой поверхности. Ячейки заполняют растительным субстратом (земля, перегной, торф, песок и т.п.) высаживают растения. Полив растений автоматический с капельным орошением.

Фитокартина. Устройство элемента и организация полива такие же, как и фитостены, но при меньших размерах, что позволяет декорировать поверхности при ограниченных размерах интерьера, без существенного нарушения целостности композиции основной отделки поверхности.

Фитомодуль – вариант озеленения, который может быть не только стационарным, но и переставляемым, односторонним или двусторонним, выполненным в виде различных геометрических фигур, зеленой скульптуры, стелы, колонны, пирамиды, арки. Полив растений автоматический.



Рисунок 1. – Озеленение мебели и элементов декора



Рисунок 2. – Фитостена, фитоколонна, фитокартина, фитомодуль для вертикального озеленения поверхностей помещения

Анализ устройства элементов показал, что фитостена и фитокартина не отвечают требованиям по трансформируемости интерьерного пространства средствами озеленения; мобильности и оперативности установки растительных групп и оборудования при организации озеленения: элементы стационарные, сложная установка; минимизирования: требуются дополнительные усилия и затраты по поддержанию питательных свойств грунта и организации полива. Оптимальным вариантом внедрения растительных элементов в интерьер, на наш взгляд, является фитомодуль. Применяют различные конструктивные решения фитомодуля [6].

Фитомодули для выращивания растений в почве горшечной либо цельной системы. Модули можно крепить к вертикальной поверхности или устанавливать в интерьере как элемент декора, создавая вертикальное озеленение различных форм и очертаний (рисунок 3).



Рисунок 3. – Полихлорвиниловые фитомодули горшечной и цельной системы

Фитомодули для выращивания растений без почвы и субстрата способом гидропоники, впервые примененным в вертикальном озеленении архитектором Патриком Бланком [7]. В качестве основы для выращивания растений использован полимерный войлок с микрокапиллярной структурой, проводящий питательный раствор от системы полива. Фитомодуль состоит из стального каркаса, который можно крепить к поверхности или устанавливать в любом месте интерьера. К каркасу крепят гидроизоляционный листовый материал и 2 слоя синтетического войлока. Побеги или сформировавшиеся растения высаживают в верхний слой войлока в разрезы или кармашки (рисунок 4).



Рисунок 4. – Фитомодули на войлочной основе с карманами, прорезями

Способы полива растений в фитомодулях:

- реверсивный и нереверсивный капельный автоматический полив через систему трубок, подведенных к основанию каждого растения и подключенных к водоснабжению здания. Количество подаваемой воды регулируется автоматически;
- реверсивный проточный автоматический полив питательным раствором через форсунки, расположенные сверху модуля или каждого растения. Раствор подается насосом из резервуара, размещенного внизу модуля, туда же поступают его излишки (рисунок 5) [8].

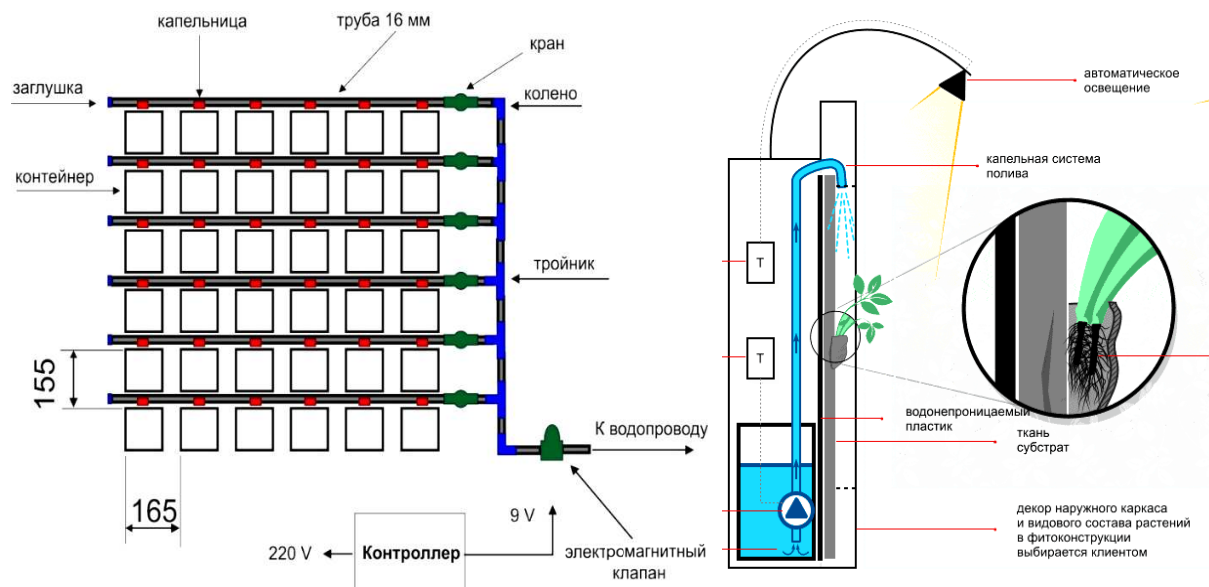


Рисунок 5. – Схемы организации нереверсивного капельного и проточного автополивов

Рассмотрим технологические решения фитомодулей интерьера исходя из принципов функционально-декоративного озеленения среды интерьера [1].

1. *Экологичность и эргономичность*: в фитомодулях горшечной и цельной системы возможно осыпание наполнителя, появление и развития грибков и микроорганизмов; процесс выращивания трудоемкий; растения можно высаживать только в строго определенных местах (это касается фитомодуля на войлочной основе с кармашками), что ограничивает выбор растений и их композиции. При капельном поливе возможен шум от работы насоса и системы управления, при проточном поливе беспочвенного выращивания – появление на поверхности войлока плесени.

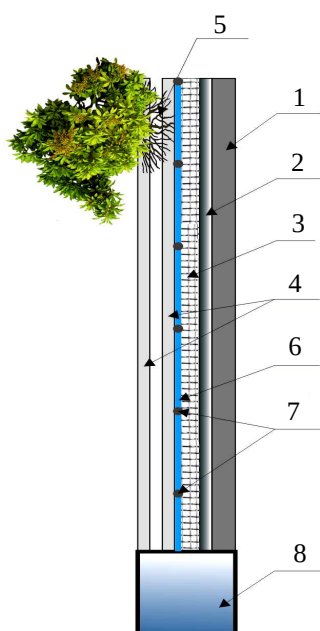
2. *Гуманность по отношению к растениям*: при капельном поливе требуется контроль работы системы и качества водопроводной воды. Отключение электроэнергии, поломка оборудования, образование известкового налета в трубках системы и на корнях растений может привести к их гибели.

3. *Мобильность и трансформируемость*: фитомодули с автоматическим поливом должны располагаться вблизи с источником электроэнергии.

Анализ различных модулей для вертикального озеленения интерьера, их конструктивных решений, систем полива позволил сделать вывод, что оптимальным вариантом для создания в интерьере вертикального озеленения является, на наш взгляд, фитомодуль с беспочвенным выращиванием растений на войлочной основе с прорезями. Для поиска рационального способа полива растений в фитомодуле была рассмотрена фитильная система, в которой питательный раствор, вода из резервуара, расположенного под горшком, посредством матерчатого фитиля (жгута, веревки) доставляются к почве или субстрату за счет действия капиллярных сил. Система эффективна для выращивания небольших, медленнорастущих, неприхотливых растений. Для выявления возможности ее применения в фитомодуле на войлочной основе выполнен патентный поиск, предметом которого являлось устройство для полива. Рассмотрены патенты Российской Федерации № 32658, 2447648, 2264704, A01G27/00, 2206202; Франции № 2673356, № 2252806; Швейцарии № 391368, США № 4300309. Наиболее близким является патент «Цветочный горшок» [9].

В изобретении использован принцип подъема жидкости из резервуара по капиллярам гигроскопичного материала и передачи ее другому гигроскопичному материалу. Гигроскопичный материал (например, вискоза) любого сечения (жгут, веревка) опускают в резервуар с жидкостью, основная длина жгута контактирует с другим гигроскопичным материалом. Жидкость из резервуара поднимается по гигроскопичному материалу за счет взаимного притяжения молекул жидкости и материала, к другому гигроскопичному материалу и принимается корневой системой растения. Высота подъема воды в капилляре гигроскопичного материала не зависит от давления атмосферы и обратно пропорциональна радиусу капилляра.

Нами разработан вариант фитомодуля на войлочной основе с прорезями и организацией фитильного орошения растений. Питательный раствор из емкости (8) поднимается к корням растений по гигроскопичной веревке (6), контактирующей с гигроскопичным слоем – синтетическим войлоком. Расстояние между веревками зависит от видов высаживаемых растений (рисунок 6).



- 1 – металлический каркас; 2 – гидроизоляционный слой;
 3 – полимерная сетка; 4 – слой искусственного войлока;
 5 – корни растений; 6 – гигроскопичная веревка;
 7 – крепежи веревки к сетке; 8 – емкость для питательного раствора

Рисунок 6. –Элементы конструкции и орошения растений фитомодуля

Также разработаны два предложения по внедрению вертикального озеленения в интерьеры главного корпуса Полоцкого государственного университета: перегородка фойе первого этажа и стена рекреации для отдыха третьего этажа инженерно-строительного корпуса (рисунок 7). Предполагаемые размеры фитомодулей 2,5×2,3 м, 1,8×1 м. С учетом максимальной требуемой высоты поднятия жидкости 2,3 м (высота модуля в фойе), рассчитывали требуемый диаметр веревки исходя из положения: высота подъема воды в капилляре гигроскопичного материала не зависит от давления атмосферы и обратно пропорциональна радиусу капилляра [10]. Питательный раствор изготавливали с жидким удобрением «Мир цветов», плотность 1041 кг/м³, поверхностное натяжение раствора 63,6 мН/м. Расчетный радиус веревки составил 0,00542 м, принимали требуемый диаметр веревки 10 мм.



Рисунок 7. – Проект вертикального озеленения интерьеров главного корпуса Полоцкого государственного университета

С учетом особенностей разработанной конструкции фитомодуля, температурно-влажностных условий помещений использованы неприхотливые виды растений для соответствующих интерьеров: пеперомий и мох [11]. Подбор и создание композиций для выбранных интерьеров проводили с учетом назначения интерьеров (рисунок 7) в редакторе Photoshop с помощью инструмента Filter/Artistic/Paint Daubs.

Закключение. Применение вертикального озеленения в качестве внутренней отделки помещений носит не только декоративный характер. Растения очищают воздух за счет процесса фотосинтеза; поддерживают влажность в помещении; насыщают воздух биологически активными веществами, которые устраняют или подавляют рост и развитие бактерий.

Принятая конструкция фитомодуля для интерьеров общественных и жилых помещений на основе синтетического войлока с разработанной системой полива растений при помощи фитилей максимально минимизирована – позволяет выращивать невлаголюбивые растения длительный срок, не потребляя электро-энергию, с минимальным уходом как за самой конструкцией модуля, так и за выращиваемыми растениями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Дорожкина, Е.А. Влияние растений на микроклимат помещений и организм человека / Е.А. Дорожкина // Символ науки : междунар. науч. журн. – 2015. – № 4. – С. 19–25.
2. История вертикального озеленения: от Семирамид до Патрика Бланка [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://vergardens.ru/istoriya-vertikalnogo-ozeleneniya.html>. – Дата доступа: 12.05.2018.
3. Организация комфортной среды интерьеров общественных зданий средствами озеленения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://visualrheumatology.ru/pfdo.html>. – Дата доступа: 08.05.2018.
4. Растения в интерьере [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://wikibotanika.ru>. – Дата доступа: 13.05.2018.
5. Организация комфортной среды интерьеров общественных зданий средствами озеленения [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://visualrheumatology.ru/pfdo.html>. – Дата доступа: 08.05.2018.
6. Виды фитомодулей для озеленения интерьера [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://yandex.by/images/search?p=3&text>. – Дата доступа: 13.05.2018.
7. Вертикальные сады Патрика Бланка [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.moy-design.ru/book/export/html/1207>. – Дата доступа: 16.03.2018.
8. Система автополива [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://biot.by/blagoustrojstvo/sistema-avtopoliva>. – Дата доступа: 20.03.2018.
9. Автоматические оросительные устройства, например, для цветов в горшках : пат. 2447648 RU [Электронный ресурс] / А.А. Сорокин. – Опубл. 20.04.12. – Режим доступа: <http://www.findpatent.ru/patent/244/2447648.html>. – Дата доступа: 10.04.2018.
10. Высота поднятия жидкости в капиллярных трубках [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://studfiles.net/preview/2383541/page:92>. – Дата доступа: 20.03.2018.
11. Багаева, Н. Комнатные растения для вертикального озеленения [Электронный ресурс] / Н. Багаева. – Режим доступа: <http://verticalsad.ru/komnatnye-rasteniya-dlya-vertikalnogo-ozeleneniya.html>. – Дата доступа: 19.03.2018.

Поступила 04.06.2018

FEATURES OF THE VERTICAL LANDSCAPE IN AN INTERIOR DESIGN

O. AZARENKO, S. MONICH, K. CHULKOVA

The article considers the importance and application of vertical and horizontal landscape in an interior design and implementation of organic components to design's structure. It also analyses domestic and foreign experience of fitodesign in walls, pictures and portable pieces. Following the basic principles of vertical green space design: ecology and ergonomics of the soil, mobility and functionality of the organic groups, transformability of the intended design areas, a humane approach to the living organisms and various feeding options, the fito unit was designed based on the passive hydroponics, allowing to grow non-moisture seeking plants for a prolonged term, with no electricity, and minimum upkeep to the unit itself and the plant.

Keywords: vertical landscape, interior vertical ecosystem structure, fito unit, hydroponics.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

УДК 666.973.2

ОСНОВНЫЕ СВОЙСТВА ТЕПЛОИЗОЛЯЦИОННЫХ ПЛИТ С ПРИМЕНЕНИЕМ МХА СФАГНУМА, ТРОСТНИКА И СОЛОМЫ

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

Представлены разработанные автором составы теплоизоляционных материалов на основе мха сфагнума. Исследованы их свойства. Определена плотность и теплопроводность утеплителей. При подборе составов учитывались усадочные деформации полученных образцов. Дополнительно для устранения усадочных деформаций при сушке вводили дробленый тростник или солому. Определены составы утеплителей с высокими физическими характеристиками на комплексном заполнителе на основе мха и соломы. С использованием электронного микроскопа получены поперечные и продольные срезы стеблей соломы и тростника, изучена микроструктура и объяснены механизмы, оказывающие значительное влияние на физико-механические свойства утеплителей.

Ключевые слова: мох, тростник, солома, жидкое стекло, утеплитель, плотность, теплопроводность, микроструктура.

Введение. Мох сфагнум произрастает главным образом в Северном полушарии и распространен от гор тропиков до арктической и субарктической зоны. Широко род *Sphagnum* представлен в умеренных широтах, особенно на Западно-Сибирской равнине, где на огромных пространствах образует растительность верховых болот [1].

Область применения мха сфагнума имеет достаточно большой диапазон и используется в различных отраслях жизнедеятельности человека: строительстве, медицине, пчеловодстве, животноводстве, садоводстве, флористике, в оценке экологической обстановки. К свойствам мха сфагнума можно отнести: экологичность; лечебные (бактерицидные) свойства; долговечность; выдерживание перепадов температур; неподверженность гниению; низкая теплопроводность; сохранение тепла; гигроскопичность.

Важный аспект использования природного растительного материала – возобновляемость сырья. Правильный сбор мха позволяет ускорить процесс роста и восстановления [2]. С целью получения мха с необходимыми свойствами и возможностью дальнейшего использования следует придерживаться определенных технологических правил в процессе сушки и хранения.

С давних пор известно о значительной пользе сфагнума в народной медицине в качестве лекарственного растения. Данные информационных источников свидетельствуют о том, что сфагнум в качестве перевязочного средства использовался еще в XI веке. Использовать сфагнум в качестве перевязочного средства позволяют его высокая гигроскопичность, дезинфицирующие и противогрибковые свойства, обусловленные входящими в его состав веществами [3]. Основными действующими веществами растений рода сфагнум являются фенольные соединения (преимущественно фенолкарбоновые кислоты) и полисахариды.

Метод мхов-биомониторов регулярно используется в течение последних 30 лет в скандинавских странах для мониторинга атмосферных выпадений металлов на обширных территориях, а в последнее время данная технология нашла масштабное применение в странах Западной Европы [4].

Биомониторинг загрязнений атмосферного воздуха химическими элементами с использованием мхов является в последнее десятилетие одним из самых эффективных, простых и менее затратных, а следовательно и перспективных методов оценки изменений и контроля качества воздуха [5]. Сфагновые мхи широко используются при проведении экологических исследований в качестве тест-объектов, чутко реагирующих на антропогенные воздействия, изменяя свои характеристики или аккумулируя поступающие из окружающей среды элементы. При этом концентрация веществ во мхах значительно выше, чем в травянистой растительности [6].

Ввиду своей малой теплопроводности сфагнум применяется в качестве изоляционного материала при утеплении венцов деревянных домов. Строители, разбирая старые деревянные дома, отмечают отличное состояние древесины в тех местах, где находился мох. Сохранность древесины обусловлена полезными бактерицидными свойствами сфагнума, содержащего сфагнол – вещество, препятствующее развитию гнилостных процессов. Данный факт подтверждается археологическими находками. Так, на моховом болоте в Австрии нашли остатки дороги из бревен, проложенной еще римлянами. В наше время строители постоянно применяют мох сфагнум в качестве утеплителя для строительства деревянных до-

мов, бань и саун. Для бани и сауны мох сфагнум отлично подходит, так как растение способно выдерживать перепады температур, влагу (конденсат) [7]. Однако до настоящего времени строительная промышленность не может предложить теплоизоляционный материал на основе сфагнума в виде плит, что позволило бы применять мох не только в бревенчатом строительстве.

Повышение экологической культуры заказчиков вынуждает строителей искать и предлагать теплоизоляционные материалы, обеспечивающие экологическую безопасность зданий. Разработка экологически чистого утеплителя на основе мха с бактерицидными свойствами в виде плит позволяет удовлетворить потребность в таком материале.

Материалы и методы. В проведенных нами исследованиях применяли нарезанный мох сфагнум, рубленую ржаную солому и тростник. Перед нарезкой мох предварительно высушивали. Рубка соломы и тростника осуществлялась на барабанной соломорезке типа РСБ-0.1.

Натриевое жидкое стекло соответствует ГОСТ 13078 [7]. Технические характеристики: силикатный модуль 2,9; pH 11...12; вязкость 0,0194 (Н·с)/м²; плотность 1,45...1,47 г/см³.

Плотность теплоизоляционных плит определяли в соответствии с ГОСТ 17177. Теплопроводность исследуемых материалов измеряли по СТБ 1618 при помощи прибора «ИТП-МГ4 100».

Микроскопический анализ структуры стеблей соломы ржи и тростника выполняли с использованием электронного микроскопа марки «JSM-5610 LV».

Экспериментальные исследования. Для получения теплоизоляционных материалов на основе растительного сырья проведены комплексные исследования по подбору составов, включая подготовку заполнителя определенной фракции, изучены основные физико-механические характеристики полученных образцов. В экспериментальных исследованиях использовали однокомпонентный заполнитель из нарезанного мха или композиционный заполнитель, представляющий собой смесь из мха сфагнума с тростником обыкновенным или ржаной соломой. Натриевое жидкое стекло применяли в качестве связующего вещества. Использование мха как заполнителя обусловлено антисептическими свойствами и опытом использования в теплоизоляционных целях. Жидкое натриевое стекло обеспечивает теплоизоляционному материалу негорючесть, связывает заполнитель, является антисептиком и препятствует образованию грибка.

На предварительном этапе исследований в качестве заполнителя для получения теплоизоляционного материала использовали нарезанный мох длиной 1...2 см. Формовку образцов-плит размером 250×250×30 мм производили под давлением 0,02 МПа. Образцы выдерживали в форме 5...6 часов, затем извлекали и в течение 6...7 часов высушивали в камере при температуре 40...50 °С.

На полученных образцах-плитах определяли коэффициент теплопроводности и плотность.

Результаты испытаний теплоизоляционного материала на основе мха представлены в таблице 1.

Таблица 1. – Физико-механические характеристики плит на основе мха

№ состава	Масса образца, г	Расход компонентов на плиту, г			Плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С)	Размеры образца, см
		мох	жидкое стекло	вода			
1	531	300	400	175	300	0,075	24,4×24,4×3
2	499	260	400	160	285	0,06	24,4×24,4×3
3	464	220	400	145	265	0,047	24,4×24,3×3
4	437	180	400	130	250	0,05	24,3×24,3×3
5	396	140	400	115	225	0,056	24,3×24,2×3
6	352	100	400	100	200	0,063	24,2×24,2×3
7	439	300	300	175	255	0,068	24,4×24,3×3
8	410	260	300	160	235	0,053	24,3×24,3×3
9	377	220	300	145	215	0,04	24,3×24,2×3
10	349	180	300	130	200	0,045	24,2×24,2×3
11	316	140	300	115	180	0,051	24,2×24,2×3
12	280	100	300	100	160	0,058	24,2×24,1×3
13	346	300	200	175	205	0,059	24,3×24,3×3
14	320	260	200	160	185	0,047	24,3×24,3×3
15	289	220	200	145	170	0,034	24,3×24,2×2
16	261	180	200	130	155	0,04	24,2×24,2×3
17	236	140	200	115	140	0,046	24,2×24,1×3
18	208	100	200	100	120	0,052	24,1×24,1×3

Данные таблицы 1 свидетельствуют о том, что при фиксированном количестве вяжущего (например, 300 г), увеличение расхода заполнителя на 120 г (составы 9 и 12) ведет к повышению плотности на 26% и снижению коэффициента теплопроводности на 31%. Однако при дальнейшем увеличении расхода заполнителя с 220 до 300 г (составы 9 и 7) наблюдается возрастание коэффициента теплопроводности на 42%, с 0,04 до 0,068 Вт/(м·°С). Повышение массы жидкого стекла также приводит к увеличению показателя теплопроводности. Так, при сравнении характеристик составов 3 и 9 можно отметить, что добавление 100 г связующего вызывает увеличение коэффициента теплопроводности на 15% и плотности на 19% при равном расходе заполнителя, а при сравнении составов 3 и 15 теплопроводность увеличилась на 28%, а плотность на 37%.

Таким образом, увеличение расхода как мха, так и жидкого стекла повышает коэффициент теплопроводности и плотность плит. Полученные зависимости объясняются тем, что при повышенном расходе жидкого стекла, слои связующего начинают выступать в качестве мостиков холода. По слоям связующего, покрывающим частицы заполнителя, начинает передаваться тепло. При низкой плотности утеплителя формируется рыхлая структура заполнителя, пропускающая через себя потоки теплого воздуха. При расходе мха 220 г удастся достичь оптимальной уплотненной структуры, блокирующей свободное перемещение воздушных тепловых потоков сквозь утеплитель, обеспечивающий сохранение максимальной целостности ячеистой микроструктуры мха. Дальнейшее повышение плотности теплоизоляционного материала приводит к смятию и уплотнению ячеистой микроструктуры, что вызывает разрушение стенок ячеек-клеток мха. В результате, несмотря на отсутствие сквозных потоков воздуха через структуру, повышаются теплотери через материал самого заполнителя. Наилучшие результаты по теплопроводности зафиксированы на составах 3, 9, 15 при разных расходах вяжущего, что обусловлено формированием оптимальной структурной системы из мха, блокирующей прохождение сквозных потоков воздуха через утеплитель. При этом внутренняя ячеистая микроструктура стволов и листьев мха остается максимально неповрежденной.

После сушки у теплоизоляционных плит отмечается присутствие значительных усадочных деформаций по длине и ширине на 7...8 мм, что составляет около 6% от размеров формовки. При перемешивании с жидким стеклом вследствие гигроскопичности мха, вода попадает в мертвые клетки и вызывает их разбухание, а следовательно и увеличение в объеме. Таким образом, происходит увеличение размеров нарезанных фрагментов мха, обладающего значительным коэффициентом линейного расширения при контакте с водой. В процессе сушки вода испаряется из мертвых гиалиновых клеток, и мох уменьшается в размерах, что приводит к появлению усадочных деформаций.

На втором этапе исследований с целью придания теплоизоляционному материалу большей жесткости и уменьшения усадки вводили в заполнитель дополнительный компонент – тростник обыкновенный в виде нарезанных трубок длиной 1,5...3 см. Основная фракция (до 70%) представлена тростником с длиной трубки 2...2,5 см. При попытке дробить стебель тростника на части длиной менее 1,5 см материал терял свою цилиндрическую форму и разрушался на сегменты. Использование трубок тростника длиной более 3 см не целесообразно с позиции формирования необходимой жесткой связной структурной системы. В составе комплексного заполнителя трубки тростника должны создать каркас из прочных и связанных между собой дробленых частиц цилиндрической формы. Таким образом, полученный каркас из трубок тростника в составе основной массы мха позволит воспринимать сжимающие усилия, уменьшая тем самым усадочные деформации. За общую массу комплексного заполнителя принята масса мха в однокомпонентных составах 3, 9 и 15 (см. таблицу 1) с наименьшими коэффициентами теплопроводности. Тростник вводили в количестве 20...50% от общей массы заполнителя. Результаты испытаний теплоизоляционного материала на основе мха и тростника представлены в таблице 2.

При рассмотрении составов с равным количеством связующего установлено, что повышение расхода дробленого тростника ведет к увеличению коэффициента теплопроводности плит. Введение тростника в количестве 50% от общей массы заполнителя (состав 5) вызывает повышение коэффициента теплопроводности относительно показателя состава 8 на 33% – с 0,045 до 0,06 Вт/(м·°С); также наблюдается возрастание показателя теплопроводности с увеличением количества связующего. Например, для составов 3 и 11 с равными расходами заполнителей увеличение массы жидкого стекла на 200 г (состав 3) привело к возрастанию показателя теплопроводности на 23%. В целом следует отметить, что показатели теплопроводности материалов на двухкомпонентной основе (см. таблицу 2) выше, чем показатели однокомпонентных составов (см. таблицу 1), при равном расходе компонентов. Состав 12 с наибольшим количеством мха в заполнителе при плотности 166 кг/м³ имеет коэффициент теплопроводности 0,041 Вт/(м·°С), что на 21% больше, чем показатель однокомпонентного материала с тем же количеством связующего (состав 15, см. таблицу 1).

Нарезанный тростник обладает высокой насыпной плотностью, равной 255 кг/м³. Вводимый дробленый тростник в количестве 20...40% не обеспечивает формирование связанного жесткого каркаса, необ-

ходимого для устранения усадочных деформаций плит. Отмечается неравномерное распределение дробленого тростника по массиву утеплителя. Устранить усадку плит удалось в составах с расходом мха 40 и 50% независимо от количества жидкого стекла. В остальных составах на основе смеси мха и тростника усадочные деформации уменьшились на 3...5 мм по сравнению с плитами из мха.

Таблица 2. – Физико-механические характеристики плит на основе мха сфагнума и тростника обыкновенного

№ состава	Масса образца, г	Расход компонентов на плиту, г				Плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	Соотношение мх:тростник, %	Размеры образца, см
		мох	тростник	жидкое стекло	вода				
1	426	110	110	400	100	228	0,068	50:50	25×25×3
2	426	132	88	400	115	231	0,059	60:40	25×25×3
3	425	154	66	400	130	234	0,054	70:30	25×24,9×3
4	423	176	44	400	145	235	0,05	80:20	24,8×24,8×3
5	359	110	110	300	75	194	0,06	50:50	25×25×3
6	358	132	88	300	90	195	0,053	60:40	25×25×3
7	359	154	66	300	105	198	0,049	70:30	24,9×24,8×3
8	357	176	44	300	130	200	0,045	80:20	24,7×24,6×3
9	293	110	110	200	75	160	0,053	50:50	25×25×3
10	294	132	88	200	90	163	0,047	60:40	25×25×3
11	295	154	66	200	105	165	0,044	70:30	24,7×24,7×3
12	294	176	44	200	130	166	0,041	80:20	24,5×24,5×3

В процессе формовки материала 20...30% дробленых стеблей тростника в виде трубок расщепляется на сегменты, что сокращает занимаемый частицами объем в плите и приводит к разуплотнению структуры мха. Такие процессы отчетливо наблюдаются в составах с расходом тростника 40 и 50%. В результате, тепловые потоки свободно перемещаются сквозь структуру материала, что приводит к повышению коэффициента теплопроводности и снижению термического сопротивления утеплителей.

Максимально высокие показатели теплопроводности, несмотря на отсутствие усадочных деформаций, получены на составах с расходом тростника 50% (составы 1, 5, 9). Наименьшие значения теплопроводности плит на двухкомпонентной основе зафиксированы у составов 4, 8, 12 с минимальным расходом тростника. Состав 12 с наименьшим количеством мха в заполнителе при плотности 166 кг/м³ имеет коэффициент теплопроводности 0,041 Вт/(м·°C), что на 21% больше, чем показатель однокомпонентного материала с тем же количеством связующего (состав 15, таблица 1). При этом плиты составов 4, 8, 12 имеют усадочные деформации от 2 до 5 мм, меньшие на 2...5 мм по сравнению с образцами 3, 9, 15 на основе мха (см. таблицу 1).

Следует отметить, что полученные показатели теплопроводности теплоизоляционных плит определяются не только формирующейся структурой композиционного материала и расходом жидкого стекла, но в значительной степени обусловлены более низкими теплоизоляционными свойствами тростника по сравнению со мхом. Так, для тростника коэффициент теплопроводности равен 0,067 Вт/(м·°C) [2], а для мха составляет 0,031 Вт/(м·°C). Также в качестве второго компонента заполнителя использовали дробленую ржаную солому длиной трубки 1,5...3 см. Результаты испытаний теплоизоляционного материала на основе смеси мха и соломы приведены в таблице 3.

В ходе анализа полученных данных установлено, что изменения показателя теплопроводности от соотношения компонентов в смеси заполнителя и количества связующего аналогичны зависимостям утеплителя на основе смеси из мха и тростника. Так, в составах 5 и 8 (таблица 3) при равной массе жидкого стекла повышение количества соломы в составе приводит к возрастанию коэффициента теплопроводности на 30% – с 0,043 Вт/(м·°C) до 0,056 Вт/(м·°C). В то же время добавление 200 г связующего при равном соотношении компонентов в смеси заполнителя в составах 2 и 10 увеличивает плотность плит на 45% – со 156 кг/м³ до 226 кг/м³, а коэффициент теплопроводности до 0,058 Вт/(м·°C) на 32%. Также установлено незначительное ухудшение теплоизоляционных свойств материала по отношению к составам с однокомпонентным заполнителем (см. таблицу 1) и улучшение показателей в сравнении с плитами на основе композиции из мха и тростника (см. таблицу 2). Например, при максимальном коли-

честве мха и расходе связующего 200 г (состав 12), коэффициент теплопроводности равен 0,037 Вт/(м·°C), и практически достигает значения показателя состава 15 (см. таблицу 1) на основе мха.

Таблица 3. – Физико-механические характеристики плит на основе мха сфагнума и ржаной соломы

№ состава	Масса образца, г	Расход компонентов на плиту, г				Плотность, кг/м ³	Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°C)	Соотношение мох:солома, %	Размеры образца, см
		мох	солома	жидкое стекло	вода				
1	423	110	110	400	100	225	0,063	50:50	25×25×3
2	425	132	88	400	115	226	0,058	60:40	25×25×3
3	426	154	66	400	130	227	0,054	70:30	25×25×3
4	424	176	44	400	145	226	0,051	80:20	25×25×3
5	358	110	110	300	75	191	0,056	50:50	25×25×3
6	359	132	88	300	90	192	0,05	60:40	25×25×3
7	357	154	66	300	105	190	0,046	70:30	25×25×3
8	358	176	44	300	130	191	0,043	80:20	25×25×3
9	294	110	110	200	75	157	0,049	50:50	25×25×3
10	292	132	88	200	90	156	0,044	60:40	25×25×3
11	290	154	66	200	105	155	0,04	70:30	25×25×3
12	293	176	44	200	130	156	0,037	80:20	25×25×3

При сравнении тростника и ржаной соломы в качестве компонентов в составе комплексного заполнителя установлено, что насыпная плотность дробленой соломы в 2,2 раза меньше, чем показатель тростника, и равна 115 кг/м³. В комплексном заполнителе при равных массах компонентов дробленая солома занимает в 2 раза больший объем по сравнению с нарезанным тростником. В результате при формовке плит на основе смеси из мха и соломы формируется жестко связанный каркас из дробленых стеблей соломы с заполнением пустотного пространства плотной структурой из мха, препятствующей свободному движению воздушных потоков через структуру утеплителя. Полученная структурная система обеспечивает низкий коэффициент теплопроводности, высокую прочность и отсутствие усадочных деформаций при сушке.

Разрушение полых цилиндрических частиц тростника на сегменты при формовании плит препятствует образованию внутренних локальных воздушных пустот в трубках, что повышает теплопроводность в составах из смеси мха и тростника. Дробленые стебли соломы на всех технологических этапах производства теплоизоляционной плиты сохраняют свою цилиндрическую форму и свойства. После формовки воздушные полости в трубках по торцам закрываются уплотненным мхом, и циркуляция воздуха через внутреннюю пустоту трубки не происходит, что снижает теплопроводность соломы. Кроме того отсутствует разрушение ячеистой структуры капилляров соломы, так как не происходит деформации трубок дробленых стеблей при формовке, что также способствует повышению сопротивления теплопередачи составов из смеси мха и соломы.

Можно предположить, что микроструктура стеблей тростника и соломы оказывает существенное влияние на теплопроводность плит. Для объяснения механизмов влияния строения тростника и соломы на полученные результаты по теплопроводности утеплителей изучена микроструктура стеблей в поперечном и продольном направлении с использованием электронной микроскопии. Выявленной особенностью микростроения сухих стеблей тростника и соломы является присутствие в образцах двух одинаковых структурных областей – внутренней и внешней, имеющих свои особенности (рисунки 1–6).

По толщине внешняя область стебля соломы равна 250...350 мкм и состоит из капилляров диаметром 5...40 мкм, разделенных в продольном направлении перегородками толщиной 1...3 мкм через 150...500 мкм (рисунки 1–3). Капилляры внешней области обеспечивают прочность стебля в продольном и поперечном направлении. При этом капилляры могут подвергаться упругим или пластическим деформациям, сохраняя свою целостность.

Внутренняя область стебля соломы состоит из капилляров, напоминающих по строению в поперечном сечении пчелиные соты диаметром 40...90 мкм с толщиной стенки 0,4...0,5 мкм (рисунки 1, 2). По длине через 50...100 мкм капилляры разделены тонкими прозрачными перегородками толщиной менее 0,5 мкм (рисунок 3) и образуют ячейки, имеющие форму, близкую к цилиндрической. Толщина внут-

ренной области достигает 300...450 мкм. Благодаря своей эффективной структуре внутренняя область стебля определяет высокие теплоизоляционные свойства соломы.

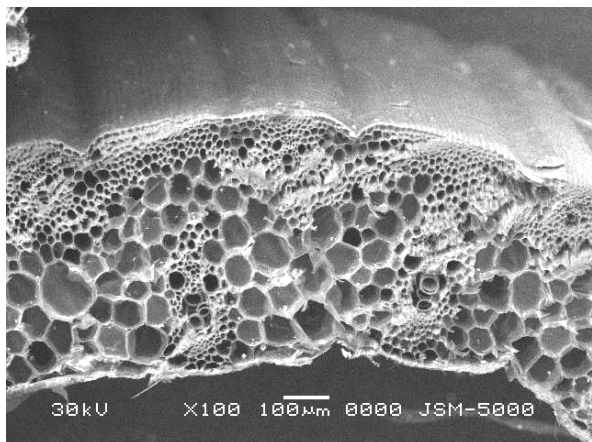


Рисунок 1. – Поперечный срез стебля ржаной соломы (100-кратное увеличение)

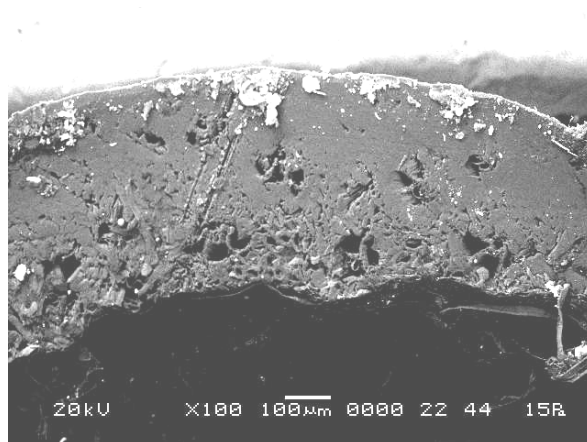


Рисунок 4. – Поперечный срез стебля тростника (100-кратное увеличение)

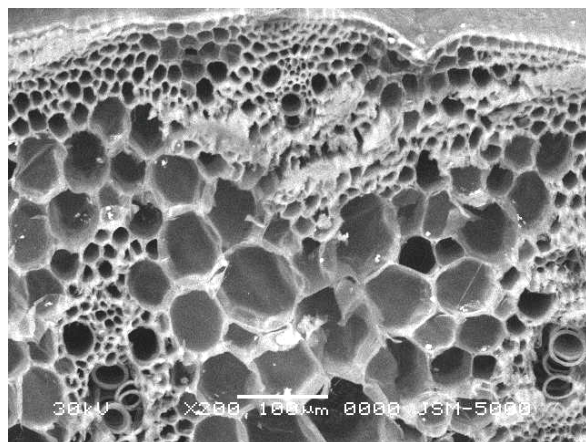


Рисунок 2. – Поперечный срез стебля ржаной соломы (200-кратное увеличение)

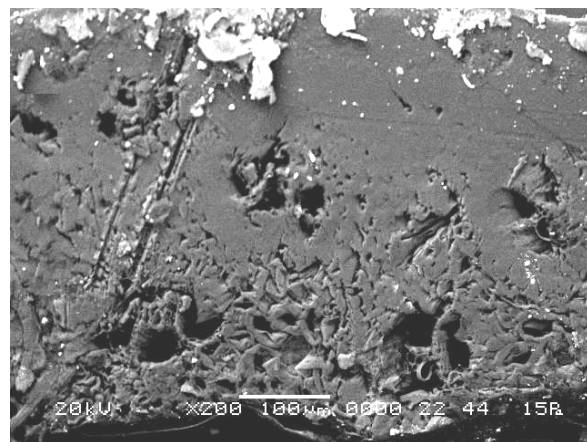


Рисунок 5. – Поперечный срез стебля тростника (200-кратное увеличение)

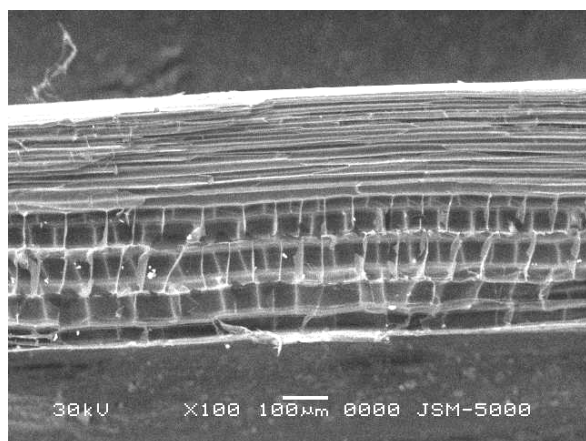


Рисунок 3. – Продольный срез стебля ржаной соломы (100-кратное увеличение)

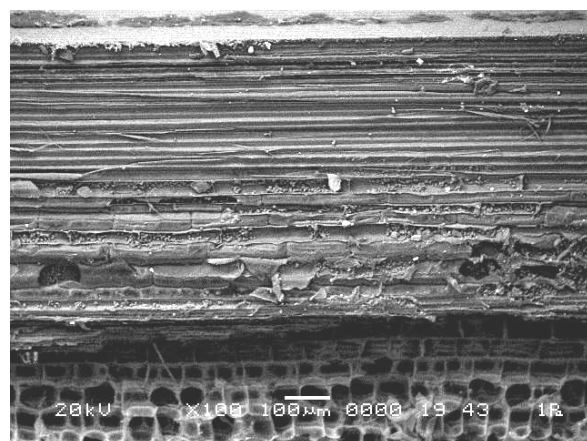


Рисунок 6. – Продольный срез стебля тростника (100-кратное увеличение)

Внешняя область тростника толщиной 250...400 мкм имеет плотную структуру из одревесневших волокон. Диаметр волокон составляет 10...20 мкм и увеличивается к внутренней области (рисунки 4–6). По центру каждого волокна расположен пустотный канал диаметром от 4 до 8 мкм.

Таким образом, волокна во внешней области представляют собой трубки с толщиной стенки 3...6 мкм. Трубки образуют жесткий и упругий каркас в продольном направлении стебля тростника. Каркас из волокон обеспечивает целостность растения при деформациях вызванных изгибающими усилиями от ветров. Однако в поперечном направлении структура с ориентацией волокон в продольном направлении неспособна подвергаться значительным упругим и пластическим деформациям, и при приложении небольших поперечных усилий происходит мгновенное хрупкое разрушение стебля. Данный недостаток не позволяет получать заполнитель из тростника в виде трубок длиной менее 10 мм при нарезке стебля. Толщина стенок волокон внешней области стебля тростника в 2...3 раза больше размеров стенок капилляров внешней области соломы. При этом диаметр волокон внешней области тростника в 2 раза меньше диаметра капилляров соломы.

Внутренняя область стебля толщиной 300...400 мкм состоит из основного слоя капилляров диаметром 20...40 мкм, разделенных поперечными перегородками через 100...150 мкм (см. рисунок 6). Толщина стенок капилляров составляет 2...3 мкм. С внутренней стороны стебля область покрыта тонким слоем капилляров в 100...120 мкм, по своему строению совпадающим со строением внутренней области стебля соломы. В результате внутренняя область стебля, в первую очередь, обеспечивает теплоизоляционные свойства тростника. Однако из-за меньших (в 2...2,3 раза) поперечных размеров ячеек и при большей толщине перегородок (в 5...6 раз) основного слоя капилляров тростник обеспечивает худшие теплоизоляционные свойства в сравнении с ржаной соломой. Подтверждением данного вывода могут служить показатели коэффициента теплопроводности для тростниковых плит и соломенных тюков, равные 0,067 Вт/(м·°C) [8] и 0,05 Вт/(м·°C) [9] соответственно.

Из результатов электронной микроскопии следует, что тростник обладает более плотной микроструктурой относительно соломы. Зафиксировано превышение в 2...6 раз толщины стенок капилляров при уменьшении в 2...5 раз диаметров самих капилляров стебля тростника по сравнению с показателями аналогичных параметров микроструктуры соломы. Таким образом, установлена причина превышения в 2,2 раза величины насыпной плотности нарезанного тростника по сравнению с показателем дробленной соломы.

Использование смеси из мха и соломы показало отсутствие усадочных деформаций. Также отмечено уменьшение плотности материала по сравнению с плитами на основе смеси из мха и тростника, что объясняется сохранением первоначальных размеров плит при одинаковой массе компонентов после сушки. Так, плотность состава 8 (см. таблицу 3) составила 191 кг/м³, что на 9 кг/м³ меньше показателя состава 8 (см. таблицу 2).

Большой объем соломы относительно занимаемого тростником пространства, сохранение геометрии дробленных стеблей в виде полых цилиндров-трубок позволили создать в структуре мха равномерно распределенный связный каркас из соломы, воспринимающий сжимающие усилия при нагрузке и препятствующий появлению усадочных деформаций. Также по причине большего объема, заполняемого соломой в составе композиционного заполнителя, наблюдается уплотнение мха до структуры, аналогичной составам 3, 4, 9, 10, 15, 16 (см. таблицу 1). Приведенные факторы обуславливают отсутствие усадочных деформаций теплоизоляционных плит при сушке.

Заключение

1. Применение мха сфагнома и жидкого стекла позволяет получить теплоизоляционные плиты с низким коэффициентом теплопроводности, равным 0,034...0,04 Вт/(м·°C) при плотности 155...170 кг/м³. Однако плитному утеплителю из мха присущ недостаток – значительные усадочные деформации материала после сушки.

2. Определен основной фактор, влияющий на теплопроводность утеплителя на основе смеси из смеси мха с тростником или соломой. По результатам электронной микроскопии установлено, что ячейки капилляров внутренней области стебля тростника в 2...2,3 раза меньше поперечных размеров ячеек соломы, но при этом толщина перегородок в 5...6 раз больше, что снижает теплоизоляционные свойства тростника в сравнении с ржаной соломой.

3. Присутствие соломы в композиции позволяет устранить усадочные деформации утеплителя при незначительном увеличении коэффициента теплопроводности. Оптимальными составами без усадочных деформаций после сушки являются комплексные составы 11 и 12 на основе мха сфагнома и ржаной соломы, обеспечивающие коэффициент теплопроводности 0,037...0,04 Вт/(м·°C) при плотности 155...156 кг/м³. Кроме того, введение ржаной соломы позволяет сократить расход мха сфагнома как ценного природного материала на 20...30% при производстве экологически безопасных эффективных теплоизоляционных плит.

ЛИТЕРАТУРА

1. Зверев, А.А. Оценка условий местообитания сфагновых мхов Западно-Сибирской равнины по ведущим экологическим факторам / А.А. Зверев, Л.Г. Бабешина. – Томск : Вестн. Том. гос. ун-та, 2009. – 167 с.

2. Мох сфагнум. Свойства, заготовка, применение [Электронный ресурс] // Интернет-портал. – Режим доступа: <http://www.liveinternet.ru/users/651596/post345071054>. – Дата доступа: 12.04.2018.
3. Отдел моховидные. Общая характеристика и значение [Электронный ресурс // Интернет-портал]. – Режим доступа: <http://blgy.ru/biology6/moss>. – Дата доступа: 11.05.2018.
4. Винокурова, Е.П. Сравнение аккумуляционной способности различных видов мхов / Е.П. Винокурова, Н.С. Рогова, Н.К. Рыжакова // Современные техника и технологии: сб. тр. XV Междунар. науч.-практ. конф. студентов, аспирантов и молодых ученых, Томск, 4–8 мая 2009 г. : в 3 т. / Нац. исслед. Том. политехн. ун-т (ТПУ). – 2009. – Т. 3. – С. 19–21.
5. Боженко, Н.П. Особенности использования мхов в биомониторинговых исследованиях / Н.П. Боженко, А.М. Межибор // Проблемы геологии и освоения недр : тр. XIX Междунар. симп. им. акад. М.А. Усова студентов и молодых ученых, посвящ. 70-летию юбилею Победы советского народа над фашистской Германией, Томск, 6–10 апр. 2015 г. : в 2 т. – Томск : Изд-во ТПУ, 2015. – Т. 1. – С. 578–580.
6. Емельянова, А.П. Выявление природно-климатических факторов, влияющих на содержание химических элементов в сфагновых мхах / А.П. Емельянова, Е.А. Шмелина, С.В. Алексеев // Перспективы развития фундаментальных наук : сб. тр. IX Междунар. конф. студентов и молодых ученых, Томск, 24–27 апр. 2009 г. / Нац. исслед. Том. политехн. ун-т (ТПУ), 2012. – С. 98–100.
7. Мох сфагнум: применение в строительстве [Электронный ресурс] // Интернет портал. – Режим доступа: <http://dom.ukrbio.com/ru/articles/5654/>. – Дата доступа: 16.05.2018.
8. Плиты тростниковые строительные теплоизоляционные. Технические условия : СТБ 1868-2008 ; Введ. 01.01.2009. – Минск : Белорус. гос. ин-т стандартизации и сертификации, 2008. – 7 с.
9. Тюки соломенные прессованные строительные теплоизоляционные. ТУ 5768-001-85608424-2008. – Введ. 22.04.2008. – Волжский : ООО «Соломинка – Дом», 2008. – 11 с.

Поступила 29.05.2018

THE MAIN PROPERTIES OF THERMAL INSULATION PLATES WITH THE USE OF SPHAGNUM MOSS, REEDS AND STRAW

A. BAKATOVICH

The compositions and properties of thermal insulation materials based on moss sphagnum are developed and investigated. The density and thermal conductivity of the insulation are determined. Shrinkage deformations of the obtained samples were also taken into account in the selection of compositions. In addition, crushed reed or straw was introduced to eliminate shrinkage deformation during drying. The compositions of insulation with high physical characteristics on the filler from a mixture of moss and straw are determined. Using an electron microscope, transverse and longitudinal sections of straw and reed stems are obtained, microstructure is studied and mechanisms that have a significant impact on the physical and mechanical properties of insulation are explained.

Keywords: moss, reed, straw, liquid glass, insulation, density, thermal conductivity, microstructure.

УДК 691-478:666.972.2.002.611

**АНАЛИТИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ И МЕТОДИКА ПРОЕКТИРОВАНИЯ
СОВРЕМЕННЫХ СОСТАВОВ БЕТОНА МНОГОПУСТОТНЫХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ**

канд. техн. наук, доц. Н.Н. КАЛИНОВСКАЯ;
(Белорусский национальный технический университет, Минск)
канд. техн. наук Д.С. КОТОВ; Е.В. ЩЕРБИЦКАЯ
(Институт БелНИИС, Минск)

Представлены результаты экспериментальных исследований модифицированных составов бетона для многопустотных плит перекрытий с поликарбоксилатным суперпластификатором нового поколения и тонкодисперсным доломитом. Предложен метод проектирования состава эффективных экономичных бетонов с применением современных материалов для изготовления многопустотных плит перекрытия. Представлены аналитические зависимости для расчета структурных характеристик жестких модифицированных бетонных смесей, удобоукладываемости, физико-механических свойств бетона и режимов тепловлажностной обработки многопустотных плит перекрытия. Изложены положения методики проектирования составов бетона из жестких бетонных смесей на основе математической модели удобоукладываемости бетонной смеси и зависимости прочности бетона, которая включает основные структурные характеристики – эффективное водовязущее отношение бетонной смеси без учета воды, поглощенной заполнителем, коэффициент пластификации теста из вяжущего, объемную концентрацию теста, обеспечивающую раздвижку зерен заполнителя, пустотность смеси мелкого и крупного заполнителей в виброуплотненном состоянии.

Ключевые слова: многопустотные плиты перекрытия, состав бетона, расход цемента, тонкодисперсный минеральный наполнитель, химический модификатор, жесткая бетонная смесь, прочность бетона.

Введение. Современный подход к подбору состава бетона подразумевает многокомпонентность состава, в том числе состава вяжущего. Такие бетоны имеют низкий удельный расход цемента на единицу прочности бетона при сжатии – 3,5...6 кг/МПа [1]. Эти бетоны удовлетворяют требованиям по прочности, трещиностойкости и др.

Для сохранения требуемых технологических показателей бетонной смеси при снижении расхода цемента необходимо использовать различные тонкодисперсные наполнители с частицами близкого к цементу размера, а также эффективные химические добавки – пластификаторы. Современные пластификаторы обладают сильным пластифицирующим эффектом, что позволяет значительно снизить водовязущее отношение при сохранении требуемой удобоукладываемости бетонной смеси.

Данные подходы и эффективные модификаторы бетона должны активно внедряться на предприятиях стройиндустрии. Однако на многих производствах можно наблюдать некорректно подобранные составы бетона по нормативным документам, не учитывающим современных возможностей модификации структуры бетона, применяемые на протяжении многих лет, с необоснованно высокими расходами цемента. При производстве некоторых изделий, в частности многопустотных плит перекрытий, изготавливаемых из жестких бетонных смесей, химические добавки зачастую не применяются.

То есть на сегодняшний день отсутствует современная методика проектирования состава бетона с применением жесткой бетонной смеси.

**Основные положения методики проектирования состава бетона
для многопустотных плит перекрытия**

При проектировании состава бетона наиболее эффективно применение расчетно-экспериментальных методов, разработанных в Республике Беларусь и применяющихся в течение многих лет [2–7]. Основные параметры структуры и характеристики бетона находятся путем совместного решения системы зависимостей. По результатам расчета устанавливается номинальный состав бетона, который проверяется на соответствие остальным требованиям в лабораторных условиях и при необходимости корректируется.

Предлагаемая методика расчета состава бетона для изготовления многопустотных плит перекрытия включает в себя уже известные существующие зависимости, представленные в [4–7]. Дополнительно были уточнены зависимости влияния структурных и физико-механических характеристик компонентов бетона на межзерновую пустотность смеси заполнителей и уравнение жесткости бетонной смеси, приведенные ранее в работе [8]. Методика в полной мере учитывает влияние на свойства бетонной смеси и бетона дисперсных наполнителей и высокоэффективных химических добавок.

В Республике Беларусь в качестве минеральной добавки в бетон широко применяется доломит тонкодисперсный, выпускаемый по СТБ 2060 [9]. Его применение обеспечивает экономию цемента и удешевление стоимости бетона. Использование доломита в количествах до 40% от массы вяжущего, рекомендованных нормативными документами [6; 7], позволяет получить достаточный объем цементно-минерального вяжущего для достижения реологических свойств бетонной смеси и обеспечения нормируемой прочности бетона.

Выбор химической добавки для энергосберегающей технологии производства многопустотных плит перекрытия имеет первостепенное значение. С точки зрения ускорения твердения бетона наиболее эффективным модификатором является комплекс «суперпластификатор + ускоритель схватывания/твердения». Среди широко распространенных пластифицирующих основ предпочтительно использовать нафталин-сульфонаты или поликарбоксилаты как оказывающие минимальное замедляющее действие на раннюю прочность бетона.

Добавка также должна улучшать реологические характеристики бетонной смеси. Применительно к многопустотным плитам перекрытия это означает уменьшение предельного напряжения сдвига для обеспечения качественного уплотнения и минимально возможного влияния на вязкость бетонной смеси для сохранения геометрии изделий.

Введение тонкодисперсного инертного наполнителя меняет реологические свойства теста из вяжущего. Это обусловлено не только гранулометрическим составом частиц наполнителя, но и взаимодействием между поверхностью наполнителя и пластификатором. В [10] показано, что в случае смешанного вяжущего из цемента и микрокремнезема для разжижения цемента целесообразно использовать поликарбоксилаты на основе метакриловой кислоты, а для диспергации микрокремнезема – аллиловые поликарбоксилаты. Наилучшим вариантом для смешанного вяжущего является смешанный пластификатор. Таким образом, выбор конкретных добавок должен основываться на испытаниях смешанного вяжущего, что позволит минимизировать дозировку суперпластификатора и исключить побочные эффекты от действия разжижителей, такие как повышенное воздухоовлечение при увеличении дозировок выше оптимальных, замедление набора прочности.

Для проектирования состава бетона требуются следующие данные:

- класс бетона по прочности на сжатие;
- показатель однородности прочности бетона и соответствующий средний уровень прочности;
- распалубочная и отпускная прочности бетона изделий, % от класса;
- передаточная прочность бетона для предварительно напряженных изделий, % от класса;
- сроки и условия твердения бетона до достижения им заданных показателей качества;
- марка по удобоукладываемости бетонной смеси;
- способы и режимы приготовления и уплотнения бетонной смеси;
- вид вяжущего, марка (класс), прочность при сжатии, группа по эффективности пропаривания, плотность, нормальная густота;
- виды и фракции заполнителей, плотность зерен крупного и мелкого заполнителей, плотность крупного, мелкого и смеси заполнителей в виброуплотненном состоянии, пустотность крупного и смеси заполнителей в виброуплотненном состоянии, водопоглощение заполнителей;
- вид, удельная поверхность, плотность дисперсного наполнителя;
- вид и технические характеристики химического модификатора.

Расчет осуществляется в следующей последовательности:

- рассчитывается отношение масс мелкого и крупного заполнителей:

$$n = 1,025 - 0,005 \cdot f_{c.cube}^G; \quad (1)$$

- вычисляется пустотность смеси заполнителей в виброуплотненном состоянии по формулам, приведенным в [8];

- принимается относительная массовая доля дисперсного наполнителя $r_{д.н}$ не более 0,4;
- определяется относительное содержание химического модификатора $m_{х.д}$, % от массы вяжущего, в соответствии с техническими характеристиками;

- для принятых значений $r_{д.н}$ и $m_{х.д}$ определяются коэффициенты нормальной густоты теста из вяжущего без химического модификатора $K_{н.г}$ и модифицированного $K_{н.г.м}$ (с содержанием химической добавки-пластификатора) по методике ГОСТ 310.3;

- вычисляется коэффициент пластификации теста из вяжущего $K_{пл}$:

$$K_{пл} = 1 - \frac{K_{н.г.м}}{K_{н.г}}. \quad (2)$$

При совместном решении уравнений жесткости бетонной смеси $\mathcal{K}$ и прочности бетона на сжатие в возрасте 28 суток, твердеющего в нормально-влажностных условиях $f_{c.cube}$ [5; 7; 8], находим требуемые значения структурных характеристик бетонной смеси: эффективное водовязущее отношение бетонной смеси без учета воды, поглощенной заполнителем (W) и объемную концентрацию теста (m_T):

$$\mathcal{K} = \left[\left(0,3 + K_{\theta} \cdot \left(\frac{W}{K_{n,z(nl)}} - 0,8 \right)^{n_{\theta}} \right) \cdot \left(0,002 + 1,3 \cdot \left(\frac{m_{T,1}}{1 - 0,6 \cdot K_{n,3}^{0,37}} \right)^{1,7} \right) \right]^{-1}, \quad (3)$$

$$f_{c.cube} = 3,7 \cdot \left(f_{ц,к} \cdot m_m^{-0,3} \right)^{0,595} \cdot \Phi_{\tau} \cdot \Phi_{\theta,n} \cdot \Phi_{x,\theta}, \quad (4)$$

где K_{θ} и n_{θ} – функциональные коэффициенты, зависящие от относительного содержания воздуха в бетонной смеси, определяемые по формулам:

$$K_{\theta} = 7,6 - 128 \cdot m_{\theta,см}, \quad (5)$$

$$n_{\theta} = 2 - 10 \cdot m_{\theta,см}, \quad (6)$$

где $m_{\theta,см}$ – объемная концентрация содержания воздуха в бетонной смеси, для уплотненной бетонной смеси жесткостью $\mathcal{K} = 11 \dots 20$ с принимаем $m_{\theta,см} = 0,01 \dots 0,02$; $m_{T,1}$ – объемная концентрация теста, обеспечивающая раздвижку зерен заполнителя, определяется по формуле:

$$m_{T,1} = m_T \cdot \left(1 + \frac{m_{n,3}}{1 - m_{n,3}} \right) - \frac{m_{n,3}}{1 - m_{n,3}}; \quad (7)$$

$f_{ц,к}$ – прочность цементного камня, определяемая по эмпирическим зависимостям [5]; Φ_{τ} , $\Phi_{\theta,n}$, $\Phi_{x,\theta}$ – коэффициенты, отражающие влияние соответственно времени твердения бетона в нормально-влажностных условиях, содержания дисперсного наполнителя и химической добавки, определяются по [7];

- *рассчитывается энергосберегающий режим* тепловлажностной обработки и последующего выдерживания изделий в цеху и на складе готовой продукции в соответствии с [11–13] при полученных значениях структурных характеристик. Режим назначается исходя из условия обеспечения нормируемой передаточной, отпускной, проектной прочностей бетона.

Значение нормируемой отпускной прочности тяжелого бетона для непреднапряженных многослойных плит на сжатие для теплого периода года составляет 70% от требуемой прочности бетона на сжатие, соответствующей его классу. При поставке плит в холодный период года значение нормируемой отпускной прочности бетона может быть повышено до 85% [14]. Исходя из этого распалубочную прочность бетона следует назначать не менее 80% от требуемой, поскольку последующий после тепловой обработки прирост прочности при выдерживании в цехе не превысит 4...9% [13].

При удовлетворении требуемых показателей по прочности производится расчет компонентов бетонной смеси. В случае если рассчитанный состав бетона не обеспечивает нормируемую передаточную или отпускную прочность, необходимо откорректировать состав исходя из условий достижения требуемых значений показателей.

Содержание вяжущей композиции, $\text{кг}/\text{м}^3$, рассчитывается по формуле:

$$G_{\theta,к} = \frac{(m_m - m_{\theta,см}) \cdot 10^3}{W + \frac{1000}{\rho_{\theta,к}}}, \quad (8)$$

где $\rho_{\theta,к}$ – плотность вяжущей композиции, $\text{кг}/\text{м}^3$.

Содержание заполнителей, дисперсного наполнителя, цемента, воды и химической добавки рассчитывается в соответствии с [7].

Результаты экспериментальных исследований

Для экспериментальных исследований использовались следующие материалы:

- портландцемент производства ОАО «Кричевцементношифер» ЦЕМ II/В-Ш 32,5Н, ЦЕМ II/А-Ш 42,5Н по ГОСТ 31108;

- тонкодисперсный доломит марки ДТ-1 производства ОАО «Доломит» по СТБ 2060;

- щебень гранитный фракций от 5 до 20 мм I группы РУПП «Гранит» по ГОСТ 8267;
 - песок с модулем крупности $M_k = 2,6$; I класса ОАО «Нерудпром» ДСЗ Минский по ГОСТ 8736;
 - химическая добавка Полипласт ПК-В, являющаяся суперпластификатором, ускорителем схватывания/твердения ООО «ПолипластХИМ», по ТУ ВУ 190679156.002-2013 [15].

Методика апробирована на составах бетона, характеристики которых приведены в таблице 1.

Таблица 1. – Характеристики экспериментальных составов бетона

Класс бетона	$G_{в.к}$, кг/м ³	ДТ-1, % $G_{в.к}$	Полипласт ПК-В, % $G_{в.к}$	n	W	$f_{c.cube}^{т.о}$, МПа	%, $f_{с.тр}$	$f_{c.cube.ф}$, МПа	$f_{c.cube}$, МПа	Откл. Δ , %
портландцемент ЦЕМ II/В-Ш 32,5 Н ОАО «Кричевцементношифер»										
C ¹⁶ / ₂₀	235	–	–	0,925	0,535	18,2	71	30,3	29,0	5
C ¹⁶ / ₂₀	240	–	–	0,925	0,511	20,5	80	32,1	30,6	5
C ¹⁸ / _{22,5}	255	–	–	0,913	0,501	20,5	71	32,5	31,3	4
C ¹⁸ / _{22,5}	270	–	0,63	0,913	0,432	23,5	82	36,2	40,2	–10
C ²⁰ / ₂₅	285	–	0,60	0,900	0,431	23,5	73	36,1	39,7	–9
C ²⁰ / ₂₅	310	–	0,65	0,900	0,397	27,0	84	39,2	44,6	–12
портландцемент ЦЕМ II/А-Ш 42,5 Н ОАО «Кричевцементношифер»										
C ²⁵ / ₃₀	295	30	1,1	0,875	0,383	27,8	72	42,0	38,6	9
C ²⁵ / ₃₀	315	30	1,1	0,875	0,359	31,5	82	45,5	41,4	10
C ²⁸ / ₃₅	315	25	1,1	0,850	0,359	31,9	71	46,0	43,9	5
C ²⁸ / ₃₅	330	25	1,1	0,850	0,327	36,3	81	49,0	48,1	2
C ³⁰ / ₃₇	320	25	1,1	0,840	0,338	34,5	73	48,0	47,1	2
C ³⁰ / ₃₇	340	25	1,1	0,840	0,383	38,2	83	50,0	49,6	1

В связи с тем, что некоторые предприятия не имеют возможности дозировать доломитовый наполнитель, по методике были рассчитаны составы бетона без применения доломита, но с использованием поликарбоксилатного пластификатора Полипласт ПК-В.

Заформованные образцы подвергались тепловлажностной обработке. Температурные режимы выдерживания бетона обеспечивались в термостатированной камере с автоматическим управлением. Определение прочности бетона производилось через 2...4 часа после тепловой обработки.

Этапы режима тепловлажностной обработки, рассчитанные по [12; 13]:

- продолжительность предварительного выдерживания $\tau_{прв}$ – 1 ч;
- продолжительность подъема до температуры изотермии τ_n – 3 ч;
- температура изотермии $t_{из}$ – 50 °С;
- продолжительность изотермического выдерживания τ_n – 4 ч;
- продолжительность остывания образцов в закрытой камере $\tau_{ост}$ – 9,5 ч;
- общая продолжительность тепловой обработки $\tau_{т.о}$ – 17,5 ч;
- средняя температура тепловой обработки $t_{ср}$ – 41 °С.

Испытания и обработка результатов производились по стандартным методикам:

- определение жесткости бетонной смеси по СТБ 1545;
- определение прочности бетона на сжатие по ГОСТ 10180.

По результатам расчета согласно таблице 1 максимальные значения отклонений расчетных значений прочности бетона на сжатие в возрасте 28 суток, твердеющего в нормально-влажностных условиях $f_{c.cube}$ от опытных $f_{c.cube.ф}$, составили 12%, что свидетельствует о достаточной сходимости математических зависимостей с экспериментальными данными.

Промышленная апробация разработанных составов бетона

Разработанные экспериментально-аналитические зависимости пригодны для подбора состава жесткого бетона пустотных плит перекрытий, изготавливаемых как агрегатно-поточным способом, так и методом безопалубочного формования.

Приведенные в таблице 1 составы бетона рекомендуются для применения на предприятиях строительной индустрии Республики Беларусь и включены в «Каталог номинальных составов бетона», выпущенный РПТУП «Белорусская цементная компания».

Составы бетона многократно апробированы в промышленных условиях на ООО «Современные бетонные конструкции» при производстве плит пустотного настила методом безопалубочного формования на линии «Elematic». Изготавливались пустотные плиты высотой 220 мм, класс бетона по прочности на сжатие С30/37. Промышленные испытания показали, что бетон изделий удовлетворяет требованиям по прочности, геометрия изделий соответствует требованиям проекта.

Заключение

Представлена методика проектирования состава бетона из жесткой бетонной смеси, модифицированной современными высокоэффективными пластификаторами и минеральными наполнителями, в которой доработаны некоторые зависимости физико-механических свойств компонентов, учтены структурные характеристики бетона.

Разработанная экспериментально-аналитическая зависимость жесткости бетонной смеси при совместном решении с уравнением прочности бетона на сжатие имеет достаточную сходимость математических зависимостей с экспериментальными данными.

Методика расчета применена при разработке составов для «Каталога номинальных составов бетона», разработанного РУП «Институт БелНИИС» для РПТУП «Белорусская цементная компания».

Составы бетона для многпустотных плит перекрытия безопалубочного формования апробированы в промышленных условиях на ООО «Современные бетонные конструкции».

Таким образом, запроектированные и опробованные в лабораторных и промышленных условиях составы бетона соответствуют требуемым показателям: марке по удобоукладываемости бетонной смеси, нормируемой передаточной (для предварительно напряженных плит), отпускной и проектной прочности бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Калашников, В.И. Терминология науки о бетоне нового поколения / В.И. Калашников // Строительные материалы. – 2011. – № 3. – С. 103–106.
2. Блещик, Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и бетона / Н.П. Блещик. – Минск : Наука и техника, 1977. – 232 с.
3. Рекомендации по определению составов обычного и пластифицированного бетонов с учетом условий тепловой обработки и данных статистического контроля прочности / ИСиА Госстроя БССР. – Минск, 1984. – 70 с.
4. Исследовать реологические, структурные, физико-механические и технологические свойства самоуплотняющихся бетонов, обеспечивающие увеличение производительности труда при укладке бетонной смеси, снижение удельных затрат энергии и стоимости отделочных работ, разработать и внедрить комплект нормативно-технической документации : отчет о НИР (заключ.) / РУП «Институт БелНИИС» ; рук. Н.П. Блещик. – Минск, 2007. – 417 с. – № ГР 20053268.
5. Блещик, Н.П. Проектирование состава товарного бетона, модифицированного химическими добавками и минеральными наполнителями / Н.П. Блещик, Н.Н. Калиновская, А.Н. Рак // Товарный бетон – новые возможности в строительных технологиях : материалы 1-й Междунар. науч.-практ. конф., Харьков, 3–5 апр. 2008 г. / ХГТУСА ; редкол.: А.В. Ушеров-Маршак [и др.]. – Харьков, 2008. – С. 64–78.
6. Рекомендации по подбору состава высококачественного бетона высотных зданий : Р5.03.078.10 / РУП «Институт БелНИИС». – Минск, 2010. – 13 с.
7. Бетонные и железобетонные изделия и конструкции из самоуплотняющегося бетона. Правила изготовления = Бетонныя і жалезабетонныя вырабы і канструкцыі з самаўшчыльняльнага бетону. Правілы вырабу : ТКП 45-5.03-266-2012 (02250). – Введ. 01.03.2013. – Минск : Стройтехнорм, 2013. – 36 с.
8. Щербицкая, Е.В. Структурные, технологические и физико-механические свойства жестких виброуплотненных бетонных смесей / Е.В. Щербицкая // Строительная наука и техника. – 2007. – № 3. – С. 47–53.

9. Доломит тонкодисперсный для бетонов и строительных растворов. Технические условия = Даламіт тонкадысперсны для бетонаў і будаўнічых раствораў. Тэхнічныя ўмовы : СТБ 2060-2010. – Введ. 01.09.2010. – Минск : Стройтехнорм, 2010. – 12 с.
10. Plank J. Effectiveness of Polycarboxylate Superplasticizers in Ultra-High Strength Concrete: The Importance of PCE Compability with Silica Fume / J. Plank // *Jornal of Advanced Concrete Technology*. – 2009. – № 7. – P. 5–12.
11. Проектирование состава бетона и режима тепловой обработки железобетонных конструкций / Н.П. В.В. Блещик [и др.] // *Строительная наука и техника*. – 2006. – № 3 (6). – С. 37–42.
12. Блещик, Н.П. Энергосберегающие режимы тепловой обработки и выдерживания длинномерных многоспустотных плит перекрытий высотой поперечного сечения 300 мм / Н.П. Блещик, Е.В. Щербицкая // *Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. Строительство и архитектура*. – 2004. – № 1. – С. 27–35.
13. Изделия бетонные и железобетонные сборные. Правила тепловлажностной обработки = Цеплавільготнасная апрацоўка зборных бетонных і жалезабетонных вырабаў : ТКП 45-5.03-13-2005(02250). – Введ. 01.01.2006. – Минск : Стройтехнорм, 2006. – 64 с.
14. Плиты покрытий и перекрытий железобетонные для зданий и сооружений. Технические условия = Пліты пакрыццяў і перакрыццяў жалезабетонныя для будынкаў і збудаванняў. Тэхнічныя ўмовы : СТБ 1383-2003. – Введ. 01.07.2003. – Минск : Беларус. гос. ин-т стандартизации и сертификации, 2003. – 24 с.
15. Добавки «Полипласт» для бетонов и строительных растворов на поликарбоксилатной основе : ТУ BY 190679156.002-2013. – Введ. 15.02.2013. – Минск : ПолипластХИМ, 2013. – 9 с.

Поступила 07.06.2018

NUMERICAL DEPENDENCIES AND METHOD OF DESIGNING CONCRETE MIXES OF REINFORCED CONCRETE HOLLOW CORE SLABS

N. KALINOUSKAYA, D. KOTOV, A. SHCHARBITSKAYA

The results of experimental studies of modified compositions of concrete for multi-hollow floor slabs with a polycarboxylate superplasticizer of new generation and finely dispersed dolomite are presented. A method for designing the composition of efficient eco-friendly concretes using modern materials for the manufacture of hollow-core floor slabs is proposed. Analytical dependencies are presented for calculating the structural characteristics of rigid modified concrete mixes, workability, physical and mechanical properties of the concrete and modes of heat and moisture treatment of hollow-core floor slabs. The positions of the design of concrete compositions of rigid concrete mixtures based on the mathematical model of the workability of the concrete mix and the dependence of the strength of concrete, which includes the main structural characteristics – the effective water binding ratio of the concrete mix excluding water absorbed by the aggregate, the coefficient of plasticization of dough from the binder, the volume concentration of dough, which ensures the separation of the aggregate grains, the voidness of the mixture of fine and coarse aggregates in a vibropacked state.

Keywords: hollow-core slabs, concrete composition, cement consumption, fine mineral filler, chemical modifier, rigid concrete mix, concrete strength.

УДК 691.32

**РАЗРАБОТКА ОРГАНИЗАЦИОННО-ТЕХНОЛОГИЧЕСКОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ
НА БЕТОНИРОВАНИЕ МАССИВНЫХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ****канд. техн. наук, доц. А.П. ШВЕДОВ; Н.Л. ШПИЛЕВСКАЯ**
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается проблема непрерывного бетонирования массивных фундаментных плит. Показано, что такое бетонирование не всегда может быть обеспечено. При производстве бетонных работ перерывы в бетонировании обусловлены как технологическими, так и организационными факторами. Но в организационно-технологической документации нет конкретных параметров и технологий устройства рабочих швов. Также отсутствует и нормативная документация по проектированию организации и производства работ по устройству этих швов.

Ключевые слова: технологические карты, рабочий шов, непрерывное бетонирование, послойное бетонирование, ступенчатое бетонирование, технологические карты, уплотнение.

Введение. Для достижения монолитности железобетонных конструкций бетонирование целесообразно вести непрерывно. Однако при производстве работ это не всегда возможно осуществить, так как при бетонировании массивных конструкций горизонтальными слоями размер последних определяется максимально доступным временным промежутком, необходимым для перекрытия ранее уложенного слоя бетонной смеси. Этот промежуток времени определяется временным интервалом от начала взаимодействия цемента с водой затворения до начала схватывания цемента в бетонной смеси. Производство работ на строительной площадке должно вестись по заранее разработанной организационно-технологической документации; её разработка должна вестись на основе нормативных показателей (норм времени, норм выработки, норм затрат труда и т.д.). Однако на сегодняшний день имеется ряд работ, для которых нормы не установлены. В частности, это касается и бетонирования монолитных конструкций, особенно при производстве работ с перерывами.

В процессе укладки бетонной смеси необходимо обеспечить монолитность уложенного бетона, проектные физико-механические показатели, гарантирующие его сцепление с арматурой и заполнение бетонной смесью пространства возводимой конструкции.

Свод правил СП 70.13330.2012 [1] предусматривает при монолитном бетонировании укладку бетонных смесей двумя различными способами:

- укладка без перерывов в бетонировании до начала схватывания предыдущего слоя бетона, то есть без образования рабочего шва;
- укладка с перерывами после схватывания уложенного ранее слоя бетона с образованием рабочего шва.

Перерывы в процессе укладки бетона характерны для фундаментов крупных многоквартирных домов, монолитных и монолитно-каркасных высотных зданий, фортификационных и инженерных сооружений (плотин, бомбоубежищ, дамб и пр.).

Возможны три варианта укладки бетонной смеси [2]:

- 1) интервал между партиями бетона не превышает 2–3-х часов;
- 2) интервал находится в пределах 12 часов – бетон уже утратил текучесть, но не набрал прочность;
- 3) интервал более 12 часов – бетон начал активно схватываться.

В зависимости от того, сколько прошло времени до укладки следующего слоя бетонной смеси, различают «горячий» и «холодный» шов.

«Горячий» получается в случае, если интервал между укладкой слоев находится в пределах 12 часов. Бетон активно кристаллизуется, сверху образуется светлая пленка, но раствор рыхлый, нагружать его нельзя. Можно мощной струей воды смыть поверхностную пленку и добавить следующую партию. Однако имеется ряд требований: шов должен располагаться поперек конструкции; нельзя делать горячий шов, если бетон располагается в нежесткой опалубке; предыдущий раствор уже утратил текучесть, но не набрал прочность. Новая порция создает дополнительную нагрузку, которая приведет к образованию трещин, ослаблению монолита. Если условия не соответствуют указанным требованиям или же интервал между укладкой составил более 12 часов, укладка бетонной смеси фундамента выполняется по частям с образованием холодного шва. Это наиболее предпочтительный вариант, именно его рекомендует использовать СП 70.13330.2012. Условия выполнения:

- поверхность холодного шва должна быть перпендикулярной оси конструкции (вертикально);
- ранее уложенный бетон должен набрать прочность не менее 1,5 МПа;
- устройство рабочего шва допускается Проектом производства работ.

Последовательность укладки бетонной смеси фундамента частями такова: заливается первая часть; обеспечиваются оптимальные условия для быстрого набора прочности; выдерживается время, необходимое для набора указанной выше прочности; с поверхности бетона удаляется цементная пленка (так как бетон затвердел, то процедуру следует выполнять при помощи механической щетки). Вместе с пленкой удаляется мусор и пыль, затем укладывается следующая партия бетонной смеси. При необходимости процедура повторяется.

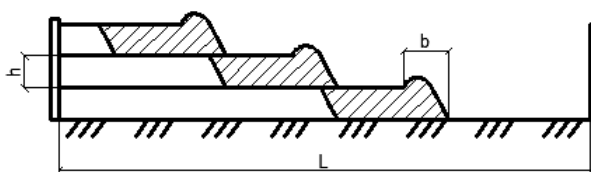
Допускается выполнять заливку фундамента по частям и со значительно большими интервалами. Общая методика при этом не изменяется, но для удаления цементной пленки с поверхности применяется более мощное оборудование – фреза, гидropескоструйная установка и др.

Непрерывное бетонирование предпочтительнее, так как этот способ обеспечивает высокое качество монолитных конструкций. Однако по возможным организационным (окончание рабочей смены, поломка оборудования, нехватка материалов и т.п.) и технологическим причинам (необходимость монтажа вышележащей арматуры, перестановка лесов и опалубки, ограничение нагрузок на поддерживающие конструкции и т.п.) непрерывное бетонирование не всегда возможно, поэтому, как правило, проектом предусматривается устройство рабочих швов.

По методике Института «Оргэнергострой» [3] различают два способа бетонирования: послойный и ступенчатый. При *послойном бетонировании* бетонную смесь необходимо укладывать в следующий слой до начала схватывания бетона в нижнем, причем верхний слой должен быть провибрирован совместно с нижним с проникновением булавки вибратора в нижний слой на 5...10 см ниже границы их раздела.

При недостаточной производительности бетонного завода или других технологических помехах невозможно обеспечить своевременное перекрытие слоев послойной укладкой, поэтому используют *ступенчатую укладку* (рисунок 1). Ступень – это полоса вдоль короткой стороны блока, ширина которой должна быть не менее 2 м, толщина – 0,4...0,5 м. Число ступеней может быть разным.

Если ступени формируются из бетонной смеси с осадкой конуса 0...5 см (П-1), то из такой смеси можно сформировать краном не более трех ступеней. Границей каждой ступени в таком случае является неуплотненный валик бетонной смеси.



b – неуплотненный валик бетонной смеси;
h – высота ступени; *L* – длина блока

Рисунок 1. – Схема непрерывного бетонирования ступенчатая

При подаче более пластичной смеси бетононасосом [3] сформировать этот валик практически невозможно. При числе ступеней 5...6 их формируют сетчатой опалубкой.

Предельно допустимая продолжительность перекрытия слоев должна назначаться строительной лабораторией и может быть назначена в соответствии с таблицей 1.

Таблица 1. – Предельно допустимые сроки перекрытия слоев бетонной смеси в блоке

Температура бетонной смеси в момент укладки, °С	Подвижность (осадка конуса) бетонной смеси в момент укладки, см	Предельно допустимое время перекрытия слоев (ч) при уплотнении вышележащего слоя смеси	
		пакетами тяжелых вибраторов	ручными вибраторами
5...10	1...3	4,0	3,5
	> 3	5,0	4,0
10...20	1...3	3,0	2,0
	> 3	2,5	2,5
20...25	1...3	2,0	1,5
	> 3	2,5	2,0

Исследования в Куйбышевском филиале института «Оргэнергострой» в конце 80-х годов показали, что даже при качественной обработке рабочего шва, его прочность по отношению к монолиту составляет 50...60% [4].

Проблема монолитности рабочих швов связана с тем, что нормативные документы требуют, чтобы после вынужденной приостановки бетонирования работы были возобновлены по достижении ранее уло-

женным бетоном прочности не менее 1,5 МПа. При этом должны быть выполнены все работы [1], предусмотренные при подготовке оснований к бетонированию.

Для обеспечения прочного сцепления бетонного основания со свежесуложенным бетоном [1; 5–7] необходимо осуществить следующие операции:

- удалить поверхностную цементную пленку со всей площади бетонирования;
- срубить наплывы бетона и участки нарушенной структуры;
- удалить опалубку, штраб, пробки и другие ненужные закладные части;
- очистить поверхность бетона от мусора и пыли, а перед началом бетонирования поверхность старого бетона продуть струей сжатого воздуха.

О готовности основания под укладку бетона составляют акт.

Используются следующие способы очистки и установлены требования по прочности поверхности бетона при очистке от цементной пленки [8] (таблица 2):

- при помощи водовоздушной обработки;
- при помощи пескоструйной или гидропескоструйной обработки;
- механические способы очистки;
- химические способы очистки;
- использование замедлителей твердения;
- нанесение на поверхность затвердевшего бетона клеевых составов или грунтовок;
- способ химического фрезерования.

Таблица 2. – Способы очистки бетона от цементной пленки

Водовоздушная обработка		
<i>область применения</i>	<i>достоинства</i>	<i>недостатки</i>
При наличии на стройплощадке водопровода с низким давлением	К моменту обработки в бетоне должна образоваться достаточно прочная структура с тем, чтобы не нарушить сцепление крупного заполнителя с растворной частью. Прочность бетона к моменту обработки водовоздушной струей должна составлять 0,2...0,4 МПа	На практике невозможно применение этого способа при отрицательных температурах окружающего воздуха и на вертикальных стыкуемых поверхностях, длительное время закрытых опалубкой; на поверхности остается нерастворимая в воде цементная пленка; содержащееся в сжатом воздухе компрессорное масло образует на поверхности антиадгезионную пленку
Пескоструйная или гидропескоструйная обработка		
После набора бетоном прочности более 5 МПа	Песко- и гидропескоструйные виды обработки способны снять цементную пленку только с поверхности и не могут открыть бетонные поры	Отсутствие возможности проведения очистки до набора бетоном прочности 5 МПа и необходимость в длительных технологических перерывах для набора бетоном необходимой прочности; возникновение внутренних напряжений в результате ударного воздействия рабочей струи и их релаксация, приводящая к микротрещинам; высокая стоимость компрессоров высокого и сверхвысокого давления, абразивоструйных комплексов и установок фильтрации и кондиционирования воздуха; ограничения в применении при внутренних работах и при действующем производстве
Механические способы очистки		
С набором бетоном прочности очистка поверхности рабочих швов затрудняется. Применение приводных металлических щеток и машинного фрезерования оправданно при наборе бетоном прочности не более 2...3 МПа. При большей прочности бетона эффективность обработки снижается из-за увеличения продолжительности очистки и повышенного износа щеток	Применение в местах, где невозможно использование пыльных, мокрых и дорогостоящих процессов пескоструйной и гидропескоструйной обработки	Возможность очистки только после набора бетоном прочности 1,5 МПа приводит к длительным технологическим перерывам; удаляется только верхний слой цементной пленки и не открываются поры бетона; возможно возникновение и релаксация внутренних напряжений в виде микротрещин; пылеобразование требует очистки промышленным пылесосом; высокая стоимость оборудования и трудоемкость; сложность организации контроля качества работ

Окончание таблицы 2

<i>Химические способы очистки</i>		
<i>область применения</i>	<i>достоинства</i>	<i>недостатки</i>
В минералогии качественной реакцией на отличие кальцита (карбоната кальция) от других породообразующих минералов является бурное разложение в холодной соляной кислоте. Предложение по снятию цементной пленки, содержащей карбонаты, с помощью соляной кислоты не следует рекомендовать из-за опасности снижения долговечности бетона	—	Наблюдается поверхностное растворение и разрушение не только цементной пленки, но и цементного камня, что служит причиной разрушения шва между старым и новым бетоном в процессе эксплуатации; незначительно увеличивается прочность сцепления, по сравнению с необработанной поверхностью; требуется дополнительная операция нейтрализации кислоты щелочью (едким натром) с промывкой водой; потеря поверхностной прочности приводит к пылению бетона и требует дополнительного обеспыливания перед нанесением растворной смеси
<i>Использование замедлителей твердения</i>		
Раствор СДБ 15...20%-ной концентрации наносится на поверхность уложенного бетона краскораспылителем. Удаление ослабленного поверхностного слоя может проводиться как проводными щетками, так и под напором струи воды до полного отделения незатвердевшего слоя и удаления желтых пятен от сульфатно-дрожжевой бражки	Возможно в любых условиях, при перерывах в бетонировании.	Обработку поверхности можно начинать не раньше, чем через сутки после укладки бетона; верхний предел времени обработки зависит от температуры воздуха и колеблется от двух до четырех суток; не допускать снижения прочности основного бетона; применение замедлителей твердения недопустимо при проведении бетонирования не только в зимний, но и в весенне-осенний период
<i>Нанесение на поверхность затвердевшего бетона клеевых составов или грунтовок</i>		
Для повышения прочности сцепления (прочности стыка) непосредственно перед укладкой нового бетона на поверхность затвердевшего бетона	При использовании полимерных клеев можно добиться прочности стыка существенно большей, чем прочность стыкуемых бетонов	В силу высокой плотности и практическим отсутствием пористости цементной пленки, клеевые составы или грунтовки не пропитывают последнюю и, образуя сами только поверхностную пленку, действительно увеличивают адгезию нового бетона, но практически не увеличивают прочности стыка
<i>Способ химического фрезерования</i>		
Химическое фрезерование полностью исключает использование ручной механической очистки и машинного фрезерования, песко-, дробе-, гидро- и гидропескоструйной обработки, в том числе в местах, не доступных для этих видов обработки, применения для насечки поверхности бетона алмазного инструмента и перфораторов и в ряде случаев устраняет необходимость монтажа штукатурной сетки	Составы на водной основе по ТУ 2383-003-97320390-06, состоят из сложных полифункциональных кислот и оснований (без использования полимеров): кислотным очистителем «ХИМФРЕЗ Очиститель» и щелочным адгезионным активатором (промоутером адгезии) – «ХИМФРЕЗ Активатор». Очистители не содержат соляной, уксусной, лимонной, ортофосфорной кислот и веществ, разрушающих бетон; не имеют запаха; не оказывают вредного воздействия на человека и окружающую среду; разрешены к применению в строительстве, в том числе предприятий пищевой промышленности, бассейнов и резервуаров с питьевой водой (Санитарно-эпидемиологическое заключение № 77.01.16.238.П.000629.01.07). «ХИМФРЕЗ Очиститель» растворяет цементную пленку и открывает поры бетона, не вступая с цементным камнем в химическую реакцию и не нарушая его структуру. «ХИМФРЕЗ Активатор» наносится через ~1 ч после очистки, адгезионно активирует очищенную поверхность и повышает прочность сцепления нового слоя с ранее уложенным	—

Все вышеперечисленные способы очистки бетона от карбонатной пленки не детализированы в нормативных документах.

В действующих технологических картах на бетонирование конструкций различного назначения имеются нормативы, в которых отсутствует четко сформулированный перечень затрат труда и времени на выполнение операций по устройству рабочих швов.

При укладке бетонной смеси в массивные фундаментные плиты согласно типовым технологическим картам [9–14] основное технологическое требование – непрерывность укладки на всю высоту плит.

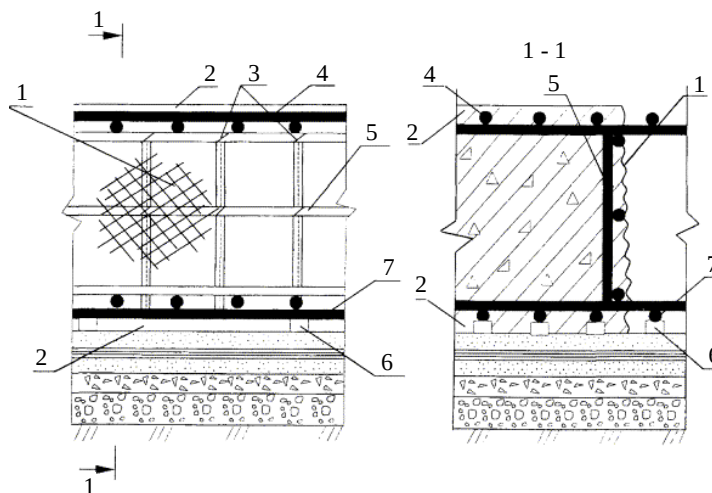
Толщина укладываемых слоев бетонной смеси должна составлять:

- при уплотнении тяжелыми подвесными вертикально расположенными вибраторами – на 5...10 см меньше длины рабочей части вибратора;

- при уплотнении подвесными вибраторами, расположенными под углом (до 30°) к вертикали, – не более вертикальной проекции длины рабочей части вибратора;

- при уплотнении глубинными вибраторами – не более 1,25 длины рабочей части вибратора.

Для обеспечения непрерывной укладки смеси на всю высоту плиту разбивают на блоки без разрезки арматуры (рисунок 2), с ограждением блоков металлическими сетками. Рабочие швы [9–14] образуют установкой плоских каркасов, на которые при помощи вязальной проволоки крепят металлическую сетку с ячейками размером не более 10×10 мм. Перед укладкой бетонной смеси должны быть проверены и приняты все конструкции и их элементы, закрываемые в процессе последующего производства работ, с составлением акта на скрытые работы. Непосредственно перед бетонированием опалубка должна быть очищена от мусора и грязи. Поверхности опалубки должны быть покрыты смазкой.



1 – металлическая сетка; 2 – защитный слой бетона;
3 – места крепления сетки вязальной проволокой; 4 – верхняя арматура;
5 – плоский поддерживающий каркас; 6 – пластмассовые фиксаторы; 7 – нижняя арматура

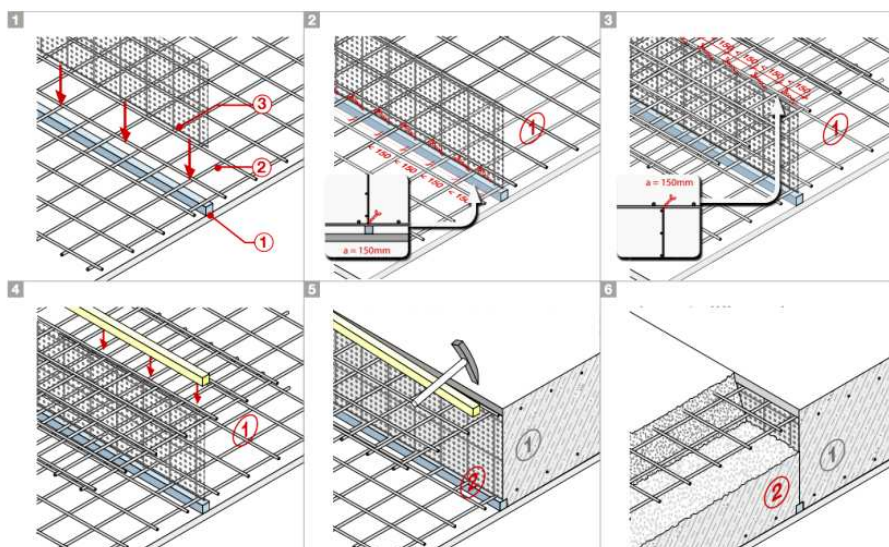
Рисунок 2. – Конструкция рабочего шва

Опалубку для рабочих швов производит немецкая компания Stemaform [15]. На рисунке 3 представлена технология устройства рабочего шва в фундаментной плите. Опалубка Stemaform гарантирует шероховатость поверхности. Сила сдвига передается через это рабочее соединение.

При каждом методе укладки должно быть соблюдено основное правило – новая порция бетонной смеси должна быть уложена до начала схватывания цемента в ранее уложенном слое.

На основе анализа технологических карт на бетонирование железобетонных плит, можно сделать *вывод* о том, что в существующие нормативные документы, по которым составляются технологические карты на бетонирование, не входят затраты на устройство рабочих швов, возникающих при перерывах в бетонировании конструкций. В нормах не приводится конкретных указаний и рекомендаций по этой работе. В состав работ на укладку бетонной смеси в конструкции согласно нормам затрат труда [16] входит:

- 1) прием бетонной смеси;
- 2) укладка бетонной смеси непосредственно на место;
- 3) разравнивание бетонной смеси с частичной перекидкой;
- 4) уплотнение вибраторами;
- 5) заглаживание открытой поверхности бетона;
- 6) перестановка вибраторов.



1 – фиксатор защитного слоя; 2 – нижняя арматурная сетка;
3 – сетка для рабочего шва Stemaform

Рисунок 3. – Технология устройства рабочего шва с помощью Stemaform

Заключение. Все работы на строительной площадке должны выполняться в соответствии с заранее разработанным и утвержденным в установленном порядке проектом производства работ. Во многих случаях качество возводимых конструкций, особенно монолитных, зависит от соблюдения временных параметров, как выполнения работ, так и технологических перерывов, при выполнении отдельных операций процесса, поэтому для проектирования графика производства работ необходимы достоверные данные для всех выполняемых работ и операций. Однако на данный момент для таких работ, как возведение монолитных конструкций, нормы на многие процессы их выполнения на стройплощадке (очистка арматуры от остатков бетонной смеси, снятие гидратной пленки на ранее уложенном бетоне и т.д.) отсутствуют. Вследствие этого для проектирования данных работ и их последующего выполнения необходимо выполнить обширный объем исследовательских работ в данном направлении.

ЛИТЕРАТУРА

1. Несущие и ограждающие конструкции : СП 70.13330.2012. Актуализированная редакция СНиП 3.03.01-87 (с изм. № 1).
2. Профессионально про фундамент [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://proffu.ru/rabota/montazh/zalivka-fundamenta-chastyami.html>. – Дата доступа: 05.04.2018.
3. Доладов, Ю.И. Ресурсосберегающая технология бетонирования массивных фундаментных плит / Ю.И. Доладов, И.П. Доладова // Градостроительство и архитектура : Вестник СГАСУ. – Самара, 2011. – № 2. – С. 132–134.
4. Об увеличении сроков перекрытия бетонных слоев / Б.С. Беленький [и др.] // Энергетическое строительство. – 1981. – № 5. – С. 20–21.
5. Конструкции монолитные бетонные и железобетонные. Технические требования к производству работ. Правила и методы контроля : СТО НОСТРОЙ 2.6.54-2011. – М., 2014. – 185 с.
6. Конструкционные и технологические швы в монолитном бетоне [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://monolitniy.ru/konstrukcionnye-i-tehnologicheskie-shvy-v-monolitnom-betone>. – Дата доступа: 03.12.2017.
7. Правила производства бетонных работ при возведении гидротехнических сооружений. Ведомственные строительные нормы : ВСН 31-83 : утв. протоколом совместного совещания ГлавНИИПроекта и ГПТУС Минэнерго СССР от 5 марта 1983 г. № 2. – Л., 1983. – 33 с.
8. Решение проблемы «холодного шва» [Электронный ресурс] : материалы для химического фрезерования бетона «ХИМФРЕЗ Очиститель» и «ХИМФРЕЗ Активатор». – Режим доступа: <http://zadobavkoy.ru/stati/37-reshenie-problemy-holodnogo-shva.html>. – Дата доступа: 01.06.2018.
9. Типовая технологическая карта на бетонирование конструкций наружных стен (прямолинейных и криволинейных) с применением опалубки типа «Модостр» : ТТК-100029434.329-2014 ; Гос. произв. об-ние «Минскстрой» ; ОАО «ОРГСТРОЙ». – Минск, 2014. – 56 с.

10. Типовая технологическая карта на устройство монолитных железобетонных перекрытий в опалубке импортного производства или типа «Модостр» на высоте от опорной поверхности до 4 м : ТТК 100029434.129-2010 ; Гос. произв. об-ние «Минскстрой». ОАО «ОРГСТРОЙ». – Минск, 2010. – 129 с.
11. Типовая технологическая карта на устройство монолитных железобетонных фундаментов в опалубке импортного производства или типа «Модостр» : Гос. произв. об-ние «Минскстрой». ОАО «ОРГСТРОЙ». – Минск, 2010. – 79 с.
12. Технологическая карта на устройство монолитной железобетонной фундаментной плиты : ТК 7351 [Электронный ресурс] ; Открытое акционерное общество «Проектно-конструкторский и технологический институт промышленного строительства» ; ОАО ПКТИпромстрой. – М., 2002. – Режим доступа: https://ohranatruda.ru/ot_biblio/norma/246716/. – Дата доступа: 16.04.2018.
13. Технологическая карта на устройство плоских монолитных железобетонных фундаментных плит в зданиях и сооружениях общего назначения при толщине плиты до 1200 мм : ТК 4.01.01.63 [Электронный ресурс] ; Ин-т Промстройпроект Госстроя СССР. – М., 1989. – Режим доступа: <http://aquagroup.ru/normdocs/81>. – Дата доступа: 15.05.2018.
14. Типовая технологическая карта на бетонные и железобетонные работы (монолитный железобетон) : ТК 6306031077/31077 [Электронный ресурс] Устройство плоских монолитных железобетонных фундаментных плит в гражданских зданиях ; Центральный науч.-исслед. и проектно-экспериментальный ин-т организации, механизации и технической помощи строительству. – М., 1991. – Режим доступа: https://znaytovar.ru/gost/2/630603107731077_Tipovaya_texno.html. – Дата доступа: 10.04.2018.
15. Formwork elements for working joints Stemaform [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://www.maxfrank.com/intl-en/products/formwork-technologies/02-formwork-elements-working-joints-stremaform/>. – Дата доступа: 05.05.2018.
16. Нормы затрат труда (НЗТ) : сб. – Сб. 4 : Монтаж сборных и устройство монолитных железобетонных конструкций ; НИАП «Стройэкономика». – Минск, 2007. – 96 с.

Поступила 04.06.2018

DEVELOPMENT OF ORGANIZATIONAL-TECHNOLOGICAL DOCUMENTATION ON CONCRETING OF MASSIVE FUNDAMENTAL SLABS

A. SHVEDAU, N. SHPILEVSKAYA

The problem of continuous concreting of massive foundation slabs is considered. It is shown that such concreting can not always be ensured. In the production of concrete work, breaks in concreting are due to both technological and organizational factors. But in the organizational and technological documentation there are no specific parameters and technologies for the device of working joints. Also there is no normative documentation on the design of the organization and production of work on the construction of these joints.

Keywords: technological maps, working seam, continuous concreting, stratified concreting, stepwise concreting, technological maps, compaction.

УДК 691.328.43

СОЗДАНИЕ ВЫСОКОПРОЧНЫХ ОСНОВАНИЙ ЗА СЧЁТ ДИСПЕРСНОГО АРМИРОВАНИЯ ЦЕМЕНТНОЙ МАТРИЦЫ

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

Представлена разработка экономичных цементобетонных покрытий, обладающих высокими эксплуатационными качествами и показателями современного технического уровня, являющаяся актуальной задачей для дорожного строительства Республики Беларусь. Приведен обзор отечественных и зарубежных источников по рассматриваемой тематике. Проанализированы факторы, способные влиять на прочностные и эксплуатационные характеристики полученных оснований под здания и автомобильные дороги. Проведен двухфакторный эксперимент, входными параметрами которого были длина фибры и процентное содержание относительно массы цемента. Описан план, оборудование и методы проведения опыта. Результатом исследования стала нагрузка на продавливание. Выполнен анализ полученных данных, при помощи программного комплекса получена модель, построена и оптимизирована поверхность отклика. Итог проведенных исследований – определение оптимального состава для создания высокопрочных оснований.

Ключевые слова: дисперсное армирование, отходы производства щелочестойкой стеклосетки, плиты, процентное содержание, нагрузка на продавливание, перемещение.

Изучение работы используемого в дорожном строительстве бетона на продавливание имеет важное значение, так как дорожные плиты при действии сосредоточенных сил могут разрушаться от продавливания. В связи с использованием в конструкциях жестких покрытий автомобильных дорог и тротуаров бетонов с дисперсным армированием отходами щелочестойкой стеклосетки возникла необходимость проведения испытания на продавливание.

Для проведения экспериментальных исследований были изготовлены образцы плит толщиной 20 мм, размером в плане 160×120 мм, показанные на рисунке 1. Для изготовления образцов использовался песок, портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» СЕМІ 42,5Н; водоцементное отношение принято В/Ц = 0,4, отношение массы цемента и песка – 1:3. После формования образцы-модели подвергались тепловлажностной обработке, затем были извлечены из опалубки и помещены в нормально-влажностные условия на 24 часа.



Рисунок 1. – Цементно-песчаные плиты, дисперсно-армированные отходами производства стеклосетки

В ходе исследования поставлен двухфакторный эксперимент, входными параметрами которого были процент содержания фибры относительно массы цемента (5; 10; 15) и длина фибры (10; 20 и 30 мм) (таблица 1).

Таблица 1. – Уровни варьирования факторов

Уровень варьирования	Входные параметры	
	длина фибры (X1), мм	% фибры (X2)
–1	10	5
0	20	10
+1	30	15

Образцы испытывались на продавливание на гидравлическом прессе ПГМ-500МГ4 (рисунок 2). При испытании нагружались плиты, опёртые по контуру на 25 мм на жёсткое металлическое основание.



Поверх образцов устанавливался круглый штамп с диаметром 75 мм, который передавал нагрузку от пресса на образец.

В ходе проведения испытания наблюдались две стадии работы образцов:

- *первая стадия* – нагрузка возрастает до критического уровня, фиксируется пирамида продавливания, регистрируется разрушающая нагрузка. Критическая разрушающая нагрузка достигалась при перемещениях вдоль действия сил при продавливании штампом;

- *вторая стадия* – доведение образца плиты до физического разрушения (закритическая область).

Дальнейшее приложение нагрузки на пирамиду приводит к возникновению в ней моментов, происходит дальнейшее выдавливание пирамиды и её разрушение. Нагрузка и перемещение, при которых происходило полное физическое разрушение, отражены в таблице 2.

Характер разрушения проиллюстрирован рисунком 3.

Рисунок 2. – Испытание цементно-песчаных плит на продавливание

Таблица 2. – План и результаты эксперимента

Номер образцов	План эксперимента		Продавливание (критическая стадия разрушения)		Физическая стадия разрушения (закритическая область)	
	X1	X2	экспериментальная нагрузка продавливания, F, кН	перемещение, мм	разрушающая закритическая нагрузка (F), кН	Перемещение, мм
1	–1	–1	1,02	1,68	0,63	9,01
2	–1	0	2,46	0,99	1,51	3,03
3	–1	+1	5,01	3,87	1,49	11
4	0	–1	2,56	2,34	3,17	6,74
5	0	0	3,11	5,48	2,03	6,69
6	0	+1	4,22	3,32	3,48	8,09
7	+1	–1	2,47	7,1	2,49	8,82
8	+1	0	3,23	3,68	2,4	5,4
9	+1	+1	3,6	6,86	2,25	11,83

По результатам эксперимента реализовано решение поставленной проблемы:

- получена полиномиальная модель смесей;
- выполнена оптимизация рецептурно-технологических факторов с помощью диссоциативно-шагового метода, позволившего определить значение параметров, обеспечивающих максимальную прочность плит для основания.

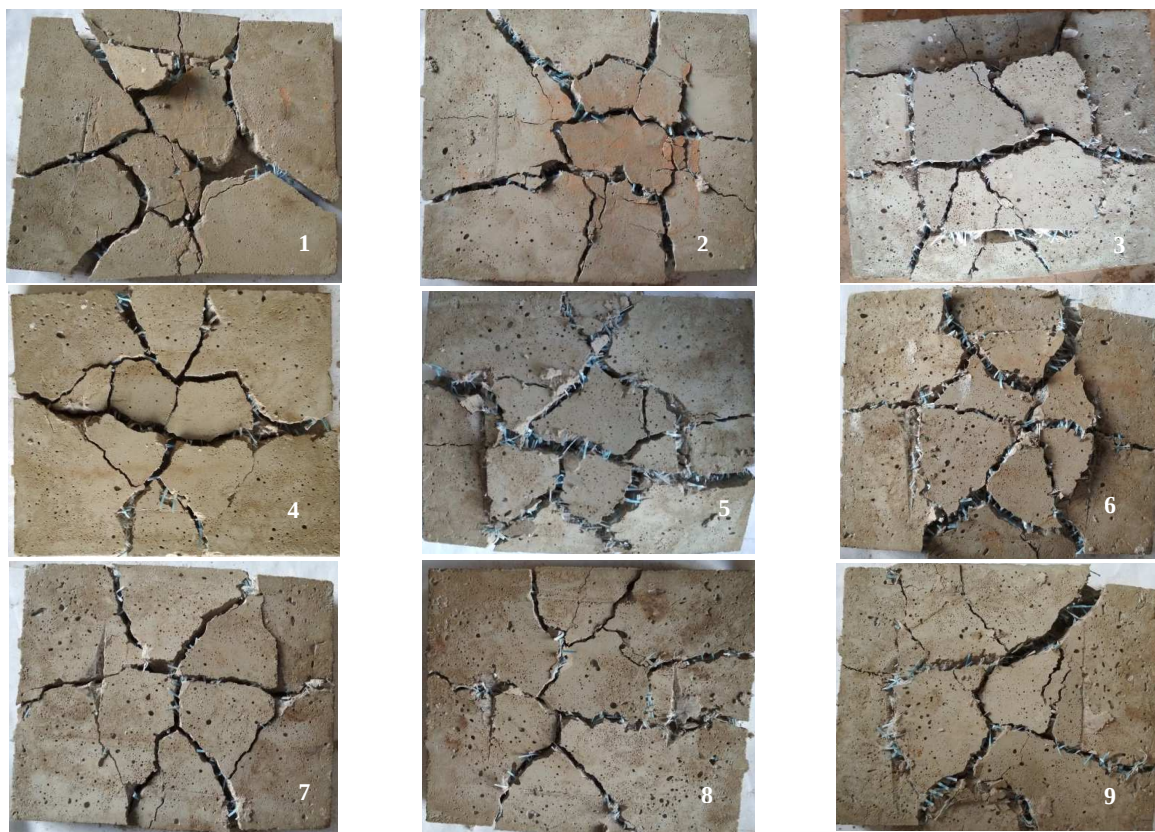


Рисунок 3. – Характер разрушения цементно-песчаных плит, дисперсно-армированных отходами производства стеклотекстиля

Данные, полученные в ходе проведенного исследования, обработаны в программе PlanExpB13-D и STATISTICA 10. В результате была получена полиномиальная модель:

$$Y = 2,824 + 0,306 \cdot x_1 + 1,02 \cdot x_2 + (-0,353) \cdot x_1^2 + 0,503 \cdot x_2^2 + (-0,71) \cdot x_1 \cdot x_2. \quad (1)$$

Для полученной модели в программе STATISTICA 10 построена и оптимизирована поверхность отклика (рисунок 4).

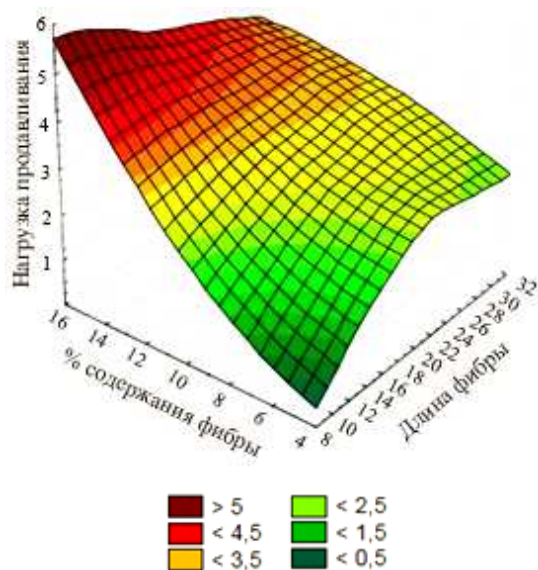


Рисунок 4. – Поверхность отклика

Анализ полученных данных и оценка поверхности отклика показали, что увеличение процентного содержания фибры влечет за собой увеличение нагрузки продавливания.

Кроме того, стоит отметить, что длина фибры в меньшей степени влияет на выходные параметры.

Максимальная нагрузка на продавливание, численно равная 5,01 кН, получена при 15%-ном содержании отходов производства щелочестойкой стеклосетки длиной 10 мм.

Заключение

Теоретически обосновано и экспериментально подтверждено положительное влияние использования отходов производства щелочестойкой стеклосетки для дисперсного армирования бетонных плит.

Установлено влияние дисперсного армирования отходами производства стеклосетки на нагрузку на продавливание и перемещение при продавливании цементно-песчаных плит.

Определено оптимальное количество и длина отходов производства щелочестойкой стеклосетки, применяемых для дисперсного армирования.

Наилучшие показатели зафиксированы при армировании фиброй длиной 10 мм при 15%-ном содержании от массы вяжущего. При данных показателях армирования нагрузка на продавливание достигает наибольшего значения, численно равного 5,01 кН, при перемещении, составляющем 3,87 мм.

ЛИТЕРАТУРА

1. Высоцкий, Ю.Д. Опыт эксплуатации сборных силикатобетонных дорожных покрытий / Ю.Д. Высоцкий // Автомобильные дороги. – 1972. – № 12. – С. 20–21.
2. Василенко, Л.Т. К расчёту напряжённого состояния плиты на неоднородном упругом основании / Л.Т. Василенко, Н.Д. Панкратова // Прикладная механика (Киев). – 1991. – № 10. – С. 31–38.
3. Качан, М.С. Физико-механические свойства бетонов с полиакрилонитрильными волокнами / М.С. Качан, Л.М. Парфёнова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2011. – С. 30–34.
4. Ключев, С.В. Ползучесть и деформативность дисперсно-армированных мелкозернистых бетонов / С.В. Ключев // Вестн. БГТУ им. В.Г. Шухова. – 2010. – № 4. – С. 85–87.
5. Бондарев, Б.А. Определение модуля упругости и предела прочности сталефибробетона при растяжении методом расклинивания / Б.А. Бондарев, Р.Н. Черноусов // Науч. вестн. ВГАСУ. Строительство и архитектура. – 2008. – № 3 (11). – С. 67–71.
6. Продавливание плит на основе шлакобетона / Р.Н. Черноусов [и др.] // Бетон и железобетон. – 2010. – № 2 (563). – С. 9–12.

Поступила 11.06.2018

CREATION OF HIGH-STRENGTH BASES FOR THE ACCOUNT OF DISPERSE REINFORCEMENT OF A CEMENT MATRIX

D. SHABANOV, V. KHVATYNEC, E. TRAMBITSKY

Development of economical cement-concrete coatings, which possess high performance characteristics and indicators of modern technical level, is an urgent task for the road building of the Republic of Belarus. A review of this subject has been made on domestic and foreign sources. Factors that can influence the strength and performance characteristics of the foundations for buildings and roads are considered. In work a two-factor experiment is put, the input parameters of which were the length of the fiber and the percentage content relative to the mass of the cement. The plan, equipment and methods of conducting the experiment are described. The result of the study was the pressure on the pushing. The analysis of the received data is made, and with the help of the program complex the model is obtained, the response surface is constructed and optimized. The result of the work done was the determination of the optimal composition for the creation of high-strength bases.

Keywords: *disperse reinforcement, waste production of alkaline glass lines, plates, percentage content, load for selling, movement.*

УДК 691.5

КОМПЛЕКСНОЕ ВЯЖУЩЕЕ НА ОСНОВЕ ПОРТЛАНДЦЕМЕНТА И ЗОЛОШЛАКОВЫХ ОТХОДОВ ТЕПЛОВОЙ ЭЛЕКТРОСТАНЦИИ

канд. техн. наук, доц. Л.М. ПАРФЕНОВА, М.Н. ВЫСОЦКАЯ

(Полоцкий государственный университет);

PhD PAULO A.L. FERNANDES

(Политехнический институт, Лейрия, Португалия)

Представлены результаты исследований прочности цементно-зольного камня, раствора и бетона на комплексном вяжущем, содержащем золошлаковые отходы. Установлена кинетика набора прочности комплексного вяжущего, влияние водовязущего отношения, условий твердения на прочность и плотность цементно-зольного камня. Определено, что золошлаковые отходы снижают уровень активности комплексного вяжущего на ранних сроках твердения. Наибольший эффект набора прочности отмечен при использовании тепловлажностной обработки для модифицированного цементно-зольного камня при водовязущем отношении 0,3. В возрасте 60 суток прочность на сжатие раствора на основе комплексного вяжущего превышает прочность раствора на основе портландцемента в возрасте 28 суток на 6%, в возрасте 90 суток на 10%. Показана целесообразность использования в бетонах комплексного вяжущего и пластифицирующей добавки Стахемент 2000М Ж30.

Ключевые слова: золошлаковые отходы, комплексное вяжущее, цементно-зольный камень, прочность, тепловлажностная обработка.

Введение. Увеличение в балансе котельно-печного топлива энергетики Республики Беларусь доли собственных энергоресурсов (фрезерного торфа и древесной щепы) ставит на первоочередное место решение вопросов по утилизации золошлаковых отходов и сокращению площадей золошлакоотвалов, наносящих непоправимый ущерб окружающей среде.

Утилизации золошлаковых отходов посвящено множество исследований. Известно более 300 технологий их переработки и использования. Золошлаковые отходы находят применение в производстве бетонов, строительных растворов, керамики, теплогидроизоляционных материалов, дорожном строительстве. Мировой опыт свидетельствует о возможности 70...80%-ной утилизации золы и шлака, как, например, в некоторых европейских странах [1]. Однако затраты на переработку золошлаковых отходов с получением продукции и одновременной нейтрализацией отходов могут быть выше стоимости продукции.

Одним из направлений использования золошлаковых отходов является получение на их основе новых видов комплексных вяжущих, обладающих повышенной прочностью и низкой себестоимостью. Замена части цемента активной минеральной добавкой позволяет достичь значительной экономии вяжущего. Существующие способы получения комплексных вяжущих включают стадии совместного или раздельного помола цементного клинкера и минеральной добавки с последующим смешиванием. Значительные энергетические затраты на измельчение повышают себестоимость получаемого вяжущего. В этой связи разработка эффективного комплексного вяжущего с использованием золошлаковых отходов Белорусской ГРЭС (г. п. Ореховск, Витебская обл.) по ресурсосберегающей технологии является актуальной задачей исследований.

Характеристика материалов и методика проведения исследований. Разработка комплексного вяжущего выполнялась с использованием портландцемента ЦЕМ I 42,5Н ОАО «Белорусский цементный завод» и золошлаковой смеси Белорусской ГРЭС г. п. Ореховск Витебской области. Для проведения экспериментов выбран ресурсосберегающий способ подготовки золошлаковой смеси, исключаящий дополнительный помол. Золошлаковую смесь просеивали и использовали фракцию, прошедшую через сито № 008 (далее – зола). Торфодревесная зола Белорусской ГРЭС характеризуется следующими показателями: насыпная плотность 960 кг/м³; истинная плотность 2300 кг/м³; нормальная густота 32,5%; удельная поверхность 200 м²/кг; влажность 6%. Химический состав торфодревесной золы (мас. %) по ГОСТ 10538-87 [2] представлен в таблице 1.

Таблица 1. – Химический состав торфодревесной золы Белорусской ГРЭС (мас. %)

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	TiO ₂	P ₂ O ₅	SO ₃	П.п.п.
87,62	4,39	1,08	3,08	0,55	0,61	1,79	0,24	0,19	< 0,10	0,07

Комплексное вяжущее получали путем замены части портландцемента торфодревесной золой в количестве 10, 20 и 30% от массы вяжущего. Для определения прочности цементно-золяного камня изготавливались образцы-кубики с ребром 2 см. Прочность на сжатие цементно-золяного камня определяли в возрасте 7 и 28 суток при нормально-влажностных условиях твердения и через 24 часа после тепловлажностной обработки.

Определение прочности комплексного вяжущего проводилось по методике СТБ EN 196-1/ПР [3]. Сущность методики заключается в том, чтобы сравнить прочность при сжатии и изгибе строительных растворов, изготовленных из портландцемента (контрольный состав), с прочностью при сжатии и изгибе строительных растворов, изготовленных из портландцемента в количестве 90, 80 и 70% и золы в количестве 10, 20 и 30% от массы вяжущего. Для проведения испытаний изготавливались образцы-балочки размером 4×4×16 см, которые твердели в нормально-влажностных условиях в течение 24 часов, затем помещались в контейнер с водой, температура которой составляла 20 °С, и хранились до достижения возраста 3, 7, 28, 60 и 90 суток.

Для определения прочности бетона на основе комплексного вяжущего изготавливались образцы-кубы с гранью 10 см. Прочность определяли через 24 часа после тепловлажностной обработки при нормальном давлении в пропарочной камере КУП-1, ООО Компания «Крафт». Режим тепловлажностной обработки: 2 часа – предварительное выдерживание при температуре 15...20 °С; 3 часа – подъем до температуры 80 °С; 8 часов – изотермический прогрев при температуре 80 °С; 2 часа – снижение до температуры окружающей среды. Испытания образцов на сжатие и растяжение при изгибе осуществлялись согласно ГОСТ 10180-2012 [4] на испытательном прессе немецкого производства Testing bluhm & feuerherdt gmbh модель C089-04 с блоком управления Servotronic C104, который обеспечивает полностью автоматическое управление.

Экспериментальные исследования. Результаты исследований золоцементных вяжущих, приведенные в работах [5; 6], свидетельствуют о неоднозначном влиянии на прочность бетонов и растворов увеличения доли золы в составе золоцементных вяжущих. Отмечается, что оценка этого влияния должна осуществляться с учетом водовязущего отношения, подвижности смеси, условий твердения, сроков набора прочности, дисперсности применяемой золы. Известно [7], что тепловлажностная обработка ускоряет физико-химические процессы гидратации и структурообразования комплексных вяжущих.

На первом этапе исследований изучено влияние состава комплексного вяжущего на прочность цементно-золяного камня при разных условиях твердения: нормально-влажностных условиях (НВУ) и тепловлажностной обработке (ТВО) при температуре пропарки 80 °С. Образцы-кубики с ребром 2 см цементно-золяного камня изготавливали с водовязущим отношением 0,3; 0,4 и 0,5 и с замещением части портландцемента золой в количестве 10, 20 и 30%. Суперпластификатор Стахемент 2000М ЖЗ0 вводился в количестве 0,6% от массы вяжущего. Составы комплексного вяжущего приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Составы комплексного вяжущего и плотность цементно-золяного камня

Номер состава	Расход материалов, г, на 100 г вяжущего			Добавка Стахемент 2000М ЖЗ0, % от массы вяжущего	Плотность цементно-золяного камня, г/м ³ , после твердения в условиях	
	цемент	зола	вода		ТВО	НВУ
1	100	–	50	–	1710	1550
2	90	10	50	–	1720	1500
3	80	20	50	–	1710	1490
4	70	30	50	–	1660	1460
5	100	–	40	–	1900	1690
6	90	10	40	–	1890	1660
7	80	20	40	–	1850	1630
8	70	30	40	–	1830	1570
9	100	–	30	–	2090	2030
10	90	10	30	–	2060	2030
11	80	20	30	–	2010	1950
12	70	30	30	–	1950	1880
13	100	–	30	0,6	2030	–
14	90	10	30	0,6	1990	–
15	80	20	30	0,6	1940	–
16	70	30	30	0,6	1920	–

Результаты определения прочности цементно-золяного камня после тепловлажностной обработки представлены на рисунке 1.

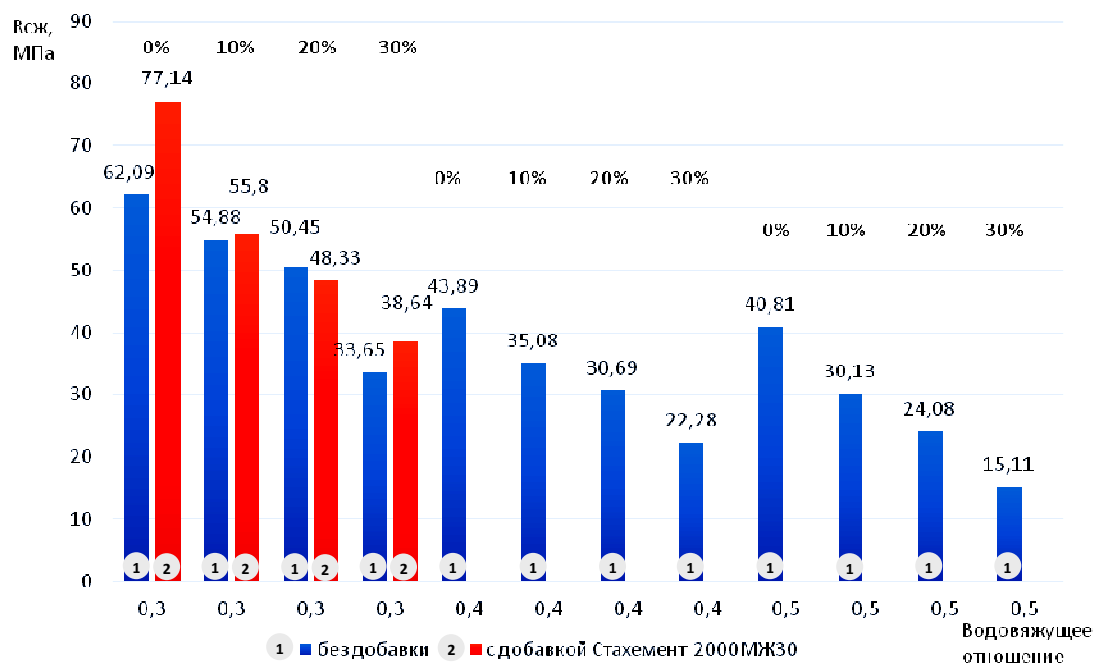


Рисунок 1. – Влияние водовязущего отношения и доли золы в составе комплексного вяжущего на прочность цементно-зольного камня после тепловлажностной обработки

Экспериментально установлено, что увеличение процента замещения цемента золой при постоянном водовязущем отношении снижает прочность цементно-зольного камня. При водовязущем отношении 0,4 прочность при доле золы 10, 20, 30% соответственно снизилась на 20, 30, 49% по сравнению с контрольным образцом без золы. Водовязущее отношение также влияет на прочность образцов. При 10% золы в составе комплексного вяжущего прочность цементно-зольного камня уменьшилась на 11, 20, 26% соответственно при водовязущем отношении 0,3; 0,4 и 0,5. Введение суперпластификатора в цементно-зольное тесто улучшило удобоукладываемость, но при этом не оказало значительного влияния на прочность. Изменение прочности на сжатие цементно-зольного камня при разной дозировке золы и водовязущем отношении в возрасте 7 и 28 суток при твердении в нормально-влажностных условиях представлено на рисунке 2.

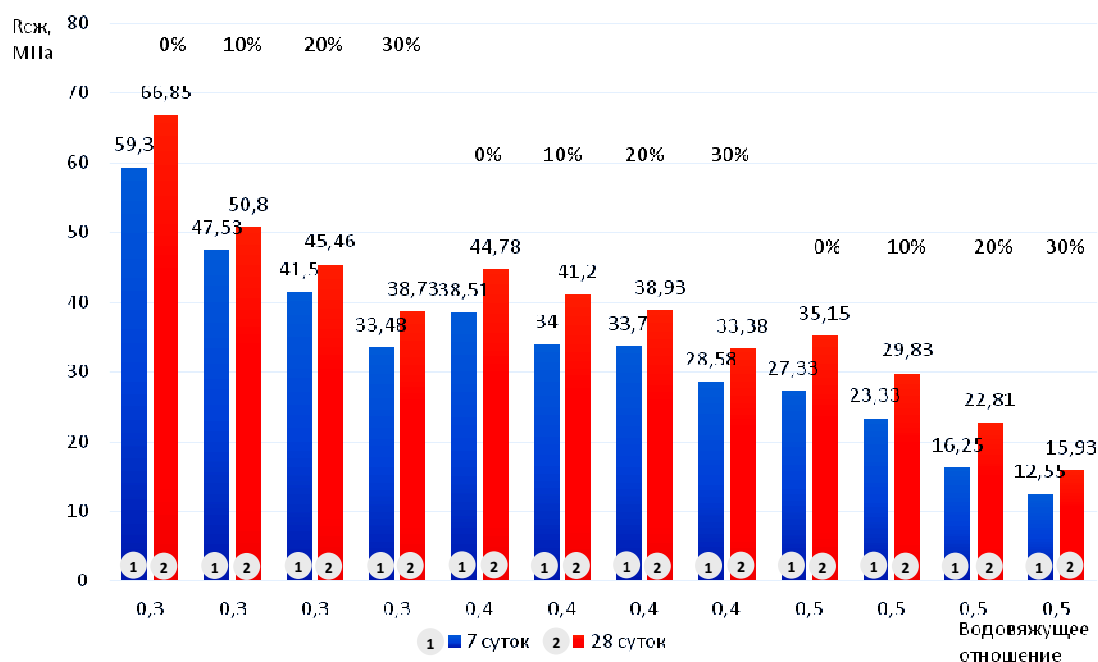


Рисунок 2. – Влияние водовязущего отношения и доли золы в составе комплексного вяжущего на прочность цементно-зольного камня при твердении в нормально-влажностных условиях

Полученные результаты показали, что при увеличении процента замещения портландцемента золой прочность на сжатие цементно-золяного камня при твердении в нормально-влажностных условиях также снижается. Установлено, что при водовязущем отношении 0,3 прочность цементно-золяного камня при доле золы 10, 20, 30% соответственно снизилась на 24, 31, 42% по сравнению с контрольным образцом без золы. При 20% золы в составе комплексного вяжущего прочность цементно-золяного камня уменьшилась на 31, 13 и 35% соответственно при водовязущем отношении 0,3; 0,4 и 0,5.

Наибольший эффект набора прочности отмечен при использовании тепловлажностной обработки для модифицированного цементно-золяного камня с водовязущим отношением 0,3. В работе [7] такой эффект объясняется тем, что при пропаривании большее количество продуктов гидратации вступает в реакцию с золой.

В качестве критерия оценки гидравлической активности применяемой добавки в составе комплексного вяжущего предложено [5] использовать коэффициент эффективности, представляющий собой обратную величину процентного снижения прочности по отношению к контрольному бездобавочному составу на 1% вводимой добавки. Коэффициент эффективности добавки определялся по формуле:

$$K_{\text{эф}} = \frac{\% \text{ содержания добавки}}{(R_k - R_d) \cdot 100 / R_k},$$

где R_k – прочность контрольного состава, МПа; R_d – прочность состава с добавкой, МПа.

Результаты расчетов коэффициента эффективности приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Коэффициент эффективности золы в составе комплексного вяжущего

Номер состава	Соотношение компонентов цемент:зола, %	Водовязущее отношение, В/В	Коэффициент эффективности $K_{\text{эф}}$ при условиях твердения	
			ТВО	НВУ
1	100:0	0,5	контрольный	контрольный
2	90:10	0,5	0,382	0,417
3	80:20	0,5	0,488	0,625
4	70:30	0,5	0,476	0,713
5	100:0	0,4	контрольный	контрольный
6	90:10	0,4	0,498	1,252
7	80:20	0,4	0,665	1,531
8	70:30	0,4	0,609	1,178
9	100:0	0,3	контрольный	контрольный
10	90:10	0,3	0,861	0,660
11	80:20	0,3	1,067	0,541
12	70:30	0,3	0,655	0,549
13	100:0	0,3	контрольный	–
14	90:10	0,3	0,607	–
15	80:20	0,3	0,899	–
16	70:30	0,3	1,010	–

Проведенные испытания показали, что наиболее эффективной является дозировка золы в количестве 20% без суперпластификатора и в количестве 30% с добавкой суперпластификатора при водовязущем отношении 0,3 при тепловлажностной обработке ($K_{\text{эф}} = 1,067$ и $K_{\text{эф}} = 1,010$ соответственно), а также дозировка золы в количестве 10, 20, 30% при водовязущем отношении 0,4 при твердении в нормально-влажностных условиях ($K_{\text{эф}} = 1,178...1,531$).

Зависимость прочности комплексного вяжущего от продолжительности твердения (кинетика набора прочности) определялась по методике СТБ EN 196-1/ПР [3] по показателям прочности на растяжение при изгибе и прочности на сжатие в возрасте 3, 7, 28 суток, а также в возрасте 60 и 90 суток. Образцы-балочки размером 40×40×160 мм изготавливались из растворяемых смесей на основе комплексного вяжущего. Результаты изучения кинетики набора прочности комплексного вяжущего представлены на рисунках 3 и 4.

Кинетика набора прочности комплексного вяжущего по сравнению с контрольными образцами на основе портландцемента существенно изменяется. Показано [8], что кислая зола отличается поздним началом пуццолановой реакции (в среднем в 7-суточном возрасте) и медленным ее протеканием в течение первого месяца твердения. В то же время основная часть пуццолановой реакции приходится на воз-

раст 30...90 дней, большая интенсивность твердения бетона с золой сохраняется при его достаточной влажности и в более поздние сроки. Соответственно, и рост прочности цементно-золяного камня в поздние сроки (до 3...6 месяцев и даже до 1 года) протекает более активно, чем у бездобавочных образцов [8].

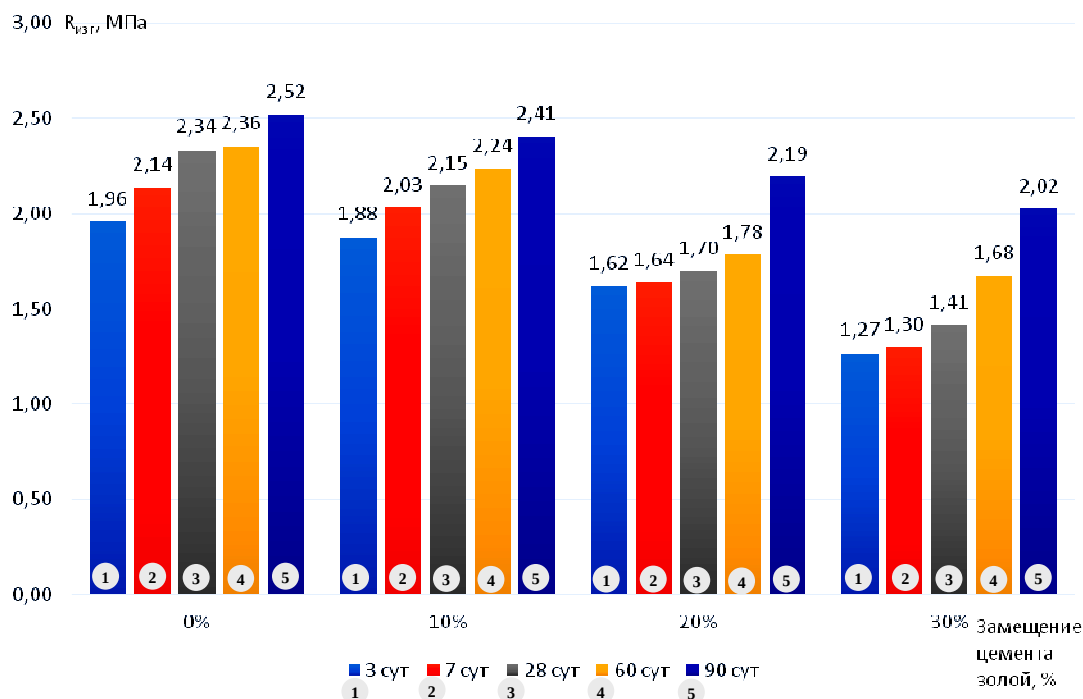


Рисунок 3. – Прочность комплексного вяжущего на растяжение при изгибе в возрасте 3, 7, 28, 60 и 90 суток

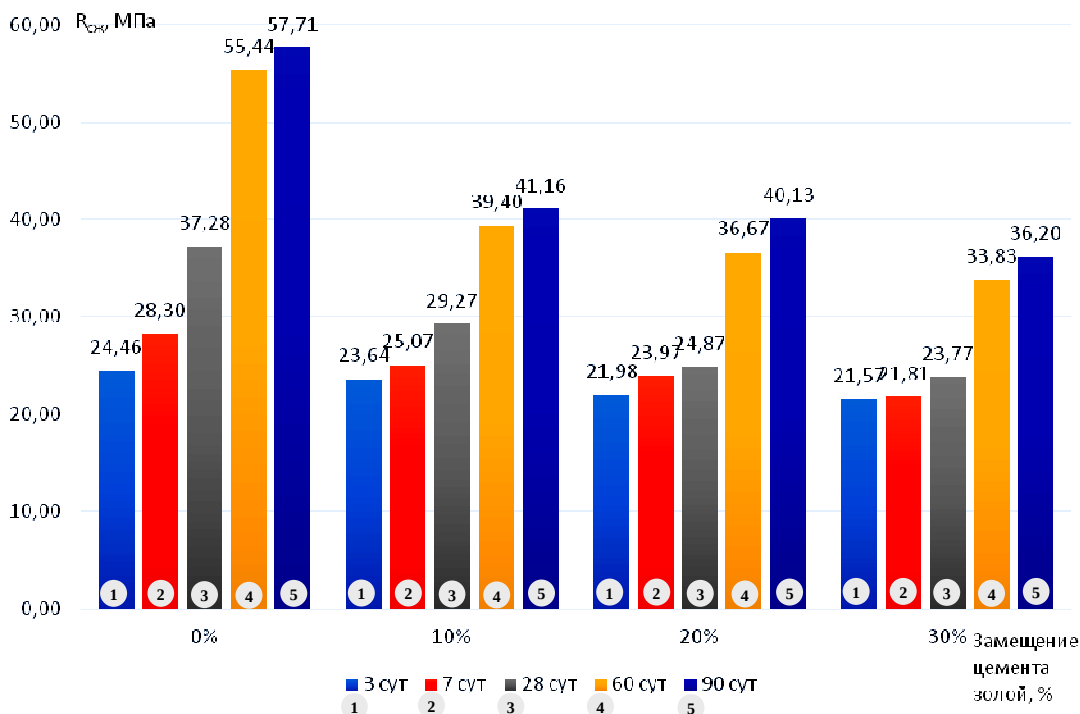


Рисунок 4. – Прочность комплексного вяжущего на сжатие в возрасте 3, 7, 28, 60 и 90 суток

Полученные результаты указывают на аналогичный эффект при использовании торфодревесной золы в составе комплексного вяжущего. Прочность на сжатие в возрасте 3 суток (см. рисунок 4) уменьшилась на 3, 10, 12% при количестве золы в составе комплексного вяжущего соответственно 10, 20, 30%. Прочность на сжатие в возрасте 60 суток для состава № 2 превышает прочность контрольного образца в возрасте 28 суток на 6%. В возрасте 90 суток прочность на сжатие образцов превышает прочность кон-

трольного образца в возрасте 28 суток на 10 и 8% соответственно при содержании золы 10 и 20% в составе комплексного вяжущего. При содержании золы в количестве 30% активность вяжущего снижается во все исследуемые сроки твердения. В возрасте 90 суток составляет 97% от прочности контрольного образца в возрасте 28 суток.

Оценка кинетики набора прочности комплексного вяжущего показывает, что эффективность комплексного вяжущего обеспечивается при количестве золы не более 20% от массы вяжущего.

Потенциал золы как активного компонента бетонных смесей может быть реализован при снижении водовяжущего отношения и сохранении заданной подвижности за счет пластификации бетонных смесей добавками-суперпластификаторами. Для изучения влияния комплексного вяжущего на прочностные свойства бетонов в качестве контрольного принят состав на портландцементе (состав 1, таблица 4). Составы исследуемых бетонных смесей и бетонов включали комплексное вяжущее с добавкой золы в количестве 10% от массы вяжущего (состав 2, таблица 4), комплексное вяжущее и добавку-суперпластификатор Стахемент 2000М Ж30 в количестве 0,2% от массы вяжущего с водовяжущим отношением В/В = 0,41 (состав 3, таблица 4) и В/В = 0,37 (состав 4, таблица 4).

Таблица 4. – Составы бетонных смесей

Номер состава	Расход материалов					
	в килограммах на 1 м ³ бетона					% от массы вяжущего
	цемент (Ц)	зола (З)	песок (П)	щебень (Щ)	вода (В)	суперпластификатор Стахемент 2000М Ж30 (Д)
1	500	–	530	1070	250	–
2	450	50	510	1070	250	–
3	450	50	600	1100	200	0,2
4	450	50	600	1155	185	0,2

Результаты определения подвижности бетонных смесей и прочности бетона приведены в таблице 5. Испытания проводились через 24 часа после тепловлажностной обработки.

Таблица 5. – Влияние комплексного вяжущего на подвижность бетонной смеси и прочность бетона

Номер состава	Водовяжущее отношение (В/В)	Плотность, кг/м ³		Подвижность		Прочность на сжатие, R _{сж} , МПа	
		расчетная	фактическая	осадка конуса (ОК), см	марка по подвижности	через 24 ч после ТВО	через 28 сут после ТВО
1	0,5	2350	2370	7,5	П2	38,06	42,14
2	0,5	2330	2373	9	П2	33,10	46,71
3	0,4	2400	2477	25	П5	43,75	50,32
4	0,37	2440	2472	6,5	П2	46,44	51,16

Анализ полученных результатов позволил установить, что замещение портландцемента золой в составе комплексного вяжущего в количестве 10% (состав 2) приводит к снижению прочности бетона на сжатие на 13% по сравнению с прочностью бетона контрольного состава, при этом подвижность бетонной смеси с комплексным вяжущим незначительно увеличилась. Пластифицирующий эффект золы в сочетании с пластифицирующим эффектом Стахемент 2000М Ж30 позволил повысить подвижность бетонной смеси с марки П2 до П5 и при этом снизить водовяжущее отношение с 0,5 до 0,4 (состав 3).

Пластифицирующие свойства золы в работе [9] связывают с шарообразной формой и гладкой поверхностью зерен золы. Наличие сферических частиц с гладкой поверхностью способствует снижению внутреннего трения цементного геля. Вместе с тем спекшиеся агрегированные частицы золы имеют сферические поры, заполненные жидкой фазой, что препятствует сближению частиц и удлиняет период формирования коагуляционной структуры.

Состав 4 бетонной смеси имеет подвижность одной марки с бетонной смесью контрольного состава. Введение суперпластификатора Стахемент 2000М Ж30 позволило достигнуть равной подвижности с контрольным составом при снижении водоцементного отношения с 0,5 до 0,37. Прочность бетона на сжатие по отношению к прочности бетона контрольного состава увеличилась на 22%.

Таким образом, выполненное исследование и полученные результаты позволяют сделать следующие **выводы**:

1) установлено, что прочность цементно-золяного камня уменьшается до 49% при увеличении доли золы в составе комплексного вяжущего до 30%. Определено, что при уменьшении водовязущего отношения эффект снижения прочности становится менее значительным. Тепловлажностная обработка способствует увеличению прочности цементно-золяного камня, что свидетельствует о более интенсивном протекании реакции взаимодействия продуктов гидратации с золой;

2) кинетика набора прочности комплексного вяжущего указывает на замедление процессов структурообразования в течение 28 суток твердения. В возрасте 60 и 90 суток прочность комплексного вяжущего превышает прочность портландцемента в возрасте 28 суток до 10%. В составе комплексного вяжущего эффективным является количество золы, не превышающее 20% от массы вяжущего, так как при больших значениях наблюдается существенное замедление набора прочности;

3) установлено, что бетонная смесь на основе комплексного вяжущего характеризуется более высоким значением подвижности по осадке конуса. Сложение пластифицирующего эффекта комплексного вяжущего с пластифицирующим эффектом добавки Стахемент 2000М Ж30 позволило достигнуть увеличения марки по подвижности с П2 до П5 при снижении водопотребности бетонной смеси на 20%;

4) применение комплексного вяжущего с количеством золы 10% от массы вяжущего позволило достичь увеличения прочности бетона на сжатие на 22% при условии применения тепловлажностной обработки и суперпластификатора Стахемент 2000М Ж30 при снижении водовязущего отношения и получении равноподвижных бетонных смесей.

ЛИТЕРАТУРА

1. Парфенова, Л.М. Обзор зарубежных технологий утилизации золошлаковых отходов теплоэлектростанций / Л.М. Парфенова, М.Н. Высоцкая // Геодезия, картография, кадастр, ГИС-проблемы и перспективы развития : материалы междунар. науч.- практ. конф., Новополоцк, 9–10 окт. 2016 г. : в 2 ч. / Полоц. гос. ун-т. Новополоцк : ПГУ, 2016. – Ч. 2. – С. 138–143.
2. Топливо твердое. Методы определения химического состава золы : ГОСТ 10538-87. – Введ. 30.06.87. – М. : Изд-во стандартов, 1987. – 14 с.
3. Методы испытаний цемента. Ч. 1. Определение прочности : СТБ EN 196-1/ПР. – Введ. 01.01.17. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 1998. – 11 с.
4. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам : ГОСТ 10180-2012. – М. : Гос. стандарт России : Изд-во стандартов, 2013. – 36 с.
5. Кучеров, Д.Е. Композиционные вяжущие с минеральными добавками различного генезиса и бетоны на их основе : дис. канд. техн. наук : 05.23.05 / Д.Е. Кучеров. – Белгород, 2011.
6. Курочка, П.Н. Бетоны на комплексном вяжущем и мелком песке / П.Н. Курочка, А.В. Гаврилов // Инж. Вестник Дона. – Ростов н/Д, 2013. – 13 с.
7. Строителева, Е.А. Модификация структуры цементных бетонов наполнителем из золы-уноса ТЭС Дальнего Востока : дис. канд. техн. наук : 05.23.05 / Е.А. Строителева. – Хабаровск, 2006. – 162 с.
8. Эффекты от минеральных добавок в бетоне [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.pol-beton.ru/effekti.html>. – Дата доступа: 01.02.2018.
9. Юхневский, П.И. Влияние химической природы добавок на свойства бетонов : дис. канд. техн. наук / П.И. Юхневский. – Минск : БНТУ, 2013. – 310 с.

Поступила 04.06.2018

THE COMPLEX BINDER BASED ON PORTLANDCEMENT AND ASH AND SLAG WASTES OF THE THERMAL POWER PLANTS

L. PARFENOVA; M. VYSOTSKAYA; PAULO A.L. FERNANDES

The article presents the results of studies of the strength of cement-ash stone, mortar and concrete on a complex binder containing ash and slag wastes. The strength kinetics of the complex binder, the influence of the water-binding ratio, the hardening conditions on the strength and density of the cement-ash stone have been established. It is determined that ash and slag wastes reduce the level of activity of complex binder in the early stages of hardening. The greatest effect of strength was noted with the use of heat and moisture treatment for modified cement-ash stone with a water-binding ratio of 0.3. It is shown that at the age of 60 days the compressive strength of a mortar based on a complex binder exceeds the strength of a mortar based on Portland cement at the age of 28 days by 6%, at the age of 90 days by 10%. The expediency of using the complex binder and plasticizing additive Stahement 2000M G30 in concrete is shown.

Keywords: ash and slag wastes, complex binder, cement-ash stone, strength, heat and moisture treatment.

УДК 699.86

ОБЗОР ТЕХНИЧЕСКИХ СВОЙСТВ ЦЕЛЛЮЛОЗНОЙ ИЗОЛЯЦИИ

А.И. ДУБАТОВКА

(Институт жилища – НИПТИС имени Атаева С.С., Минск);

Р.В. ТВЕРДОХЛЕБОВ

(ЭКСПОБУД, Москва)

Рассматривается изоляция из целлюлозного волокна, производимого из переработанной бумаги, обладающего низкой энергоемкостью производства и хорошей теплопроводностью. Однако из-за недостатка информации на русском языке о ее технических свойствах и опыте применения она мало используется в сравнении с традиционными изоляционными материалами. Представлен обзор и упорядочивание существующих научных сведений о целлюлозной изоляции. Рассмотрены история и объемы её применения, состав и технология производства, экологические, механические, теплофизические, влажностные, акустические, противопожарные, фунгицидные, коррозионные свойства, долговечность, современное техническое регулирование. Полученная информация отвечает на ряд насущных вопросов и подтверждает актуальность применения такой изоляции в строительстве. Относительно высокие эксплуатационные свойства ее зарубежных производителей очерчивают перспективы совершенствования отечественной целлюлозной изоляции.

Ключевые слова: целлюлозная изоляция, эковата, макулатура, переработанная бумага, органические волокнистые материалы, изоляционные материалы, оценка жизненного цикла, осадка, парозащита, пароизоляция, свойства.

Введение. К традиционным изоляционным материалам относятся минеральная вата, пенополистирол и пенополиуретан. Несмотря на то, что эти материалы эффективно сохраняют тепло в зданиях, их производят из невозобновляемых ресурсов с большими затратами энергии. Поэтому в мире растет интерес к натуральным органическим экологически чистым и безопасным изоляционным материалам (далее – альтернативным изоляционным материалам, АИМ), получаемых из возобновляемых или переработанных источников [1]. К ним относятся (в порядке распространенности и возрастания рыночной стоимости): целлюлозная изоляция, древесное волокно, солома/тростник, лен/конопля, овечья шерсть/хлопок, кокос, пробка, а также перлит. Некоторые факторы, такие как высокая гигроскопичность, потенциал горючести и роста плесени ограничивают более широкое использование АИМ в проектах строительства и реконструкции. Надлежащее знание этих пределов, их причин и их влияния на свойства изоляционного материала позволят увеличить объемы применения АИМ и снизить энергоемкость строительства.

Свойства целлюлозной изоляции (далее – ЦИ) не представлены в действующих ГОСТах и сводах Правил, а значения ее параметров в технических свидетельствах производителей разнятся. Скучная нерекламная информация о ЦИ на русском языке распределена по интернет-источникам^{1,2}, студенческим работам^{3,4} и немногочисленным научным статьям [2–6]. Отсутствие достоверных данных по таким важным характеристикам, как сорбционное увлажнение, паропроницаемость, удельная теплоемкость, расчетный коэффициент теплопроводности и др., значительно ограничивает возможность корректного проектирования и применения ограждающих конструкций с ЦИ. Поэтому обзор мировых научных исследований технических свойств ЦИ является актуальным.

История и рынок

История ЦИ насчитывает уже более 100 лет – технология производства была запатентована в Англии в 1893 году [9]. Первое применение насыпной ЦИ в качестве строительной изоляции можно отследить до 1919 года в Канаде, что упоминается в книгах, посвященных ЦИ [10; 11], и 1926 года в США [12]. В современном виде ЦИ используется в США с 1940-х годов, в Южной Корее с 1980-х [13; 14], в странах Северной Европы более 30 лет, в России и Литве – с 1993 года [6; 15; 16].

В США существует около 50 компаний-производителей ЦИ, тогда как в начале 1970-х годов их было менее 5 [12], а на пике спроса в 1977 году, связанного с «нефтяным эмбарго», их было порядка 950. На долю ЦИ в 1978 году приходилось 20...25% всего рынка теплоизоляции зданий в США. В 1993 году –

¹ Мальцев, В.В. Эковата-монолит и Эковата-плит – альтернатива Эковате. <http://www.ecrushim.ru/articles/pg150.php>.

² Письменский, В.Д. Эковата без прикрас. <http://forum.vashdom.ru/attachments/ekovata-i-ekologia-pdf.20291>.

³ Мошкова, Е.А. Влияние теплоизоляционного материала на теплотехнические характеристики ЛСТК-панелей / Е.А. Мошкова, Т.В. Туева, Я.В. Панова // Проблемы и перспективы современной науки. – 2015. – № 5. – С. 133–138.

⁴ Пестряков, И.И. Теплотехнические характеристики рыхлых теплоизоляционных материалов в зависимости от влажности на примере МТЦ «Файбертекс» / И.И. Пестряков, А.В. Корсун // Строительство уникальных зданий и сооружений. – 2015. – № 8 – С. 60–71.

10% рынка изоляции для односемейных жилых домов. Производство ЦИ на 1994 год составляло от 270 000 до 420 000 т/год [17].

Европейское производство ЦИ осуществляется 40...50 компаниями и на 2015 год составляло порядка 250 000 тонн с оценочной рыночной стоимостью таких объемов ЦИ около 100 миллионов евро в год [18].

В Финляндии на 2005 году ЦИ применялась в 10% деревянных каркасных домов [19]. В Германии на 2010 год органические натуральные изоляционные материалы занимали на рынке теплоизоляции 4...5%, из которых наибольшую долю (32%) представляла ЦИ [20]. В Южной Корее сегодня на долю ЦИ приходится 0,3% рынка изоляции при производстве около 1000 т/год [13].

Современной тенденцией является применение ЦИ в передовых пилотных объектах зеленого энергоэффективного строительства по всему миру^{5,6}.

В 1997 году ЦИ являлась для Дании относительно новым продуктом, и Датское энергетическое агентство профинансировало многолетний исследовательский проект по изучению и внедрению ЦИ и других АИМ. Материалы проекта вместе с обширным списком литературы по АИМ представлены на сайте⁷, основные результаты опубликованы Датским НИИ строительства [7; 8]. Ниже приведены основные результаты этих и других исследований.

В Республике Беларусь первое производство ЦИ действует в Молодечно с 2007 года. С 2010 года ОАО «Гродножилстрой» применяет ЦИ в деревянных каркасно-панельных малоэтажных жилых домах⁸, а Частное проектное унитарное предприятие «Моноракурс» совместно с ООО «ЭКСПОБУД» внедряет в отечественную строительную практику металлокаркасно-обшивную панель с ЦИ для наружных стен многоэтажных каркасных зданий [21–23]. Подобные стеновые панели с ЦИ были впервые применены в России в Воронеже при вводе в эксплуатацию в 2010 году четырех 20-этажных домов из комплекса «Бульвар Победы, 50».

Состав и технология производства

Целлюлозная изоляция, «эковата» (далее – ЦИ) – это органический натуральный рыхлый коротковолокнистый изоляционный материал серого цвета (рисунок 1), представляет собой смесь из целлюлозных волокон (около 81...92% по массе) и добавок – биоцидов и антипиренов, которые используются для предотвращения появления плесени и улучшения огнезащитных свойств. Химический состав и физическая форма ЦИ отличается от чистой целлюлозы.



Рисунок 1. – Целлюлозная изоляция

Химический состав бумаги по разным источникам приведен в таблице 1. Основными компонентами газетной бумаги являются соединения целлюлозы (66...69%) и лигнин (22...24%). Не рекомендуется применение мелованной и качественной бумаги в качестве исходного сырья для ЦИ, поскольку химические добавки плохо сцепляются с их волокнами [24].

Целлюлоза – стойкое сложное вещество нерастворимое в воде, слабых кислотах и большинстве органических растворителей; Является гидрофильной, то есть способна хорошо впитывать воду. При длительном (недели, месяцы) воздействии света на целлюлозу происходит ее деструкция⁹.

⁵ Karuna House. <https://www.wbdg.org/additional-resources/case-studies/karuna-house>

⁶ Passive House Database. Passive House Buildings. <http://passivehouse-database.org>

⁷ <http://www.alternativisolering.dk>

⁸ Квартал усадебной и блокированной застройки «Лососно-4» в Гродно. <http://www.ghb.by/ru/design/gallery/89>.

⁹ Никитин, Н.И. Химия древесины и целлюлозы / Н.И. Никитин, А.В. Оболенская, В.П. Щеголев. – М. : Лесная пром-сть, 1978. – 368 с.

Таблица 1. – Соотношение компонентов газетной и офисной бумаги

Содержание, %	Газетная бумага [25]	Газетная бумага [1]	Офисная бумага [1]
Целлюлоза	54,3	48,3	67,4
Лигнин	23,7	22,1	0,93
Гемицеллюлоза	14,5	18,1	13
Экстракты	1,9	1,6	0,7
Протеины	1,4	0,44	0,31
Зольность	3,4	2	11,6
Всего:	99,2	92,54	93,94

Лигнин – полимер, скрепляющий целлюлозные волокна и обуславливающий прочность древесины. Лигнин заполняет главным образом пространство между клетками растения, но проникает и в поверхностные слои волокон; почти нерастворим в известных растворителях, оптически неактивен; имеет разветвленную, часто трехмерную пространственную структуру и поэтому придает целлюлозным волокнам жесткость и упругость, улучшает взаимное сцепление хлопьев ЦИ.

Целлюлозные волокна в ЦИ получают механическим измельчением газетной бумаги и макулатуры до однородной массы малой плотности. Важно качество целлюлозных волокон – средняя длина волокон рекомендуется не менее 2 мм. Некоторые производители не могут достичь этого требования, и волокно рубится практически в пыль, что приводит к повышению плотности сухой задувки в стенах до 65...90 кг/м³ и снижению коэффициента теплопроводности материала. Поэтому рекомендуется применение ЦИ, производимой, в частности, по технологии и на оборудовании финского концерна «Макрон»¹⁰ [12].

В процессе эксплуатации либо при влажном способе укладки ЦИ целлюлозные волокна впитывают влагу, что приводит к разбуханию лигнина, активации его клеящего эффекта, изменению и фиксации структуры ЦИ, а также к усилению адгезии ЦИ к строительным конструкциям (caking of cellulose [26]).

Экологические свойства

Экологичность – безопасность для природы, влияние на сохранность чистоты окружающей среды.

К экологичным строительным материалам можно отнести следующие материалы:

- производимые из возобновляемых природных ресурсов;
- не загрязняющие окружающую среду в жизненном цикле;
- требующие минимальных затрат энергии в жизненном цикле;
- рециклируемые или разлагающиеся в конце срока службы.

Целлюлозная изоляция соответствует нижеуказанным требованиям:

- целлюлоза это наиболее распространенное возобновляемое органическое вещество на Земле [27];
- среди всех изоляционных материалов ЦИ обладает одной из самой низкой воплощенной энергией (таблица 2),
- способствует переработке вторичных материальных ресурсов (на 81...92% состоит из макулатуры);
- создает сравнительно небольшое загрязнение окружающей среды, как и все материалы на основе древесины, секвестрирует (связывает) в себе углекислый газ CO₂ на протяжении срока службы.

Воплощенная энергия (embodied energy) – суммарная величина потребления энергии для обеспечения жизненного цикла материала. Для строительных материалов¹¹ воплощенная энергия включает в себя затраты на: добычу сырья, производство, транспортировку, монтаж в строительные конструкции, эксплуатацию, утилизацию. Данные по воплощенной энергии некоторых строительных материалов представлены в таблице 2, из которой видно, что воплощенная энергия ЦИ по оценкам разных источников отличается. Например, в [30] показано, что если учитывать затраты на производство газетной бумаги – исходного сырья для ЦИ, то эквивалентные затраты для ЦИ составят 20,50 МДж/кг, тогда как затраты непосредственно на процесс производства ЦИ составляют всего 0,824 МДж/кг. При этом энергоёмкость каменной ваты там же оценена в 17,52 МДж/кг. По данным [31; 32] переход от каменной ваты в качестве теплоизоляции к ЦИ может снизить выбросы парниковых газов и затраты воплощенной энергии зданий на 15%.

Таким образом, ЦИ обладает рядом ключевых экологических преимуществ по сравнению с традиционными изоляционными материалами.

Вопрос экологической безопасности антипиреновых добавок на основе соединений бора в составе ЦИ рассмотрен в отдельной публикации [33], где обсуждается необходимость снижения количества борсодержащих добавок в отечественной ЦИ с 19% по массе до европейского уровня – не более 5%.

¹⁰ Makron. Технология производства эковаты. Линии Fibretec.

¹¹ Соколовский, Л.В. Почему необходимо нормировать энергоёмкость в строительстве? / Л.В. Соколовский. <http://www.effbuild.by/publications/download/0/259/>.

Таблица 2. – Энергоемкость некоторых строительных материалов

Строительный материал	Плотность, кг/м ³	Воплощенная энергия, МДж/кг		Потенциал глобального потепления, кг CO ₂ /кг		Потребление воды, л/кг
	по [28]	по [28]	по [29]	по [28]	по [29]	по [29]
Целлюлозная изоляция	50	0,94...3,3	10,487	–	1,831	20,789
Солома	120*	0,24	–	0,01	–	–
Древесное волокно	50*	10,8	–	–	–	–
Древесное волокно (плиты)	180	20,0	20,267	0,98	0,124	2,763
Пробка	150	4	51,517	0,19	0,807	30,337
Каменная вата	60	16,8	26,393	1,05	1,511	32,384
Стекловата	32*	28,0	–	1,35	–	–
Лен	32*	39,5	–	1,70	–	–
Пенополистирол (EPS)	30	88,6	105,486	2,55	7,336	192,729
Пенополиуретан (PUR)	30	101,5	103,782	3,48	6,788	350,982
Гипс	2300*	1,8	–	0,12	–	–
Цемент	3150	5,5	4,235	0,93	0,819	3,937
Цементный раствор	1525	1,33	2,171	0,21	0,241	3,329
Бетон	2380	0,75	1,105	0,1	0,137	2,045
Железобетон	2546	1,92	1,802	0,185	0,179	2,768
Кирпич пустотелый (на 1 шт.)	1020	6,9	6,265	0,53	-0,004	1,415
Ячеистый бетон	500*	3,5	–	0,24...0,375	–	–
Гипсокартонный лист	800*	6,75	–	0,38	–	–
Фиброцементный лист	1700*	10,4	–	1,09	–	–
ОСП (OSB)	600	15,0	36,333	0,96	0,620	24,761
Древесина (пиломатериалы)	600	10,0	18,395	0,71	0,267	4,192
Сталь	7900	26,2	24,336	1,90	1,526	26,149
Алюминий	2700	155,0	–	8,24	8,571	214,341
ПВХ (PVC)	1400	77,2	–	2,61	–	511,999
Стекло	2500	15,0	–	0,86	–	16,537
* – добавлено автором.						

Плотность и осадка

Целлюлозная изоляция – это полуфабрикатный изоляционный материал, который используется в окончательном виде после нанесения одним из следующих способов [34]:

- пневматическим сухим насыпанием на перекрытия (loose-fill, 23...40 кг/м³);
- пневматическим сухим задуванием в стены (blown dry dense-pack, 40...65 кг/м³);
- пневматическим сухим задуванием в скатные крыши (blown dry dense-pack, 40...60 кг/м³);
- пневматическим влажно-клеевым набрызгиванием (wet spray-applied, 30...80 кг/м³).

Максимально достижимая плотность сухой задувки качественной ЦИ составляет 65 кг/м³, на ощупь при плотности от 50 кг/м³ появляется некоторая «пружинистость». Плотность смонтированной ЦИ определяют по EN 15101-2¹² путем деления фактически смонтированной массы продукта на объем конструкции, массу получают исходя из количества израсходованных мешков с ЦИ.

Осадка ЦИ определяется по ISO/CD 18393:2002-08¹³ и не должна превышать на горизонтальных конструкциях 10...15% – эту осадку обычно компенсируют насыпанием дополнительного слоя ЦИ толщиной 15...25% от расчетной. Осадка в вертикальных конструкциях не допускается, что обеспечивается достижением минимально необходимой беззасадочной плотностью задувки, отличающейся в зависимости от производителя и технологии производства ЦИ.

В работах [35–39] разработан аналитический метод, позволяющий вычислить необходимую плотность ЦИ для предотвращения ее осадки в вертикальных конструкциях. Например, для гипсокартонной стены высотой 2,4 м толщиной 0,1 м шириной 1 м при температуре 25 °С и постоянной относительной влажности воздуха $\phi = 50\%$ (далее – RH) беззасадочная плотность ЦИ составляет 48 кг/м³. Увеличение толщины полости до 30 см при RH 50% потребует плотности около 53 кг/м³, а при RH 80% для обеспечения стабильности объема потребуются 63 кг/м³ (рисунок 2).

¹² EN 15101-2 2013 Thermal insulation products for buildings. In-situ formed loose fill cellulose (LFCF) products. Specification for the installed products.

¹³ ISO/CD 18393:2002-08 Thermal insulation – Accelerated ageing of thermal insulation materials – Assessment of settling of loose-fill thermal insulation used in attic and closed cavity application.

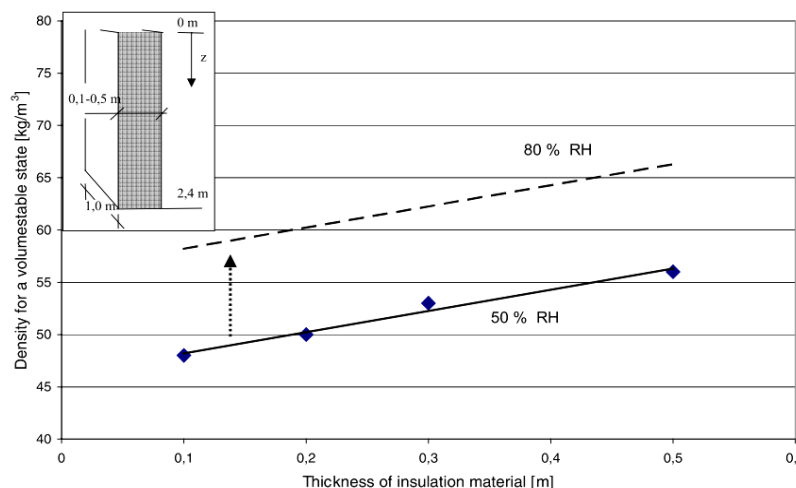


Рисунок 2. – Расчетная безусадочная плотность ЦИ в зависимости от толщины стены

Источник: [35].

В США¹⁴ безусадочная плотность ЦИ принята равной 56,1 кг/м³ (3.5 lb/ft³).

По данным отечественных испытаний¹⁵ ЦИ осадка отсутствует при плотности 60 кг/м³.

При качественно выполненном монтаже ЦИ влажного напыления не оседает [40; 41].

Теплопроводность

Значение коэффициента теплопроводности ЦИ, как и большинства АИМ, составляет порядка 0,040 Вт/(м·К) [42], при этом оно может незначительно меняться в зависимости от сырья и способа производства [14], а также зависит от плотности засыпки [4]. По данным [43], на основании 282 измерений ЦИ всех плотностей от 17 до 115 кг/м³ минимальная теплопроводность ЦИ составляет $\lambda_{\min(10, \text{dry})} = 0,0351$ Вт/(м·К), а 99% значений теплопроводности (99-процентиль) ниже, чем $\lambda_{(10, \text{dry})} = 0,0421$ Вт/(м·К). Зависимость теплопроводности АИМ от RH довольно мала и соответствует увеличению на 0,005 Вт/(м·К) до тех пор, пока среднее содержание влаги в материале меньше содержания влаги в воздухе при RH 75%. На практике конденсация внутри органических волокон будет весьма пагубной. Поэтому ЦИ, а также утеплители из льна и шерсти не должны эксплуатироваться при RH свыше 85%. Содержание влаги в ЦИ при RH 75% составляет 12...16% по массе, а при RH 90% – 20...25%. Таким образом, практическое значение теплопроводности ЦИ составляет порядка 0,045 Вт/(м·К) [3].

Целлюлозная изоляция обладает значительной гигроскопичностью, которая может достигать 34% при RH 97%. Основная масса сорбируемой влаги поглощается при влажности более 80%, что объясняется капиллярным механизмом сорбции. Повышение влажности литовских образцов ЦИ на 1% приводило к повышению теплопроводности ЦИ на 1,6...2,0%. Исходя из этого для 11% массовой влажности ЦИ ее теплопроводность составит $0,037 + 0,037 \cdot 2 \cdot 11\% = 0,045$ Вт/(м·К) [4]. Влажность оказывает небольшое влияние (1...3%) на изменение коэффициента теплопередачи конструкции с ЦИ при RH ниже 90% и колебании содержания влаги в ЦИ от 14 до 19% по массе [44]. Тепловой поток через стену с ЦИ был на 22% выше, чем через стену с каменной ватой (отметим, что пирог стены с каменной ватой незначительно отличался от стены с ЦИ).

Целлюлозная изоляция влажного напыления имеет коэффициент теплопроводности на 14% больше, чем ЦИ сухой задувки [13]. Исследования теплопроводности ЦИ также проводились в работах [45; 46].

Влажностные свойства

Влажностные свойства ЦИ и других АИМ всесторонне исследованы в [47; 48]. Полученные изотермы сорбции и десорбции водяного пара ЦИ представлены на рисунке 3. Аналогичные кривые сорбции получены и в других исследованиях [4; 45; 49; 50]. Несмотря на высокий уровень влажности изоляции сухой задувки в период зимней эксплуатации ЦИ может успешно высыхать в течение лета [26].

Высыхание ЦИ влажного нанесения исследовалось в [40; 51], где показано, что при нанесении ЦИ влажным способом в зимние месяцы в холодных регионах слой напыления может не высохнуть, особенно при использовании пароизоляции [52], поэтому метод влажного набрызгивания предпочтительнее

¹⁴ Standard Work Specifications for Home Energy Upgrades. Exterior Wall Dense Packing [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <https://sws.nrel.gov/spec/411011>.

¹⁵ Мошкова, Е.А. Исследование теплотехнических свойств эковаты / Е.А. Мошкова // Эволюция современной науки : сб. ст. междунар. науч.-практ. конф., Уфа, 15.04.2015 г. : в 2 ч. Ч. 1. – 2015. – С. 29–31.

применять летом в теплых климатических условиях. Органическая структура целлюлозных волокон обуславливает высокую гигроскопичность ЦИ, что может снижать ее характеристики. Расчеты конструкций показывают возможность накопления влаги в ЦИ более 90% по массе, что потенциально может привести к росту плесени в конструкциях [49; 53].

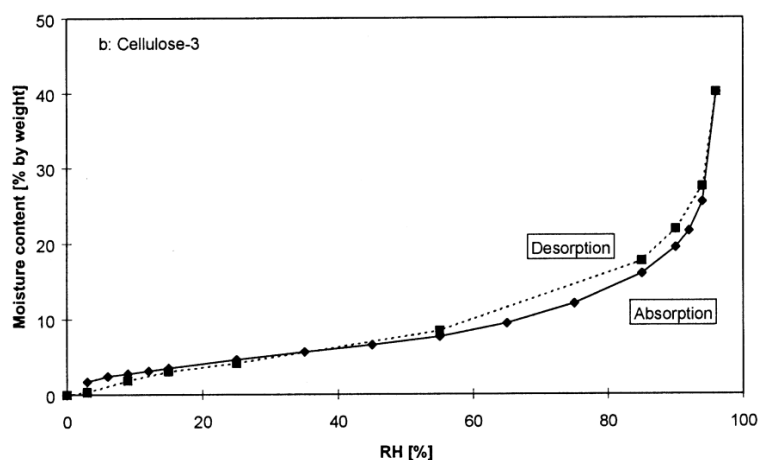


Рисунок 3. – Изотермы сорбции и десорбции водяного пара целлюлозной изоляцией

Источник: [47; 48].

Несмотря на гигроскопические свойства ЦИ, в [54] не было обнаружено никакой существенной способности ЦИ по сглаживанию и равномерному распределению содержания влаги в конструкциях в течение года. Согласно другим данным, ЦИ обладает способностью к накоплению, удержанию и высвобождению избыточной влаги (moisture buffering value, MBV [55]) и тем самым отличается от минераловатной изоляции, что при определенных условиях позволяет исключить паровой барьер из конструкции стены [56].

Коэффициент паропроницаемости ЦИ по [48] представлен в таблице 3, находится в пределах¹⁶ 0,3...0,68 мг/(м·ч·Па) и может приниматься в среднем равным 0,54 мг/(м·ч·Па) [2].

Таблица 3. – Коэффициент паропроницаемости ЦИ по [48]

Градиент относительной влажности при 23 °C	Сопротивление паропроницаемости, мг/(м·ч·Па), при плотности, кг/м ³	
	40	65
50...94%	0,41...0,64	0,33
50...1%	0,42...0,68	0,41

В [57] исследовалось влажностное состояние деревянных каркасных стен с наружной обшивкой из ориентированно-стружечной плиты (далее – ОСП) толщиной 11 мм, различными вариантами парозащиты и утеплителями (стекловата в матах, ЦИ и стекловата сухой задувки). Условия испытаний были довольно сложные: постоянная RH 50...55% в течение первого года и RH 40% в течение двух последующих лет при температуре в помещении 21 °C в течение зимы с 5500 градусо-сутками отопительного периода. По окончании испытания все 3 конструкции без парозащиты показали неприемлемо высокие уровни плесени, все 4 конструкции с пароизоляцией из полиэтилена оставались на безопасном уровне влажности и не имели роста плесени.

В США необходимость, проницаемость и расположение парозащиты зависят от климатической зоны [58]. Для холодных климатических зон 5 и 6 рекомендуется парозащита класса 2 (0,1...1 перм, например, мембрана с изменяемой проницаемостью или полупаронепроницаемая краска) – она уменьшит влажностные риски в стенах с ЦИ до более целесообразных уровней. Парозащита класса 1 (полиэтилен) рекомендуется только в очень холодной 7 и субарктической зоне 8, поскольку он полностью исключает возможность высыхания ЦИ в сторону помещения.

В [59] проводился влажностный мониторинг конструкции стены с двойным разнесенным деревянным каркасом в новом коттедже в климатической зоне США 5A. В качестве утеплителей использовались ЦИ

¹⁶ Протасевич, А.М. Строительная теплофизика ограждающих конструкций и микроклимат помещений / А.М. Протасевич. – Минск : БНТУ, 2016. – 452 с.

и напыляемый пенополиуретан с открытыми ячейками. На всех стенах имелась внутренняя парозащита класса 3 – покраска по гипсокартонному листу, наружная обшивка была из ОСП. Паропроницаемость ЦИ толщиной 305 мм составила 7...10 perms, или 0,44...0,63 мг/(м·ч·Па), напыляемого ППУ с открытыми ячейками – 7.3 perms, или 0,46 мг/(м·ч·Па). Оба утеплителя в данном случае относятся к 3 классу парозащиты, т.е. они полупаропроницаемы. Содержание влаги в наружных обшивках из ОСП в стенах с ЦИ толщиной 305 мм на протяжении трех зим достигало достаточно больших значений – до 20...33%. Но за лето все стены высыхали до безопасных значений влажности, составляющих 9...12%. При контрольной разборке конструкции стены никаких видимых повреждений вроде роста плесени, изменений цвета, размеров обшивки или наличия влаги обнаружено не было, все материалы были сухие, тогда как предварительные расчеты и ожидания были пессимистичными.

Термовлажностный мониторинг и термографирование конструкций 24 домов с ЦИ приведены в [60; 61]. Среднее содержание влаги, измеренное во всех АИМ в стенах, составляло 13,3%, а в минеральной вате – 13,6%, что говорит об отсутствии существенной разницы в характере накопления влаги различных изоляционных материалов в условиях эксплуатации.

Опыт Швеции и Финляндии свидетельствует о том, что нет необходимости использовать парозащиту в конструкциях с АИМ, но ее применение приводит к более низкому содержанию влаги в строительной оболочке и, следовательно, к более низкому риску отказа конструкции. Примеры строительных конструкций с ЦИ из этих стран характеризуются тем, что практически непроницаемая пароизоляция (полиэтилен) заменяется более проницаемой парозащитой [54]. Ограждающую конструкцию с ЦИ без парозащиты тоже можно построить, но при этом конструкция должна иметь хорошую степень воздухо- и паропроницаемости [56].

В [62] исследовалась диффузия водяного пара в каркасных стенах в финском климате. Заключено, что если внутренняя поверхность стен имеет надлежащую воздухо- и парозащиту, то ЦИ может использоваться наравне с минеральной ватой. Различие между ними в том, что изоляция из натуральных волокон накапливает влагу и сохнет медленнее, чем минеральная вата, но окончательные значения относительной влажности находятся на одном уровне. Результаты испытаний в частности показали:

- в паронепроницаемой (с пароизоляцией) стене нет существенной разницы в значениях RH внутри стены вне зависимости от применения в качестве утеплителя минеральной ваты или гигроскопичного материала из натуральных волокон;
- в паропроницаемой стене возможна конденсация, несмотря на используемый утеплитель – разница лишь в том, что при использовании ЦИ конденсация начинается позже, т.е. влагоемкость гигроскопичных материалов ограничена;
- наличие пароизоляционной пленки не замедляет время сушки конструкции.

Согласно исследованиям, проведенным в Дании [63], при использовании ЦИ в деревянных каркасных конструкциях стен наличие или отсутствие парозащиты не влияет на содержание влаги внутри стены. Поэтому парозащита для ЦИ не обязательна, но при ее отсутствии воздухо- и паропроницаемость конструкции должна быть обеспечена другим способом. Результаты испытаний показали:

- в стенах с парозащитой выбор изоляционного материала (минеральная вата или ЦИ) не оказывает критического влияния на содержание влаги, поскольку максимальное содержание влаги составляло 18% для обоих материалов;
- для стены с ЦИ максимальное накопление влаги составляло 18% (влажность древесины каркаса), независимо от того, была парозащита или нет;
- для стены с минватой использование парозащиты оказывает решающее влияние на содержание влаги во внешних частях стены, поскольку максимальное содержание влаги, обнаруженное в стене без парозащиты, составляло 30% (влажность древесины каркаса).

Преимущества и недостатки паропроницаемых «дышащих» конструкций стен рассмотрены в диссертации [19]. Очевидно, паропроницаемые конструкции более подвержены риску конденсации и появлению плесени, чем конструкции с различной степенью парозащиты. А качественно выполненная парозащита дает также и необходимую воздухо- и паропроницаемость, препятствующую переносу влаги внутрь конструкции воздухом [64]. В [65] показана возможность применения ЦИ в качестве внутренней теплоизоляции без парозащиты, с нанесением штукатурки поверх ЦИ влажного напыления. Не рекомендуется использование ЦИ и минеральной ваты в качестве внутренней теплоизоляции массивных конструкций без парозадерживающего слоя¹⁷.

Воздухопроницаемость

Целлюлозная изоляция эффективно заполняет любые полости, труднодоступные места, щели, зазоры, создает плотный бесшовный изоляционный слой, повышающий герметичность конструкции и энергоэффективность эксплуатации здания. Согласно [66], конструкции с ЦИ обладают сопротивлени-

¹⁷ Блэзи, В. Справочник проектировщика. Строительная физика / В. Блэзи. – М. : Техносфера, 2012. – 616 с.

ем воздухопроницаемости на 38% больше, чем со стекловатой. За счет обеспечения более высокой герметичности здания ЦИ снижает энергозатраты на отопление на 22% в сравнении со стекловатой, а также лучше сохраняет тепло. Более низкая воздухопроницаемость ЦИ приводит к отсутствию естественной конвекции в толще утеплителя и снижает потери тепла зданий, тогда как изоляция из стекловолокна показала снижение термического сопротивления на 35...50%, что было обусловлено тепловым потоком через изоляцию на чердаке, вызванным естественной конвекцией [67]. В [26] сообщается об изменениях влажности ЦИ, возникающих в результате абсорбции воздушной влаги при утечке воздуха через неплотности в конструкции. Несмотря на относительно высокую плотность структуры, ЦИ не может считаться воздушным барьером, и ее использование при новом строительстве или реконструкции следует сочетать с дополнительными мерами по герметизации конструкций.

Акустические свойства

Измеренные акустические свойства строительных конструкций с АИМ примерно такие же, как и для минеральной ваты. В некоторых случаях минеральная вата может обеспечить более высокую звукоизоляцию на низких частотах. Задувка ЦИ плотностью более 50 кг/м³ приведет к некоторому ухудшению звукоизоляции [68]. Известно применение влажно-клеевой ЦИ в качестве бесшовного акустического и огнезащитного покрытия¹⁸.

Пожаробезопасные свойства

При нагревании до температуры 130 °С свойства целлюлозы изменяются лишь незначительно, при 150 °С начинается процесс медленного разрушения целлюлозы, а при температуре выше 160 °С этот процесс ускоряется¹⁹. Термическое разложение ЦИ начинается с температуры 188 °С [7]. Экзотермический распад целлюлозы происходит при нагревании до 275 °С и выше, лигнина – 350...450 °С, гемицеллюлозы – 220 °С.

Воспламеняемость целлюлозных волокон требует добавления в ЦИ антипиренов для достижения приемлемых уровней сопротивления горению и тлению. На отечественном рынке типовыми антипиренами в ЦИ являются борсодержащие добавки в количестве 19% по массе: бура – 7%, борная кислота – 12%. Оптимальное соотношение этих антипиренов определяется формулой [69]:

$$\text{борная кислота} = 11,6 + 0,185 \cdot \text{бура}.$$

Другими добавками могут являться сульфат, тригидрат алюминия, фосфат и сульфат аммония [1].

Бура (тетраборат натрия) $\text{Na}_2\text{B}_4\text{O}_7 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ – соль тетраборной кислоты. Обычная бура (десятиводный гидрат) при нагревании до 80 °С теряет 8 молекул воды, при 100 °С медленно, а при 200 °С быстро отщепляется еще одна молекула воды, в интервале 350...400 °С происходит полное обезвоживание²⁰.

Борная кислота (ортоборная кислота) H_3BO_3 – слабая неорганическая кислота в виде бесцветных кристаллов. При нагревании до 50 °С не теряет воду, но уже при 70 °С теряет воду с образованием метаборной кислоты HBO_2 , а впоследствии обезвоживается до борного ангидрида B_2O_3 .

Бура служит для предотвращения горения, а борная кислота также и для предотвращения тления [70]. Таким образом, в случае пожара бура увлажняет утеплитель и задерживает распространение огня.

В [5] ЦИ высушивали при температуре не выше 65 °С, чтобы предотвратить выделение кристаллической воды из буры и деструкцию кристаллической борной кислоты. Согласно немецкому техническому свидетельству Z-23.11-1236²¹ температура сушки ЦИ составляет 70 °С.

В работе [71] приведен список публикаций по ЦИ до 1987 года, представленный в основном исследованиями пожарной опасности ЦИ и долговечности антипиренов в ее составе. Долговечность борсодержащих добавок исследовалась в ряде работ, ссылки на которые приведены в [72–74]. В [75] было заключено, что скорость сублимации антипиренов слишком мала, чтобы вызывать опасения. Тем не менее дебаты касательно долговечности добавок продолжаются [76]. В 1986 году в городе Пало-Алто, Калифорния насыпная ЦИ со 133 чердаков была протестирована на тление (smoldering combustion) и восприятие теплового потока (critical radiant flux) – только 8 образцов (6%) прошли оба теста. В 1991 году проводилось исследование 29 образцов ЦИ возрастом старше 2 лет с чердаков из разных районов США – только 17% образцов прошли оба теста на огнестойкость по ASTM C739²² [77].

Огневые испытания конструкций стен показывают большую устойчивость ЦИ к огню по сравнению со стекловатой [72; 78], что справедливо и для перекрытий [79–81]. Структура целлюлозных волокон получается более плотной, что замедляет приток воздуха для горения. После разрушения обшивки стены со стороны огневого воздействия внутренняя теплоизоляция продолжает какое-то время защищать

¹⁸ SONASPRAY напыляемое покрытие на основе целлюлозы – Acoustic Group [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.acoustic.ru/productions/ceiling/sonaspray/>. – Дата доступа: 13.03.2018.

¹⁹ Метлицкая, Л.Л. Реставрация произведений графики : метод. рекомендации / Л.Л. Метлицкая, Е.А. Костинова. – М. : ВХНПЦ им. акад. И.Э. Грабаря, 1995. – 183 с.

²⁰ Краткая химическая энциклопедия : в 5 т. ; редкол.: И.Л. Кнунянц (отв. ред.) [и др.]. – М. : Сов. энцикл., 1965.

²¹ Z-23.11-1236. Wärmedämmstoff aus losen, ungebundenen Zellulosefasern-DIBt, 2016.

²² ASTM C739 Standard Specification for Cellulosic Fiber Loose-Fill Thermal Insulation.

обшивку с противоположной стороны. Эта защита составляет примерно 5...10 минут для стекловаты, 10...15 мин – для каменной ваты и 25...30 мин – для ЦИ.

Сухая задувка ЦИ показала на 41% лучшую огнестойкость, чем ЦИ, нанесенная влажным напылением [82]. Огневые испытания конструкций с ЦИ также проводились в работах [83–85].

В США, основываясь на проведенных испытаниях по ASTM E119²³, принято, что для деревянной каркасной стены применение ЦИ плотностью не менее 41,7 кг/м³ (а для каменной и стекловаты плотностью не менее 52,9 и 32 кг/м³ соответственно) дополнительно повышает огнестойкость конструкции на 15 минут согласно IBC²⁴ п. R722.6.2.5. Целлюлозная изоляция также может использоваться в качестве огнезащитного барьера (толщиной и плотностью не менее 38 мм и 25,5 кг/м³) поверх слоя полимерных утеплителей (EPS, XPS, PUR, PIR) согласно IRC²⁵ п. R316.5.3.

Фунгицидные свойства

Если целлюлозная изоляция защищена от плесени борсодержащими добавками, риск роста плесени в материале не больше, чем в других изоляционных материалах. Поскольку важно избегать роста плесени и других микроорганизмов в изоляционных материалах, как органических, так и неорганических, важно, чтобы они были сухими [86]. Лабораторные исследования [87–89] показывают, что ЦИ, обработанная соединениями бора, вряд ли проявит рост плесени, даже если ее подвергать искусственно высоким концентрациям жизнеспособных спор грибов. Тот факт, что темпы роста уменьшались в контрольных образцах и отсутствие очевидного роста грибов на зараженных образцах, говорит, что ЦИ является сложным субстратом для разрушения и, следовательно, требует высокой активности воды и специализированных видов грибов, приспособленных к разрушению целлюлозы и росту в ЦИ.

При отсутствии возможности высыхания ЦИ влажного нанесения возможно появление плесени, особенно при использовании пароизоляции [52]. Рост плесени в конструкциях с ЦИ влажного нанесения исследовался в [90; 91]. Плесень была обнаружена в некоторых местах. Сделан вывод, что бораты в качестве фунгицида могут быть эффективными при определенных концентрациях против определенных видов плесени, но не против других. В работах [57; 59] упоминается, что в ЦИ рост плесени меньше чем в стекловате при равных условиях. Согласно Декларации экологического продукта от Европейской ассоциации целлюлозной изоляции [34] ЦИ не является благоприятной средой для роста грибов.

Коррозионные свойства

Несмотря на то, что ЦИ является почти нейтральной химической средой – водородный показатель $pH = 7,2...7,3$ ²⁶ – химические добавки в ее составе при повышенной влажности могут вызывать коррозию контактирующих с ней металлических конструкций, труб, проводов и крепежных элементов. В [92; 93] на протяжении 190 дней испытывались конструкции стен с различными утеплителями. Все образцы купонов в ЦИ показали коррозию, но без значительной потери массы металлов. При этом в образцах с каменной и стеклянной ватой коррозии не наблюдалось, из-за низкой сорбции водяного пара у этих материалов. В [94] проводились долгосрочные коррозионные испытания (время испытания 35 000 часов или 4 года) стальных тонкостенных профилей в контакте с разными утеплителями. Результаты показывают, что ЦИ способствует коррозии цинка в условиях повышенной относительной влажности воздуха (RH 85%), но продуктов коррозии металла не было обнаружено ни в одном из образцов. Нет никаких признаков коррозии цинка на образцах с минеральной ватой. В случае непрерывной конденсации (RH 100%) поверхностная коррозия стали была найдена во всех образцах. Добавки из буры и борной кислоты были активны – они повторно кристаллизуются на поверхности металла, в результате чего коррозия поверхности металла в образцах с ЦИ усиливается в сравнении с другими образцами. Согласно американскому стандарту ASTM C739 ЦИ должна проходить тест на коррозию. В первую очередь, это относится к распространенным в США смесям ЦИ на основе солей аммония, вызывающих сильную коррозию металлов [57; 95].

Согласно австралийскому стандарту AS/NZS 4859.1²⁷ п. 5.2.2, если огнезащитная композиция является единственной добавкой и представляет собой смесь борной кислоты и буры, при этом бура составляет от 15 до 35% от массы смеси, а общее количество огнезащитного вещества составляет не менее 17% от конечного продукта по массе, то этот продукт следует рассматривать как не вызывающий коррозию, и проведение испытаний на коррозию не требуется.

Долговечность

Расчетный срок службы ЦИ принимают равным 50 лет, но фактический может быть значительно больше. В [96] обследовано 32 дома с ЦИ со сроком эксплуатации 2...9 лет – особых проблем, связанных с ЦИ, не выявлено. Циклические испытания ЦИ на температурно-влажностные воздействия в количестве 50 циклов проводились в работе [6]. Для вертикально уложенной ЦИ плотностью 65 кг/м³ в стене изменение коэффициента теплопроводности составило 3,8%, что позволяет прогнозировать сохранение теп-

²³ ASTM E119 Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials.

²⁴ 2018 International Building Code.

²⁵ 2018 International Residential Code for One- and Two-Family Dwellings.

²⁶ Nu-Wool. Fire and Sound Cellulose Insulation. Safety data sheet [Electronic resource]. – Mode of access: <http://www.nuwool.com>.

²⁷ AS/NZS 4859.1-2002 Materials for the thermal insulation of buildings – General criteria and technical provisions.

лозащитных свойств ЦИ в процессе эксплуатации более 40 лет и свидетельствует о том, что временной ресурс эксплуатации может быть увеличен.

В случае прямого и длительного попадания воды на слой ЦИ (когда вода течет сквозь слой изоляции) бура и борная кислота вымываются, поэтому после подобных аварий рекомендуется производить замену изоляционного слоя. Известно, что в 1 л воды можно растворить 49 г борной кислоты или 51 г буры. Испытания [97] показали, что при погружении образцов ЦИ массой 16...60 г с содержанием 4% борной кислоты и 4% буры в 1 л воды за 30 мин растворялось 50...65% соединений бора, независимо от длительности нахождения ЦИ в воде. Намокание ЦИ приводит к недопустимой усадке. В ИвГПУ²⁸ проведено исследование ряда утеплителей, в том числе и ЦИ, на предмет их поведения при наступлении форс-мажорной ситуации – прорыва системы отопления или водоснабжения дома. Установлено, что ЦИ, пропитавшись водой, дала усадку около 30% по объему и после высыхания не восстановила исходный объем.

Техническое регулирование

Нормативное техническое регулирование использования ЦИ существует в США с 1978 года [70], в Австралии с 1981, в Австрии и Германии – с 1985. Существует ряд ассоциаций производителей ЦИ²⁹. Согласно СТБ EN ISO 10456-2011³⁰ ЦИ имеет следующие свойства: теплоемкость $c = 1,6$ кДж/(кг·К); сорбционная влажность при 23 °С и 50% относительной влажности воздуха: $u_{23,50} = 11\%$; при 23 °С и 80% влажности: $u_{23,80} = 18\%$. Свойства ЦИ в ЕС для каждого производителя оцениваются в технических свидетельствах на основе EAD 040138-00-1201³¹, разработанного с учетом современных технических и научных знаний.

Выборочные свойства ЦИ из некоторых европейских технических свидетельств сведены в таблицу 4.

Таблица 4. – Технические свойства целлюлозной изоляции в ЕС

Наименование показателя	По ³²	По ³³
Термическое сопротивление по EN 12667, Вт/(м·К)		
$\lambda_{(10, dry, 90/90)}$	0,0371	0,0388
$\lambda_{(10, dry, limit)}$	0,0367	–
Декларируемое термическое сопротивление по EN 10456, Вт/(м·К)		
$\lambda_{D(23,50) cat1}$	0,039	0,040
$\lambda_{D(23,50) cat2}$	0,038	–
Сорбционная влажность, %		
$u_{23,50}$ (RH 50%)	6,8	9,2
$u_{23,80}$ (RH 80%)	11,1	15,2
предельная	14	–
Коэффициенты конверсии массового содержания влаги, кг/кг		
f_{u1} (dry – 23/50)	0,47	0,24
f_{u2} (23/50 – 23/80)	0,58	0,42
Осадка по ISO/CD 18393:2002-08, %		
для чердаков при 31 кг/м ³ (Method A)	8	–
для чердаков при 33 кг/м ³ (Method D, 40 °С и RH 90%)	10	–
для чердаков при 37 кг/м ³ (Method A)	–	10
для чердаков при 37 кг/м ³ (Method D, 40 °С и RH 90%)	–	15
для стен при 38 кг/м ³ (Method C)	0	–
для стен при 56 кг/м ³ (Method C)	–	0
Сопротивление воздухопроницаемости по EN 29053, кПа·с/м ²		
при 30 кг/м ³	5,3	–
при 40 кг/м ³	–	9,0
при 50 кг/м ³	25,1	17,6
Еврокласс горючести по EN 13501-1 (при плотности > 40 кг/м ³)		
> 40 мм	E	E
> 100 мм	B-s2, d0	D-s2, d0

²⁸ Письменский, В.Д. Эковата без прикрас [Электронный ресурс] / В.Д. Письменский. – Режим доступа: <http://forum.vashdom.ru/attachments/ekovata-i-ekologia-pdf.20291>.

²⁹ CIMA. (North American) Cellulose Insulation Manufacturers Association [Electronic resource]. – Mode of access: <http://cellulose.org/index.php> <http://cellulose.org/index.php>.

ECIA. European Cellulose Insulation Association [Electronic resource]. – Mode of access: <http://www.ecia.eu.com/>.

ACIMA. Australian Cellulose Insulation Manufacturers' Association [Electronic resource]. – Mode of access: <https://www.acima.asn.au/>.

³⁰ Материалы и изделия строительные. Теплотехнические свойства. Методики определения нормируемых и расчетных значений : СТБ EN ISO 10456-2011.

³¹ EAD 040138-00-1201 In-situ formed loose fill thermal and/or acoustic insulation products made of vegetable fibres.

³² Z-23.11-1236. Wärmedämmstoff aus losen, ungebundenen Zellulosefasern.

ETA-06/0076. Dämmstoff aus losen, ungebundenen Zellulosefasern.

³³ ETA-13/0623. In-situ formed loose fill thermal insulation material made of cellulose fibres.

В отечественных стандартах ЦИ присутствует в нескольких СТО³⁴. В таблицах 5–6 представлены данные из СТО 67386386-002-2011, которые достаточно хорошо согласуются с зарубежными исследованиями.

Таблица 5. – Технические показатели ЦИ сухого нанесения по СТО 67386386-002-2011

Наименование показателя	Значение показателя при плотности материала, кг/м ³		
	40±5	60±5	80±5
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии при температуре 25±2 °С, Вт/(м·°С), не более	0,040	0,041	0,042
Коэффициент паропроницаемости, мг/(м·ч·Па)	0,33±0,05		
Коэффициент воздухопроницаемости, кг/м·ч·Па	0,3±0,05	0,4±0,05	0,1±0,05
Сорбционная влажность, %, соответствующая:			
- условиям эксплуатации «А»	15±2		
- условиям эксплуатации «Б»	20±2		
Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С), при сорбционной влажности, соответствующей:			
- условиям эксплуатации «А», не более	0,042	0,045	0,048
- условиям эксплуатации «Б», не более	0,052	0,055	0,058
Сжимаемость, под удельной нагрузкой 2000 Па (0,02 кгс/см ²), %	28±2	22±2	20±2
Упругость, %	80±2	86±2	90±2
Кислотное число (рН), не более	8		

Таблица 6. – Технические показатели ЦИ влажного нанесения по СТО 67386386-002-2011

Наименование показателя	Значение показателя
Плотность в сухом состоянии, кг/м ³	80±10
Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии при температуре 25±2 °С, Вт/(м·°С), не более	0,046
Коэффициент паропроницаемости, мг/(м·ч·Па)	0,3±0,05
Коэффициент воздухопроницаемости, кг/(м·ч·Па)	0,2±0,05
Сорбционная влажность, %, соответствующая:	
- условиям эксплуатации «А»	10±2
- условиям эксплуатации «Б»	20±2
Коэффициент теплопроводности, Вт/(м·°С), при сорбционной влажности, соответствующей:	
- условиям эксплуатации «А», не более	0,065
- условиям эксплуатации «Б», не более	0,090

Пожарно-технические свойства отечественной ЦИ зависят от производителя и количества антипиренов в ее составе и сведены в таблицу 7.

Таблица 7. – Пожарно-технические показатели отечественной ЦИ

Наименование показателя	Значение
Горючесть по ГОСТ 30244, группа	Г1...Г3, в основном Г2
Воспламеняемость по ГОСТ 30402, группа	В1...В3, в основном В2
Дымообразующая способность по ГОСТ 12.1.044, группа	Д1...Д3, в основном Д2
Токсичность продуктов горения по ГОСТ 12.1.044, группа	Т3

Выводы

В строительстве необходимо внедрять и использовать экономически эффективные и экологически чистые материалы, снижающие энергоемкость строительства. Обзор литературы показал, что целлюлозная изоляция (далее – ЦИ) соответствует всем необходимым требованиям и обладает рядом ключевых экологических преимуществ по сравнению с другими изоляционными материалами. Обоснованы сле-

³⁴ Теплозащитные свойства ограждающих конструкций зданий : СТО 00044807-001-2006.

Организация и проведение работ по утеплению ограждающих конструкций зданий теплозвукоизоляционным материалом «Эковата» : СТО 67386386-002-2011.

Проектные решения наружных стен и перекрытий зданий с применением теплозвукоизоляционного материала «Эковата» СТО 68667359-003-2011.

дующие технические свойства и показатели ЦИ: минимальная величина плотности ЦИ сухой задувки в вертикальных конструкциях, обеспечивающая гарантированную безусадочность – 55...60 кг/м³, а на горизонтальных конструкциях осадка составляет до 15%; расчетное значение теплопроводности отечественной ЦИ сухой задувки рекомендуется принимать в среднем не менее 0,045 Вт/(м·К); коэффициент паропроницаемости ЦИ может приниматься в среднем равным 0,54 мг/(м·ч·Па); удельную теплоемкость ЦИ принимать равной 1,6 кДж/(кг·К). Рассмотренные исследования показывают отсутствие существенной разницы в характере накопления влаги целлюлозной и минераловатной изоляции в условиях эксплуатации Дании, Швеции, Финляндии, при этом относительная влажность воздуха при эксплуатации ЦИ не должна превышать 85%. ЦИ обладает низкой воздухопроницаемостью, что приводит к отсутствию естественной конвекции в толще утеплителя и снижает потери тепла зданий. ЦИ не является благоприятной средой для роста грибов. Антипиреновые добавки на основе солей аммония должны применяться в ЦИ осторожно, так как могут вызывать сильную коррозию металлов и являются недолговечными – со временем они разлагаются при эксплуатационной влажности с выделением неприятного аммиачного запаха. Количество антипиреновых добавок на основе соединений бора должно соответствовать европейскому уровню и не превышать 5% по массе ЦИ; температура эксплуатации/сушки такой ЦИ должна быть меньше 70 °С для предотвращения потерь пожаробезопасных свойств соединений бора. Попадание жидкости на ЦИ приводит к вымыванию добавок и необратимой усадке материала до 30%, поэтому в случае аварийного намокания следует производить замену изоляции.

Приведенная информация по свойствам и ограничениям целлюлозной изоляции позволяет с пониманием пределов закладывать ЦИ в проекты и может расширить внедрение ЦИ в строительную практику. Рекомендуется рассмотреть возможность проведения отечественных испытаний ЦИ с официальным внесением ЦИ в действующие технические нормативно-правовые акты.

ЛИТЕРАТУРА

1. A review on the properties of cellulose fibre insulation / P. Lopez Hurtado [et al.] // Build. Environ. – 2016. – Vol. 96. – P. 170–177.
2. Гнип, И.Я. Теплофизические свойства эковаты / И.Я. Гнип, В.И. Кершулис, С.А. Веялис // Строительные материалы. – 2000. – № 11. – С. 25–27.
3. Веялис, С.А. Обследование влажности эковаты в облегченных кирпичных стенах зданий с нормальным тепловлажностным режимом / С.А. Веялис, И.Я. Гнип, В.И. Кершулис // Строительные материалы. – 2001. – № 7. – С. 19–21.
4. Майсурадзе, Н.В. Исследование теплофизических свойств эковаты в ограждающих конструкциях / Н.В. Майсурадзе, Н.А. Трофимова, А.Г. Петухова // Строительные материалы. – 2009. – № 8. – С. 48–49.
5. Кетов, А.А. Исследование экологической опасности теплоизоляционного материала эковата / А.А. Кетов, П.А. Кетов, М.П. Красновских // Строительные материалы. – 2016. – № 5 – С. 78–80.
6. Кресова, Е.В. Исследование теплопотерь индивидуального жилого дома, построенного с применением местных теплоизоляционных материалов / Е.В. Кресова, Д.Ю. Кужелко, С.П. Кундас // Журн. Белорус. гос. ун-та. – 2017. – № 4. – С. 92–99.
7. Anvendelse af alternative isoleringsmaterialer / C. Pedersen [et al.], 2003. – 158 p.
8. Rasmussen, T.V. Praktiske erfaringer med alternative isoleringsmaterialer / T.V. Rasmussen, K.F. Hansen. – 2004. – 74 p.
9. Berge, B. The ecology of building materials / B. Berge, 2009. – 447 p.
10. Siddiqui, S.A. A handbook on cellulose insulation / S.A. Siddiqui. – R.E. Krieger Pub. Co, 1989. – 178 p.
11. Triboulot, P. L'isolation en ouate de cellulose principes et mise en oeuvre / P. Triboulot, E. Mougel, J. Brillard. – 2010. – 94 p.
12. Bomberg, M. EE9-1 innovative materials: bio-fiber batts and boards / M. Bomberg, G. Chrenka // Proceedings of BEST-2 conference. – 2010. – P. 12–14.
13. Kwon, Y.C. Cellulose Insulation for Use as Building Insulation in Korea / Y.C. Kwon, D.W. Yarbrough. – 2017. – Vol. 70, № Amsce. – P. 75–79.
14. Kwon, Y.C. A Comparison of Korean Cellulose Insulation with Cellulose Insulation Manufactured in the United States of America / Y.C. Kwon, D.W. Yarbrough // J. Build. Phys. – 2004. – Vol. 27, № 3. – P. 185–197.
15. Vejelis, S. Performance of Loose-Fill Cellulose Insulation / S. Vejelis, I. Gnipas, V. Keršulis // Mater. Sci. – 2006. – Vol. 12, № 4. – P. 2–4.
16. Фриштер, Ю.В. Технология строительства энергоэффективных домов / Ю.В. Фриштер // Строительные материалы. – 2009. – № 4. – С. 121–122.
17. National Toxicology Program. NTP Toxicity study report on the atmospheric characterization, particle size, chemical composition, and workplace exposure assessment of cellulose. Toxicity Report Series Number 74. NIH Publication No. 06-5963 / National Toxicology Program. – 2006. – 1-62, A1-C2 p.
18. ECHA. Background document to RAC and SEAC opinions on inorganic ammonium salts / ECHA, 2015. – 227 p.

19. Vinha, J. Hygrothermal performance of timber-framed external walls in Finnish climatic conditions: A method for determining the sufficient water vapour resistance of the interior lining of a wall assembly / J. Vinha. – Ph.D. thesis, Tampere University of Technology, 2007. – 380 p.
20. BENZ24. Ökologische Dämmstoffe – Der Ratgeber [Electronic resource] / BENZ24. – Mode of access: https://benz24.de/media/landingpages/ratgeber/ebook/oekologisch_daemmen/leitfaden-ratgeber-oekologische-daemmstoffe.pdf.
21. Дубатовка, А.И. Огневые испытания стеновых панелей с каркасом из тонкостенных холодноформованных профилей со сборной обшивкой из стекломagneйного листа / А.И. Дубатовка // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 8. – С. 57–61.
22. Дубатовка, А.И. Современные конструктивные решения каркасных зданий с применением легких ограждающих конструкций / А.И. Дубатовка // Вестн. Брест. гос. техн. ун-та. – 2016. – Т. 1. – С. 102–108.
23. Dubatovka, A.I. Fire tests of cold-formed steel structures. Wall slab with magnesium oxide assembled cladding / A.I. Dubatovka, R.V. Tverdokhlebov, S. Starovoi'tov // Proc. of the 7th European Conference on Steel and Composite Structures EUROSTEEL 2014, 10–12 Sept. 2014. – Naples, Italy : ECCS European Convention for Constructional Steelwork, 2014. – P. 1–6 (11/41–395).
24. McConnell, E.E. Summary of data for chemical selection. Cellulose insulation / E.E. McConnell. – 1994. – 25 p.
25. Chemical and physical properties of processed newspaper compared to wheat straw and wood shavings as animal bedding / P.L. Ward [et al.] // J. Dairy Sci. – 2000. – Vol. 83, № 2. – P. 359–367.
26. Derome, D. Moisture Accumulation in Cellulose Insulation Caused by Air Leakage in Flat Wood Frame Roofs / D. Derome // J. Build. Phys. – 2005. – Vol. 28, № 3. – P. 269–287.
27. Fink, H.-P. Progress in cellulose shaping: 20 years industrial case studies at Fraunhofer IAP / H.-P. Fink, J. Ganster, A. Lehmann // Cellulose. – 2014. – Vol. 21, № 1. – P. 31–51.
28. Jones, C. Embodied Energy and Carbon – The ICE Database v.2.0 [Electronic resource] / C. Jones, G. Hammond. – Mode of access: <http://www.circularecology.com/embodied-energy-and-carbon-footprint-database.html>. – Дата доступа: 22.03.2018.
29. Zabalza Bribián, I. Life cycle assessment of building materials: Comparative analysis of energy and environmental impacts and evaluation of the eco-efficiency improvement potential / I. Zabalza Bribián, A. Valero Capilla, A. Aranda Usón // Build. Environ. – 2011. – Vol. 46, № 5. – P. 1133–1140.
30. A comparative Life Cycle assessment of building insulation products made of stone wool, paper wool and flax / A.C. Schmidt [et al.] // Int. J. Life Cycle Assess. – 2004. – Vol. 9, № 1. – P. 53–66.
31. Takano, A. A multidisciplinary approach to sustainable building material selection: A case study in a Finnish context / A. Takano, M. Hughes, S. Winter // Build. Environ. – 2014. – Vol. 82. – P. 526–535.
32. Tettey, U.Y.A. Effects of different insulation materials on primary energy and CO₂ emission of a multi-storey residential building / U.Y.A. Tettey, A. Dadoo, L. Gustavsson // Energy Build. – 2014. – Vol. 82. – P. 369–377.
33. Дубатовка, А.И. Экологическая безопасность соединений бора в целлюлозной изоляции / А.И. Дубатовка // Журн. Белорус. гос. ун-та. Экология. – 2018.
34. ECIA. Environmental Product Declaration. Loose fill cellulose insulation [Электронный ресурс] / ECIA. – Режим доступа: http://ecia.eu.com/files/news/20180118 EPD_Core_ECIA-version 2.4.pdf. – Дата доступа: 12.03.2018.
35. Rasmussen, T.V. Sætningsfri indblæsning af løsfyldsisolering i vægge / T.V. Rasmussen, 2001. – 77 p.
36. Rasmussen, T.V. Modelling Settling of Loose-fill Insulation in Walls, Part I / T.V. Rasmussen // J. Build. Phys. – 2000. – Vol. 25. – P. 129–141.
37. Rasmussen, T.V. Modelling Settling of Loose-fill Insulation in Walls, Part II Determination of Coefficients / T.V. Rasmussen // J. Build. Phys. – 2001. – Vol. 25, № January 2002. – P. 189–208.
38. Rasmussen, T.V. Verification of Density Predicted for Prevention of Settling of Loose-fill Cellulose Insulation in Walls / T.V. Rasmussen // J. Build. Phys. – 2003. – Vol. 27, № 1. – P. 49–69.
39. Rasmussen, T.V. Prediction of density for prevention of settling of hygroscopic and nonhygroscopic loose-fill insulation in walls / T.V. Rasmussen // J. Therm. Envel. Build. Sci. – 2005. – Vol. 28, № 3. – P. 245–267.
40. Salonvaara, M. Impact of Weather on Predicting Drying Characteristics of Spray-Applied Cellulose Insulation / M. Salonvaara, M. Pazera, A. Karagiozis // Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Buildings XI. – 2010. – 14 p.
41. The properties of cellulose insulation applied via the wet spray process / P. Lopez Hurtado [et al.] // Build. Environ. – 2016. – Vol. 107. – P. 43–51.
42. Nielsen, B.L. Alternativ isolering i Tyskland / B.L. Nielsen, M. Pedersen, 1999. – 73 p.
43. Uncertainty in the thermal conductivity of insulation materials / F. Domínguez-Muñoz [et al.] // Energy Build. – 2010. – Vol. 42, № 11. – P. 2159–2168.
44. Nicolajsen, A. Thermal transmittance of a cellulose loose-fill insulation material / A. Nicolajsen // Build. Environ. – 2005. – Vol. 40, № 7. – P. 907–914.
45. An experimental data set for benchmarking 1-D, transient heat and moisture transfer models of hygroscopic building materials. Part II: Experimental, numerical and analytical data / P. Talukdar [et al.] // Int. J. Heat Mass Transf. – 2007. – Vol. 50, № 25–26. – P. 4915–4926.

46. Sandberg, P.I. Determination of the Effects of Moisture on the Thermal Transmissivity of Cellulose Fiber Loose-Fill Insulation / P.I. Sandberg // *Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Buildings III*. – 1992. – P. 517–525.
47. Experimental Investigation of the Hygrothermal Performance of Insulation Materials / K.K. Hansen [et al.] // *Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Buildings VIII*, 2001. – 10 p.
48. Varme- og fugttekniske undersøgelser af alternative isoleringsmaterialer [Электронный ресурс] / K.K. Hansen [et al.]. – Режим доступа: <http://www.alternativisolering.dk/resumeer/bkm-ibe.htm>. – 1999. – 37 p.
49. Rode, C. Organic Insulation Materials : Effect on Indoor Humidity and Necessity of a Vapor Barrier / C. Rode // *Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Buildings VII*. – 1998. – P. 109–121.
50. Hansen, K.K. Sorption isotherms – A catalogue / K.K. Hansen, 1986. – 142 p.
51. CMHC. Wet-Sprayed Cellulose Insulation in Wood-Frame Construction Introduction, Research & Development Highlights Technical Series 90-240, Edmonton, Canada / CMHC. – 1990.
52. Godish, T.J. Mold Infestation of Wet Spray-Applied Cellulose Insulation / T.J. Godish, D.R. Godish // *J. Air Waste Manag. Assoc.* – 2006. – Vol. 56, № 1. – P. 90–95.
53. Vrána, T. Comparison of fibrous insulations – Cellulose and stone wool in terms of moisture properties resulting from condensation and ice formation / T. Vrána, K. Gudmundsson // *Constr. Build. Mater.* – 2010. – Vol. 24, № 7. – P. 1151–1157.
54. Hansen, M.H. Brug af alternativ isolering i Finland og Sverige / M.H. Hansen, S.S. Eriksen. – 2000. – 64 p.
55. Moisture Buffer Value of Materials in Building / C. Rode [et al.] // *J. ASTM Int.* – 2007. – Vol. 4, № 5. – 12 p.
56. Niemelä, T. Carbon Dioxide Permeability of Cellulose-Insulated Wall Structures / T. Niemelä, J. Vinha, R. Lindberg, 2000. – P. 55.
57. Rose, W.B. Temperature and Moisture Performance of Wall Assemblies with Fiberglass and Cellulose Insulation / W.B. Rose, D.J. McCaa // *Thermal Performance of the Exterior Envelopes of Buildings VII*. – 1998. – P. 133–144.
58. Guide to determining climate regions by county / M.C. Baechler [et al.]. – Vol. 7.3, 2015. – 50 p.
59. Ueno, K. BA-1501: Monitoring of Double-Stud Wall Moisture Conditions in the Northeast About / K. Ueno, 2015. – 72 p.
60. Rasmussen, T.V. Måling på alternative isoleringsmaterialer / T.V. Rasmussen, A. Nicolajsen. – 2004. – 96 p.
61. Rasmussen, T.V. Assessment of the performance of organic and mineral-based insulation products used in exterior walls and attics in dwellings / T.V. Rasmussen, A. Nicolajsen // *Build. Environ.* – 2007. – Vol. 42, № 2. – P. 829–839.
62. Vinha, J. Drying rate of timber-framed external wall assemblies in Nordic climate / J. Vinha, P. Käkälä // *Performance of Exterior Envelopes of Buildings IX*. – Florida, 2004. – P. 11.
63. Fugtsikre træfacader. Fugtindhold i højisolerede træfacader (in Danish. Moisture-safe timber frame walls. Moisture content insuperinsulated timber frame walls) / T. Andersen [et al.], 2002. – 95 p.
64. Hagentoft, C.-E. Moisture Conditions in a North Facing Wall with Cellulose Loose Fill Insulation: Constructions with and without Vapor Retarder and Air Leakage / C.-E. Hagentoft, L.-E. Harderup // *J. Build. Phys.* – 1996. – Vol. 19, № 3 – P. 228–243.
65. Kautsch, P. Zellulose-Innendämmung ohne Dampfsperre / P. Kautsch. – Wien, 2005. – 112 p.
66. Boonyartikarn, S. Fiber Glass vs. Cellulose Installed Performance / S. Boonyartikarn, S.R. Spiezle, 1990.
67. Wilkes, K.E. Thermal performance of fiberglass and cellulose attic insulations / K.E. Wilkes, P.W. Childs // *Performance of the Exterior Envelopes of Buildings V*. – Clearwater Beach, Florida, 1992. – P. 357–367.
68. Pedersen, D.B. Bygningsakustiske egenskaber for bygningsdele med alternative isoleringsmaterialer / D.B. Pedersen, 2003. – 55 p.
69. Day, M. Combustibility of loose fiber fill cellulose insulation: The role of borax and boric acid / M. Day, D.M. Wiles // *J. Therm. Envel. Build. Sci.* – 1978. – Vol. 2, № 1 – P. 30–39.
70. Sprague, R.W. The Use of Boron Products in Cellulose Insulation / R.W. Sprague, K.K. Shen // *J. Therm. Insul.* – 1979. – Vol. 2, № 4 – P. 161–174.
71. Chiou, N. A Review of the Literature: Fire Retardants in Cellulosic Insulation / N. Chiou, D.W. Yarbrough // *J. Therm. Envel. Build. Sci.* – 1987. – Vol. 10, № 3 – P. 219–224.
72. National Fiber. Cellulose Insulation and Fire Safety [Электронный ресурс] / National Fiber. – Режим доступа: <http://www.nationalfiber.com/docs/CelluloseInsulationandFireSafety0909.pdf>.
73. Applegate Insulation. New Data on Fire Safety of Aged Cellulose Insulation [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.applegateinsulation.com/Product-Info/Technical-Pages/249492.aspx>. – Дата доступа: 12.03.2018.
74. Lea, D. Cellulose: Building insulation with high recovered content, low embodied energy / D. Lea // *Green Build. Mater. 96 Conf.* – 1996. – Vol. 1. – 4 p.
75. Chiou, N. Permanency of boric acid used as a fire retardant in cellulosic insulation / N. Chiou, D. Yarbrough // *Energy Build.* – 1990. – Vol. 14. – P. 351–361.

76. Fallis, A. Thermal properties and use of cellulosic insulation produced from recycled paper / A. Fallis // J. Chem. Inf. Model. – 2013. – Vol. 53, № 9. – P. 1689–1699.
77. Dowds, T.J.J. A Field Study of the Fire Resistance Characteristics of Aged Loose-Fill Insulations: An Update / T.J.J. Dowds, L.J.J. Infante, E. Pentz // J. Therm. Envel. Build. Sci. – 1991. – Vol. 15, № 1. – P. 45–56.
78. CIMA. The burning question: the truth about cellulose insulation & fire [Электронный ресурс] / CIMA. – Режим доступа: <http://cellulose.org/userdocs/SpecialReport01-TheBurningQuestion.pdf>. – Дата доступа: 13.03.2018.
79. Sultan, M.A. Results of Fire Resistance Tests on Full-Scale Floor Assemblies / M.A. Sultan, Y.P. Sèguin, P. Leroux. – 1998. – 189 p.
80. Results of Fire Resistance Tests on Small-Scale Floor Assemblies / M.A. Sultan [et al.], 2000. – 80 p.
81. Results of Fire Resistance Tests on Full-Scale Floor Assemblies – Phase II / M.A. Sultan [et al.], 2005. – 661 p.
82. CMHC. Results of Fire Resistance Tests on Small-Scale Insulated and Non-Insulated Gypsum Board Protected Wall Assemblies // J. Build. Phys. – 1997. – Vol. 21, № 2. – P. 128–136.
83. Sultan, M.A. Results of Fire Resistance Tests on Full-Scale Gypsum Board Wall Assemblies / M.A. Sultan, Loughheed. – 2002.
84. Lionel, A. Fire Performance of Loose Fill Cellulosic Insulation in Residential Occupancies – A Progress Report / A. Lionel, 1980. – 58 p.
85. Kolarkar, P.N. Structural and Thermal Performance of Cold-formed Steel Stud Wall Systems under Fire Conditions / P.N. Kolarkar. – Ph.D. thesis, Queensland University of Technology, 2010. – 412 p.
86. Hansen, M.H. Skimmelsvampevækst i organiske isoleringsmaterialer / M.H. Hansen, 2002. – P. 15.
87. Herrera, J. Assessment of fungal growth on sodium polyborate-treated cellulose insulation / J. Herrera // J. Occup. Environ. Hyg. – 2005. – Vol. 2, № 12. – P. 626–632.
88. Herrera, J. The sporocidal and sporostatic effect of sodium polyborate and boron-treated cellulose insulation on common indoor fungal species / J. Herrera, M.E. Omodon, C.L. Dillavou // Micol. Apl. Int. – 2007. – Vol. 19, № 2. – P. 35–49.
89. Herrera, J. Sodium Polyborate-Based Additives on Recycled Cellulose Insulation Kill or Prevent Germination of Common Indoor Fungi / J. Herrera // Building Enclosure Science and Technology (BEST). – Minneapolis, 2008. – P. 1–10.
90. Moisture Performance of a Contemporary Wood-Frame House Operated at Design Indoor Humidity Levels / C. Carll [et al.]. – 2007.
91. Occurrence of Mold in a Two-Story Wood-Frame House Operated at Design Indoor Humidity Levels / C.A. Clausen [et al.], 2009.
92. Sheppard, K. Corrosiveness of Residential Thermal Insulation Materials under Simulated Service Conditions / K. Sheppard, R. Weil, A. Desjarlais // Insulation Materials, Testing and Applications. – ASTM International, 1990. – P. 634–653.
93. Comparisons of Several Accelerated Corrosiveness Test Methods for Thermal Insulating Materials / K. Sheppard [et al.] // Corros. Met. Under Therm. Insul. – 1985. – P. 220–230.
94. Nieminen, J. Hygrothermal performance of light steel-framed walls / J. Nieminen, M. Salonvaara, 2000. – 29 p.
95. Cellulose Insulation and Corrosion [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://www.chemaxx.com/cellulose.html>. – Дата доступа: 11.03.2018.
96. Nielsen, B.L. Alternativ isolering – undgå byggeskader / B.L. Nielsen, L. Olsen, 2004. – 102 p.
97. Dahi, Z. Recyclingfähige Dämmstoffe aus Altpapier für Syrien : Dr.-Ing. Dissertation / Z. Dahi ; Universität Kassel, 2012. – 195 p.

Поступила 15.06.2018

A REVIEW OF THE TECHNICAL PROPERTIES OF CELLULOSE INSULATION

A. DUBATOUKA, R. TVERDOKHLEBOV

Cellulose insulation (CI) made from recycled paper, has a low embodied energy and good thermal conductivity. However, due to a lack of information in Russian on the technical properties of CI and the experience of application, CI is little used in comparison with traditional insulating materials. A review and structure of existing scientific information on CI was conducted. The history and volumes of CI application, its composition and production technology, ecological, mechanical, thermal, moisture, acoustic, fire, fungicidal, corrosive properties, durability, modern technical regulation are considered. The provided information answers a number of the vital issues and confirms relevance of the use of CI in construction. Relatively high operational properties of foreign CI manufacturers indicate the prospects of further improvement of the domestic CI.

Key words: cellulose insulation, waste paper, recycled paper, organic fibrous materials, insulating materials, life cycle assessment, settling, vapor retarder, vapor barrier, properties.

УДК 693.54.4:620.192.52:693.547

УСАДОЧНЫЕ ДЕФОРМАЦИИ МОДИФИЦИРОВАННОГО БЕТОНА. ПРИЧИНЫ И СПОСОБЫ УСТРАНЕНИЯ

канд. техн. наук, доц. **Н.Н. КАЛИНОВСКАЯ;**
(Белорусский национальный технический университет, Минск)
канд. техн. наук **Д.С. КОТОВ; Е.В. ЩЕРБИЦКАЯ**
(Институт БелНИИС, Минск)

Рассматриваются причины образования в бетонных конструкциях различного рода трещин, влияние таких деформаций на их эксплуатационные свойства и долговечность. Представлены результаты анализа причин появления внутренних напряжений, приводящих к трещинообразованию в элементе с учетом всех стадий его производства. Приведены данные по влиянию SRA-добавки на потерю влаги из бетонной смеси в возрасте до 20 часов, а также сравнение появления трещин в свежесформованном бетоне в сопоставлении с бездобавочным составом бетона.

Ключевые слова: модифицированные бетоны, усадка бетона, трещинообразование, расширяющиеся добавки, добавки SRA, кинетика набора прочности.

Введение. В Республике Беларусь, как и во всей мировой строительной отрасли, значительную область композиционных материалов нового поколения занимают модифицированные высококачественные бетоны. Среди наиболее часто применяемых на строительных объектах можно отметить высокопрочные, коррозионно-стойкие, жаростойкие и т.п. бетоны, а также бетонные смеси, характеризующиеся высокой подвижностью, вплоть до обеспечения однородности структуры бетона без применения вибрации, так называемые самоуплотняющиеся. Отличительной особенностью данных видов бетона является применение различного рода химических добавок и (или) тонкодисперсных наполнителей для обеспечения заданных физико-механических характеристик, таких как: прочность, водонепроницаемость, морозостойкость, удобоукладываемость, качество лицевой поверхности и т.д. Вопрос долговечности для конструкций, изготовленных с применением данных видов бетонов, все еще остается открытым.

Общеизвестно, что одним из наиболее значимых факторов, оказывающих влияние на долговечность монолитных и сборных конструкций, является появление и развитие различного рода трещин. С некоторой степенью упрощения различные виды трещин и причины их проявления представим в таблице 1.

Таблица 1. – Виды трещин и причины их проявления в конструкциях

Деформации свежесформованного бетона	Образование трещин в свежесформованном бетоне из-за перемещения опалубки, основания или иных технологических причин
Пластическая усадка	Усадка свежесформованной бетонной смеси из-за седиментации и испарения воды с поверхности конструкции
Химическая усадка	Уменьшение объема вследствие гидратации
Аутогенная усадка	Деформация теплоизолированного не высыхающего образца, так называемое самовысушивание бетона при низких значениях водоцементного отношения
Влажностная усадка	Потеря воды затвердевшего бетона в среде с недостаточной влажностью
Температурные деформации массивных конструкций	Появление напряжений в бетоне массивных конструкций из-за недопустимого градиента температуры
Силовое воздействие	Ошибки при расчете конструкции, изготовлении, эксплуатации и т.д.
Коррозия арматуры	Расклинивающее действие продуктов коррозии
Реакция между реакционно-способным кремнеземом и щелочами цемента	На поверхности заполнителя образуется гель, набухающий при контакте с водой
Карбонизация	$\text{CO}_2 + \text{Ca(OH)}_2 = \text{CaCO}_3 + \text{H}_2\text{O}$ – развивается в течении многих лет, приводит к коррозии арматуры

Следует отметить, что трещины, вызванные сверхнормативными деформациями конструкций, а также силовыми воздействиями, нарушениями технологии изготовления, ошибками при проектировании или неправильными назначениями проектных требований и т.д., плохо прогнозируются, и данный вопрос требует дополнительного всестороннего изучения. Изучению же усадочных деформаций посвящено значительное число работ [1–10], в которых исследователями рассматривается влияние различных факторов на величину усадки бетона и железобетона и предлагаются уточненные методики расчета ее значений на стадии проектирования конструктивных систем зданий и сооружений.

Из данных рисунка 1 и результатов экспериментов, приведенных в [11], можно сделать вывод об основных особенностях усадки высококачественного бетона по сравнению с традиционным бетоном:

- общая усадка, т.е. сумма аутогенной усадки и влажностной усадки, ниже для высококачественного бетона, чем для традиционного бетона;
- составляющая часть влажностной усадки значительно ниже для высококачественного бетона, в то время как компонент аутогенной усадки очевидно увеличивается;
- развитие во времени функции суммарной усадки для высококачественного бетона аналогично традиционному бетону;
- влияние на развитие усадки таких параметров, как возраст к моменту окончания влажностного хранения, тип цемента, различно для высококачественного и традиционного бетонов.

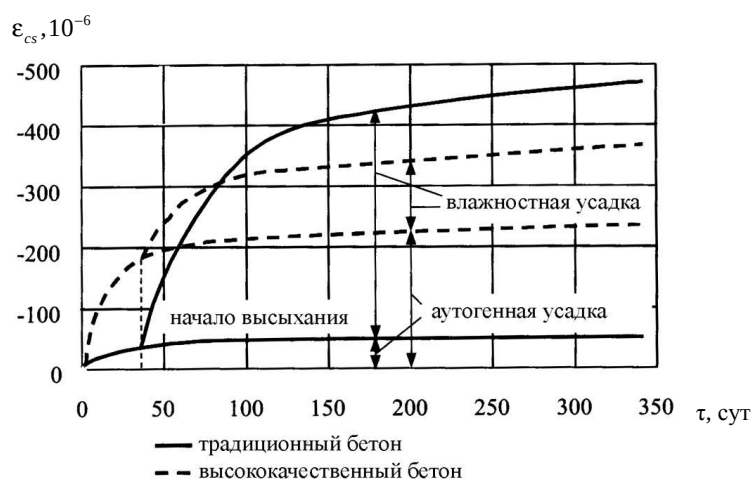


Рисунок 1. – Развитие усадки во времени для традиционного и высококачественного бетона

Наиболее полно методика определения деформаций усадки бетона и железобетонных конструкций рассмотрена в работах [9; 10]. В них показано, что деформации усадки бетона обуславливаются множеством факторов конструктивного и технологического характера. Но для инженерных расчетов могут быть выявлены обобщающие факторы, позволяющие осуществлять с достаточной достоверностью расчеты усадки бетона железобетонных конструкций. Как отмечается в [12], расчетная методика требует уточнения в связи с применением химических модификаторов и (или) тонкодисперсных минеральных наполнителей в бетонной смеси, что может в значительной степени изменять физико-механические характеристики бетона, такие как степень гидратации цемента, сроки схватывания, прочность в раннем возрасте и т.д., а соответственно и деформации усадки.

В EN 1992-2-1 [13] и в СНБ 5.03.01-02 [14], а также в DIN EN 1992-1-1 [15] представлена инженерная методика расчета усадки бетона ϵ_{cs} , в которой ее величина рассчитывается по следующей формуле:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cs,d} + \epsilon_{cs,a},$$

где $\epsilon_{cs,d}$ — часть усадки бетона, обусловленная испарением из него влаги; $\epsilon_{cs,a}$ — часть усадки бетона, обусловленная процессами твердения бетона.

Наиболее значительный вклад в усадочные деформации конструкции имеет влажностная усадка. В этой связи исследования, связанные с ее изучением, а также изучением различных методов и материалов, позволяющих снизить значение влажностной усадки, являются актуальными.

Пути снижения влажностной усадки бетона

По нашему мнению, наиболее эффективными методами снижения влажностной усадки являются:

- осуществление качественного и своевременного влажностного ухода за конструкцией;
- компенсация усадки с помощью расширяющих минеральных добавок;

- уменьшение усадки за счет специальных химических добавок на основе гликолей, известных в англоязычной литературе как Shrinkage Reducing Admixtures (далее – SRA).

Первый представленный метод снижения усадки достаточно подробно описан в различных нормативных документах по возведению конструкций и имеет наибольшее распространение, однако зачастую он не может быть реализован в условиях современного строительства.

Широко распространенные расширяющие добавки действуют благодаря образованию этtringита (сульфоалюминатные добавки) или гидроксида кальция, или (значительно реже) магния (добавки на основе CaO и MgO).

Расширяющие добавки используются с 1980-х годов. Многолетний опыт их использования позволил выявить некоторые недостатки применения данных модификаторов. Образование этtringита требует около 5...7 дней для полной реализации потенциала расширения, и весь этот период должен осуществляться качественный влажностный уход за бетоном. Данное требование не всегда выполнимо, особенно для вертикальных конструкций.

Добавки на основе CaO действуют в течение 1...2 суток и, следовательно, требовательны к набору прочности. Согласно литературным данным [16], 75% расширяющего действия проявляется в течение первых 12 часов твердения. Таким образом, данные добавки эффективны в быстротвердеющих бетонах, прочность которых за первые сутки твердения достигает 10...20 МПа [16].

Кроме этого минеральные расширяющие добавки не технологичны – поставляются только в сухом виде и имеют высокие дозировки (обычно 10% от массы цемента).

Добавки SRA – химические вещества, уменьшающие влажностную и аутогенную усадку бетона в дозировке 1...2% от массы цемента. Несмотря на относительно малый опыт использования данных модификаторов, они нашли широкое применение благодаря доказанной эффективности и легкости применения.

Если расширяющие добавки действуют за счет химической реакции, в результате которой образуются вещества с большим объемом, чем у исходных компонентов, принцип действия SRA-добавок до конца не выяснен. Большинство исследователей, в частности [16], полагают, что SRA снижают усадку за счет двух основных эффектов: 1) снижения поверхностного натяжения поровой жидкости в бетоне, 2) уменьшения испарения воды с поверхности бетона.

Снижение поверхностного натяжения описывается уравнением Лапласа:

$$\Delta P = \frac{\sigma \cdot \cos \Theta}{R},$$

где σ – поверхностное натяжение; R – радиус капилляра; Θ – краевой угол смачивания.

Снижение перепада давления на менисках в капиллярных порах, хаотично располагающихся в теле бетона, приводит к уменьшению растягивающих напряжений в бетоне, которые и являются причиной образования трещин. Следует отметить, что многие широко используемые химические добавки для бетона, в частности пластификаторы, также снижают поверхностное натяжение поровой жидкости, не оказывая при этом заметного влияния на усадку бетона. По графику изменения поверхностного натяжения добавки «Полипласт Оптима» (рисунок 2) видно, что при концентрации добавки от 0 до 17% изменение поверхностного натяжения носит практически линейный характер. При концентрации более 17% начинается плато, т.е. увеличение концентрации практически не сказывается на поверхностном натяжении.

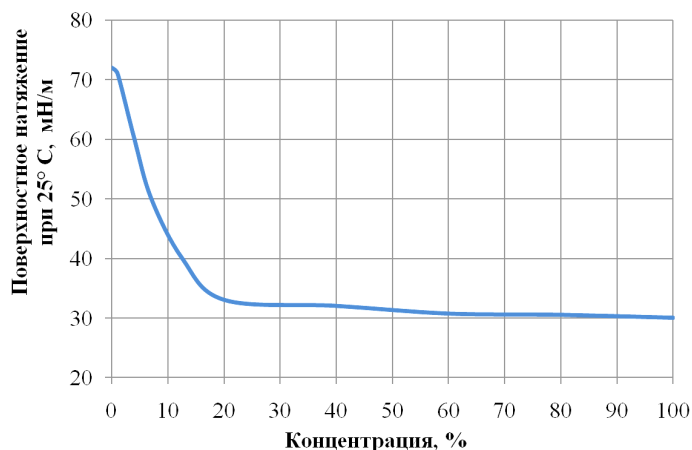


Рисунок 2. – Зависимость поверхностного натяжения водного раствора Полипласт Оптима от концентрации добавки «растворитель – деионизированная вода»

В реальных бетонах дозировка SRA-добавок составляет до 1,5% от массы цемента в расчете на 100%-ное вещество. То есть дозировка SRA от массы воды затворения составляет от 2 до 5% для бетона с расходом цемента 350 кг/м^3 и водоцементным соотношением соответственно от 0,3 до 0,7.

До недавнего времени применение SRA-добавок в России и Беларуси сдерживалось высокой ценой – 5...12 €/кг, поскольку данные добавки были исключительно импортного производства.

Влияние SRA-добавок на основные свойства бетона

Для изучения влияния добавки «Полипласт Оптима» на усадочные деформации бетона были выполнены лабораторные исследования относительных деформаций в зависимости от условий выдерживания образцов-призм размером $100 \times 100 \times 400 \text{ мм}$, которые в течение первых 56 суток твердения выдерживались при относительной влажности 60 и 80%. Изменения относительных деформаций образцов с «Полипласт Оптима» сравнивались с контрольным составом, а также сульфоалюминатным модификатором белорусского производства (далее – С/А).

Полученные данные свидетельствуют о том, что при выдерживании в среде с влажностью 60% (может быть приравнено к отсутствию ухода за бетоном) добавка «Полипласт Оптима» уменьшила усадку бетона в 1,3... 2,4 раза в зависимости от возраста. При этом усадочные деформации бетона с сульфоалюминатным модификатором практически равны таковым для бетона без расширяющей добавки, что подтверждает особую важность обеспечения влажностного ухода для С/А модификаторов.

В случае влажности 80% наименьшая усадка была у образцов с С/А добавкой, при этом «Полипласт Оптима» также показала уменьшение усадки в 1,5...2 раза относительно контрольного состава.

Согласно [17], SRA-добавки могут оказывать отрицательное влияние на прочность бетона, что необходимо учитывать при проектировании его состава.

Для определения влияния добавки «Полипласт Оптима» на прочность бетона было изготовлено 2 серии образцов с различным содержанием цемента. Результаты испытаний показывают, что SRA-добавки замедляют скорость набора прочности бетона. Рабочая дозировка добавки «Полипласт Оптима», составляющая 1%, снижает темп набора прочности на 7,5% в возрасте 28 суток, что должно учитываться при подборе состава бетона. Эффект замедления набора прочности может быть использован при бетонировании массивных сооружений для уменьшения температурных деформаций, вызванных саморазогревом массива при гидратации цемента.

Необходимо также отметить, что определение деформаций усадки по ГОСТ 24452-80 начинается после распалубки образцов, как правило, через 24 часа после укладки бетона. Однако в производственных условиях (например, при бетонировании бетонных полов) возникает проблема усадки свежесформованного бетона, которая начинается уже через 2...4 часа после уплотнения бетонной смеси. Один из наиболее показательных методов определения усадки бетона в течение первых суток твердения – испытание по ASTM C 1579, суть которого заключается в твердении бетона в условиях ограниченных деформаций в специальной форме с ребрами жесткости, которые являются местами концентрации напряжений. При этом твердение бетона происходит в экстремальных условиях, способствующих скорейшему образованию трещин при влажности 30% и под воздействием направленного теплового потока. Общий вид формы представлен на рисунке 3.

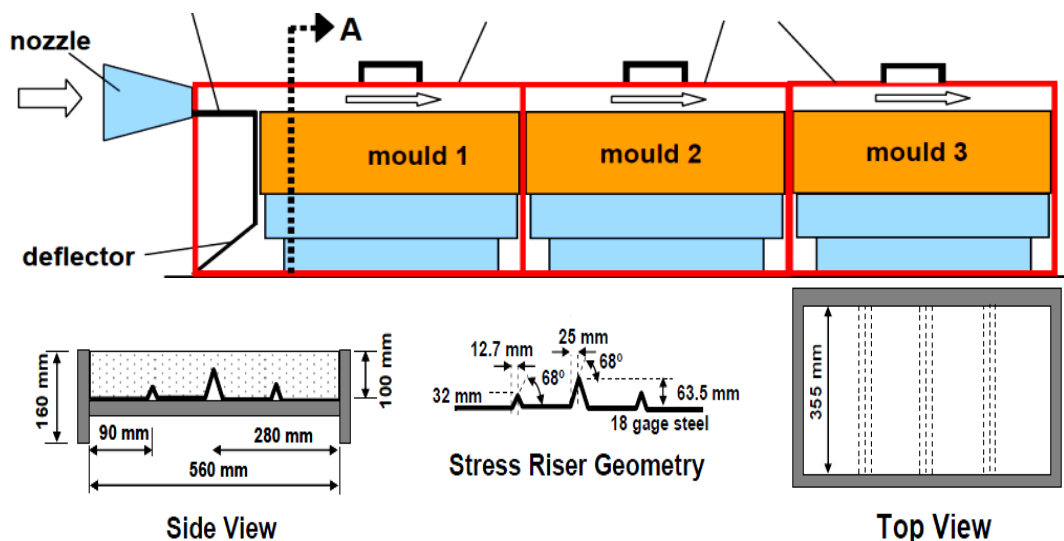
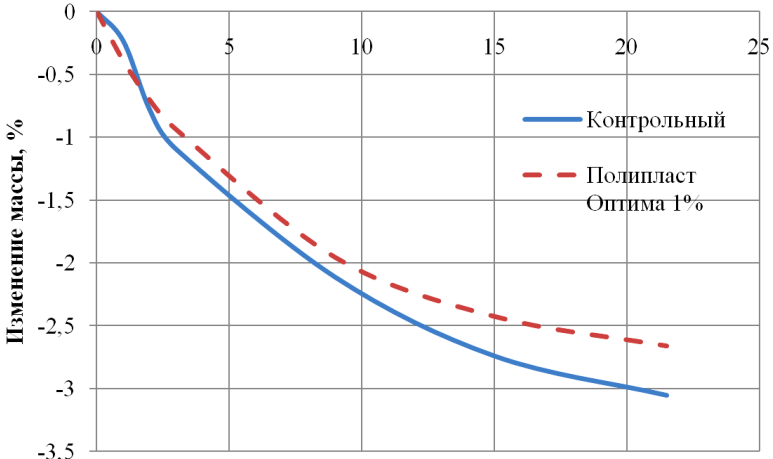


Рисунок 3. – Схематическое изображение испытания по ASTM C 1579

Данное исследование позволяет определить наличие трещин на поверхности образца и ширины их раскрытия, а также потерю влаги с поверхности образца.

Фактические измерения проводились в первые 2 суток твердения бетона. Полученные результаты представлены в таблице 2.

Таблица 2. – Результаты измерения в первые 2 суток твердения бетона

Показатель	Без добавки	С добавкой «Полипласт Оптима» 1%																					
Наличие и ширина раскрытия трещин	Одна центральная трещина, ширина раскрытия до 1 мм 	Трещин нет																					
Количество испаренной влаги с поверхности образца	Время, часы  <table border="1"> <caption>Estimated data from the mass loss graph</caption> <thead> <tr> <th>Время, часы</th> <th>Контрольный (Изменение массы, %)</th> <th>Полипласт Оптима 1% (Изменение массы, %)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>0.0</td><td>0.0</td></tr> <tr><td>5</td><td>-1.2</td><td>-1.0</td></tr> <tr><td>10</td><td>-2.0</td><td>-1.5</td></tr> <tr><td>15</td><td>-2.6</td><td>-1.9</td></tr> <tr><td>20</td><td>-3.0</td><td>-2.2</td></tr> <tr><td>25</td><td>-3.2</td><td>-2.4</td></tr> </tbody> </table>		Время, часы	Контрольный (Изменение массы, %)	Полипласт Оптима 1% (Изменение массы, %)	0	0.0	0.0	5	-1.2	-1.0	10	-2.0	-1.5	15	-2.6	-1.9	20	-3.0	-2.2	25	-3.2	-2.4
Время, часы	Контрольный (Изменение массы, %)	Полипласт Оптима 1% (Изменение массы, %)																					
0	0.0	0.0																					
5	-1.2	-1.0																					
10	-2.0	-1.5																					
15	-2.6	-1.9																					
20	-3.0	-2.2																					
25	-3.2	-2.4																					

Как видно из полученных данных, введение добавки «Полипласт Оптима» в количестве 1% позволило избежать появления трещин в раннем возрасте, а также снизило потерю влаги на 15% в сравнении с контрольным образцом.

Заключение

В результате проведенного исследования усадочных деформаций модифицированного бетона выявлены причины образования трещин и способы их устранения; выполнено обобщение причин образования различного рода трещин в зависимости от их происхождения.

Показана высокая эффективность применения SRA-добавок, в частности «Полипласт Оптима», для снижения деформаций усадки как бетонной смеси, так и затвердевшего бетона. Сделан вывод о том, что добавка «Полипласт Оптима» снижает деформации усадки бетона в 1,5...2,4 раза при влажности среды 60 и 80%; эффект более выражен при влажности 60%, соответствующей отсутствию влажностного ухода за бетонной конструкцией.

Показано уменьшение усадки при применении С/А модификаторов при влажности 80%, то есть при наличии влажностного ухода. При влажности 60% усадка бетона С/А модификатором соответствует усадке контрольного состава. В полном соответствии с литературными данными SRA-добавка «Полипласт Оптима» замедляет темп набора прочности бетона, в частности на 7,5% в возрасте 28 суток твердения. Это должно быть учтено при подборе состава бетона.

Применение добавки «Полипласт Оптима» может быть рекомендовано для бетонирования сооружений, в том числе массивных, к которым предъявляются повышенные требования по трещиностойкости.

ЛИТЕРАТУРА

1. Тур, В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона / В.В. Тур. – Брест, 1998. – 245 с.

2. Цилосани, З.Н. Усадка и ползучесть бетона / З.Н. Цилосани. – Тбилиси : Мецниерба, 1963.
3. Александровский, С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. – М., 1973. – 46 с.
4. Берг, О.Я. Высокопрочный бетон / О.Я. Берг, Е.Н. Щербаков, Г.Н. Писанко. – М. : Стройиздат, 1971. – 207 с.
5. Десов, А.Е. Некоторые вопросы теории усадки бетона / А.Е. Десов // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. – М. : Стройиздат, 1973.
6. Улицкий, И.И. Определение величин деформаций ползучести и усадки бетонов / И.И. Улицкий. – Киев, 1963.
7. Voellmy, A. Influence du temps sur la deformation du beton / A. Voellmy // Rizem Bulletin. – 1960. – № 9.
8. Leviant i Einfluss der Betonzusammen-setzung auf daz Swinder // Betonzustein-Zeitung. – 1964. – 30.
9. Блещик, Н.П. К построению расчетной модели усадки цементного камня с позиций физико-химической механики дисперсных систем / Н.П. Блещик, А.Н. Рак, М.Н. Рыскин // Вестн. БГТУ, Строительство и архитектура, Приложение – Материалы XI Междунар. науч.-метод. семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». Ч. 2. – Брест, 2004. – С. 81–93.
10. Блещик, Н.П. Расчетные модели усадки бетонных и железобетонных конструкций / Н.П. Блещик, А.Н. Рак, М.Н. Рыскин // Вестн. БГТУ, Строительство и архитектура, Приложение – Материалы XI Междунар. науч.-метод. семинара «Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь». Ч. 2. – Брест, 2004. – С. 93–103.
11. RILEM TC 107, Subcommittee 5 : “Data base on creep and shrinkage”, RILEM Draft report, principal authors : H.S. Muller, Z.P. Bazant and C.H. Kuttner. –1998. – P. 395–398.
12. Исследовать реологические, структурные, физико-механические и технологические свойства самоуплотняющихся бетонов, обеспечивающие увеличение производительности труда при укладке бетонной смеси, снижение удельных затрат энергии и стоимости отделочных работ. Разработать и внедрить комплект нормативно-технической документации. Этап 7.06.02. Исследовать физико-механические свойства самоуплотняющихся бетонов : отчет о НИР (промежуточный) / Бел НИИС ; рук. Н.П. Блещик. – Минск, 2006. – 120 с. – № ГР 20053269.
13. Desing of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building : Eurocodez EN 1992-2-1 ; Commition of European Communities, Des 1991. – 253 p.
14. Национальный комплекс нормативно-технических документов в строительстве. Строительные нормы Республики Беларусь. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : М-во архитектуры и строительства, 2002. – 274 с.
15. Desing of concrete structures. Part 1 : General Rules and Rules for Building : Eurocodez : DIN EN 1992-1-1:2005-10 ; Commition of European Communities, 2005. – 248 p.
16. Effects of shrinkage reducing admixture in shrinkage compensating concrete under non-wet curing conditions / M. Collepardi [et al.] // Cement and Concrete Composites. – 2005. –Vol. 27, Iss. 6. – P. 704–708.
17. Lopes, Anne N.M. ; Silva, Eugênia F. ; Dal Molin, Denise C.C. ; Toledo Filho, Romildo D. Shrinkage-Reducing Admixture : Effects on Durability of High-Strength Concrete // ACI Materials Journal. – 2013. – Vol. 110, Jul/Aug. Iss. 4. – P. 365–374.

Поступила 11.06.2018

SHRINKAGE DEFORMATIONS OF MODIFIED CONCRETE. CAUSES AND REMEDIES

N. KALINOUSKAYA, D. KOTOV, A. SHCHARBITSKAYA

The reasons for the formation of various types of cracks in concrete structures, the influence of such deformations on their operational properties and durability are considered. The results of the analysis of the causes of the appearance of internal stresses, leading to crack formation in the elements taking into account all stages of its production, are presented. The data on the effect of SRA additive on the loss of moisture from a concrete mixture at the age of up to 20 hours are given as well as a comparison of the appearance of cracks in a concrete of a freshly molded sample in comparison with the no-additive composition of concrete.

Keywords: modified concrete, shrinkage of concrete, cracking, expanding additives, SRA additives, strength kinetics.

УДК 691.322.7

**ЛЕГКИЕ БЕТОНЫ, ДИСПЕРСНО-АРМИРОВАННЫЕ ОТХОДАМИ
ЩЕЛОЧЕСТОЙКОЙ СТЕКЛОСЕТКИ****канд. техн. наук, доц. Л.М. ПАРФЁНОВА; В.А. ХВАТЫНЕЦ****(Полоцкий государственный университет)**

Приведены данные по влиянию дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на прочность и плотность пено-, газо- и полистиролбетонов. Определено оптимальное количество и длина волокон щелочестойкой стеклосетки. Показано, что длина волокон в составе стеклосетки должна составлять 20...30 мм. Количество щелочестойкой стеклосетки для пенобетонов плотностью 300...400 кг/м³ должно быть не более 1% от массы вяжущего, для полистиролбетона плотностью 400...500 кг/м³ – 10%; для газобетона плотностью 1050 кг/м³ – 5...8%. Установлено, что дисперсное армирование отходами щелочестойкой стеклосетки увеличивает прочность пенобетонов на 42,9%, газобетонов – на 15,4 и полистиролбетонов – на 5,9%. Методами микроскопического анализа определено наличие гидратационных образований на площади от 10 до 20% поверхности волокон стеклосетки, извлеченных из пенобетона.

Ключевые слова: пенобетон, газобетон, полистиролбетон, прочность, щелочестойкая стеклосетка, длина волокон, дисперсное армирование.

Введение. Развитие малоэтажного и каркасного домостроения требует постоянного совершенствования стеновых материалов, изготавливаемых по ресурсо- и энергосберегающим технологиям. К числу таких материалов относятся блоки и монолитные конструкции стен из неавтоклавных легких бетонов: пенобетонов, газобетонов, полистиролбетонов. Факторами, сдерживающими применение неавтоклавных легких бетонов, являются низкая прочность и усадка при твердении, трещинообразование.

В качестве мер, позволяющих исключить возможность проявления усадочных деформаций и повысить прочность легкого бетона при низких показателях плотности, широко применяется дисперсное армирование волокнами, отличающимися по своему составу от материала матрицы и способными в процессе работы бетона воспринимать более высокие по сравнению с матрицей растягивающие напряжения. Дисперсное армирование может осуществляться базальтовой, полиамидной, стеклянной, полимерной фиброй или смесью разных волокон.

Эффективность фибрового армирования зависит от объемного содержания фибры и их механических и термохимических свойств, от соотношения между параметрами фибровой арматуры и параметрами структуры бетонной матрицы, длины фибры и уровня дисперсности армирования. Длина и дозировка волокон оказывают существенное влияние на прочностные свойства бетона [1].

Практика показывает, что при производстве и эксплуатации конструкций из дисперсно-армированных бетонов сталкиваются с проблемами низкой химической стойкости волокон в среде твердеющего цементного теста, высокой стоимости и дефицита волокон, ухудшения технологических характеристик бетонной смеси. В этой связи представляют практический интерес отходы щелочестойкой стеклосетки ОАО «Полоцк-Стекловолокно».

Материалы и методика проведения исследований. Отходы представляют собой обрезки кромки щелочестойкой стеклосетки ССШ-160(100)-1800/1800. Номинальная масса стеклосетки составляет 160 г/м²; разрывная нагрузка – 1800 Н; стеклосетка характеризуется высокой химической устойчивостью и низкой электрической проводимостью. Для получения фибры кромку нарезали на отдельные отрезки, получая «мини-сетки» размером 15×15 мм; 15×20 мм; 10×15 мм; 10×20 мм (рисунок 1).

Для изучения влияния дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на макроструктуру и прочность легких бетонов были изготовлены образцы пенобетона плотностью 300...400 кг/м³, полистиролбетона плотностью 400...500 кг/м³ и газобетона плотностью 1050 кг/м³. Образцы формировались с различным процентным содержанием стеклосетки относительно массы цемента. Образцы в форме куба с ребром 100 мм через 28 суток нормально-влажностного твердения испытывались на сжатие по ГОСТ 10180-2012 [2] на испытательном прессе ПГМ-500МГ4А, скорость нагружения 0,2 кН/с.

Для изготовления легких бетонов использовались: портландцемент ОАО «Белорусский цементный завод» СЕМ I 42,5Н; песок карьера «Боровое»; модуль крупности $M_{кр} = 2,1$, насыпная плотность 1650 кг/м³, плотность зерен 2650 кг/м³, содержание пылеватых и глинистых частиц 2,8%, пустотность 39,2%, влажность 0,01%; протейновый пенообразователь Foamix с показателем кратности пены, равным 80; воздухововлекающая добавка – алюминиевая пудра ПАП-2 и пенополистирольная крошка фракции 1...7 мм.



Рисунок 1. – Отходы щелочестойкой стеклосетки

Экспериментальные исследования. Расход материалов для получения образцов пенобетона составил: цемент – 300 кг/м^3 ; вода – 120 кг/м^3 ; пенообразователь – $3,3 \text{ кг/м}^3$, содержание отходов стеклосетки – 1%, 1,5 и 2% от массы цемента. Влияние дисперсного армирования отходами стеклосетки на прочность и плотность пенобетона представлено на рисунках 2 и 3.

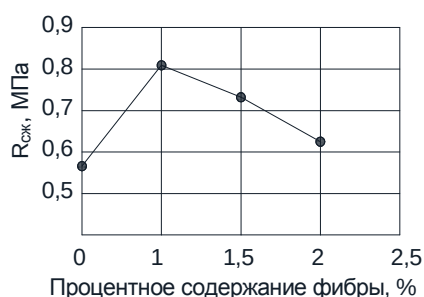


Рисунок 2. – Влияние дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на прочность пенобетона

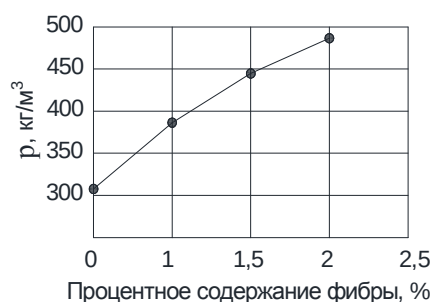


Рисунок 3. – Влияние дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на плотность пенобетона

Экспериментально установлено увеличение плотности с увеличением в составе пенобетона количества стеклосетки. Данный эффект связан с тем, что плотность стеклосетки превышает плотность пенобетона. Прочность пенобетона на сжатие увеличилась при содержании стеклосетки в количестве 1% на 42,9%, при дальнейшем увеличении процентного содержания стеклосетки до 2% прочность снижается, но при этом остается выше значения прочности контрольного неармированного образца на 10,4%. Очевидно, что дальнейшее увеличение количества стеклосетки нецелесообразно.

Дисперсное армирование отходами стеклосетки изменило характер разрушения образцов пенобетона – оно стало менее хрупким. После силового воздействия образцы сохраняли свою первоначальную форму тем лучше, чем больше содержалось стеклосетки в их составе. Волокна стеклосетки тормозили развитие микродефектов в цементном камне. Это происходило до тех пор, пока не было преодолено сопротивление волокон на разрыв или не нарушено их сцепление с цементной матрицей.

Для изучения степени сцепления волокон стеклосетки с цементным камнем пенобетона из образца механическим путём было извлечено волокно. Исследование волокон под микроскопом Альтами ПОЛАРЗ с 200-кратным увеличением показало наличие гидратационных образований, которые в результате адгезии покрывают от 10 до 20% поверхности (рисунок 4). Данный показатель является косвенной характеристикой величины сцепления стеклосетки с цементной матрицей и свидетельствует о его низком значении.

Для получения газобетона использовались: портландцемент – 267 кг/м^3 ; песок – 333 кг/м^3 ; вода – 267 кг/м^3 ; алюминиевая пудра ПАП-2 – $0,8 \text{ кг/м}^3$. Содержание отходов стеклосетки – 2%, 5 и 8% от массы цемента. Порядок приготовления раствора для получения газобетона включал два этапа: сначала в одной

чаще смешивались цемент, песок, стеклосетка и 80% объёма воды, а в другой – алюминиевая пудра и оставшиеся 20% объёма воды. Затем в содержимое второй чаши добавлялось содержимое первой и тщательно перемешивалось в течение двух минут. После перемешивания смесь разливалась по формам, при этом наблюдался процесс увеличения в объёме. После выдержки 24 часа срезался верхний слой образцов.

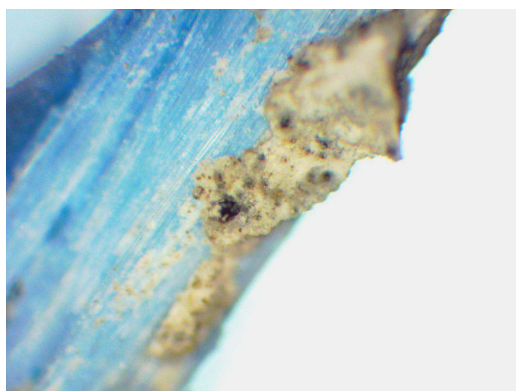


Рисунок 4. – Скопление продуктов гидратации на поверхности волокон стеклосетки

Результаты определения прочности газобетона, дисперсно-армированного отходами стеклосетки, представлены на рисунке 5.

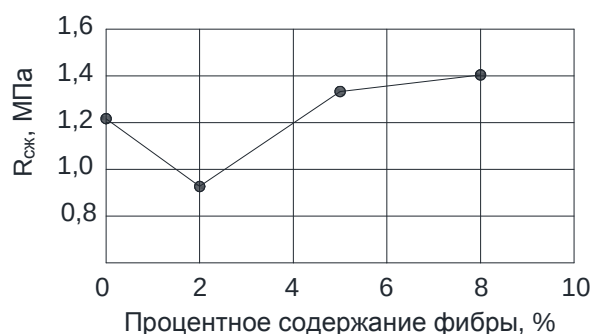


Рисунок 5. – Влияние дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на прочность газобетона

Экспериментально установлено, что при содержании стеклосетки в газобетоне в количестве 2% от массы цемента прочность на сжатие уменьшается на 23,8%. При дальнейшем увеличении процентного содержания стеклосетки прочность газобетона на сжатие увеличивается и достигает максимального значения 1,4 МПа при содержании стеклосетки в количестве 8% от массы цемента, что превышает прочность контрольного образца на 15,4%.

Таким образом, определено, что введение отходов производства стеклосетки в газобетонную смесь в количестве не менее 5% от массы цемента позволяет увеличить прочность на сжатие газобетона, при этом плотность газобетона, которая составляла для контрольного образца 1050 кг/м^3 , осталась без изменений.

Изучение влияния дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на прочность при сжатии и плотность полистиролбетона выполнялось путем проведения двухфакторного эксперимента. В качестве варьируемых параметров приняты: длина волокон в составе стеклосетки (X1) и процентное содержание стеклосетки по отношению к массе цемента (X2) (таблица 1).

Таблица 1. – Уровни варьирования факторов

Уровни варьирования	Входные параметры	
	длина волокон в составе стеклосетки (X1), мм	процентное содержание стеклосетки по отношению к массе цемента (X2), %
–1	10	5
0	20	10
+1	30	15

Для приготовления полистиролбетона использовался портландцемент – 600 кг/м³, вода – 300 кг/м³ и пенополистирольная крошка – 1 м³. План эксперимента и полученные результаты представлены в таблице 2.

Таблица 2. – План эксперимента и результаты определения прочности и плотности полистиролбетона, дисперсно-армированного отходами стеклосетки

Состав	План эксперимента		Плотность, кг/м ³	Прочность на сжатие, МПа, в возрасте 28 сут
	X1	X2		
1	–1	–1	437,8	1,838
2	–1	0	416,0	1,227
3	–1	+1	457,1	1,498
4	0	–1	479,5	2,870
5	0	0	480,6	3,071
6	0	+1	486,9	2,755
7	+1	–1	479,5	2,864
8	+1	0	461,4	2,861
9	+1	+1	471,3	2,946
10	0	0	520,5	2,901

По полученным данным в программе STATISTICA 10 построены поверхности отклика прочности на сжатие (рисунок 6) и плотности полистиролбетона (рисунок 7).

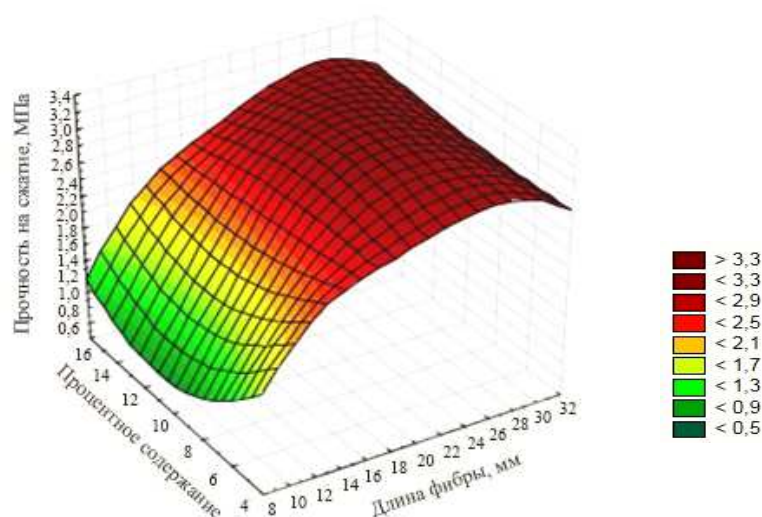


Рисунок 6. – Влияние дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на прочность полистиролбетона

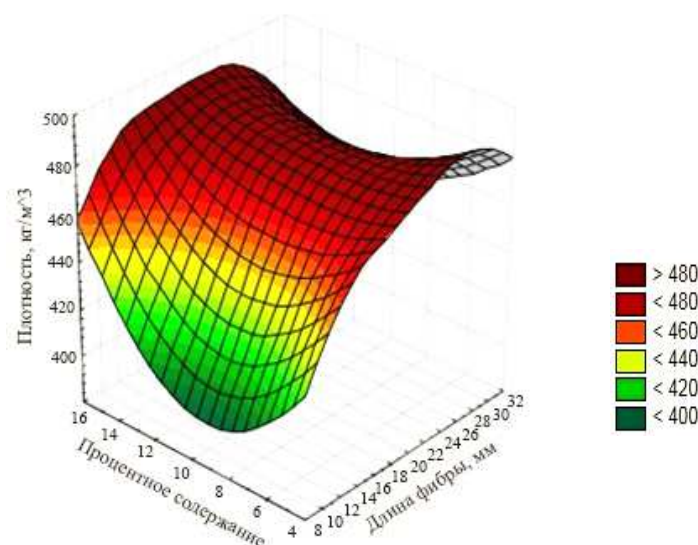


Рисунок 7. – Влияние дисперсного армирования отходами щелочестойкой стеклосетки на плотность полистиролбетона

Экспериментально установлено (см. рисунок 6), что при армировании полистиролбетона стеклосеткой с длиной волокон 20 мм в количестве 10% от массы вяжущего прочность на сжатие достигла максимального значения и составила 3,07 МПа. Армирование полистиролбетона стеклосеткой с длиной волокон 10 мм не только не дает положительного эффекта, а, наоборот, приводит к потере прочности на сжатие. Оптимальной является длина волокон, равная 20...30 мм.

Результаты эксперимента показали, что армирование полистиролбетона отходами стеклосетки может приводить как к снижению, так и к увеличению плотности полистиролбетона (см. рисунок 7). При введении 10% стеклосетки с длиной волокон 10 мм получена плотность, равная 416 кг/м³. При введении 15% стеклосетки с длиной волокон 20 мм плотность составила 485 кг/м³.

Закключение. Отходы производства щелочестойкой стеклосетки ОАО «Полоцк-Стекловолокно» могут использоваться для дисперсного армирования лёгких бетонов.

Дисперсное армирование отходами щелочестойкой стеклосетки *увеличивает прочность пенобетонов* плотностью 300...400 кг/м³ на 42,9%, газобетонов плотностью 1050 кг/м³ – на 15,4% и полистиролбетонов плотностью 400...500 кг/м³ – на 5,9%.

Оптимальное для повышения прочности легких бетонов количество щелочестойкой стеклосетки для пенобетонов плотностью 300...400 кг/м³ составляет 1% от массы вяжущего; для полистиролбетона плотностью 400...500 кг/м³ – 10% от массы вяжущего; для газобетона плотностью 1050 кг/м³ – 5...8% от массы вяжущего.

ЛИТЕРАТУРА

1. Парфенова, Л.М. Эффективность армирования бетонов волокнами нитрона / Л.М. Парфенова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 8. – С. 72–77.
2. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам : ГОСТ 10180-2012. – Введ. 01.07.2013. – М. : НИИЖБ – филиал ФГУП «НИЦ “Строительство”», 2013. – 37 с.

Поступила 04.06.2018

LIGHTWEIGHT CONCRETE DISPERSED-REINFORCED WASTE ALKALI-RESISTANT GLASS MESH

L. PARFENOVA, V. KHVATYNEC

The article presents data on the effect of disperse reinforcement with alkali-wool glass waste on the strength and density of foam, gas and polystyrene concrete. The optimal number and length of fibers of alkali-resistant glass mesh is determined. It is shown that the length of the fibers in the glass mesh should be 20...30 mm, the amount of alkali-resistant glass mesh for foam concrete density 300...400 kg/m³ should be no more than 1% of the binder mass, for polystyrene concrete, density 400...500 kg/m³ – 10% of the weight of the binder; for aerated concrete, with a density of 1050 kg/m³ – 5...8% of the mass of the binder. It has been established that disperse reinforcement with waste of alkali-resistant glass mesh increases the strength of foam concrete by 42,9%, aerated concrete by 15,4% and polystyrene concrete by 5,9%. By the methods of microscopic analysis, the presence of hydration formations on an area of 10 to 20% of the surface of the fiber glass fibers extracted from the foam concrete was determined.

Keywords: foam concrete, aerated concrete, polystyrene concrete, strength, alkali-resistant fiberglass mesh, fiber length, dispersed reinforcement.

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

УДК 624.012.35:529.3/.4

К РАСЧЕТУ КОНТАКТНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ МЕСТНОМ СЖАТИИ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ВЫСОКОПРОЧНОГО ТЯЖЕЛОГО БЕТОНА И КЕРАМЗИТОБЕТОНА

*канд. техн. наук, доц. Н.А. РАК**(Белорусский национальный технический университет, Минск)*

Рассматриваются особенности расчета контактных деформаций при местном сжатии элементов, изготовленных из бетонов различных видов. Представлен краткий обзор выполненных в Республике Беларусь и за рубежом работ, посвященных экспериментальным исследованиям контактных деформаций и разработке методики их расчета. Предложена методика расчета контактных деформаций, учитывающая особенности деформирования при местном сжатии бетонов различной структуры. Выполнено сопоставление результатов расчетов по предложенной и другим методикам с экспериментальными данными исследований контактных деформаций элементов из высокопрочного тяжелого бетона и керамзитобетона.

Ключевые слова: бетонные элементы, местное сжатие, контактные деформации, особенности деформирования, методика расчета.

Введение. Анализ результатов экспериментальных исследований бетонных элементов при местном сжатии показал, что в большинстве исследований внимание уделялось изучению несущей способности. Лишь в отдельных исследованиях [1–8] изучались так называемые контактные деформации при местном сжатии, под которыми принято понимать перемещения жесткого штампа относительно некоторой условной плоскости, расположенной на удалении от плоскости контакта, равном глубине активной зоны деформаций. В частности, В.М. Поздникин [1] исследовал контактные деформации при кратковременном местном сжатии круглыми штампами фундаментных блоков размерами 240×580×500 мм, изготовленных из бетонов с прочностью кубов со стороны 200 мм, равной 17 и 25 МПа. При испытаниях измерялись полные контактные деформации штампа относительно точек нагружаемой плоскости блока, расположенных на значительном расстоянии от штампа. При одинаковом размере штампа наблюдался значительный разброс значений контактных деформаций при любом уровне нагрузки. Зависимость средних значений контактных деформаций от нагрузки оказалась близкой к линейной при напряжениях под штампом, не превышающих 150 МПа.

В диссертационной работе Ю.В. Коваль под руководством И.А. Русинова [2] исследовал контактные деформации при концентричном кратковременном и длительном местном сжатии на призмах и кубах, изготовленных из бетонов различной структуры (бетон на фосфорном щебне с прочностью на сжатие 40 МПа, тяжелый трехкомпонентный бетон с прочностью на сжатие 35...58 МПа). Кроме того, в небольшом количестве исследовались контактные деформации на кубах, изготовленных из мелкозернистого бетона с прочностью на сжатие 67 МПа и тяжелого трехкомпонентного бетона с прочностью на сжатие 73...81 МПа. Поперечные размеры образцов 100×100 мм, 150×150 мм и 200×200 мм. Размеры штампов 50×50 мм, 75×75 мм, 92×92 мм. При испытаниях измерялись контактные деформации штампов по отношению к точкам, расположенным по периметру нагружаемой плоскости образца, а также по отношению к точкам этой плоскости, расположенным непосредственно около граней штампа. Измерения деформаций показали, что полная контактная деформация складывается из двух составляющих – деформации вдавливания штампа в бетон и деформации искривления нагружаемой плоскости образца за пределами штампа. На основе статистической обработки результатов измерений были предложены многофакторные регрессионные зависимости для определения составляющих полной контактной деформации.

Зарубежные ученые К. Lieberum, Н. Reinhardt [3] изучали контактные деформации при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 13...32 мм цилиндров диаметром 400 мм и высотой 450 мм, изготовленных из бетонов с прочностью на сжатие 29...57 МПа. Для предотвращения раскалывания бетона цилиндры по высоте 275 мм от верхнего торца были армированы замкнутыми хомутами радиусом 185 мм из арматуры диаметром 8 мм, установленными с шагом 50 мм. При испытаниях измерялись полные контактные деформации штампов по отношению к точкам нагружаемой плоскости цилиндра, расположенным по его периметру. Установлено, что при напряжениях в бетоне под штампом, не превышающих более чем в пять раз прочность бетона на сжатие, зависимость контактной деформации от напряжения остается линейной. При более высоком уровне напряжений контактная деформация начинает изменяться нелинейно.

В своих работах [4; 5] Н.А. Рак исследовал контактные деформации опорных участков железобетонных конструкции, изготовленных из бетона с прочностью на сжатие 38 МПа. Проведена серия из 32 испытаний стальными штампами опытных образцов опорных участков стропильной конструкции, в которых варьировались размеры и расположение штампа, а также вид основания под штампом. При испытаниях измерялись перемещения жесткого стального штампа относительно поверхности образца и деформации бетона на боковых гранях. Измерения показали, что общая контактная деформация состоит из двух составляющих – контактной деформации погружения и контактной деформации искривления поверхности образца. Доля указанных составляющих зависит от способа опирания штампа (на бетон или стальную пластину, расположенную на бетоне), размеров штампа и его расположения на поверхности образца. За пределами штампа осадки нагруженной поверхности образца затухают достаточно быстро, а на грани штампа наблюдается резкий скачок перемещений, то есть происходит как бы погружение штампа в бетон. Рост перемещений точек поверхности происходил с ростом нагрузки достаточно стабильно даже при напряжениях под штампом, превышающих призмную прочность бетона. Причем значение деформации погружения штампа (разности средней осадки штампа и осадок прилегающих к нему точек поверхности) также возрастает стабильно. Доля деформаций погружения на протяжении всего испытания остается примерно постоянной, но при одном уровне напряжений существенно зависит от размеров штампа (увеличивается с его ростом).

Немецкие ученые Н. Reinhardt, R. Koch [6] исследовали прочность при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 40, 60 и 120 мм бетонных цилиндров диаметром 190 мм и высотой 400 мм, изготовленных из бетонов с прочностью на сжатие 58...108 МПа. При испытаниях измерялись полные контактные деформации штампов по отношению к точкам нагружаемой плоскости цилиндра, расположенным по его периметру. В результате испытаний установлено, что зависимость контактной деформации от напряжения под штампом близка к линейной при нагрузках, не превышающих 80% от разрушающих.

Также немецкий ученый S. Klotz [7] провел экспериментальные исследования на местное сжатие при концентричном кратковременном местном сжатии круглыми штампами диаметром 30, 50, 70,7 и 100 мм прямоугольных призм размерами 200×200 мм и высотой 400 мм, изготовленных из бетонов с цилиндрической прочностью на сжатие 62...150 МПа. Испытывались призмы без косвенного армирования, с косвенным спиральным армированием, фибровым армированием при отсутствии и наличии косвенного спирального армирования. При испытаниях фиксировались в автоматическом режиме перемещения верхней плиты пресса относительно углов верхней плоскости образца. В результате установлено, что величина контактной деформации изменяется нелинейно уже с самого начала нагружения. При этом тангенс угла наклона линии деформаций на начальных этапах увеличивался, а затем начинал уменьшаться вплоть до разрушения.

В проведенных под руководством автора в 1998–2000 годах на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета экспериментальных исследованиях [8] были целенаправленно изучены контактные деформации высокопрочного тяжелого бетона при местном сжатии. Исследования проводились на бетонных призмах размерами 100×100×400 мм и 150×150×600 мм, изготовленных из бетона с кубиковой прочностью 83...96 МПа (I и III серии) и 62...72 МПа (II серия). При испытании образцов I и II серий нагрузка на образцы прикладывалась на бетон через штампы, имеющие размеры 10×10, 20×20, 40×40, 60×60 мм для призм размерами 100×100×400 мм, а также 15×15, 30×30, 60×60, 90×90 мм для призм 150×150×600 мм. Отношение размера штампа к поперечному размеру призмы изменялось для каждого размера призм в диапазоне от 0,1 до 0,6. При испытании с помощью индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм измерялись перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности, а также условной равномерно деформируемой плоскости образца, расположенной от нагружаемого торца на расстоянии, равном поперечному размеру призмы.

Следует отметить, что исследования [1–8] выполнялись на элементах из тяжелого бетона. В исследованиях элементов из легкого бетона [9–13] изучалась только их несущая способность.

В связи с этим в проведенных под руководством автора в 2008–2012 годах на кафедре «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета экспериментальных исследованиях [14–16] были целенаправленно изучены контактные деформации керамзитобетонных элементов при местном сжатии. Программа исследований контактных деформаций включала в себя испытание неармированных призм трех типоразмеров (150×150×150 мм, 200×200×200 мм и 300×300×300 мм) с отношением высоты к размеру поперечного сечения, равным 2. Призмы с размером 150×150×150 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1320 и 1740 кг/м³, испытывались концентрично штампами 30×30, 60×60, 90×90, 120×120 мм. Призмы с размером 200×200×200 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1375 и 1750 кг/м³, испытывались концентрично штампами с размерами 20×20, 40×40, 80×80, 120×120 мм. Призмы с размером 300×300×300 мм, изготовленные из керамзитобетона со средней плотностью 1370 и 1770 кг/м³, испытывались концентрично штампами с размерами 30×30, 60×60, 90×90, 120×120 мм. Таким образом, отношение размера штампа к поперечному размеру призмы изменялось в диапазоне от 0,1 до 0,8. При испытании с помощью

индикаторов часового типа с ценой деления 0,01 мм измерялись перемещения штампа относительно нагружаемой поверхности, а также условной равномерно деформируемой плоскости образца, расположенной от нагружаемого торца на расстоянии, равном поперечному размеру призмы.

Проведенные под руководством автора исследования [8; 14–16] позволили получить экспериментальные данные об изменении напряженно-деформированного состоянии тяжелого бетона и керамзитобетона по мере увеличения нагрузки и показали, что зависимость контактной деформации от напряжения под штампом близка к линейной. При этом экспериментальные значения контактных деформаций значительно превышают значения, получаемые при расчете в предположении упругой работы бетона. Это свидетельствует о появлении значительных пластических деформаций в бетоне, что следует учитывать в расчетах.

Обзор предложений по расчету контактных деформаций

Следует отметить, что предложения по расчету контактных деформаций при местном сжатии немногочисленны и предназначены для расчета элементов из тяжелого бетона. В кратком виде они рассмотрены ниже с сохранением приведенных в них параметров, обозначений и размерностей.

Осадку штампов различных диаметров В.М. Поздников [1] предложил рассчитывать по формуле

$$V_{nl} = \frac{3,8qa(1-\mu^2)}{E}, \quad (1)$$

где V_{nl} – осадка штампа, учитывающая пластические деформации бетона; q – средние напряжения под подошвой штампа; a – радиус подошвы штампа; μ – коэффициент Пуассона бетона; E – модуль упругости бетона.

На основе статистической обработки результатов измерений Ю.В. Ковалем [2] предложены многофакторные регрессионные зависимости для определения составляющих полной контактной деформации.

Суммарные значения контактных деформаций Δ_{tot} рекомендовано определять как

$$\Delta_{tot} = \Delta_{dep} + \Delta_{dist}.$$

Здесь Δ_{dep} – деформации погружения в пределах площади смятия $A_{loc,1}$; Δ_{dist} – деформации искривления бетонной поверхности за пределами площади смятия $A_{loc,1}$.

При этом суммарные значения кратковременных контактных деформаций Δ_{tot} (в м) предложено определять по следующей формуле:

$$\Delta_{tot} \cdot 10^6 = -129,6 + 173,41\eta_{loc} + 1,515k_{loc} + 4640A_{loc,1} + 0,00324E_b + 28,8h - 0,75B + 0,3R_{b,loc}, \quad (2)$$

где $\eta_{loc} = \sigma_{loc}/R_{b,loc}$ – уровень напряжений при местном сжатии; σ_{loc} – местные напряжения в пределах площади смятия $A_{loc,1}$; $k_{loc} = A_{loc,2}/A_{loc,1}$ – коэффициент концентрации местного напряжения; $A_{loc,2}$ – расчетная площадь, м²; E_b – начальный модуль упругости бетона, МПа; h – длина активной зоны, м, $h = 2,5a$, где a – поперечный размер элемента, м; B – класс бетона, МПа; $R_{b,loc}$ – прочность бетона при местном сжатии, МПа.

Значение кратковременных деформаций погружения Δ_{dep} (в м) в пределах площади смятия предложено определять следующим образом:

$$\Delta_{dep} \cdot 10^6 = 8,73 + 144,8\eta_{loc} + 0,031\tau_1, \quad (3)$$

где τ_1 – возраст бетона в момент нагружения, сут.

Прочность бетона при местном сжатии $R_{b,loc}$ (в МПа) рекомендовано определять по формуле

$$R_{b,loc} = -3,15 + 5,28k_{loc} + 1,069B + 0,0726\tau_1. \quad (4)$$

Ранее автором в работах [4; 5] была предложена методика расчета контактных деформаций, основанная на расчетной модели упругого основания с двумя коэффициентами постели. Верхний слой расчетной модели состоит из упругих работающих только на сжатие пружин, распределенных по всему сечению образца и накрытых сверху мембраной. В последней выделены две перекрестные ленты, в области пересечения которых находится место приложения нагрузки. Ленты в поперечном своей длине направлении считаются абсолютно жесткими, а в продольном – могут свободно изгибаться. Кроме лент в состав мембраны входят перекрестные гибкие нити, соединенные с кромками лент перпендикулярным направлением. Как ленты, так и нити натянуты постоянным горизонтально направленным погонным усилием, а в бесконечности неподвижно закреплены на контуре.

Однако в работах [4; 5] рассматривалась упругая работа бетона, что не в полной мере отвечает реальному напряженно-деформированному состоянию бетона в области местного сжатия. Такой учет может быть осуществлен только на основе деформационной расчетной модели, которая базируется на использовании диаграмм деформирования бетона при осевом сжатии, трансформированных с учетом сложного напряженного состояния в области действия местной нагрузки.

Методика трансформирования диаграммы деформирования бетона осевом сжатии для условия расчета контактных деформаций

Учет сложного напряженного состояния бетона в области действия местной сжимающей нагрузки может быть осуществлен только на основе деформационной модели расчетной модели, которая базируется на использовании соответствующим образом трансформированных диаграмм деформирования бетона при осевом сжатии.

В работе автора [17] предложена методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии с использованием трансформированных диаграмм бетона при многоосном напряженном состоянии. В данном исследовании указанная методика откорректирована с целью применения согласно пункту 3.1.5 ТКП EN 1992-1-1 при статических расчетах конструкций из бетонов различных видов при условии применения средних характеристик материалов.

Указанная методика основана на применении трансформированной для условий многоосного сжатия диаграммы деформирования бетона, описанной следующей аналитической зависимостью, связывающей сжимающие напряжения $\sigma_c(x)$ и относительные деформации $\varepsilon_c(x)$:

$$\frac{\sigma_c(x)}{f_{cm,c}(x)} = \frac{k_t(x) \cdot \eta_t(x) - \eta_t^2(x)}{1 + [k_t(x) - 2] \cdot \eta_t(x)}, \quad (5)$$

где $f_{cm,c}(x)$ – прочность бетона при многоосном сжатии (МПа); $\eta_t(x) = \frac{\varepsilon_c(x)}{\varepsilon_{c1}(x)}$; $\varepsilon_{c1}(x)$ – относительная деформация (в ‰), соответствующая пиковой точке трансформированной диаграммы деформирования; $k_t(x) = 1,05 \cdot E_{cm} \cdot \varepsilon_{c1}(x) / f_{cm,c}(x)$; E_{cm} – модуль деформаций бетона при осевом сжатии (ГПа).

Значение относительной деформации $\varepsilon_{c1}(x)$ (в ‰) рекомендуется определять по зависимости (6):

$$\varepsilon_{c1}(x) = \omega_\varepsilon(x) \cdot \varepsilon_{c1}, \quad (6)$$

где ε_{c1} – относительная деформация, соответствующая пиковой точке диаграммы бетона при осевом сжатии; $\omega_\varepsilon(x)$ – коэффициент, учитывающий повышение деформаций бетона при местном сжатии, который для случая концентричного нагружения рекомендуется определять по формуле (7):

$$\omega_\varepsilon(x) = \omega_u^2(x), \quad (7)$$

где $\omega_u(x)$ – коэффициент, учитывающий повышение прочности бетона при местном сжатии, определяемый из следующего выражения:

$$\omega_u(x) = \frac{f_{cm,c}(x)}{f_{cm}} = 1 + k_c \cdot k_f \cdot \psi_c(x). \quad (8)$$

Здесь k_c – коэффициент эффективности бокового обжатия при местном сжатии (принимается равным 12,5 для тяжелого бетона и 9,5 для керамзитобетона); k_f – коэффициент, учитывающий неравномерность бокового обжатия (при равномерном обжатии принимается равным 1,0); $\psi_c(x)$ – коэффициент, учитывающий относительный уровень бокового обжатия, создаваемого окружающим бетоном.

Коэффициент ψ_c определяется по формуле (9):

$$\psi_c(x) = \frac{f_{cm}}{f_{cm}} \cdot \left(\sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(x)}} - 1 \right) \geq 0,07 \cdot \left(\sqrt{\frac{A_c(l)}{A_c(x)}} - 1 \right), \quad (9)$$

где f_{cm} – среднее значение прочности бетона на осевое сжатие, f_{cm} – среднее значение прочности бетона на осевое растяжение; $A_c(l)$ – площадь нагружаемой плоскости элемента; $A_c(x)$ – нагруженная площадь бетона.

Распределение сжимающих напряжений вдоль вертикали, проходящей через центр жесткого штампа, рекомендуем определять с учетом линеаризации эпюр напряжений в пределах выделяемого потока напряжений. При этом принято, что независимо от места расположения штампа поток напряжений дей-

ствует внутри усеченной пирамиды, верхним основанием которой является площадь штампа, а боковые грани наклонены под углом к вертикали $\varphi = \arctan(1/2)$. На рисунке 1 представлен наиболее часто встречающийся случай расположения штампов на торце бетонного образца – концентричное приложение

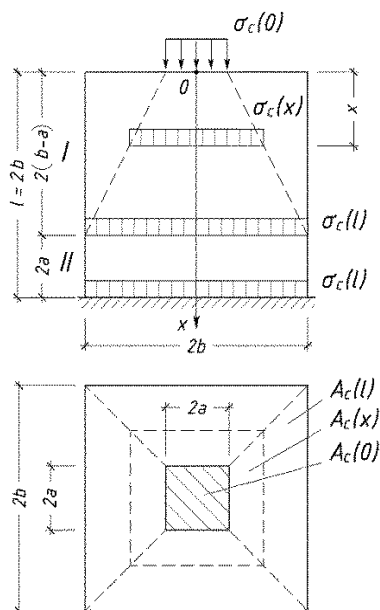


Рисунок 1. – Характер распределения напряжений при концентричном приложении нагрузки

Для определения осадки штампа производят для каждого из сечений трансформацию диаграмм деформирования (рисунок 2), рассматривая его условно как нагружаемый торец образца и применяя зависимости (5)–(7), подставляя в формулу (9) вместо площади $A_c(0)$ площадь $A_c(x)$.

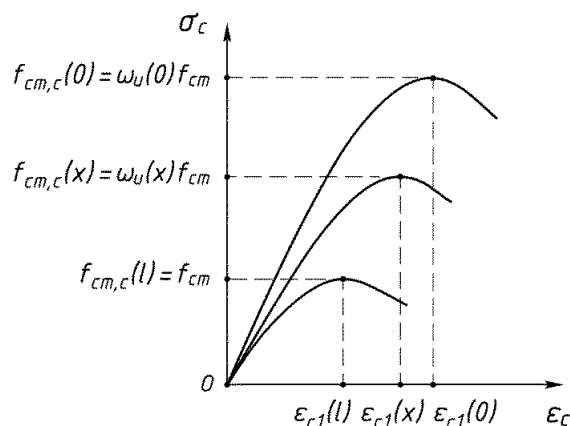


Рисунок 2. – Трансформирование диаграмм деформирования бетона для расчета контактных деформаций

Согласно [17], под контактной деформацией следует понимать линейное перемещение плоскости приложения усилия (плоскости контакта) относительно некоторой условной плоскости, удаленной от нагружаемого торца бетонного элемента настолько, что напряжения в сечении можно считать практически постоянными.

Вычисление значения контактной деформации бетона при местном сжатии в [17] рекомендуется выполнять приближенно, используя метод послойного суммирования. В любом сечении по известной величине напряжений $\sigma_c(x)$ можно определить относительный уровень напряжений

$$\gamma(x) = \frac{\sigma_c(x)}{f_{cm,c}(x)}. \quad (10)$$

Путем преобразования уравнения (5) получаем зависимость для определения относительных деформаций (11):

$$\varepsilon_c(x) = \left[p(x) - \sqrt{p^2(x) - \gamma(x)} \right] \varepsilon_{c1}(x), \quad (11)$$

где $p(x) = \gamma(x) - \frac{k_t(x) \cdot [\gamma(x) - 1]}{2}$.

При использовании метода послойного суммирования требуется выполнение значительного объема вычислений, что затрудняет его применение в практике проектирования. В связи с этим автором в работе [18] предложена более приемлемая для применения в практике проектирования методика расчета контактных деформаций при местном сжатии с использованием многопараметрической модели основания.

Методика расчета контактных деформаций при местном сжатии на основе многопараметрической модели основания.

Известны различные варианты модели упругого основания с двумя коэффициентами постели, в том числе разработанные В.З. Власовым, П.Л. Пастернаком и М.М. Филоненко-Бородичом. Исходя из различных физических моделей, они показали, что двухпараметрическая модель упругого основания

позволяет учесть распределительные свойства основания. Все указанные работы рассматривают случай упругой бесконечной полуплоскости и упругого полупространства.

В работах автора [4; 5] для определения контактных деформаций при местном сжатии предложена расчетная модель, основанная на использовании физической модели М.М. Филоненко-Бородича в виде упругих работающих только на сжатие пружин, распределенных по всему сечению образца и накрытых сверху мембраной (рисунок 3). В последней выделены две перекрестные ленты, в области пересечения которых находится место приложения нагрузки. Ленты в поперечном своей длине направлении считаются абсолютно жесткими, а в продольном – могут свободно изгибаться. Кроме лент в состав мембраны входят перекрестные гибкие нити, соединенные с кромками лент перпендикулярного направления. Как ленты, так и нити натянуты постоянным горизонтально направленным погонным усилием, а в бесконечности неподвижно закреплены на контуре.

Коэффициент постели C_1 многопараметрической модели основания может быть определен по следующей формуле:

$$C_1 = \frac{\sigma_c(0)}{\Delta + \frac{(\lambda - 1)\Delta_1}{\ln\left(\frac{\Delta_2}{\Delta}\right)}}, \quad (12)$$

где $\sigma_c(0)$ – напряжения в бетоне под площадью приложения нагрузки на верхнем торце элемента; Δ – контактная деформация бетона, накопленная в пределах первой и второй зоны (рисунок 4), определяемая как

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2. \quad (13)$$

Здесь Δ_1 – значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах первой зоны; Δ_2 – значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах второй зоны.

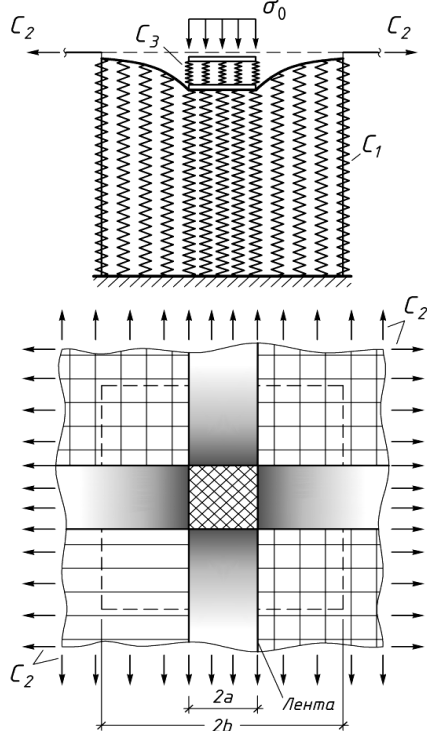


Рисунок 3. – Многопараметрическая модель основания для определения контактной деформации бетона при местном сжатии

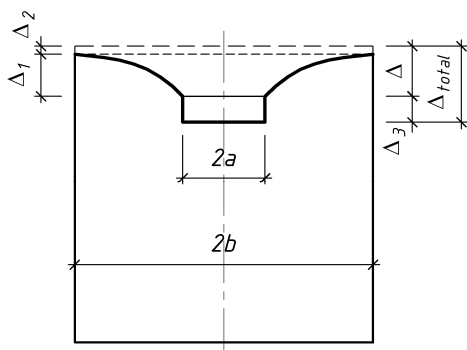


Рисунок 4. – Схема контактных деформаций при местном сжатии бетонного элемента

Значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах первой зоны, может быть рассчитано по формуле (14):

$$\Delta_1 = \int_0^l \frac{\sigma_c(x)}{E_c(x)} dx = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{(n+1) \cdot E_c(l) - E_c(0)} \cdot \frac{\lambda - 1}{k_{p\lambda}} \cdot \left[\frac{n+1-\lambda}{\lambda} + \frac{1-n \cdot p}{k_{p\lambda}} \cdot \ln \left(\frac{p+1}{p \cdot \lambda} \right) \right], \quad (14)$$

где параметры p и $k_{p\lambda}$ определяются следующим образом:

$$p = \frac{E_c(0)}{(n+1) \cdot E_c(0) - E_c(l)} \quad \text{и} \quad k_{p\lambda} = 1 - p \cdot (\lambda - 1);$$

$E_c(0)$ – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного на нагруженном торце элемента; $E_c(l)$ – секущий модуль деформаций бетона для сечения, расположенного в месте перехода от первой зоны ко второй; $\lambda = b/a$; n – параметр, отражающий характер изменения секущего модуля деформаций бетона по высоте первой зоны, принимаемый наименьшим из значений $n = 1,5 \cdot \lambda$ или $n = 8$.

Значение контактной деформации бетона, накопленное в пределах второй зоны, может быть рассчитано по формуле

$$\Delta_2 = \int_l^{2b} \frac{\sigma_c(x)}{E_c(x)} dx = \frac{\sigma_c(0) \cdot 2 \cdot a}{E_c(l)} \cdot \frac{1}{\lambda^2}. \quad (15)$$

Для учета деформаций погружения на перекрестные ленты в пределах штампа дополнительно установлен еще один слой пружин, жесткость которых принимается равной коэффициенту постели C_3 , определяемому по формуле

$$C_3 = k_3 E_c(0) / \sqrt{A_c(0)}. \quad (16)$$

Здесь коэффициент k_3 учитывает вид бетона и принимается равным для тяжелого бетона $k_3 = 1,25$, а для керамзитобетона $k_3 = 0,85$. Ранее в [18] рекомендовалось значение коэффициента постели C_3 определять при $k_3 = 1$. Тогда дополнительная осадка, возникающая вследствие вдавливания только в пределах штампа, может быть определена как

$$\Delta_3 = \sigma_0 / C_3,$$

а полная контактная деформация (осадка штампа на основании) определится в виде суммы:

$$\Delta_{total} = \Delta + \Delta_3.$$

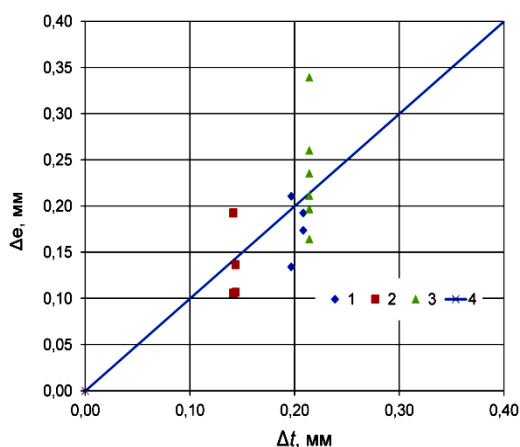
С использованием многопараметрической модели основания можно выполнять расчеты контактных деформаций при местном сжатии с учетом нелинейности деформирования бетона при действии не только центрального сжатия, но и при внецентренном сжатии. В последнем случае допускается использовать значения параметров модели основания, определенных исходя из равенства средних осадок при внецентренном и центральном приложении.

Оценка точности методик расчета контактных деформаций на фоне экспериментальных данных

По методикам [1; 2] и предложенной методике выполнены расчеты контактных деформаций 14 элементов из высокопрочного тяжелого бетона, испытанных в работе [8]. Расчеты по предложенной методике выполнялись при значениях коэффициента $\lambda = 1,67$ и $\lambda = 2,5$, что соответствует условиям местного нагружения в узлах строительных конструкций. Расчеты выполнялись при уровнях напряжений под штампом, составляющих $\sigma_c(0) = 0,5 f_{cm,c}(0)$. При вычислении коэффициента постели C_3 по формуле (16) принято значение $k_3 = 1,25$. Результаты вычисления контактных деформаций по предложенной методике, предусматривающей использование трансформированных диаграмм деформирования и многопараметрической модели основания, представлены на рисунке 5. Точность расчета была оценена в соответствии со стандартной процедурой приложения D [19]. Поправка среднего значения составила $b = 1,005$ при коэффициенте вариации вектора ошибок $V_\delta = 0,249$.

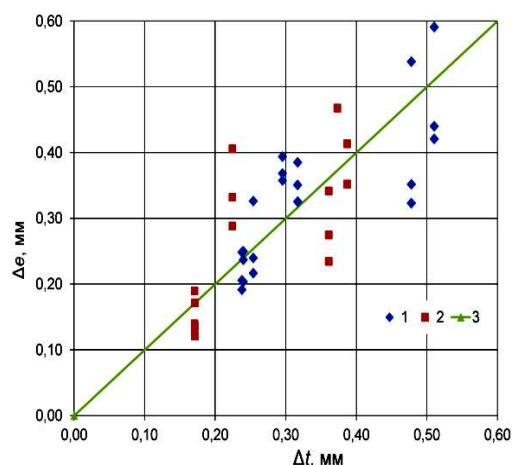
Расчет по методике [1] показал, что она значительно завышает значения контактных деформаций (поправка среднего значения $b = 0,499$). Расчет по методике [2] указывает на то, что она значительно завышает значения контактных деформаций (поправка среднего значения $b = 2,033$). Таким образом, расчет контактных деформаций по методикам [1; 2] не обеспечивает требуемую точность расчета.

По предложенной методике были выполнены расчеты контактных деформаций 36 элементов из керамзитобетона, испытанных в работах [14–16]. Расчеты выполнялись при значениях коэффициента λ от 1,25 до 3,333, что соответствует условиям местного нагружения в узлах строительных конструкций. Расчеты выполнялись при уровнях напряжений под штампом $\sigma_c(0) = 0,5 f_{cm,c}(0)$. При вычислении коэффициента постели C_3 по формуле (16) принято значение $k_3 = 0,85$. Результаты вычисления контактных деформаций элементов из керамзитобетона по предложенной методике представлены на рисунке 6. Точность расчета была оценена в соответствии со стандартной процедурой приложения D [19]. Поправка среднего значения составила $b = 0,983$ при коэффициенте вариации вектора ошибок $V_\delta = 0,239$.



1 – призмы 150×150×600 мм штамп 60 мм;
2 – призмы 150×150×600 мм штамп 90 мм;
3 – призмы 100×100×400 мм штамп 60 мм; 4 – линия $\Delta_t = \Delta_\epsilon$

Рисунок 5. – Сопоставление опытных значений контактных деформаций Δ_ϵ элементов из высокопрочного тяжелого бетона с расчетными значениями Δ_t по предложенной методике



1 – средняя плотность керамзитобетона $\rho = 1320 \dots 1375 \text{ кг/м}^3$;
2 – средняя плотность $\rho = 1730 \dots 1770 \text{ кг/м}^3$;
3 – линия $\Delta_t = \Delta_\epsilon$

Рисунок 6. – Сопоставление опытных значений контактных деформаций Δ_ϵ элементов из керамзитобетона с расчетными значениями Δ_t по предложенной методике расчета

Закключение. В результате проведенного исследования были решены следующие задачи:

- дан краткий обзор проведенных в Республике Беларусь и за рубежом исследований, посвященных экспериментальным исследованиям контактных деформаций и разработке методики их расчета;
- предложена методика расчета контактных деформаций элементов, учитывающая особенности деформирования при местном сжатии бетонов различной структуры, с использованием трансформированных диаграмм деформирования бетона и многопараметрической модели основания;
- выполнено сопоставление результатов расчетов по предложенной и другим методикам с экспериментальными данными исследований контактных деформаций элементов из высокопрочного тяжелого бетона и керамзитобетона. Анализ результатов расчета контактных деформаций по предложенной методике показал, что она обеспечивает необходимую точность расчета.

ЛИТЕРАТУРА

1. Поздникин, В.М. Экспериментальные исследования деформаций бетона под подошвой жесткого штампа / В.М. Поздникин // Проблемы архитектурного проектирования промышленных предприятий, зданий и сооружений. – Свердловск, 1973. – С.82–87.
2. Коваль, Ю.В. Контактные деформации бетонов при кратковременном и длительном местном сжатии : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Ю.В. Коваль. – Киев, 1980. – 232 с.
3. Lieberum, K. Strength of Concrete on an Extremely Small Bearing Area / K. Lieberum, H. Reinhardt // ACI Structural Journal. – 1989. – V. 86, № 1. – P. 67–76.
4. Рак, Н.А. Напряженно-деформированное состояние узлов сопряжения колонн кольцевого сечения со стропильными конструкциями : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Н.А. Рак ; Белорус. гос. политехн. акад. – Минск : БГПА, 1994. – 216 с.
5. Rak, N. Calculation of Reinforced Concrete Member Deformation Under Local Compression / N. Rak // Modern Building Materials, Structures and Techniques : Proceedings of 4th international conference. – Vilnius, Technika, 1995. – Vol. II. – P. 46–51.

6. Reinhardt, H. Hochfester Beton unter Teilflashenbelastung / H. Reinhardt, R. Koch // Beton- und Stahlbetonbau. – 1998. – Jahr. 93, № 7. – P. 182–188.
7. Klotz, S. Ultrahochfester Beton unter Teilflächenbelastung / S. Klotz. MBV. – Berlin, 2008. – 224 p.
8. Рак, Н.А. Контактные деформации при местном сжатии элементов из тяжелого высокопрочного бетона / Н.А. Рак, Н. Аль-Арики // Вестн. БГТУ. Стр-во и архитектура. – 2003. – № 1 (19). – С. 151–157.
9. Прочность керамзитобетона на смятие / Г.Д. Цискрели [и др.] // Бетон и железобетон. – 1970. – № 6. – С. 18–20.
10. Цейтлин, С.Ю. Прочность бетона на смятие по очень малым площадкам / С.Ю. Цейтлин, Д.И. Яровский // Бетон и железобетон. – 1992. – № 11. – С. 16–17.
11. Соколов, Б.С. Прочность объемных элементов из керамзитобетона при местном действии нагрузки / Б.С. Соколов, А.Б. Антаков // Изв. вузов. Строительство. – 1999. – № 5. – С. 139–144.
12. Соколов, Б.С. Исследования керамзитобетонных элементов при местном действии нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Инженерные проблемы современного железобетона : сб. ст. – Иваново, ИВЙСИ, 1995. – С. 381–387.
13. Соколов, Б.С. Прочность керамзитобетонных элементов при действии местной нагрузки / Б.С. Соколов, И.И. Мустафин // Изд. вузов. Строительство. – 1995. – № 1. – С. 7–10.
14. Бондарь, В.В. Контактные деформации элементов из легкого бетона, армированных поперечными сетками, при концентричном местном сжатии / В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Проблемы современного бетона и железобетона : сб. науч. тр. ; МАиС Респ. Беларусь, РУП «Институт БелНИИС». – Минск : Минсктипроект, 2013. – Вып. 5. – С. 27–39.
15. Бондарь, В.В. Деформации элементов из легкого бетона в условиях концентричного местного сжатия / В.В. Бондарь, Н.А. Рак // Инновации в бетоноведении, строительном производстве и подготовке инженерных кадров : материалы междунар. науч.-техн. конф., Минск, 9–10 июня 2016 г., БНТУ, ГП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С. ; Союз строителей Респ. Беларусь. – Минск : БНТУ, 2016. – С. 44–50.
16. Бондарь, В.В. Сопротивление местному сжатию элементов из конструкционного керамзитобетона : Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / В.В. Бондарь. – Минск, 2017. – 160 с.
17. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии на основе трансформированных диаграмм деформирования бетона / Н.А. Рак // Строительная наука и техника. – 2006. – № 3 (6). – С. 53–57.
18. Рак, Н.А. Методика расчета контактных деформаций бетонных элементов при местном сжатии с использованием многопараметрической модели основания / Н.А. Рак // Строительная наука и техника. – 2008. – № 6 (21). – С. 63–67.
19. Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций : ТКП EN 1990-2011. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2012. – 70 с.

Поступила 15.06.2018

TO CALCULATION OF CONTACT DEFORMATIONS IN LOCAL COMPRESSION OF ELEMENTS FROM HIGH-STRENGTHEN HEAVY CONCRETE AND CERAMIC CABLE CONCRETE

M. RAK

In the article features of calculation of contact deformations at local compression of the elements made of concrete of various kinds are considered. A brief review of the studies conducted in the Republic of Belarus and abroad devoted to experimental studies of contact deformations and the development of a methodology for their calculation is given. A technique is proposed for calculating contact deformations, taking into account the deformation features in the local compression of concretes of different structures. The results of calculations based on the proposed and other methods are compared with the experimental data of studies of contact deformations of elements from high-strength normal concrete and expanded clay concrete.

Keywords: concrete elements, local compression, contact deformations, features of deformation, calculation technique.

УДК 624.426.5

ПРИНЦИПЫ СОСТАВЛЕНИЯ РАСЧЕТНЫХ СОЧЕТАНИЙ ВОЗДЕЙСТВИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП EN 1990

д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР
(Брестский государственный технический университет;
канд. техн. наук, доц. В.В. НАДОЛЬСКИЙ; Ф.А. ВЕРЁВКА
(Белорусский национальный технический университет, Минск)

Представлен обзор принципов сочетания значений воздействий в соответствии с действующим в настоящее время на территории Республики Беларусь нормативным документом по расчету строительных конструкций ТКП EN 1990. Обобщена информация о методике выбора расчетного сочетания воздействий для различных групп предельных состояний с учетом различных типов репрезентативных значений переменных воздействий. В качестве примера составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельного состояния несущей способности конструкции (ULS), а также для проверок в рамках предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) рассмотрена условная стальная колонна, относящаяся ко второму классу надежности RC2, подверженная воздействию постоянной, функциональной (категория помещения D – торговое помещение), снеговой и ветровой нагрузок.

Ключевые слова: надежность, воздействия, репрезентативные значения, метод частных коэффициентов, предельные состояния, расчетные ситуации.

Введение. Конструкции следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы они в течение предусмотренного срока эксплуатации с требуемым уровнем надежности и без необоснованных экономических затрат воспринимали *все воздействия*, появление которых имеет наибольшую вероятность, а также при этом бы полностью сохраняли свою пригодность к эксплуатации в соответствии с назначением [1, п. 2.1(1)P]. Решение данной задачи требует от проектировщика наиболее адекватного учета комплексного воздействия различных нагрузок на конструкцию. Конструкции в основном подвергаются воздействию более чем одной нагрузки, кроме того необходимо учитывать, что данные нагрузки являются различными: по своему происхождению (*прямые и косвенные*); свойствам (характеру) (*статические или динамические*); месту приложения, их изменению в пространстве (*фиксированные или свободные*); времени и интенсивности воздействия; многим другим параметрам. Следовательно, проблема составления необходимых расчетных сочетаний различных воздействий является ключевой при осуществлении расчета строительных конструкций. В соответствии с приказом Минстройархитектуры от 10.12.14 № 340 «О переходе на ТКП EN» сочетания воздействий и эффектов от воздействий для расчета и проектирования строительных конструкций на территории Республики Беларусь следует принимать по ТКП EN 1990 «Еврокод. Основы проектирования строительных конструкций» [1]. В связи с этим предполагается актуальным предоставление обобщенной информации по составлению расчетных сочетаний воздействий в соответствии с ТКП EN 1990 [1], основанных на применении метода частных коэффициентов.

В рамках данной работы в качестве примера составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельного состояния несущей способности конструкции (ULS), а также для проверок в рамках предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) рассмотрена условная стальная колонна, относящаяся ко второму классу надежности RC2, подверженная воздействию постоянной, функциональной (категория помещения D – торговое помещение), снеговой и ветровой нагрузке.

1 Репрезентативные значения переменных воздействий

Согласно [1, п. 4.1.1(5)] в расчетах при проектировании конструкций любое воздействие должно быть описано с помощью модели (физической или математической), при этом в большинстве случаев величина воздействия выражается одним скалярным числовым значением, которое при этом может принимать различные репрезентативные значения. В свою очередь, при осуществлении проверки по предельным состояниям в соответствии с ТКП EN 1990 [1] с использованием метода частных коэффициентов в расчетных моделях должны быть приняты расчетные значения воздействий или эффектов воздействий, которые следует устанавливать, используя характеристические или другие репрезентативные значения [1, п. 6.1.(3)].

Наиболее важным репрезентативным значением воздействия F [1, п. 4.1.2(1)P] является *характеристическое значение* F_k . В зависимости от представленных данных и принятой практики характеристическое значение должно быть определено как средняя, нижняя или верхняя оценка по статистическим данным или как номинальное значение (которое не относится ни к одному из известных статистических распределений). В настоящее время существует очевидный недостаток статистических данных относительно различного рода воздействий и влияния окружающей среды. В тех случаях, когда статистическое распределение является неизвестным, характеристическое значение может быть определено как номинальное [1, п. 4.1.2(1)P].

Для определения характеристического значения переменного воздействия используются два отдельных независимых показателя:

- *промежуток времени* (базовый период), во время которого достигается экстремум (например, годовой максимум или минимум);
- *заданная вероятность*, при которой экстремальные значения не выше (в случае максимума) или не ниже (в случае минимума) характеристического значения.

В общем случае характеристическое значение Q_k климатических воздействий и полезных (функциональных) нагрузок в постоянных расчетных ситуациях базируется на заданной вероятности 0,98, а базовый период составляет 1 год [1, п. 4.1.2(7), прим. 2].

Для переменных воздействий помимо характеристических значений ТКП EN 1990 [1] содержит ряд репрезентативных значений. Так, согласно [1, п. 4.1.3(1)P)] для переменных воздействий обычно используются три вида репрезентативных значений:

- комбинационное $\psi_0 Q_k$;
- частое $\psi_1 Q_k$;
- практически постоянное $\psi_2 Q_k$.

При этом соблюдается следующее неравенство:

$$Q_k > \psi_0 Q_k > \psi_1 Q_k > \psi_2 Q_k. \quad (1)$$

Графическое отображение различных репрезентативных значений переменных воздействий в соответствии с ТКП EN 1990 [1] представлено на рисунке 1.

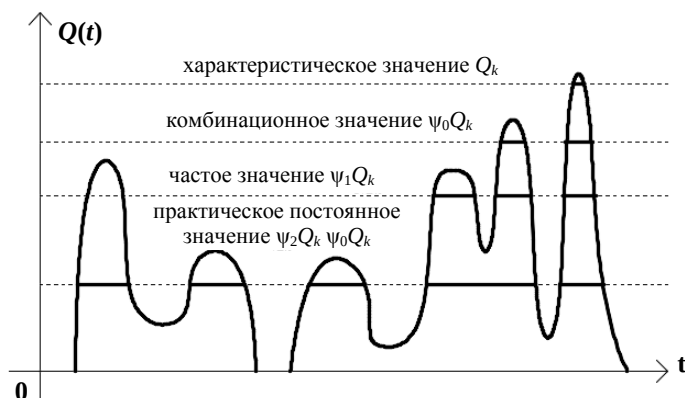


Рисунок 1. – Репрезентативные значения переменных воздействий в соответствии с ТКП EN 1990 [1]

В таблице 1 приведены виды предельных состояний и соответствующие им расчетные ситуации в соответствии с ТКП EN 1990 [1], для которых применяются указанные репрезентативные значения.

Таблица 1. – Репрезентативные значения переменных воздействий, используемые для составления расчетных сочетаний воздействий в соответствии с ТКП EN 1990 [1]

Значение переменного воздействия	Вид предельного состояния	Расчетная ситуация (ПСС – проектный срок службы)	Пример
Комбинационное $\psi_0 Q_k$	ULS	Постоянная (период ~ ПСС)	Нормальные условия эксплуатации
	ULS	Переходная (период >> ПСС)	В период возведения и реконструкции зданий
	SLS	Необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности	Предельная ширина раскрытия трещин для железобетонных конструкций
Частое $\psi_1 Q_k$	ULS	Особые	Результаты пожара, взрывов, ударов транспортных средств и т.д.
	SLS	Обратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности	Декомпрессионные проверки в преднапряженных железобетонных конструкциях
Практически постоянное $\psi_2 Q_k$	ULS	Особые	Результаты пожара, взрывов, ударов транспортных средств и т.д.
	ULS	Сейсмические	Землетрясения
	SLS	Длительные эффекты воздействий	Эффекты ползучести и усадки в бетонных конструкциях

Следует отметить, что в соответствии с [1, п. 2.2(5)b] применение репрезентативных значений воздействий наряду с выбором частных коэффициентов служит в качестве одного из инструментов для достижения требуемых *уровней надежности*, относящихся к несущей способности и эксплуатационной пригодности конструкций. Здесь отмечаются «уровни надежности» вместо единого «уровня надежности», так как для различных предельных состояний (ULS, SLS) *вероятность отказа* конструкции или же соответствующий ей *индекс надежности* могут иметь различные значения [1, п. 2.2(2)].

Рекомендуемые значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 и ψ_2 для сооружений и зданий представлены в [1, приложении А (А.1.2.2)] и отражены в таблице 2.

Таблица 2. – Рекомендуемые значения коэффициентов ψ в соответствии с национальным приложением к ТКП EN 1990[1]

Воздействие	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Функциональные переменные нагрузки для зданий (см. EN 1991-1-1)			
Категория А: жилые помещения	0,7	0,5	0,3
Категория В: офисные помещения	0,7	0,5	0,3
Категория С: помещения со значительным скоплением людей	0,7	0,7	0,6
Категория D: торговые помещения	0,7	0,7	0,6
Категория Е: складские помещения	1,0	0,9	0,8
Категория F: места с движением транспорта весом (массой) до 30 кН	0,7	0,7	0,6
Категория G: места с движением транспорта весом (массой) св. 30 кН до 160 кН	0,7	0,5	0,3
Категория Н: кровли	0	0	0
Снеговые нагрузки на здания (см. ТКП EN 1991-1-3) [2]	0,6	0,5	0
Ветровые нагрузки (см. ТКП EN 1991-1-4) [3]	0,6	0,2	0
Температурные нагрузки (исключая пожары)	0,6	0,5	0

2 Предпосылки для составления расчетных сочетаний эффектов воздействий

Особым видом базисной переменной является суммарный эффект нескольких воздействий. Как отмечает профессор В.Д. Райзер [4]: «*Нагрузки обладают большим статистическим разбросом. При математическом описании нагрузки могут быть представлены в виде случайных величин, случайных функций времени, а также изменяющихся не только во времени, но и в пространстве по случайным или детерминированным законам*». Вопросу сочетания нагрузок как стохастических процессов посвящены работы [5–10]. Задача, связанная с проблемой сочетания нескольких воздействий, представленных в виде стохастических (случайных) процессов, в общем виде впервые была решена В.В. Болотиным [11], однако полученные зависимости оказались слишком сложными для практического использования. В связи с этим были разработаны упрощенные методы [9]. Как правило, для составления расчетных сочетаний воздействий используют правило Turkstra [1], которое позволяет решить задачу, связанную с необходимостью перехода от зависимых от времени нагрузок к независимым. Вместе с этим широкое применение получила модель нагрузок «Ferry Borges – Castanheta» [12; 13], основанная на возобновляемых волновых процессах с прямоугольной формой импульсов фиксированной продолжительности. Кроме этого, известны модели с переменной продолжительностью самих импульсов и времени их возобновления [8; 14; 15].

Используя результаты анализа различных моделей, предназначенных для сочетания воздействий и для целей калибровки, рекомендуется применять правило Turkstra [16; 17]. В статье [10] отмечено, что правило Turkstra позволяет получить хорошую оценку при доминировании основной нагрузки, однако в других случаях может приводить к неверной оценке¹. Применение правила Turkstra рекомендовано в нормах [1; 18].

В соответствии с правилом Turkstra необходимо рассмотреть два сочетания:

1) Q_1 – доминирующая нагрузка; Q_2 – сопутствующая нагрузка. Результирующий эффект воздействий, таким образом, равен

$$E_{\max} = E(Q_{1,\max,T}, Q_{2C}); \quad (2)$$

2) Q_2 – доминирующая нагрузка; Q_1 – сопутствующая нагрузка. Результирующий эффект воздействий составляет

$$E_{\max} = E(Q_{1C}, Q_{2,\max,T}), \quad (3)$$

где $Q_{i,\max,T}$ – максимальное значение i -й нагрузки в течение базового периода времени T ; Q_{iC} – комбинационное значение i -й нагрузки, равное максимальному значению этой нагрузки в период длительности действия максимального значения доминирующей нагрузки.

¹ «Generally Turkstra's rule provides good estimate when principal load is strongly dominant; however, it provides erroneous otherwise» [10, с. 93].

В большинстве случаев нагрузки рассматривают как взаимно независимые процессы, обладающие свойствами стационарности и эргодичности. Для нестационарных условий (проверки выносливости, проверки с учетом процессов деградации, если наблюдаются действия нестационарных воздействий) следует применять модели сочетания возобновляемых волновых процессов с прямоугольной формой импульса с переменной продолжительностью самих импульсов и времени их возобновления [16]. В таком случае правило Turkstra (сочетание максимальных эффектов воздействий с минимальным сопротивлением) может быть применено в качестве верхней оценки.

При использовании правила Turkstra совместно с моделью нагрузок Ferry Borges – Castanheta [12] сочетание эффектов воздействий от двух различных нагрузок примет следующий вид (базовый период отнесения T принят равным 50 лет):

$$E_{\max,1} = K_E (C_G G + C_{Q1} Q_{1,50\text{лет}} + C_{Q2} Q_{2,C}); \quad (4)$$

$$E_{\max,2} = K_E (C_G G + C_{Q2} Q_{2,50\text{лет}} + C_{Q1} Q_{1,C}), \quad (5)$$

где C_G – погрешность модели постоянной нагрузки; C_{Qi} – погрешность модели i -го переменного воздействия; K_E – погрешность модели эффекта воздействия; $Q_{i,50\text{лет}}$ – максимальное значение i -го воздействия в течение базового периода времени $T = 50$ лет; Q_{iC} – комбинационное значение i -го воздействия, равное максимальному значению этой нагрузки в период действия максимального значения доминирующей нагрузки.

Комбинационное значение i -го воздействия зависит от вида доминирующей нагрузки. Например, при сочетании доминирующей полезной нагрузки со снеговой комбинационное значение для снеговой нагрузки принимается как 5...10-летний максимум (так как продолжительность действия 50-летнего максимального значения полезной нагрузки в среднем составляет 5...10 лет [14]). В рассмотренном случае логика рассуждений довольно проста. Однако при сочетании доминирующей снеговой нагрузки с полезной дело обстоит несколько сложнее. Продолжительность действия 50-летнего максимума снеговой нагрузки составляет в среднем 1...2 недели [14]. Поэтому для полезной нагрузки необходимо рассмотреть 1...2 недели максимум, но при этом долговременная часть полезной нагрузки в среднем изменяется один раз в 5...10 лет [14]. Поэтому наименьший период для распределения максимумов полезной нагрузки может быть принят только 5...10 лет.

Стоит отметить, что в основу правил составления расчетных сочетаний воздействий в соответствии с ТКП EN 1990 [1] положено правило Turkstra совместно с моделью нагрузок Ferry Borges – Castanheta [19].

3 Общие требования составления расчетных сочетаний воздействий

Влияние воздействий, которые не могут сосуществовать одновременно в силу физических или функциональных причин, не следует рассматривать вместе в виде сочетаний воздействий [1, п. A1.2.1(1)].

В целях упрощения проектирования в соответствии с ТКП EN 1990 [1] возможно при расчете сочетаний воздействий брать за основу не более двух переменных воздействий [1, п. A1.2.1(1)]. При этом использование отмеченного упрощения зависит от назначения, формы и местоположения здания, однако конкретные указания не даны.

В ТКП EN 1990 [1] даны следующие принципы составления сочетаний воздействий:

[1, п. 6.4.3.1(4)P]: Если результаты проверки могут быть очень чувствительны к изменениям значения постоянного воздействия от места к месту в конструкции, неблагоприятная и благоприятная части этого воздействия должны рассматриваться как отдельные воздействия. Несомненно, для того чтобы выявить случаи зависимости предельных состояний от изменения интенсивности воздействия, необходимо принять инженерное решение, что вносит в него субъективность. Данное правило в основном распространяется на предельные состояния статического равновесия.

[1, п. 6.4.3.1(5)]: Если несколько эффектов одного воздействия (например, изгибающий момент и вертикальная сила от собственного веса) не имеют полной взаимной корреляции, частный коэффициент, примененный к любому благоприятному компоненту, может быть понижен.

Если две или более независимые нагрузки будут оказывать воздействие одновременно, их сочетание должно рассматриваться в соответствии с главой 6 ТКП EN 1990 [1]. Для каждой нагрузки необходимо рассматривать несколько реалистичных сценариев, разработать варианты результатов воздействий, которые необходимо учесть в проекте.

В общем случае правила сочетания воздействий различны для следующих типов проверок:

- проверок предельных состояний несущей способности;
- проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности.

В рамках проверок предельных состояний несущей способности для постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания) необходимо отдельно рассмотреть следующие группы предельных состояний несущей способности [1, п. 6.4.1(1)P]:

1) **ЕQU**: потеря статического равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело, для которой незначительные изменения значения или пространственного распределения

постоянных воздействий от одного источника являются значительными и прочность материалов конструкции или основания в общем случае не оказывают влияния на предельное состояние;

2) **STR**: внутреннее разрушение или чрезмерные деформации конструкции или элементов конструкции, включая фундаменты, сваи, подпорные стенки и т.д., для которых прочность материалов имеет определяющее значение;

3) **GEO**: разрушение или чрезмерные деформации основания, для которых прочность основания или скальной породы имеет определяющее значение для обеспечения несущей способности конструкции;

4) **FAT**: усталостное разрушение конструкции или элементов конструкции.

Также при проверках предельных состояний несущей способности в отдельную группу выделяют расчетные ситуации, возникающие при особых и сейсмических воздействиях.

4 Сочетание воздействий для проверок предельных состояний несущей способности

4.1 Сочетание воздействий в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания). Правила составления сочетаний эффектов воздействий для постоянных или переходных расчетных ситуаций сводятся к выражениям (6.10) и (6.10a)/(6.10b) ТКП EN 1990 [1]:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \quad (6.10)$$

$$\left\{ \begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}, \\ & \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{j > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}. \end{aligned} \right. \quad (6.10a)/$$

$$(6.10b)$$

В рамках данного правила сочетаний воздействий принято, что несколько переменных воздействий действуют одновременно, при этом выделяют доминирующее переменное воздействие Q_1 ($Q_{k,1}$), основное (при его наличии) сопутствующее переменное воздействие $\psi_0 Q_k$ ($\psi_{0,1} Q_{k,1}$), другие сопутствующие переменные воздействия $\psi_0 Q_k$ ($\psi_{0,i} Q_{k,i}$).

Доминирующее переменное воздействие Q_1 означает, что для рассматриваемого эффекта воздействия (например, изгибающего момента в поперечном сечении элемента) переменное воздействие Q_1 создает наиболее неблагоприятные значения эффекта и, таким образом, принимается в расчет со своим характеристическим значением $Q_{k,1}$. Если доминирующее воздействие не очевидно, то необходимо каждое переменное воздействие по очереди рассмотреть как доминирующее.

Если физически возможно, то другие переменные воздействия должны быть приняты в расчет как сопутствующие переменные воздействия со своими комбинационными значениями $\psi_0 Q_k$. Разделение сопутствующих переменных воздействий на «основное» и «другие» методологически позволяет учесть пониженную вероятность появления «других» сопутствующих переменных воздействий, однако данное разделение требует введения дополнительных значений коэффициентов ψ_0 , и по этой причине в настоящее время в численных записях различий между «основным» и «другими» сопутствующими переменными воздействиями нет.

Понижающий коэффициент ξ применяется для неблагоприятных постоянных воздействий. В выражении (6.a) все временные воздействия приняты в расчет со своими комбинационными значениями ($\psi_0 Q_k$). В выражении (6.b) одно переменное воздействие определено как доминирующее воздействие (другие временные воздействия приняты в расчет как сопутствующие), а уменьшающий коэффициент применяется к неблагоприятным постоянным воздействиям.

Ниже рассмотрены указания по определению сочетаний в зависимости от подгруппы предельных состояний несущей способности с учетом положений национального приложения к ТКП EN 1990 [1]. Стоит отметить, что в целом для критических предельных состояний в постоянных и переходных расчетных ситуациях согласно [1, п. А.3.1(1)] расчетные значения воздействий следует принимать в соответствии с [1, т. А.2(A) – А.2(C)].

Предельные состояния EQU

Статическое равновесие конструкции или ее части (рассматриваемой как твердое тело) проверяется путем применения расчетных сочетаний воздействий, основанных на формуле (6.10) ТКП EN 1990 [1].

Предельные состояния STR

Расчеты элементов конструкций (STR, см. 6.4.1 [1]), не учитывающие геотехнические воздействия, рекомендуется производить, применяя расчетные сочетания воздействий, основанные на менее благоприятном варианте из формул (6.10a) и (6.10b) ТКП EN 1990 [1].

Применение двух выражений – (6.10a) и (6.10b) – позволяет каждое воздействие, в том числе постоянные воздействия G , рассматривать как в качестве «доминирующего» воздействия, так и в качестве «сопутствующего» воздействия.

Применение двух выражений (6.10a) и (6.10b) позволяет каждое воздействие, в том числе постоянные воздействия G , рассматривать как в качестве «доминирующего» воздействия, так и в качестве «сопутствующего» воздействия. При расчетах элементов конструкций заводского изготовления национальное приложение к ТКП EN 1990 [1] позволяет принимать в выражениях (6.10a) и (6.10b) значение частного коэффициента $\gamma_{G,sup} = 1,15$ при соблюдении следующих условий:

- в заводских условиях организована система контроля качества продукции; коэффициент вариации собственного веса составляет не более 5%; отношение суммы характеристических значений переменной (полезной) нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, должно находиться в следующих пределах:

$$0,1 \leq \frac{\sum_{i \geq 1} Q_{k,i}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}} \leq 0,4. \quad (2)$$

Предельные состояния STR/GEO

Сопротивление элементов конструкции (фундаменты, сваи, стены подвалов и т.д.) (STR), учитывающих геотехнические воздействия и сопротивление грунта (GEO, см. 6.4.1), рекомендуется проверять, используя один из следующих трех подходов, дополненных с учетом геотехнических воздействий и сопротивления указаниями, приведенными в ТКП EN 1997 [20]:

- *подход 1*: расчетные значения согласно таблице A1.2(C) и расчетные значения согласно таблице A1.2(B) применяются в отдельных расчетах как для геотехнических воздействий, так и для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией. Как правило, размеры фундаментов определяют на основе таблицы A1.2(C), а несущую способность конструкции – на основе таблицы A1.2(B);

- *подход 2*: расчетные значения согласно таблице A1.2(B) применяют как для геотехнических, так и для других воздействий;

- *подход 3*: расчетные значения согласно таблице A1.2(C) применяют для геотехнических воздействий и одновременно частные коэффициенты согласно таблице A1.2(B) – для других воздействий на конструкцию или для воздействий, создаваемых конструкцией.

В таблице 3 представлены принципы составления расчетных сочетаний воздействий в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания) в соответствии с ТКП EN 1990[3]. Сочетания составлены для конструкций и их конструктивных элементов относящихся ко второму классу надежности RC2.

Таблица 3. – Принципы составления расчетных сочетаний воздействий для расчета по предельным состояниям несущей способности в случае постоянных или переходных расчетных ситуаций (основные сочетания)

Предельные состояния		Постоянные воздействия		Переменные воздействия		
		неблагоприятные	благоприятные	доминирующие	сопутствующие	
					основное	прочие
EQU	EQU 1	1,1 $G_{kj,sup}$	0,9 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,1}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	EQU 2	1,35 $G_{kj,sup}$	1,15 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,1}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	EQU 3	две отдельные проверки согласно сочетаниям EQU 1и STR 1				
STR	STR 1	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	—	1,5 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		0,85 1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,i}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	STR 2	1,15 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	—	1,5 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		0,85 1,15 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,i}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
STR/GEO	GEO 1	1,0 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,3 $Q_{k,1}$	—	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	—	1,5 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		0,85 1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,i}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	GEO 2	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	—	1,5 $\psi_{0,1} Q_{k,1}$	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		0,85 1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,i}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
	GEO 3	1,35 $G_{kj,sup}$	1,0 $G_{kj,inf}$	1,5 $Q_{k,i}$	—	1,5 $\psi_{0,i} Q_{k,i}$
		+	+	или	—	+
		1,0 $G_{kj,sup}^{(GEO)}$	1,0 $G_{kj,inf}^{(GEO)}$	1,3 $Q_{k,1}^{(GEO)}$	—	1,3 $\psi_{0,i} Q_{k,i}^{(GEO)}$

В таблице 2 обозначение EQU 1 принято для описания ситуации, при которой сопротивление элементов конструкции не включено в расчет статического равновесия, расчетные значения воздействий в таком случае определяются согласно данным национального приложения [1, т. A.2(A)]. Обозначения EQU 2, EQU 3 приняты для описания ситуации, при которой расчет статического равновесия включает также сопротив-

ление элементов конструкции, расчетные значения воздействий в таком случае определяются согласно данным национального приложения [1, прим. 2 т. А.2(А)]. Обозначение STR 1 принято для общего описания ситуации расчета на внутреннее разрушение или чрезмерные деформации элементов конструкций, для которых прочность материалов имеет определяющее значение, при этом в данной расчетной ситуации не учитываются геотехнические воздействия. Обозначение STR 2 – для описания ситуации расчета на внутреннее разрушение или чрезмерные деформации элементов конструкций, выполненных в заводских условиях. Обозначения STR/GEO 1/2/3 приняты для описания ситуации расчета на внутреннее разрушение или чрезмерные деформации элементов конструкций, с учетом геотехнических воздействий соответственно для расчета согласно 1-му, 2-му и 3-му подходам в рамках ТКП EN 1990 [1].

Сочетание воздействий для особых расчетных ситуаций. Особые воздействия характеризуются очень низкой вероятностью возникновения на протяжении срока эксплуатации конструкции. Такие ситуации являются следствиями нестандартных условий использования (например, взрывов, ударов транспортных средств или судов, пожара, а также могут явиться следствием землетрясения, ураганных ветров или сильнейших снегопадов), они являются кратковременными. Сейсмические воздействия выделены в отдельный вид особого воздействия, так как для некоторых сооружений при определенных расчетных ситуациях они могут выступать как переменные воздействия.

При особых расчетных сочетаниях доминирующим является особое воздействие. Особые воздействия A_d учитываются совместно с частыми или практически постоянными значениями основного переменного воздействия (если имеется) ($\psi_{1,1}$ или $\psi_{2,1}$) $Q_{k,i}$ и практически постоянными значениями прочих переменных воздействий $\psi_{2,i}Q_{k,i}$. В таблице 4 представлены принципы составления расчетных сочетаний при особых и сейсмических воздействиях в соответствии с ТКП EN 1990 [1].

Таблица 4. – Принципы составления расчетных сочетаний при особых и сейсмических воздействиях

Предельные состояния	Постоянные воздействия		Переменные воздействия		
	неблагоприятные	благоприятные	доминирующие	сопутствующие	
				основное	прочие
Особое	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	A_d	$(\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,i}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Сейсмическое	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$A_{Ed} = \gamma_f A_{Ek}$	–	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Сочетания для особых расчетных ситуаций включают либо явное расчетное значение особого воздействия A_d (например, удара), либо относятся к ситуации после особого события ($A_d = 0$). Для ситуаций пожара A_d относится к расчетному значению непрямого температурного воздействия, как определено в ТКП EN 1991-1-2 [21].

Сочетание воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности. В ТКП EN 1990 [1] предложены три сочетания воздействий: характеристическое, частое и практически постоянное. Соответствующее сочетание воздействий должны выбираться в зависимости от требований и критериев эксплуатационной пригодности, заданных в отдельном проекте, заказчиком или соответствующим национальным компетентным органом [1, п. 6.5.3(1)]. Если в ТКП EN 1991–ТКП EN 1999 не установлено другое, то для предельного состояния эксплуатационной пригодности рекомендуется применять частные коэффициенты, равные 1,0.

В таблице 5 представлены принципы составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности согласно ТКП EN 1990 [1].

Таблица 5. – Принципы составления расчетных сочетаний воздействий для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности

Сочетание	Постоянные воздействия G_d		Переменные воздействия Q_d	
	неблагоприятные	благоприятные	доминирующие	прочие
Характеристическое	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Частое	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Практически постоянное	$G_{k,sup}$	$G_{k,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

Характеристическое сочетание, как правило, используют для необратимых предельных состояний [1, п. 6.5.3(2)а], например превышение некоторых пределов раскрытия трещин в бетонных конструкциях. Частое сочетание, как правило, используют для обратимых предельных состояний [1, п. 6.5.3(2)б]. Практически постоянное сочетание, как правило, для оценки длительных эффектов (например, эффекты ползучести и усадки в бетонных конструкциях) и внешнего вида конструкции [1, п. 6.5.3(2)с, п. А1.4.3(4)].

Пример составления расчетных сочетаний для условной стальной колонны. Рассмотрим пример составления расчетного сочетания воздействий для проведения проверки предельного состояния несущей способности конструкции в целом или отдельных ее элементов (ULS), а также для проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) в соответствии с ТКП EN 1990 [1]. Варианты сочетаний рассмотрим на примере условной стальной колонны, подверженной воздействию постоянной g , функциональной q , снеговой s и ветровой w нагрузок. Проектный срок эксплуатации 50 лет, класс надежности RC2, категория помещения D (торговое помещение). Расчетная схема и условные обозначения нагрузок приведены на рисунке 2. Следует отметить, что сочетания воздействий необходимо осуществлять на основании наиболее неблагоприятных эффектов воздействий для возможных форм исчерпания

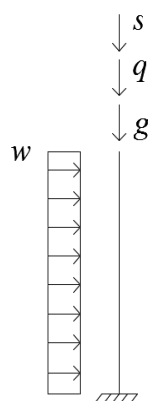


Рисунок 2. – Расчетная схема и условные обозначения нагрузок, действующих на условную стальную колонну

несущей способности конструкции в целом или отдельных ее элементов. Так, для рассматриваемой колонны возможны следующие формы исчерпания несущей способности: потеря несущей способности вследствие действия максимального значения продольной силы и соответствующего ей изгибающего момента (N_{max} , M_{coome}), потеря несущей способности вследствие действия максимального значения изгибающего момента и соответствующего ему значения продольной силы (M_{max} , N_{coome}), а также потеря несущей способности вследствие разрыва анкерных болтов, характеризующегося минимальным значением продольной силы и соответствующим значением изгибающего момента (N_{min} , M_{coome}).

В таблице 6 приведены варианты расчетных сочетаний воздействий для условия внутреннего разрушения (STR), также рассмотрены характеристические, частые и практически постоянные сочетания для проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS).

Таблица 6. – Пример составления расчетных сочетаний воздействий для проверки условия внутреннего разрушения (STR) и для проверки предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) условной стальной колонны в соответствии с ТКП EN 1990 [1]

№ загрузки- женности	ПС	Расчетная ситуация	№ уравнения	Воздействия				Домини- рующие
				g	q	s	w	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	ULS	STR	6.10(a)	1,35				–
2				1,35	1,5·0,7			
3				1,35	1,5·0,7	1,5·0,6		
4				1,35	1,5·0,7		1,5·0,6	
5				1,35	1,5·0,7	1,5·0,6	1,5·0,6	
6				1,35		1,5·0,6		
7				1,35			1,5·0,6	
8				1,35		1,5·0,6	1,5·0,6	
9				1,0				
10				1,0	1,5·0,7			
11				1,0	1,5·0,7	1,5·0,6		
12				1,0	1,5·0,7		1,5·0,6	
13				1,0	1,5·0,7	1,5·0,6	1,5·0,6	
14				1,0		1,5·0,6		
15				1,0			1,5·0,6	
16				1,0		1,5·0,6	1,5·0,6	
17	ULS	STR	6.10(b)	0,85·1,35	1,5			q
18				0,85·1,35	1,5	1,5·0,6		
19				0,85·1,35	1,5		1,5·0,6	
20				0,85·1,35	1,5	1,5·0,6	1,5·0,6	s
21				0,85·1,35		1,5		
22				0,85·1,35	1,5·0,7	1,5		
23				0,85·1,35		1,5	1,5·0,6	w
24				0,85·1,35	1,5·0,7	1,5	1,5·0,6	
25				0,85·1,35			1,5	
26				0,85·1,35	1,5·0,7		1,5	
27				0,85·1,35		1,5·0,6	1,5	
28				0,85·1,35	1,5·0,7	1,5·0,6	1,5	

Окончание таблицы 6

1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	SLS		Характеристическое	1,0				–
2				1,0	1,0			q
3				1,0	1,0	0,6		
4				1,0	1,0		0,6	
5	SLS			1,0	1,0	0,6	0,6	s
6				1,0		1,0		
7				1,0	0,7	1,0		
8				1,0		1,0	0,6	
9				1,0	0,7	1,0	0,6	
10				1,0			1,0	w
11				1,0	0,7		1,0	
12				1,0		0,6	1,0	
13				1,0	0,7	0,6	1,0	
14			Частное	1,0	0,7			q
15				1,0		0,5		s
16				1,0	0,6	0,5		
17				1,0			0,2	w
18				1,0	0,6		0,2	
19			Практически постоянное	1,0	0,6			–

Закключение. В результате анализа правил составления расчетных сочетаний воздействий, принципов назначения и области применения различных репрезентативных значений воздействий при составлении расчетных сочетаний воздействий для различных групп предельных состояний в соответствии с ТКП EN 1990 [1] сделана попытка систематизации и приведения к табличному виду правил составления расчетных сочетаний для предельных состояний несущей способности для условия потери статического равновесия EQU с учетом и без учета влияния сопротивления элементов, для условия внутреннего разрушения или недопустимых (чрезмерных) деформаций конструкции или ее элементов STR с учетом и без учета геотехнических воздействий GEO, а также с учетом фактора заводского изготовления. Также в качестве примера составления расчетных сочетаний воздействий для предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности для расчетной ситуации, характеризующейся внутренним разрушением STR, рассмотрена условная стальная колонна, подверженная действию снеговой, функциональной, постоянной и ветровой нагрузок, с составлением таблицы вариантов расчетных сочетаний в соответствии с положениями ТКП EN 1990 [1]. На основании выполненного анализа можно выделить ряд недостатков, лежащих в основе правил сочетаний воздействий согласно ТКП EN 1990 [1]:

- нет конкретных указаний о применении допущения (упрощения) о возможности учета не более двух переменных воздействий при составлении расчетных сочетаний.

- в национальном приложении к ТКП EN 1990 [1] и ТКП EN 1993 не установлены значения предельных значений для критериев (предельные значения деформаций, колебаний, повреждений) проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности применительно к стальным конструкциям. Среди подобных критериев в отдельную группу стоит выделить значения предельных прогибов.

- относительная точность определения номинального характеристического значения воздействия при явном отсутствии статистических данных относительно различного рода воздействий и влияния окружающей среды.

Актуальность направления дальнейшего исследования, связанного с необходимостью рассмотрения вероятностного подхода применительно к сочетанию воздействий, обуславливают главным образом несколько факторов:

- необходимость объективного учета сложного характера изменения во времени нагрузок и новых статистических данных;

- учет вероятностных свойств воздействий, в частности представление воздействий в виде случайных процессов и анализ их взаимодействий;

- установление корреляционных связей между воздействиями, так как не все воздействия могут быть отнесены к независимым.

ЛИТЕРАТУРА

1. Основы проектирования конструкций. Еврокод : ТКП EN 1990-2011. – Введ. 01.07.12. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2012. – 70 с.

2. Еврокод 1 Воздействия на конструкции : ТКП EN 1991-1-3-2009. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2009. – 50 с.
3. Еврокод 1 Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия : ТКП EN 1991-1-4-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2009. – 127 с.
4. Райзер, В.Д. Теория надежности в строительном проектировании / В.Д. Райзер – М. : Изд-во АСВ, 1998. – 304 с.
5. Болотин, В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1982. – 351 с.
6. Пичугин, С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий / С.Ф. Пичугин. – Полтава : ООО «АСМИ», 2009. – 452 с.
7. Ржаницын, А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность / А.Р. Ржаницын. – М. : Стройиздат, 1978. – 239 с.
8. Ditlevsen, O. Structural Reliability Methods / O. Ditlevsen, H.O. Madsen. – Technical University of Denmark : Department of Mechanical Engineering : Coastal, Maritime and Structural Engineering, July 2005. – 363 p.
9. Madsen, H.O. Methods of structural safety / H.O. Madsen, S. Krenk, N.C. Lind. – New Jersey : Prentice Hall, 1986. – 416 p.
10. Mori, Y. Probabilistic models of combinations of stochastic loads for limit state design / Y. Mori, T. Kato, K. Murai // Structural Safety. – 2003. – Vol. 25. – P. 69–97.
11. Болотин, В.В. О сочетаниях случайных нагрузок, действующих на сооружение / В.В. Болотин // Строительная механика и расчет сооружений. – 1962. – № 2. – С. 1–5.
12. Ferry Borges, J. Structural safety / J. Ferry Borges, M. Castanheta. – 2 ed. – Lisbon : Laboratório Nacional De Engenharia Civil, 1971. – 326 p.
13. Melchers, R.E. Structural reliability – analysis and prediction / R.E. Melchers. – New Jersey : John Wiley, 1999. – 456 p.
14. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. – 2001. – Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. – Date of access: 15.01.2012.
15. Wen, Y.K. Structural load modeling and combination for performance and safety evaluation / Y.K. Wen. – New York : Elsevier Science Publisher, 1990. – 219 p.
16. Sýkora, M. Comparison of load combination models for probabilistic calibrations / M. Sýkora, M. Holický // Proceedings of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering ICASP11, 1–4 August, 2011 / ETH Zurich, Switzerland ; eds. : M.H. Faber, J. Köhler, K. Nishijima. – Leiden, 2011. – P. 977–985.
17. Sýkora, M. Competitive Comparison of Load Combination Models / M. Sýkora, M. Holický // Book of abstracts – 1st International Symposium on Uncertainty Modelling in Engineering ISUME 2011, Prague, 2–3 May, 2011 / CTU in Prague ; eds.: A. Kučerová, J. Sýkora, O. Špačková, J. Vorel. – Prague, 2011. – P. 59–60.
18. Надежность строительных конструкций. Общие принципы : СТБ ISO 2394-2007. – Введ. 01.07.2008. – Минск : Госстандарт Респ. Беларусь, 2007. – 69 с.
19. Надольский, В.В. Параметры конструкционной надежности для проверок изгибаемых стальных элементов по предельным состояниям несущей способности : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / В.В. Надольский ; Брест. гос. техн. ун-т. – Брест, 2015. – 138 с.
20. Геотехническое проектирование. Еврокод 7. Часть 1. Общие правила : ТКП EN 1997-1-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2010. – 131 с.
21. Еврокод 1 Воздействия на конструкции. Часть 1-2. Общие воздействия. Воздействия для определения огнестойкости : СТБ EN 1991-1-2-2009. – Введ. 10.12.2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2009. – 50 с.

Поступила 11.06.2018

PRINCIPLES OF CALCULATION OF DESIGN COMBINATIONS IN ACCORDANCE WITH TCP EN 1990

V. TUR, V. NADOLSKI, F. VEREVKA

The article is devoted to the review of the deterministic approach to the combination of loads in accordance with the normative document TCP EN 1990, which is currently used in the Republic of Belarus in the calculation of building structures. The aim of this work is to provide with the generalized information about the method of choosing the design combination of loads for various groups of limit states in accordance with different types of representative values of variable loads. As an example of compilation of design combinations of impacts for testing the ultimate limit state of a structure, and for inspections within the serviceability limit state, a conditional steel column is considered that belongs to the second class of reliability RC2, subject to constant, functional (category of the premise D – a trading premise), a snow and wind loadings.

Keywords: reliability, impacts, representative values, the method of partial coefficients, limit states, design situations.

УДК 691.327.32

**КОНСТРУКЦИОННЫЙ КЕРАМЗИТОБЕТОН В СТРОИТЕЛЬСТВЕ.
ОПЫТ И ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ****канд. техн. наук В.В. БОНДАРЬ****(Белорусский национальный технический университет, Минск)**

Представлен накопленный общемировой опыт применения конструкционного керамзитобетона, в том числе высокопрочного, при строительстве гражданских и промышленных зданий, гидротехнических и мостовых сооружений, в дорожном строительстве. Отмечены основные преимущества и недостатки, выявленные на протяжении большей части жизненного цикла объектов – начиная со стадии проектирования и заканчивая эксплуатацией. Рассмотрены требования действующих в Республике Беларусь и в мире норм проектирования, касающихся физико-механических, технологических свойств конструкционных керамзитобетонов, их долговечности, отличия от бетонов так называемой нормальной (обычной) плотности. Выполнен анализ перспективных направлений развития керамзитожелезобетона с учетом интенсивного развития строительной химии в части модификации бетонов с целью повышения их коррозионностойкости, удобоукладываемости и прочности на сжатие. Выделены основные вопросы, требующие проведения дополнительных теоретических и экспериментальных исследований.

Ключевые слова: конструкционный керамзитобетон, высокопрочный, строительство, прочность, деформации, долговечность, применение керамзитобетона, экономическая эффективность.

Введение. В практике современного строительства использование керамзитобетона в несущих, в особенности ограждающих, конструкциях насчитывает более 40 лет. При этом в несущих конструкциях большое распространение получил, прежде всего, высокопрочный керамзитобетон, к которому, согласно современным представлениям [1], может быть отнесен керамзитобетон со следующим соотношением нормируемых величин:

$$\frac{f_{lck}}{\rho_{tr}} \geq 25, \quad (1)$$

где f_{lck} – характеристическая цилиндрическая прочность легкого бетона на сжатие в возрасте 28 суток, Н/мм²; ρ_{tr} – плотность легкого бетона в сухом состоянии, кг/дм³, определена в соответствии с требованиями [2].

Наибольшее распространение конструкционный, высокопрочный керамзитобетон получил в США, Канаде, Великобритании, Германии, а также в бывшем СССР. При этом под конструкционным бетоном следует понимать в соответствии с терминологией [3] бетон, используемый в несущих и ограждающих конструкциях зданий и сооружений и обеспечивающий, главным образом, прочность, жесткость, трещиностойкость несущих конструкций.

В то время как высокопрочный керамзитобетон наиболее широко применяют для изготовления крупноразмерных и большепролетных конструкций, керамзитобетон средней прочности применяют главным образом для монолитных и сборных конструкций многоэтажных зданий гражданского назначения. Как показывают элементарные расчеты, применение конструкционного керамзитобетона позволяет снизить вес крупноразмерных плит покрытий, ферм, балок, пролетных строений мостов и других изделий. Снижение объемного веса конструкционного керамзитобетона по сравнению с обычным бетоном позволяет напрямую существенно улучшить экономические показатели элементов зданий и сооружений за счет укрупнения конструкций, снижения расходов на транспортирование и монтаж.

Помимо жилищного строительства и строительства зданий промышленных предприятий, существует еще одна обширная и перспективная область применения конструкционного керамзитобетона – возведение новых и ремонт существующих теплотрасс. Дело в том, что в настоящее время наиболее распространенной является подземная прокладка трубопроводов в непроходных каналах из лотков, выполненных из железобетона плотностью от 2400 до 2600 кг/м³. Строительство таких теплотрасс требует устройства подвесной теплоизоляции на трубах, что сопровождается значительными материальными затратами. Неудовлетворительной следует признать и долговечность подобных теплотрасс, поскольку продолжительность нормальной их эксплуатации в условиях городского строительства составляет в среднем около пяти – семи лет. Одним из наиболее перспективных путей снижения стоимости прокладки и объема трудозатрат и сокращения сроков строительства является применение в тепловых сетях лотков из конструкционного керамзитобетона, позволяющих полностью отказаться от применения дорогостоящей и трудоемкой подвесной теплоизоляции.

Все изложенное выше, а также проблемы, которые будут рассмотрены, создают предпосылки для дополнительных исследований керамзитобетона с целью более массового его применения, причем не толь-

ко в отдельных, слабонагруженных или исключительно ограждающих конструкциях, но и для использования в любых несущих конструкциях зданий и сооружений наряду с бетонами нормального объемного веса.

Краткий обзор применения конструкционного керамзитобетона

Первоначально при строительстве зданий и сооружений различного назначения керамзитобетон использовался частично, например, исключительно в перекрытиях либо только в наружных несущих и самонесущих стенах. Такие строительные объекты в своем большинстве носили статус экспериментальных и являлись своего рода пилотными проектами по широкомасштабному внедрению конструкционного керамзитобетона в строительную отрасль. Позднее при более подробном научном изучении физико-механических свойств керамзитобетона его стали применять и в преднапряженных изгибаемых, и в сжатых элементах (колоннах, диафрагмах жесткости и т.п.).

Рассмотрим накопленный опыт использования конструкционного керамзитобетона при строительстве наиболее значимых и по-своему уникальных с точки зрения архитектурно-конструктивного исполнения объектов. При строительстве здания пассажирского терминала международного аэропорта в Миннеаполисе (1962 г.) для возведения складчатой 130-миллиметровой кровли был применен конструкционный керамзитобетон плотностью 1440 кг/м^3 и прочностью 21 МПа. Приблизительно в то же время для возведения оболочки толщиной 150 мм для перекрытия помещения размерами $60 \times 90 \text{ м}$ при строительстве здания аэропорта в Нью-Йорке был применен керамзитобетон прочностью 41 МПа и объемным весом 1850 кг/м^3 .

Особую архитектурную выразительность имеет возведенное в 1960-х годах здание актового зала собраний Иллинойского университета пролетом 120 м (рисунок 1).



Рисунок 1. – Здание актового зала собраний Иллинойского университета

При сооружении купола зала собраний был применен конструкционный керамзитобетон прочностью 33 МПа и объемным весом 1700 кг/м^3 .

Интересная архитектурно-конструктивная идея была воплощена при строительстве 65-этажного комплекса (две башни) «Марина Сити» в Чикаго в 1960–1964 годах. В зданиях все перекрытия выполнены из керамзитобетона плотностью 1660 кг/м^3 и прочностью на сжатие 32 МПа (рисунок 2).

В настоящее время здание «Марина Сити» – многофункциональный комплекс, являющийся местной достопримечательностью и часто используемый в средствах СМИ, кино- и игровой продукции. На момент постройки две башни комплекса являлись самыми высокими железобетонными конструкциями в мире.

Относительно более современным примером применения конструкционного керамзитобетона являются построенные в 2003–2004 годах в Москве несколько 25-этажных жилых домов [4]. При этом керамзитобетон применялся для возведения внутренних несущих и ограждающих конструкций стен. Плотность керамзитобетона составляла около 1400 кг/см^3 , призматическая прочность – 36 МПа.

На данный момент известно около полусотни высотных зданий по всему миру, которые были полностью или частично возведены с применением легкого бетона и, в частности, конструкционного керамзитобетона. Позднее, кроме строительства жилых и общественных зданий, конструкционный керамзитобетон стал использоваться при возведении мостов, а также для монтажа новых или ремонта (реконструкции) существующих непроходных каналов теплотрасс из железобетонных лотков.

Наиболее ярким примером применения конструкционного керамзитобетона в мостостроении является возведенный в 1998 году мост Стольма в Норвегии. Этот мост является самым протяженным в мире многопролетным сегментным мостом с балками коробчатого сечения. Основной пролет моста составляет 301 м. Этот пролет смонтирован из нескольких элементов, наиболее длинным из которых является элемент номинальной длины 184 м, и именно он и изготовлен из конструкционного керамзитобето-

на. Техническим обоснованием для применения керамзитобетона в этом мосту послужила необходимость компенсации существенной разницы между весом конструкций основного пролета и весом конструкций более коротких пролетов моста.



Рисунок 2. – 65-этажное здание «Марина Сити» в Чикаго

Другими примерами использования керамзитобетона в мостостроении являются мост Сундэй и Рафтсуннский мост. В обоих мостах длина главного пролета составляет 298 м.

Накопленный опыт применения конструкционного керамзитобетона при реконструкции и строительстве теплотрасс достаточно подробно изложен в работе [5]. Опытно-промышленное строительство теплотрасс с лотками из керамзитобетона началось в СССР управлением «Куйбышевсельстрой» в 1971 году. В течение отопительного сезона 1971–1972 годов за построенной теплотрассой велось наблюдение, которое показало, что керамзитобетонные лотки без устройства теплоизоляции трубопроводов обеспечивают вполне приемлемые эксплуатационные характеристики теплотрассы. На основании приведенной работы институтом НИИКерамзит для предприятий «Куйбышевсельстроя» были разработаны технические условия на теплотрассы с лотками из керамзитобетона, после чего началось их массовое внедрение. С 1972 года управление полностью перешло на строительство только таких теплотрасс, укладывая в год по 10...20 км. С 1974 года началось строительство теплотрасс с лотками из керамзитобетона предприятиями, в основном входившими в систему Минсельстроя СССР: Облмежколхозстроем (Самарская область), «Саратовсельстроем» и другими.

Керамзитобетонные лотки при строительстве теплотрасс были внедрены более чем в 40 экономических районах СССР (уложено более 400 км теплотрасс). При этом был получен экономический эффект в размере более 2,0 млн долларов США.

В Республике Беларусь в настоящее время керамзитовые заполнители производятся на трех предприятиях: ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль»; Петриковский керамзитовый завод ОАО «Гомельский ДСК»; ЗАО «Лидский керамзитовый завод». Несмотря на достаточно большие объемы выпускаемого керамзита, все предприятия сосредоточились на изготовлении и реализации керамзита и керамзитобетона преимущественно для ограждающих конструкций зданий и сооружений, для утепления и звукоизоляции полов, теплоизоляции трубопроводов, ландшафтного дизайна и т.п., то есть для элемен-

тов и конструкций, которые не являются несущими. Эта тенденция сложилась, прежде всего, в постсоветский период в связи со сложным экономическим положением страны и резким сокращением государственных программ, касавшихся исследований, в том числе, и в строительной науке. При этом в Беларуси, как и на всей территории СССР, развитие конструкционных и высокопрочных легких бетонов связывали, прежде всего, с аглопоритобетоном, с использованием которого в Республике Беларусь было запроектировано и построено немало объектов, в том числе уникальных. Наиболее ярким с точки зрения архитектурно-конструктивного исполнения является здание Комаровского рынка в Минске (год постройки – 1979), главным конструктивным элементом которого является сборно-монолитная тонкостенная оболочка положительной кривизны, перекрывающая павильон с размерами в плане 103×103 м (рисунок 3). Оболочка собиралась из пяти типов плит (по конфигурации в плане). Плиты при пролете 12 м предварительно напряженные, при пролете менее 12 м – с обычным армированием. Угловые зоны оболочки выполнены из монолитного аглопоритобетона.



Рисунок 3. – Комаровский рынок в Минске

После распада СССР накопленный научно-практический опыт в Беларуси опирался, прежде всего, на использование аглопорита, которого в Республике не было, поэтому страна оказалась неготовой к выпуску продукции из сборного керамзитобетона, строительству монолитных зданий с применением керамзитобетона для несущих конструкций. Осуществлять же доставку аглопорита из России или Украины стало экономически неэффективно.

И только в 2010–2012 годах научно-исследовательским предприятием РУП «Институт БелНИИС» под руководством профессора Н.П. Блещика были проведены обширные исследования технических характеристик керамзитовых заполнителей, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь, с целью определения рациональных областей их применения. В процессе исследований были разработаны составы конструкционного керамзитобетона прочностью до 60 МПа. Исследования также показали, что для конструкционного керамзитобетона необходимо использовать преимущественно керамзитовый гравий фракции 5...20 мм и маркой по прочности от П100 до П400 в соответствии с требованиями стандарта [6], выпускаемый только двумя из трех предприятий Республики Беларусь – Петриковский керамзитовый завод ОАО «Гомельский ДСК» и ЗАО «Лидский керамзитовый завод».

Помимо вышеуказанных исследований с 2012 года в Белорусско-Российском университете под руководством профессора С.Д. Семенюка ведется изучение физико-механических свойств керамзитобетона, изготовленного с использованием керамзита, произведенного на ОАО «Завод керамзитового гравия г. Новолукомль», Петриковский керамзитовый завод ОАО «Гомельский ДСК». Прочность керамзитобетона в исследованиях соответствует классам в диапазоне от LC8/9 до LC25/28 [7]. Цель исследований – уточнение прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона с последующим техническим и экономическим обоснованием расширения области применения керамзитобетона.

Определение базовых прочностных и деформативных характеристик керамзитобетона

В соответствии с современными представлениями [8; 9] легкий бетон, в частности керамзитобетон, используемый для изготовления элементов несущих конструкций, должен отвечать требованиям по минимальной плотности и прочности: плотность должна составлять от 1300 до 1800 кг/м³, прочность на осевое сжатие – не менее 15 МПа.

На территории Республики Беларусь требования к прочностным и деформационным характеристикам легких бетонов изложены в трех действующих документах [10–12]. При этом если в двух первых ТНПА

параметрический ряд легких бетонов по классам по прочности на сжатие отличается от такового для бетонов нормальной плотности, то в последнем документе [12] отличий нет (таблица 1).

Таблица 1. – Классификация легких бетонов по прочности на сжатие в соответствии с требованиями норм, действующих на территории Республики Беларусь

Класс по прочности на сжатие в соответствии с нормами ТКП EN 1992-1-1-2009* [10]	Класс по прочности на сжатие в соответствии с нормами СТБ EN 206-2016 [11]	Класс по прочности на сжатие в соответствии с нормами СНиП 2.03.01-84* [12]
–	–	B2,5
–	–	B3,5
–	–	B5
–	–	B7,5
–	LC8/9	B10
–	–	B12,5
LC12/13	LC12/13	B15
LC16/18	LC16/18	B20
LC20/22	LC20/22	B25
LC25/28	LC25/28	B30
LC30/33	LC30/33	B35
LC35/38	LC35/38	B40
LC40/44	LC40/44	–
LC45/50	LC45/50	–
LC50/55	LC50/55	–
LC55/60	LC55/60	–
LC60/66	LC60/66	–
LC70/77	LC70/77	–
LC80/88	LC80/88	–

Из таблицы видно, что классификационный ряд, приведенный в нормах [10], подтверждает утверждения авторов работ [8; 9] и указывает на то, что к конструкционному легкому бетону можно отнести бетон, соответствующий по своей характеристике прочности как минимум классу LC12/13.

В соответствии с нормами [10] для разных классов плотности существуют различия в расчетных значениях плотности для неармированного легкого бетона и легкого железобетона. Эти различия приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Классы плотности и соответствующие им расчетные значения плотности легкого бетона согласно нормам ТКП EN 1992-1-1-2009* [10]

Класс плотности		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
Плотность, кг/м ³		801...1000	1001...1200	1201...1400	1401...1600	1601...1800	1801...2000
Плотность, кг/м ³	неармированного бетона	1050	1250	1450	1650	1850	2050
	железобетона	1150	1350	1550	1750	1950	2150

К конструкционным легким бетонам большинством норм предъявляются по сути те же требования, что и к бетонам нормальной плотности.

В то же время раздел 11 норм [10] содержит некоторые дополнительные требования. Для уточнения положений по расчету конструкций из легкого бетона в соответствии с [10], введен ряд поправочных коэффициентов при определении модуля упругости (η_E), предела прочности при растяжении (η_1), коэффициента ползучести (η_2), усадки при высыхании (η_3). Значения указанных поправочных коэффициентов определяются в зависимости от значения плотности бетона (коэффициенты η_E , η_1) либо в зависимости от класса на осевое сжатие (коэффициенты η_2 , η_3).

Похожий подход принят и в американских нормах [13], но в последних учет наличия плотного легкого заполнителя в бетоне производится путем введения единственного поправочного коэффици-

ента λ в качестве множителя к значению $\sqrt{f'_c}$ в зависимостях, предусмотренных самими нормами [13]. При этом величина f'_c – прочность бетона на осевое сжатие (МПа). Значения коэффициента λ установлены нормами [13] в зависимости от вида легкого бетона (таблица 3).

Таблица 3. – Значения поправочного коэффициента λ установленного американскими нормами АСІ 318-14 [13] для легкого бетона

Вид бетона	Легкий бетон любого вида	Мелкозернистый легкий бетон	Легкий бетон с песчаным заполнителем	Крупнозернистый легкий бетон с песчаным заполнителем	Бетон нормальной плотности
Поправочный коэффициент λ	0,75	0,75...0,85*	0,85	0,85...1,0*	1,0
* – значение может определяться методом линейной интерполяции.					

Требования к главной деформационной характеристике легкого бетона – модулю упругости на территории Республики Беларусь предъявляются в двух нормативных документах – ТКП EN 1992-1-1-2009* [10] и СНиП 2.03.01-84* [12]. При этом методики определения модуля упругости в указанных нормах разные. В нормах [10] для легкого бетона среднее значение модуля упругости E_{lcm} следует рассчитывать по формуле:

$$E_{lcm} = \eta_E \cdot E_{cm} = \left(\frac{\rho}{2200} \right)^2 \cdot 22 \cdot \left[\frac{(f_{cm})}{10} \right]^{0,3}, \text{ МПа}, \quad (2)$$

где η_E – поправочный коэффициент для расчета среднего значения модуля упругости легкого бетона; E_{cm} – значение секущего модуля упругости для бетона нормальной плотности, МПа; ρ – плотность легкого бетона после сушки в печи, определяемая согласно требованиям стандарта [11], кг/м³; f_{cm} – среднее значение цилиндрической прочности бетона на сжатие, МПа.

Из анализа зависимости (2) можно сделать вывод, что значения модуля упругости легкого бетона изначально в значительной степени зависят от плотности ρ и в гораздо меньшей степени – от значения средней прочности на сжатие f_{cm} .

Нормами [12] модуль упругости предписано принимать в соответствии с данными таблицы 18. Аналитических зависимостей для расчета модуля упругости ни для тяжелого бетона, ни для легкого не предусмотрено. При этом не разъяснено, исходя из каких соображений установлены те или иные табличные значения модуля упругости в нормах [12].

Согласно американским нормам [13] модуль упругости легкого бетона в диапазоне плотностей от 1440 до 2560 кг/м³ следует рассчитывать по зависимости

$$E_c = \omega_c^{1,5} \cdot 33 \cdot \sqrt{f'_c}, \text{ МПа}, \quad (3)$$

где ω_c – плотность легкого бетона, Н/мм³; E_c – значение модуля упругости для легкого бетона, МПа; f'_c – значение цилиндрической прочности бетона на сжатие, МПа.

Таким образом, зависимость (3) тоже предусматривает учитывать плотность легкого бетона при определении модуля упругости. Можно сделать вывод, что и в нормах [13] плотность легкого бетона оказывает наиболее значительное влияние на величину модуля упругости.

Приведенные формулы (2) и (3) дают приближенные значения модуля упругости, которые могут варьироваться в достаточно широких пределах. В то же время и нормы [10], и нормы [13] допускают возможность устанавливать значение модуля упругости экспериментальным путем, а затем соответственно использовать эти опытные данные в дальнейших расчетах.

Долговечность керамзитобетона

Исследований долговечности керамзитобетона в мире известно достаточно мало, и практически нет исследований долговечности керамзитожелезобетона.

Среди всех проанализированных научных литературных источников, а также нормативных документов следует выделить упомянутую выше работу [5], в которой были проведены комплексные исследования долговечности и изучены физико-механические свойства керамзитобетона применительно к условиям эксплуатации теплотрасс при действии повышенных до 150 °С температур и с учетом агрессивного воздействия грунтовых вод. Керамзитобетон при этом применялся при изготовлении конструкций лотков.

По результатам проведенных экспериментальных исследований в работе [5] были сделаны следующие выводы:

1) нагревание образцов до 150 °С в течение первых 24 часов приводит к увеличению прочности керамзитобетона на сжатие на 5...10%, а последующее нагревание в течение 28 суток практически не приводит к каким-либо значительным изменениям этого базового показателя;

2) прочность конструкционного керамзитобетона на растяжение в процессе нагрева снижается. Наибольшее снижение прочности на растяжение в результате нагрева по отношению к прочности на растяжение образцов после пропарки составляет 25%; прочность на растяжение после суточного прогрева бетона при температуре 150 °С составляет 65...70%, а после 28 суток – 70...80% от контрольной (после пропаривания);

3) длительный нагрев приводит к значительному уменьшению модуля упругости керамзитобетона. Нагревание в течение 24 часов приводит к уменьшению модуля упругости на 10...15%, а нагрев в течение 28 суток – на 25...30%.

Уменьшение прочности на растяжение и снижение модуля упругости, как указано в работе [5], можно объяснить возникающими деструктивными процессами в бетоне, вызванными различием коэффициентов температурного расширения заполнителя и цементного камня. С нагревом возрастает дефектность структуры бетона, изменяется контактная зона цементного камня и заполнителя.

Полученные результаты необходимо учитывать при проектировании конструкций из конструкционного керамзитобетона.

В работе также изучалось агрессивное воздействие на керамзитобетон грунтовых вод. Полученные результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о вполне удовлетворительных показателях морозостойкости и водонепроницаемости и их соответствии требованиям действовавших на то время норм.

Изучалось также и влияние на керамзитобетон кислотной, сульфатной, щелочной сред. Степень агрессивности среды на момент исследований была эквивалента среднему химическому воздействию ХА2 по нормам [10] и [11].

Испытания показали, что снижения прочностных характеристик конструкционного керамзитобетона при длительном хранении в средах с допускаемой средней степенью агрессивности практически не наблюдалось, что можно объяснить следующим:

- керамзитовый гравий и песок обладают высокой стойкостью в агрессивных средах в силу особенностей их химического состава;
- поры заполнителя служат дополнительно емкостью, которая вмещает в себя кристаллы новообразований в теле бетона, способствуя тем самым снижению кристаллизационного давления, которое вызывает растягивающие напряжения и разрушение бетона.

Таким образом, конструкционный керамзитобетон, применявшийся в лотках теплотрасс, не требует специальных мер защиты, отличных от тех, которые установлены для бетона нормальной плотности. Тем не менее нормами [10] предусмотрено увеличение значений минимального защитного слоя бетона на 5 мм, в то время как в нормах [12] и в нормах [13] никаких дополнительных требований к величине защитного слоя для легкого бетона, в том числе и с применением керамзита, не установлено.

Экономическая эффективность применения конструкционного керамзитобетона

При использовании любого вида легкого бетона в качестве конструкционного в большинстве случаев заявляется о снижении стоимости инвестиционного проекта, улучшенной функциональности здания. Тем не менее расчеты сметной стоимости проекта в случае применения конструкционного легкого бетона всегда необходимы, поскольку удельная стоимость отдельно взятого элемента, изготовленного из легкого бетона, обычно больше, чем удельная стоимость такого же элемента из бетона нормальной плотности. Это подтверждается элементарным расчетом, приведенным в техническом руководстве АСІ 213R-03 [14]. Согласно расчетам, для типовой конструкции мостового сооружения увеличение стоимости при использовании лёгкого бетона вместо бетона нормальной плотности в несущих конструкциях моста составляет до 1%.

Указанное увеличение стоимости может быть легко компенсировано снижением общих затрат в денежном выражении за счет ниже следующего:

- снижение нагрузок на фундаменты, основание и колонны из-за применения легкого бетона вместо бетона нормальной плотности даст возможность применить фундаменты меньших размеров с меньшим количеством свай, менее объемными ростверками, потребуется использовать меньшее количество арматурных изделий и арматуры;
- при реконструкции мостовых сооружений появится возможность запроектировать и построить новое, более широкое, чем ранее, дорожное полотно, улучшив тем самым функциональность реконструируемого мостового сооружения;

- при использовании легкого бетона в преднапряженных конструкциях становится возможным изготовить конструктивные элементы большей номинальной длины, либо большего поперечного сечения, без увеличения общей массы.

Перечисленные изменения в конструктивных элементах зданий в ряде случаев могут настолько снизить затраты на складирование, монтаж и транспортировку элементов конструкций, что это снижение будет в несколько раз превышать увеличение стоимости, которое может возникнуть на этапе изготовления легкобетонной конструкции [14].

В техническом руководстве [14] рассмотрена экономическая эффективность конструкций из легкого бетона преимущественно при использовании в мостовых сооружениях. Остается, однако, не до конца выясненным вопрос, какова эффективность использования легких бетонов и, в частности, керамзитобетона в наиболее распространенных монолитных зданиях гражданского и общественного назначения высотой до 20 этажей, при возведении которых нет необходимости в подъеме, транспортировании, складировании большепролетных или массивных элементов конструкций. Вариантное проектирование подобных зданий является важным с точки зрения проверки экономической эффективности применения керамзитобетона, что может дать более конкретный ответ на вопрос о целесообразности применения керамзитобетона в том или ином случае реализации инвестиционного проекта.

Заключение

Преимущества конструкционного керамзитобетона, в особенности высокопрочного, перед бетоном нормальной плотности в ряде случаев неоспоримы и неоднократно перечислены в целом ряде работ [1; 5; 8; 9; 15–18].

Перспективы использования конструкционного керамзитобетона в Республике Беларусь с учетом интенсивного развития строительной индустрии и химии бетона в условиях проводимой государством политики энергетической независимости и ресурсосбережения достаточно обширны.

Тем не менее остаются недостаточно изученными следующие проблемы, требующие проведения дополнительных теоретических и экспериментальных исследований:

- 1) долговечность, в том числе коррозионностойкость, в условиях воздействия сильноагрессивных химических сред, воздействия хлоридов, воздействия воздуха и влаги (коррозия, вызываемая карбонизацией бетона);
- 2) поведение конструкционного керамзитобетона прочностью более 30 МПа в условиях сложных напряженно-деформированных состояний, в частности в условиях местного сжатия;
- 3) экономический эффект от применения конструкционного керамзитобетона в любых несущих конструкциях зданий и сооружений (в том числе и из монолитного железобетона), особенно в совмещающих несущую и ограждающую функцию в конструкциях.

Таким образом, решение обозначенных вопросов с учетом возрастающего объема применения керамзита на территории Республики Беларусь позволит в более полной мере использовать керамзитобетон наравне с бетоном нормальной плотности. Кроме того, стоит ожидать более высокой конкурентоспособности предприятий стройиндустрии Беларуси на рынке Евразийского экономического союза.

ЛИТЕРАТУРА

1. Звездов, А.И. Высокопрочные легкие бетоны в строительстве и архитектуре / А.И. Звездов, В.Р. Фаликман // Жилищное строительство. – 2008. – № 7 – С. 2–6.
2. Методы испытаний бетона : СТБ EN 12390-7-2012. Ч. 7. Определение плотности бетона / Госстандарт Респ. Беларусь. – Минск, 2012. – 11 с.
3. Бетоны конструкционные тяжелые : СТБ 1544-2005*. Технические условия. Переиздание / Госстандарт Респ. Беларусь. – Минск, 2015. – 22 с.
4. Фаликман, В.Р. Высокопрочный легкий бетон: технология и свойства / В.Р. Фаликман, Ю.В. Сорокин, О.М. Горячев // Бетон и железобетон. – М., 2005. – № 2. – С. 8–11.
5. Коммисаренко, Б.С. Керамзитобетон для эффективных ограждающих конструкций : дис...д-ра техн. наук : 05.23.05 / Б.С. Коммисаренко ; СГАСА. – Самара, 2000. – 320 с.
6. Гравий, щебень и песок искусственные пористые. Технические условия : СТБ 1217-2000 / Минстрой-архитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2000. – 10 с.
7. Семенюк, С.Д. Прочностные и деформативные характеристики легких бетонов на основе керамзита заводов Беларуси / С.Д. Семенюк, И.И. Мельянцова, А.Г. Подголин // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 16 – С. 54–60.

8. Johannesen, H. Ultimate Compressive Strain and Ductility of LWAC Beams / H. Johannesen, S. Petersen // Master thesis submitted to the faculty of Engineering science and technology of the Norwegian University of Science and Technology. – Trondheim, 2017. – 155 p.
9. Sajedi, F. High-strength Lightweight Concrete Using Leca, Silica Fume, and Limestone / F. Sajedi, P. Shafigh // Arabian journal for Science and engineering. – 2012. – Vol. 37, Iss. 7. – P. 1885–1893.
10. Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций : ТКП EN 1992-1-1-2009*. Ч. 1-1. Общие правила и правила для зданий. – Введ. 01.01.2010. – Минск : Минстройархитектуры Респ. Беларусь, 2015. – 205 с.
11. Бетон. Требования, показатели, изготовление и соответствие : СТБ EN 206-2016 / Госстандарт Респ. Беларусь. – Минск, 2016. – 98 с.
12. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования ; СНиП 2.03.01-84* / Госстрой СССР. – М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
13. ACI 318-14. Building Code Requirements for Reinforced Concrete. ACI 318-14 and Commentary (318-14R). – American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich., 2014. – 524 p.
14. ACI 213R-03. Guide for Structural Lightweight-Aggregate Concrete. Reported by ACI Committee 213. – American Concrete Institute, Farmington Hills. Mich, 2003. – 38 p.
15. Дорф, В.А. Высокопрочный керамзитобетон (Обзор опыта производства, особенностей технологии и свойств) / В.А. Дорф, В.Г. Довжик ; ЦНИИТЭСтром М-ва промышленности строительных материалов СССР. – М., 1968. – 52 с.
16. Легкие и ячеистые бетоны и конструкции из них : науч. сессия института. Доклады и сообщения / под ред. А.Т. Баранова [и др.]. – НИИЖБ. – М., 1970. – 202 с.
17. Chandra, S. Lightweight aggregate concrete / S. Chandra, I. Berntsson // Construction materials science and technology series. – Norwich, NY 13815, 2002. – 430 p.
18. Орендлихер, Л.П. XXI век – век легких бетонов / Л.П. Орендлихер // Технологии бетонов. – МГСУ. – 2007. – № 1. – С. 68–69.

Поступила 11.06.2018

STRUCTURAL EXPANDED CLAY CONCRETE IN A BUILDING INDUSTRY. PRACTICE AND PROSPECTS OF USAGE

V. BONDAR

The article presents the accumulated worldwide experience of using structural expanded clay concrete (including high-strength) in the construction of civil and industrial buildings, hydrotechnical and bridge structures, and in road construction. The main advantages and disadvantages revealed during most of the life cycle of the objects – from the design stage and ending with the operation are noted. The publication also considers the requirements of the design standards in force in the Republic of Belarus and in the world concerning the mechanical and technological properties of expanded clay structural -concrete, the difference from concrete so-called normal density. The analysis of perspective directions of development of expanded clay reinforced concrete is carried out, taking into account the intensive development of construction chemistry in terms of modification of concrete in order to increase their corrosion resistance, workability and compressive strength. In article the main issues that require additional theoretical and experimental research are given.

Keywords: structural expanded clay concrete, high-strength, building industry, strength, deformation, durability, expanded clay concrete usage, economic efficiency.

УДК 624.014

РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЛАНЦЕВОГО СОЕДИНЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ ПРЯМОУГОЛЬНОГО СЕЧЕНИЯ, ПОДВЕРЖЕННЫХ ЦЕНТРАЛЬНОМУ РАСТЯЖЕНИЮ*канд. техн. наук, доц. В.В. НАДОЛЬСКИЙ**(Белорусский национальный технический университет, Минск)*

Представлен обзор национальных и зарубежных рекомендаций по расчету фланцевых соединений. Показано, что при большой распространенности фланцевых соединений на высокопрочных болтах, их методики расчета являются приближенными и обладают ограничениями по области применения. Предложен новый более универсальный метод расчета фланцевого соединения элементов из труб на основе модифицированного метода эквивалентного Т-образного элемента, используемого в Еврокодах для расчета фланцевых соединений элементов из двутавров. Предложенная методика является более универсальной и может быть адаптирована для фланцевых соединений с ребрами жесткости. Численный анализ и анализ посредством метода конечных элементов показал возможность дальнейшего развития предложенной методики. Отмечены перспективные направления развития методов расчета фланцевых соединений, в том числе и метода конечных элементов.

Ключевые слова: *сопротивление, модель сопротивления, фланцевое соединение, линии текучести, конечно-элементная модель.*

Введение. Фланцевое соединение является одним из наиболее распространенных и эффективных типов монтажного болтового соединения элементов из труб, в особенности для соединения растянутых поясов ферм. Такие соединения имеют массу преимуществ: возможность монтажа в любых климатических условиях, высокую надежность, простой контроль соединения, возможность демонтажа без повреждения несущих элементов.

Исследованию фланцевых соединений посвящены работы исследователей В.В. Бирюлева, Л.И. Гладштейна, В.В. Каленова, В.В. Катюшина, А.Ю. Клюкина, С.Д. Шафрая, С.А. Шафрая, J. Packer, L. Bruno, P. Birkemoe, B. Kato, A. Mukai и др. Одним из ведущих исследователей фланцевых соединений на постсоветском пространстве был В.В. Каленов. В 1980-х годах он провел серию испытаний Т-образных фланцев, являющихся элементарной составляющей фланцевых соединений, а также натурных фланцевых соединений растянутых элементов открытого и замкнутого профиля; обобщил полученные данные, результаты экспериментов других ученых и существующую теоретическую базу.

В настоящее время изучение фланцевых соединений на территории стран СНГ ведется недостаточно активно. Основной акцент делается на развитие КЭ моделей для оценки НДС и действительной работы фланцевого соединения. В частности, в Республике Беларусь расчеты стальных конструкций выполняются согласно требованиям СНиП II-23-81* [1] или Еврокод 3 [2], но в данных стандартах нет методик по расчету фланцевого соединения элементов из замкнутого профиля. Это обстоятельство вызывает трудности при проектировании фланцевых соединений элементов из труб. В национальной практике проектирование значительно облегчают следующие документы: Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций [3], Пособие по проектированию к СНиП II-23-81* [4], Серия по применению ферм из замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения [5], СТО 0041-2004 [6] и освещенность данного вопроса в литературе, например в [7]. В европейской системе нормирования ТКП EN 1993-1-8 «Стальные конструкции. Расчет соединений» [2] существуют разделы, посвященные расчету фланцевых соединений элементов из двутавров (раздел 6) и узлов сопряжения элементов замкнутого профиля (раздел 7), но в данном нормативном документе не рассматриваются фланцевые соединения элементов из замкнутого профиля (труб). Известна европейская методика расчета NCCI (Non Contradictory Complementary Information¹) Design models for splices in structural hollow sections [7–9], которая основывается на руководстве «Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading» [10].

В рамках данного исследования выполнен обзор и сравнительный анализ подходов к расчету фланцевых соединений в соответствии с традициями национальной [3] и зарубежной [9; 10] практики. Рассмотрен метод расчета фланцевых соединений, разработанный на основе методики Т-образного элемента, регламентированной в ТКП EN 1993-1-8 [2]. Представлены численные примеры реализации рассмотренных методов. Выполнен анализ фланцевого соединения посредством КЭ модели, использованной в программе IDEA StatiCa.

¹Серия специально разработанных справочных документов с дополнительной информацией, не вошедшей в Еврокоды, и направленных на поддержание использования Еврокодов.

Расчет фланцевого соединения по национальной методике [3]. Фланцевые соединения, работающие на растяжение, следует выполнять только с предварительно напряженными высокопрочными болтами [3, п. 1.2]. Фланцевые соединения элементов в виде прямоугольных труб, подверженные центральному растяжению, следует использовать для передачи усилия, не превышающего 2500 кН [3, п. 4.20]. Для элементов фланцевого соединения следует применять высокопрочные болты диаметром 24 мм (М24); использование болтов М20 и М27 можно допускать в тех случаях, когда постановка болтов М24 невозможна или нерациональна. При конструировании, как правило, следует применять следующие сочетания диаметра болтов и толщин фланцев: М20 / 20 мм, М24 / 25 мм, М27 / 30 мм [3, п. 4.2–4.4]. Следует использовать болты из стали 40Х «селект» климатического исполнения ХЛ с временным сопротивлением не менее 1100 МПа, а также высокопрочные гайки и шайбы к ним по ГОСТ 22353-77–ГОСТ 22356-77.

«Фланцевые соединения элементов из гнутосварных профилей прямоугольного или квадратного сечений, подверженных воздействию центрального растяжения, следует выполнять **со сплошными фланцами и ребрами жесткости**, расположенными, как правило, вдоль углов профиля. Толщина ребер жесткости не должна превышать 1,2 толщины элементов основного профиля, ширина определяется размерами фланца и профиля, длина – не менее 1,5 высоты меньшей стороны профиля» [3, п. 4.16]. Для фланцевых элементов соединения следует принимать листовую сталь по ГОСТ 19903-74* марок 09Г2С-15 по ГОСТ 19282-73* и 14Г2АФ-15 по ТУ 14-105-465-82 с гарантированными механическими свойствами в направлении толщины проката. Фланцы могут быть выполнены из других марок низколегированных сталей (С345, С375 по ГОСТ 27772-88*), при этом сталь должна соответствовать следующим требованиям: категория качества стали (только для марок С345 и С375) – 3 или 4, в зависимости от требований к материалу конструкции; относительное сужение стали в направлении толщины проката $\psi \geq 15\%$, минимальное для одного из трех образцов $\psi \geq 10\%$.

Прочность соединения следует считать обеспеченной, если

$$N \leq n \cdot K_2 \cdot B_p, \text{ при } 20 \leq t \leq 40 \text{ мм}, \quad (1)$$

где n – количество болтов в соединении; K_2 – коэффициент, принимаемый по таблице 5 [3] в зависимости от диаметра болтов и толщины фланца (см. таблицу 1); B_p – расчетное усилие растяжения болтов [3, п. 5.7].

Таблица 1. – Значение коэффициента K_2 [3, таблица 5]

Диаметр болта	Толщина фланца t , мм	K_2
М20	$t \geq 20$	0,85
М24	$20 \leq t < 25$	0,8
	$t \geq 25$	0,85
М27	$25 \leq t < 30$	0,8
	$t \geq 30$	0,85

Расчетное усилие растяжения B_p болтов следует принимать равным:

$$B_p = R_{bh} \cdot A_{bn}, \quad (2)$$

где $R_{bh} = 0,7 R_{bun}$ – расчетное сопротивление растяжению высокопрочных болтов; R_{bun} – нормативное сопротивление стали болтов; A_{bn} – площадь сечения болта нетто.

Сварные швы фланца с присоединяемым профилем следует выполнять угловыми, без разделки кромок. В обоснованных случаях может быть допущена сварка с разделкой кромок [3, п. 4.2]. Расчет прочности сварных швов соединения фланца с профилем замкнутого сечения выполняется в соответствии с требованиями СНиП [1] с учетом глубины проплавления корня шва на 2 мм по трем сечениям [3, п. 5.10]:

- по металлу шва (сечение 1)

$$\frac{N}{\beta_f \cdot (k_f + 2 \text{ мм}) \cdot l_w} \leq R_{wf} \cdot \gamma_{wf} \cdot \gamma_c / \gamma_n; \quad (3)$$

- по металлу границы сплавления с профилем (сечение 2)

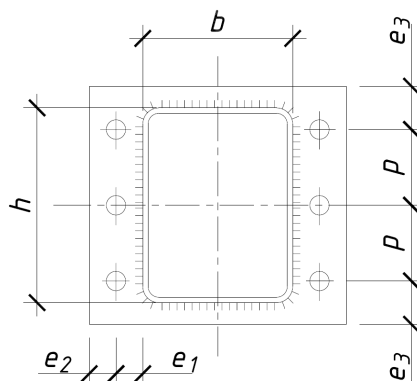
$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w} \leq R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c / \gamma_n; \quad (4)$$

- по металлу границы сплавления с фланцем в направлении толщины проката (сечение 3)

$$\frac{N}{(k_f + 1,4 \text{ мм}) \cdot l_w} \leq R_{th} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c / \gamma_n \quad (5)$$

Здесь (в формулах (3)–(5)) k_f – катет сварного шва; l_w – расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; β_f, β_z – коэффициенты, принимаемые согласно таблице 34* СНиП [1]; γ_{wf}, γ_{wz} – коэффициенты работы шва; γ_c – коэффициент условий работы сварного соединения; R_{wf}, R_{wz} – расчетные сопротивления угловых швов срез (условному) по металлу шва и металлу границы сплавления с профилем соответственно; R_{th} – расчетное сопротивление растяжению стали в направлении толщины фланца.

Расчет фланцевого соединения по европейской методике [9]. Основные базовые положения данной методики изложены в [10], инженерное представление методики реализовано в справочной информации NCCI [9], однако следует отметить, что данный документ обладает рядом спорных положений и неточностей по отношению к оригиналу, которые будут указаны далее. Все геометрические параметры, используемые в расчетной методике, представлены на рисунке 1.



h – высота сечения профиля; b – ширина сечения профиля; t_p – толщина фланца;
 p – шаг болтов; e_1 – расстояние от центра отверстия до стенки профиля;
 e_2, e_3 – расстояния от центра отверстия до ближайшей кромки фланца

Рисунок 1. – Геометрические параметры фланцевого соединения труб прямоугольного очертания

Согласно [9] при конструировании соединения следует придерживаться следующих рекомендаций:

- толщина фланца назначается в пределах $12 \text{ мм} \leq t_p \leq 26 \text{ мм}$, так как данная методика экспериментально подтверждена только для данного диапазона толщин фланца;
- ось крайнего ряда болтов во фланцевом соединении не должна располагаться за контуром замкнутого профиля;
- расстояние между болтами p должно быть не менее $2,2d_0$, но не более $14t$ и 200 мм . Рекомендуемый шаг болтов равен от 3 до 5 диаметров отверстия болтов d_0 ;
- диаметр отверстий для болтов $d_0 = d + 2 \text{ мм}$ при $d \leq 24 \text{ мм}$ и $d_0 = d + 3 \text{ мм}$ при $d > 24 \text{ мм}$;
- расстояние e_2 и e_3 должны быть более $1,2d_0$; при этом для минимизации эффекта рычага расстояние e_2 рекомендуется назначать не более $1,25e_1$.

В соответствии с данной методикой проверяются следующие компоненты фланцевого соединения:

- прочность и деформации фланца;
- прочность болтов на растяжение;
- прочность сварных швов, прикрепляющих фланец к профилю.

Несущая способность фланцевого соединения $N_{p,Rd}$ по прочности и деформациям фланца определяется согласно следующей процедуре:

- вычисляется параметр ослабления δ :

$$\delta = 1 - d_0 / p; \quad (6)$$

- параметр жесткости соединения:

$$K = \frac{4(e_1 - 0,5d + t)}{0,9 f_{vp} p / \gamma_{M0}}, \quad (7)$$

где f_{yp} – предел текучести фланца.

Примечание. В формуле для параметра K , возможно, допущена ошибка, так как в книге [10] уточнено, что коэффициент 0,9 получен как $1 / \gamma_{M0}$, во время написания этой книги в ENV к Еврокоду 3 частный коэффициент γ_{M0} принимался равным 1,1, поэтому, возможно, для параметра K формула должна быть записана следующим образом:

$$K = \frac{4(e_1 - 0,5d + t)}{f_{yp} p / \gamma_{M0}}. \quad (8)$$

с) вычисляется коэффициент α :

$$\alpha = \left(\frac{K \cdot F_{t,Rd}}{t_p^2} - 1 \right) \cdot \frac{e_{eff} + d / 2}{\delta \cdot (e_1 + e_{eff} + t)}, \text{ но } \alpha \geq 0. \quad (9)$$

где $F_{t,Rd}$ – расчетная несущая способность одного болта на растяжение; e_{eff} – эффективное плечо приложения рычажной силы, принимается равным меньшему из расстояний e_2 или $1,25e_1$.

д) несущая способность фланцевого соединения по прочности и деформациям

$$N_{p,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot (1 + \delta\alpha) \cdot n_b}{K \cdot \gamma_{M2}}. \quad (10)$$

Несущая способность фланцевого соединения $N_{b,Rd}$ по прочности болтов

$$N_{b,Rd} = n_b \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}, \quad (11)$$

где $k_2 = 0,9$ – коэффициент; f_{ub} – временное сопротивление болта на растяжение; γ_{M2} – частный коэффициент безопасности несущей способности болта; n_b – количество болтов в соединении.

Сварные швы рассчитываются согласно требованиям, изложенным в ТКП EN 1993-1-8 [2], при этом согласно [9] несущую способность можно определить из двух условий:

а) из условия равнопрочности с сечением трубы:

$$a \geq t \cdot f_y \cdot \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u / \sqrt{2}} \right), \quad (12)$$

где f_y – предел текучести профиля; β_w – поправочный коэффициент, принимаемый в зависимости от класса стали более слабого соединяемого элемента; f_u – временное сопротивление растяжению более слабого соединяемого элемента, Н/мм².

Либо можно воспользоваться формулами:

$$a \geq 0,93 t \text{ – для стали S235,}$$

$$a \geq 0,96 t \text{ для стали S275,}$$

$$a \geq 1,11 t \text{ для стали S355.}$$

Примечание. Следует отметить, что данный подход может быть небезопасным, так как при работе фланцевого соединения с рядами болтов, расположенными только по двум граням профиля, распределение усилий происходит только по этим двум граням профиля. Дополнительно следует отметить, что необходимо ограничивать толщину шва наименьшей толщиной из свариваемых листов. В ТКП EN 1993-1-8 [2] нет ограничений максимальной толщины сварного шва, однако теоретические исследования и указания национальных норм строго ограничивали максимальный катет (следовательно, и толщину) углового шва. Согласно пункту 12.8 СНиП [5] катеты угловых швов должны быть не более $1,2 t$, где t – наименьшая толщина соединяемых элементов, тогда толщина шва должна быть не более $0,85 t$.

б) из условия восприятия приложенного растягивающего усилия:

$$a \geq \left(\frac{N_{Ed}}{2h} \right) \cdot \left(\frac{\beta_w \cdot \gamma_{M2}}{f_u / \sqrt{2}} \right). \quad (13)$$

В этом случае расчетная длина сварного шва принята равной $2h$, так как в зависимости от жесткости фланца привариваемый периметр замкнутого профиля может подвергаться неравномерному распределению напряжений.

Размещение болтов по всему контуру профиля

Согласно рекомендациям [10] при размещении болтов по всему контуру трубы допускается использовать описанную выше методику, при этом параметр t необходимо исключить из выражения $e_1 - d/2 + t$. Если форма сечения трубы прямоугольная либо расстояния между болтами отличаются друг от друга, в расчетах принимается минимальный шаг болтов. Чтобы эта расчетная модель работала, болты должны располагаться вблизи стенок профиля.

Пример реализации метода. Исходные данные для примера представлены в разделе «Анализ». Расчет выполнен для типа узла I, представленного на рисунке 3.

Прочность фланца:

$$N_{p,Rd} = \frac{t_p^2 \cdot (1 + \delta\alpha) \cdot n}{K \cdot \gamma_{M2}} = \frac{20^2 \cdot (1 + 0,78 \cdot 0,474) \cdot 4}{4,64 \cdot 1,25} = 378,1 \text{ кН},$$

где $\delta = 1 - d_0 / p = 1 - 22 / 100 = 0,78$.

$$K = \frac{4(e_1 - 0,5d + t)}{0,9 f_{yp} p_2 / \gamma_{M0}} = \frac{4(40 - 0,5 \cdot 20 + 6)}{0,9 \cdot 345 \cdot 100 / 1} = 4,64 \cdot 10^{-3} \text{ мм}^2 / \text{Н};$$

$$\alpha = \left(\frac{K \cdot F_{t,Rd}}{t_p^2} - 1 \right) \cdot \frac{e_{eff} + d/2}{\delta \cdot (e_1 + e_{eff} + t)} = \left(\frac{4,64 \cdot 10^{-3} \cdot 141,1 \cdot 10^3}{20^2} - 1 \right) \cdot \frac{40 + 20/2}{0,78 \cdot (40 + 40 + 6)} = 0,474.$$

Прочность болтов:

$$N_{b,Rd} = n_b \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 4 \cdot 0,9 \cdot 800 \cdot 2,45 / 1,25 = 564 \text{ кН}.$$

Прочность швов: $N_{w,Rd} = a \cdot 2h \cdot f_u / (2^{0,5} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 8 \cdot 2 \cdot 140 \cdot 470 \cdot (1,41 \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 662 \text{ кН}.$

Расчет фланцевого соединения на основе Т-образного элемента. В рамках предложенной методики сопротивление болтов и фланца определяется по методу Т-образного элемента, в котором линии текучести вокруг болтов преобразуются в «эквивалентную» расчетную длину Т-образного элемента.

Более подробное описание метода Т-образного элемента можно найти в [2; 11].

Далее будут представлены основные положения предлагаемого метода.

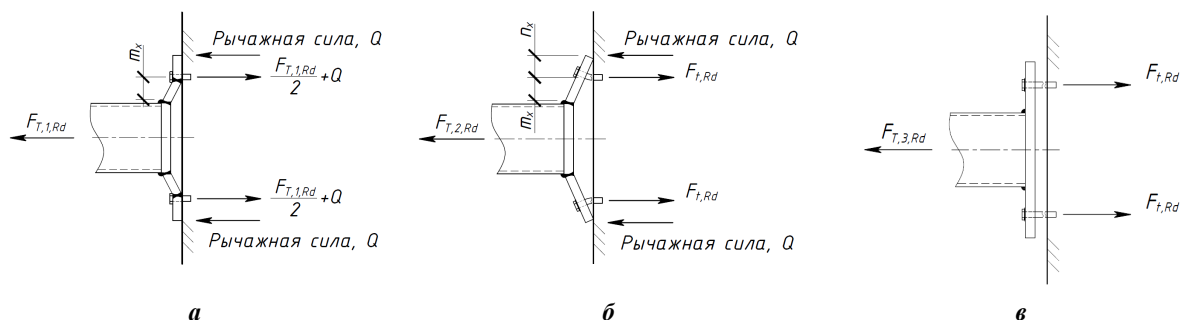


Рисунок 2. – Виды отказа фланцевого соединения в рамках методики Т-образного элемента: полное развитие пластических деформаций во фланце (а); разрыв болтов с развитием деформаций во фланце (б); разрыв болтов (в)

Расчетную несущую способность Т-образного элемента следует принимать равной наименьшей из трех возможных видов отказа (см. рисунок 2):

$$F_{T,1,Rd} = 4 M_{el,Rd} / m; \quad (14)$$

$$F_{T,2,Rd} = (2 \cdot M_{el,Rd} + n \cdot F_{T,3,Rd}) / (m + n); \quad (15)$$

$$F_{T,3,Rd} = n_b \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2}. \quad (16)$$

Обозначения приняты согласно таблице 6.2 ТКП EN 1993-1-8 [2], за исключением двух параметров моделей: m и M_{pl} . Согласно ТКП EN 1993-1-8 параметр m – это расстояние от центра болта до сварного шва, однако для фланцевого соединения элементов из труб следует ожидать, что зона изгиба фланца бу-

дет смещаться внутрь фланца за счет изгиба стенки труб и, следовательно, расстояние m будет больше, чем для Т-элемента, поэтому в рамках настоящего исследования расстояние m принято равным $e_1 + 0,5t$.

Согласно ТКП EN 1993-1-8 при определении сопротивления Т-образного элемента допускается развитие пластических деформаций. По этой причине в расчетах фигурирует сопротивление фланца изгибу в пластической стадии M_{pl} . Однако для фланцевого соединения элементов из труб, которое наиболее часто применяется для стыка нижних растянутых поясов ферм, следует ограничивать деформативность стыка, так как это может существенно повлиять на прогибы и перераспределение усилий в элементах ферм. В связи с этим до отсутствия уточненных результатов дальнейших исследований была принята более безопасная предпосылка о недопущении развития пластических деформаций, ввиду этого параметр M_{pl} заменен на M_{el} и вычисляется следующим образом:

$$M_{el} = l_{eff} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp} / (6 \gamma_{M0}). \quad (17)$$

Для каждого ряда болтов эффективная длина эквивалентного элемента определяется по одной из возможных линий текучести, соответствующей размещению болтов. Данные линии текучести назначаются согласно рекомендациям ТКП EN 1993-1-8 [2]. Возможные линии текучести для фланцевого соединения с двумя рядами болтов представлены в таблице 2. Для более детального понимания физической подосновы определения линий текучести рекомендуются сведения, изложенные в [11].

Таблица 2. – Принципиальные схемы возможных линий текучести для определения эффективной длины Т-элемента

Некруговое расположение, $l_{eff,nc}$	
$\sum l_{eff,nc} = 2 \cdot (e + 0,5p) + (n-2)p$	$\sum l_{eff,nc} = n(4m_x + 1,25e_x)$
$\sum l_{eff,nc} = 2 \cdot (2m_x + 0,625e_x + e) + (n-2) \cdot (4m_x + 1,25e_x)$	$\sum l_{eff,nc} = (2m_x + 0,625e_x + e) + (n-1) \cdot (4m_x + 1,25e_x)$
$\sum l_{eff,nc} = (2m_x + 0,625e_x + 0,5p) + (n-2) \cdot p + (e + 0,5p)$	$\sum l_{eff,nc} = 2 \cdot (2m_x + 0,625e_x + 0,5p) + (n-2) \cdot p$
Круговое расположение, $l_{eff,cp}$	
$\sum l_{eff,cp} = 2 \cdot (\pi m_x + p) + (n-2) \cdot 2p$	$\sum l_{eff,cp} = n \cdot 2\pi m_x$
$\sum l_{eff,cp} = 2 \cdot (\pi m_x + 2e) + (n-2)\pi m_x$	$\sum l_{eff,cp} = 2 \cdot (2e + p) + (n-2) \cdot 2p$

Пример реализации метода. Исходные данные для примера представлены в разделе «Анализ». Расчет выполнен для типа узла I (рисунок 3).

1. Для рассматриваемого примера минимальная эффективная длина Т-элемента составляет 180 мм, что соответствует ширине фланца (см. таблицу 2).

2. Определяем вероятность возникновения эффекта рычага. Находим зажимную длину болта L_b и предельное значение L_b^* (таблица 6.2 [2]):

$$L_b = 2t_p + 2t_{ш} + 0,5(t_{го} + t_g) = 2 \cdot 20 + 2 \cdot 3 + 0,5(14 + 16) = 61 \text{ мм},$$

где $t_{ш} = 3$ мм – толщина шайбы; $t_{го} = 14$ мм – толщина головки болта; $t_g = 16$ мм – толщина гайки.

$$L_b^* = 8,8 \cdot m^3 \cdot A_s \cdot n_b / (l_{ef} \cdot t_p^3) = 8,8 \cdot 40^3 \cdot 2,45 \cdot 2 / (180 \cdot 20^3) = 191 \text{ мм}.$$

Так как $L_b \leq L_b^*$, то возможно появление эффекта рычага.

3. Изгибающий момент, воспринимаемый фланцем в упругой стадии $M_{el,Rd}$

$$M_{el,Rd} = l_{ef} \cdot t_p^2 \cdot f_{yp} / (6 \gamma_{M0}) = 180 \cdot 20^2 \cdot 345 / 6 = 4,14 \text{ кН·м}.$$

4. Несущая способность фланцевого соединения:

а) по прочности и ограничениям деформаций фланца,

$$F_{T,1,Rd} = 4 M_{el,Rd} / m = 4 \cdot 4,14 / 40 = 414 \text{ кН};$$

б) при разрыве болтов, $F_{T,3,Rd}$:

$$F_{T,3,Rd} = n_b \cdot k_2 \cdot f_{ub} \cdot A_s / \gamma_{M2} = 4 \cdot 0,9 \cdot 800 \cdot 2,45 / 1,25 = 564 \text{ кН};$$

с) при разрыве болтов и развитии ограниченных деформаций во фланце $F_{T,2,Rd}$:

$$F_{T,2,Rd} = (2 \cdot M_{el,Rd} + n \cdot F_{T,3,Rd}) / (m + n) = (2 \cdot 4,14 + 564 \cdot 0,04) / (0,04 + 0,04) = 386 \text{ кН}.$$

5. Несущая способность соединения по сварному шву $N_{w,Ed}$, кН:

$$N_{w,Rd} = a \cdot 2h \cdot f_u / (2^{0,5} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}) = 8 \cdot 2 \cdot 140 \cdot 470 \cdot (1,41 \cdot 0,9 \cdot 1,25) = 662 \text{ кН}.$$

Анализ

Анализ национальной методики. В рамках отечественной методики конструирование фланцевого соединения обеспечивает его несущую способность, предъявляются требования к диаметрам болтов и толщинам фланцев, постановке дополнительных ребер жесткости, что позволяет вести расчет соединения только по прочности болтов и прочности сварных швов (прочность и деформации фланца обеспечиваются конструктивными требованиями). Такие принципы позволяют спроектировать соединение, равнопрочное сечению элемента. Следует отметить, что данное соединение, по всей видимости, будет неэкономичным, однако с учетом развития исследований того времени и целесообразностью высокой надежности соединений, следует считать рекомендации национальной методики эффективными и целесообразными.

Анализ европейской методики. Широкое распространение на европейской территории получили фланцевые узлы с двухрядным и четырехрядным расположением болтов без ребер жесткости, по этой причине европейская методика разработана только для такого типа узлов. С производственной точки зрения такие типы узлов обладают неоспоримой простотой изготовления, однако достичь равнопрочности соединения и элементов в таком случае практически невозможно, так как прочность таких соединений ограничена прочностью сварных швов. При двухрядном и четырехрядном расположении болтов можно предположить, что швы работают только вдоль граней с болтами (иногда эта предпосылка не идет в запас прочности, так как наиболее интенсивно швы будут работать около болтов и угловых зон профиля). При этом расчетная толщина шва назначается меньше толщины профиля, и прочностные свойства угловых швов – меньше свойств стали профиля. Анализ показывает, что при двухрядном расположении болтов можно достичь 30...40% прочности профиля соединяемых элементов, а при четырехрядном расположении болтов – 60...70%. Остается не исследованным вопрос деформативности таких видов соединений, так как в расчетной методике заложено допущение развития пластических деформаций и, как следствие, фланцы будут обладать значительными деформациями.

Анализ методик расчета фланцевого соединения на численных примерах. Для анализа рассмотрены три конфигурации узла, представленные на рисунке 3. Конструктивное решение представлено для соединения элементов квадратного сечения $140 \times 140 \times 10$, из стали S355, фланцы приняты из пластины² t20,

² Рациональным решением является использование толщины фланца, приблизительно равной диаметру болтов.

из стали S355, болты³ приняты класса прочности 8.8, M20, толщина сварного шва⁴ принята 8 мм, для типа III ребра приняты из пластины t_8 и приварены сварным швом толщиной 4 мм. Результаты представлены в таблице 3. Поскольку области применения отечественной и зарубежной методики не совпадают, то сравнить данные подходы на численном примере не представляется возможным. Как видно, предложенная методика на основе Т-образного элемента более универсальна и позволяет выполнить расчет узла всех трех конфигураций.

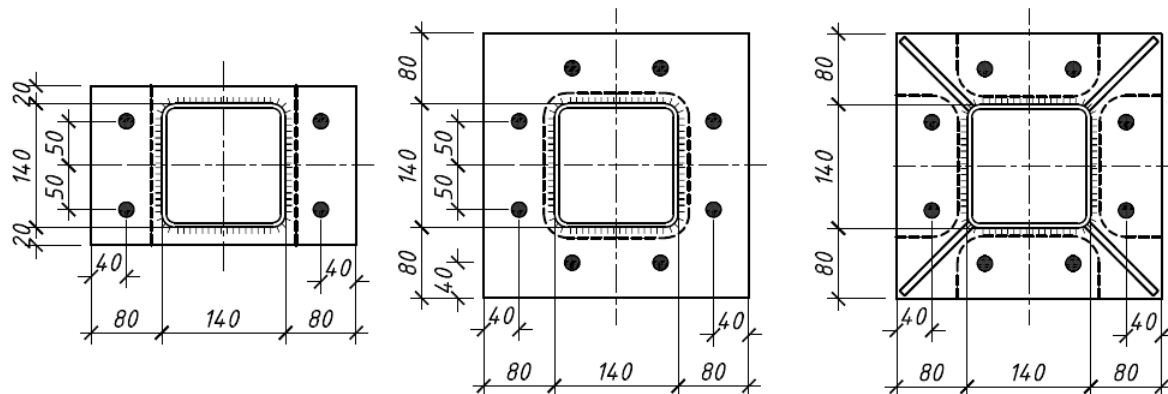


Рисунок 3. – Конфигурации фланцевых соединений с двухрядным (тип I) и четырехрядным расположением болтов без ребер жесткости (тип II) и с ребрами жесткости (тип III)

Таблица 3. – Сравнение методов расчета фланцевых соединений

Методика расчета	Вид отказа	Тип I	тип II	Тип III
Т-образного элемента	Прочность и деформации фланца	414 386	736 748	1604 984
	Прочность болтов	564	1129	1129
	Прочность швов	662	1324	1698
Европейская	Прочность и деформации фланца	378	750	–
	Прочность болтов	564	1129	
	Прочность швов	662	1324	
Отечественная	Прочность болтов и фланца	–	–	933
	Прочность швов	–	–	1973
КЭ метод		410	775	1080

Анализ посредством МКЭ. На сегодняшний день наиболее универсальным можно считать метод расчета посредством метода конечных элементов. Данное направление является очень актуальным и довольно интенсивно развивается, здесь следует отметить исследования [12; 13]. Однако при всей мощностности данного метода следует отметить ряд основных нерешенных по настоящее время вопросов и сдерживающих применение КЭ метода. Основные проблемы связаны с созданием КЭ модели и интерпретацией результатов, что, как правило, требует больших теоретических знаний и практического опыта построения КЭ модели. Существенно упрощает практическую реализацию расчетов соединений посредством МКЭ программный продукт IDEA StatiCa, разработанный в Чехии при существенной поддержке научного сообщества. Данный продукт позволяет выполнить качественный анализ соединений.

Все три типа соединения были смоделированы в программе IDEA StatiCa, результаты представлены на рисунке 4. Предельное значение пластических деформаций принято 0,2%. Для типа I соединений по КЭ методу расчетное сопротивление составило 410 кН, при этом характер работы соответствует классическим представлениям работы Т-элемента, за исключением зоны развития максимального изгибающего момента: эта зона смещается внутрь профиля, тогда как в модели Т-элемента она находится по грани сварного шва. Для типа II соединений по КЭ методу расчетное сопротивление составило 775 кН, при этом характер работы и линии текучести более сложные, чем по представлениям работы Т-элемента:

³ Рекомендуется принимать болты M20, M24, M30 класса прочности 8.8. При использовании болтов класса прочности 10.9 следует обратить внимание на их ограниченную деформативность.

⁴ Рекомендуется назначать толщину шва не более $0,85t$ (что соответствует требованиям п. 12.8 СНиП [5]). В отдельных случаях допускается назначение толщины шва не более наименьшей из толщин свариваемых листов. Поскольку для типа соединения I и II доминирующая форма отказа связана с прочностью швов, то выполнен анализ конструктивных решений профиля на $140 \times 140 \times 10$ для того, чтобы увеличить толщину шва до 8 мм.

зоны развития максимального изгибающего момента располагаются не только по периметру профиля, но и включают угловые зоны за счет изгибных деформаций фланца в двух направлениях. Для типа III соединений по КЭ методу расчетное сопротивление составило 1080 кН, при этом характер работы и линии текучести более сложные, чем по представлениям Т-элемента: в конкретном примере более интенсивный изгиб фланца возникал вдоль линии ребер жесткости.

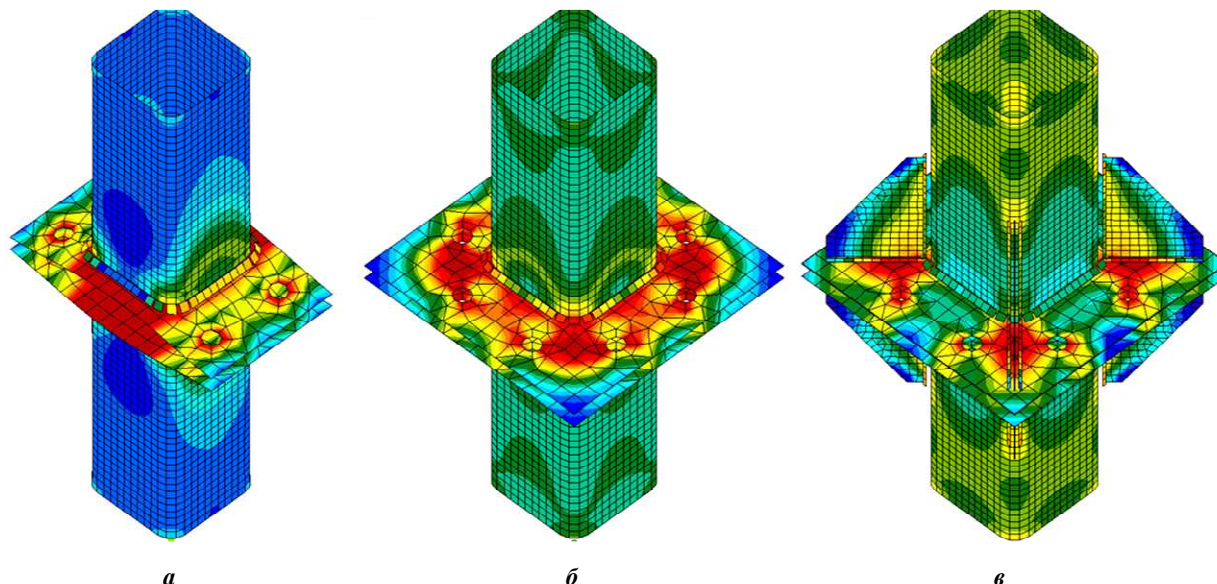


Рисунок 4. – Напряженно-деформированное состояние фланцевых соединений с двухрядным расположением болтов (а) – тип I; с четырехрядным расположением болтов без ребер жесткости (б) – тип II; с четырехрядным расположением болтов с ребрами жесткости (в) – тип III

Заключение. Обзор рекомендаций по расчету фланцевых соединений показал, что при большой распространенности фланцевых соединений на высокопрочных болтах их методики расчета являются приближенными и обладают ограничениями по области применения.

Метод расчета, представленный в европейских рекомендациях [9], на практике прост в реализации, но при этом следует отметить некоторые ограничения области применения: узкий диапазон применимости по толщине фланца, отсутствие указаний по расчету при наличии дополнительных ребер жесткости. Также в источнике [9], получившем наибольшее распространение, имеются отклонения и неточности по отношению к оригинальному изложению данной методики [10].

В национальных рекомендациях [3] соединения конструируются согласно требованиям (толщина фланца должна находиться в пределах $20 \text{ мм} \leq t_f \leq 40 \text{ мм}$; рекомендуемые диаметры болтов; обязательно наличие дополнительных ребер жесткости), которые заведомо обеспечивают жесткость и прочность фланца, как следствие, остается только проверка прочности болтов и сварных соединений, из которых наиболее критичной является прочность болтов.

Предложен новый более универсальный метод расчета фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения на основе модифицированного метода эквивалентного Т-образного элемента, используемого в ТКП EN 1993-1-8 [2] для расчета фланцевых соединений элементов из двутавров. Предлагаемая методика представляет интерес, в силу своей большей универсальности и может быть адаптирована для фланцевых соединений с ребрами жесткости.

Численный анализ и анализ рассмотренных соединений посредством КЭ метода в программе IDEA StatiCa показал возможность дальнейшего развития данной методики. Также на основании проведенного анализа можно отметить большую перспективу развития методов расчета, основанных на КЭ методе. В качестве дальнейших направлений исследований следует отметить необходимость более широкой верификации предложенного метода расчета, в том числе с дополнительным анализом на КЭ моделях и натурных испытаниях. Заметим, что большинство исследований сосредоточены на вопросах прочности фланцевого соединения, при этом не уделяется должного внимания вопросам жесткости и стадиям работы материала с учетом уровня нагружения. Как правило, в общепринятой теории развитие пластических деформаций можно допустить для редких событий, таких как проверки предельных состояний несущей способности при статических нагрузках. В свою очередь, для знакопе-

ременных нагрузок и проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности следует не допускать развитие пластических деформаций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Стальные конструкции. Нормы проектирования : СНиП II-23-81* / ЦНИИСК. – М., 1990.
2. Еврокод 3 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений : ТКП EN 1993-1-8-2009. – Минск : М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – 2010.
3. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций / СО Стальмонтаж, ВНИПИ Промстальконструкция, ЦНИИПСК им. Мельникова. – М., 1988. – 83 с.
4. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81*) / ЦНИИСК. – М., 1989. – 148 с.
5. Стальные конструкции покрытий производственных зданий пролетами 18, 24 и 30 м с применением замкнутых гнутосварных профилей прямоугольного сечения типа «Молодечно». Чертежи КМ : Серия 1.460.3-14 / ОАО Проектный институт. Ленпроектстальконструкция. – М., 1981.
6. Конструкции стальные строительные. Болтовые соединения. Проектирование и расчет : СТО 0041-2004 / ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова. – М., 2004.
7. Металлические конструкции : учеб. пособие для строительных вузов / В.В. Горев [и др.]. – М. : Высш. шк., 2004. – Т. 1 : Элементы конструкций. – 469 с.
8. Надольский, В.В. Европейская методика расчета фланцевого соединения элементов из труб / В.В. Надольский, Е.С. Бояринцева // Теория и практика исследований и проектирования в строительстве с применением систем автоматизированного проектирования (САП) : сб. ст. II Междунар. науч.-техн. конф. – Брест : Изд-во БрГТУ, 2018. – С. 109–114.
9. Design models for splices in structural hollow sections : NCCI // Access Steel. – 2010. – 10 p.
10. Design guide for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading / J.A. Packer [et al.] // CIDECT. – 2009. – P. 83–89.
11. Joints in Steel Construction : Moment Connections / The Steel Construction Institute // Silwood Park. – Berkshire. – 160 p.
12. Напряженно-деформированное состояние высокопрочных болтов фланцевых соединений в укрупнительных стыках стропильных ферм / А.А. Семенов [и др.] // Инженерно-строительный журнал. – 2014. – № 5. – С. 54–62.
13. Перельмутер, А.В. Расчетные модели фланцевых соединений рамных узлов металлических конструкций и их программная реализация в «SCAD Office» / А.В. Перельмутер, Э.З. Крискунов, В.В. Юрченко // CADMaster. – 2010. – № 3. – С. 110–115.

Поступила 11.06.2018

CALCULATION AND CONSTRUCTION OF THE FLANGE CONNECTION OF RECTANGULAR ELEMENTS SUBJECTED TO THE AXIAL TENSION

V. NADOLSKI

The review of domestic and foreign recommendations on the calculation of flange connections showed that with a high prevalence of flange connections with high-strength bolts, their calculation methods are approximate and have limitations in the field of application. A new more universal method for calculating the flange connection based on the modified equivalent T-element method used in Eurocodes for calculating the flange connections of I-beam elements is suggested. The proposed technique is of great interest, since it is more universal and can be adapted for flange joints with stiffeners. Numerical analysis and analysis by the FE method showed the possibility of further development of the proposed technique. Prospective directions of development of methods for calculating flange connections, including the FE method, have been noted.

Keywords: resistance, resistance model, flange connection, flow lines, finite element model.

УДК 624.426.5

**НОВОЕ В ПРОЕКТИРОВАНИИ КОНСТРУКЦИЙ ИЗ БЕТОНА:
ВТОРОЕ ПОКОЛЕНИЕ ЕВРОКОДОВ И НАЦИОНАЛЬНЫЕ НОРМЫ****д-р техн. наук, проф. В.В. ТУР****(Брестский государственный технический университет);****д-р техн. наук, проф. Т.М. ПЕЦОЛЬД; канд. техн. наук, доц. Н.А. РАК****(Белорусский национальный технический университет, Минск)**

Представлен краткий анализ опыта применения Европейских норм по проектированию железобетонных конструкций EN 1992-1-1 как в международной, так и в национальной практике. Показаны преимущества и недостатки интернализации в разработке нормативных документов разных стран. Рассмотрены основные принципы, положенные в основу разработки Еврокодов второго поколения, а также основные направления совершенствования нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций. Показано, что одной из основных задач на ближайшую перспективу следует считать сохранение и совершенствование с учетом международных достижений национальных норм.

Ключевые слова: нормы проектирования, конструкции из бетона, метод частных коэффициентов.

1 О развитии строительных норм из национальных в международные. Краткая ретроспектива

Появление строительных норм исторически обусловлено как минимум двумя основными причинами:

- *обеспечение безопасности* пользователя возводимых зданий и сооружений^{*)};
- *создание условий и гарантий*, необходимых для равной конкуренции сторон, формирующих предложения по проектированию и строительству. Проектные решения могут справедливо конкурировать только в том случае, если они запроектированы, опираясь на одинаковые принципы (главным образом, концепцию надежности).

Даже при беглом изучении первых норм проектирования железобетонных конструкций обращает на себя внимание тот факт, что они были достаточно просты как в понимании, так и в практическом применении. Как показано, например в [1], первые датские нормы Dutch Code for Reinforced Concrete (1912) состояли всего из 30 страниц, а Технические условия (ТУ) и нормативы для железобетонных конструкций примерно того же периода времени, принятые Российским министерством путей сообщения в 1911 году (вторая версия) – всего из 28 страниц. Следует отметить, что по этим нормам в начале XX века в России было запроектировано и построено 22 железобетонных моста.

Вместе с тем, несмотря на названные выше причины, уже при введении первых норм проектирования специалисты были обеспокоены ограничивающим эффектом, который может влиять на инновации в строительной отрасли.

Как показано в [1], в одном из первых технических журналов по проектированию конструкций (1905) приводится следующее высказывание: *«Необходимо убедиться в том, что предписания строительных норм являются настолько гибкими, что строительная индустрия, в которой каждый день появляются новые идеи, не связана и остается свободной для развития новых способов проектирования и возведения конструкций»*. Аналогичные мысли и опасения содержались и в статье профессора Н.А. Белелюбского «К составлению технических условий для железобетонных конструкций» в журнале «Цемент, его производство и применение».

В течение последнего столетия разработка норм проектирования железобетонных конструкций – практически непрерывный процесс. В этот период в большинстве стран были разработаны национальные нормы проектирования железобетонных и предварительно напряженных конструкций, имевшие достаточно высокий уровень (СНиП, СНБ, ACI, PN, BS, DIN, ASCE, AASHTO и др.).

Следует отметить, что выполненный анализ требований и правил проектирования, включенных в нормы различных стран, позволил констатировать, что все они базируются на довольно схожих концептуальных подходах, имея в основе метод предельных состояний, просто содержание (наполнение) каждой из них соответствует уровню экономического развития, географическому положению страны, а главное – существующей национальной инженерной традиции.

В последние десятилетия были предприняты активные действия, направленные на переход от национальных норм к международным, общим для больших групп стран. Наиболее характерным примером ин-

^{*} Проблема обеспечения безопасности строительных объектов существует с момента, когда человек стал заниматься строительством. Это очевидное социальное требование впервые нашло отражение в так называемом Кодексе Хаммураби (Вавилон, 1760 г. до н. э.), где содержалась следующая запись «Если в результате разрушения дома погибнет его владелец, то строитель должен быть приговорен к смерти» (англ. «If a builder builds a house for someone, and does not construct it properly, and house which he built fall and kill owner, that builder shall be put to death», Code of Hammurabi, Babylon, 1760 BC).

тернационализации строительных норм применительно к европейской практике является внедрение единых европейских норм – Еврокодов (EUROCODES), разработка которых продолжается уже более 30 лет. Как подчеркивается в ряде публикаций [1–3], при всех выявленных недостатках наиболее значимым достижением Еврокодов следует считать их гармонизацию на базе единой концепции надежности, общих символов и обозначений, легальных единиц измерения, применяемых в нормах.

По замыслу их составителей, наличие единых норм проектирования и сопутствующих (связанных) с ними стандартов (таблица 1) должны обеспечить условия для свободного перемещения продуктов строительной отрасли, строительных услуг и научной мысли в области строительства между странами-членами CEN (Директива 106/EC).

Таблица 1. – Еврокоды и связанные с ними стандарты

Документ	Предмет	Число сопутствующих стандартов
EN 1990	Основы проектирования	3
EN 1991	Воздействия на конструкции	10
EN 1992	Конструкции из бетона	4
EN 1993	Стальные конструкции	20
EN 1994	Сталебетонные конструкции	3
EN 1995	Конструкции из дерева	3
EN 1996	Каменные конструкции	4
EN 1997	Геотехническое проектирование	2
EN 1998	Сейсмическое проектирование	6
EN 1999	Конструкции из алюминия	5

С другой стороны, невозможность достижения консенсуса при принятии голосованием очередных версий предварительных норм привело к появлению Национальных приложений (National Annex), в которых отражаются так называемые национально устанавливаемые параметры (National Determined Parameters), которые развиваются в Национальных документах по применению (National Application Documents). Анализ национально устанавливаемых параметров (NDP), принятых в Еврокодах первого поколения, приведены в таблице 2.

Таблица 2. – Количество NDP в действующих Еврокодах

Eurocode	Количество частей	Количество страниц	Количество NDPs
EN 1990	1 + Annex A2	90 + 3	54
EN 1991	10	770	292
EN 1992	4	450	176
EN 1993	20	1250	236
EN 1994	3	330	42
EN 1995	3	225	21
EN 1996	4	300	31
EN 1997	2	340	42
EN 1998	6	600	103
EN 1999	5	500	58

Вместе с тем, по мнению авторов [1], Национальные приложения были введены не столько из-за разногласий и невозможности достижения консенсуса при голосовании по отдельным положениям, сколько для поддержания национальных требований к уровню безопасности (но не ниже, чем EN 1990) и учета национальных аспектов, связанных с традициями проектирования. Некоторые из стран-членов CEN (CEN-MS), кроме того, внедрили (реализовали) дополнительные национальные правила и комментарии в форме NCI (Non-contradictory Complementary Information – Непротиворечащая дополнительная информация) для применения на национальном уровне. Как правило, этими возможностями воспользовались, в первую очередь, ведущие страны-члены CEN.

Следует отметить, что международные стандарты разрабатывает не только CEN, но и параллельно ISO (International Standard Organization). Применительно к тематике бетонных и железобетонных конструкций в составе ISO действует 8 комитетов, разрабатывающих довольно большое количество нормативных документов (таблица 3, в которой приведены стандарты, относящиеся главным образом к проектированию, изготовлению, возведению железобетонных конструкций). Кроме того, действует Азиатский Кодекс – образец для проектирования железобетонных конструкций ACMA (Asian Concrete Model Code). При этом существует довольно тесное взаимодействие между International Committee on Model Code for Asia (ICCMCA) и техническим комитетом ISO/TC 71.

Таблица 3. – Нормы ISO и связанные с ними стандарты [1]

Подкомитет	Название	Стандарты	
		опубликованные	разрабатываемые
ISO/TC 71/SC1	Методы испытаний бетона	17	6
ISO/TC 71/SC3	Производство (изготовление) и возведение конструкций из бетона	8	2
ISO/TC 71/SC4	Требования по изготовлению конструкций из бетона	1	0
ISO/TC 71/SC5	Упрощенные расчетные стандарты для бетонных конструкций	3	3
ISO/TC 71/SC6	Нетрадиционная арматура для бетонных конструкций	5	3
ISO/TC 71/SC7	Обслуживание и ремонт бетонных конструкций	9	3
ISO/TC 71/SC8	Экологический менеджмент для бетона и бетонных конструкций	2	2

Как отмечается в [1], интернационализация норм несет в себе следующие преимущества:

1) существенно облегчает обмен научно-техническими данными и мнениями между учеными и специалистами различных стран. Дискуссия на международном уровне и соответствующая кооперация в проведении исследований повышает уровень знания более существенно, чем это может быть получено специалистами отдельной страны (особенно в тех случаях, когда небольшие страны испытывают дефицит высококвалифицированных специалистов по отдельным направлениям исследований);

2) обсуждение различных точек зрения является намного более рациональной основой для разработки общепринятых логических правил проектирования.

В качестве примера такого международного консенсуса, достигнутого в результате активных дискуссий, в работе [1] приводится разработка EN 1168 [4], содержащего требования к пустотным плитам безопалубочного формования (англ. *Hollow Core Slabs – HCS*). В действующей редакции стандарта EN 1168 [4], который ранее не предполагал разработку Национального приложения, содержатся пункты, относящиеся к национальному применению (*National Application Document*). Как показано в [1], ранее наблюдали существенные различия в требованиях к плитам, изготавливаемым в Германии и Франции. В германской практике допускали изготовление плит безопалубочного формования длиной не более 6 м. Причиной ограничения длины пролета плиты было то, что существенную роль в сопротивлении срезу играет прочность бетона при растяжении (при отсутствии поперечного армирования). В связи с этим немецкие инженеры не хотели полагаться на столь «ненадежный» параметр, как прочность при растяжении.

Вместе с тем в соответствии с требованиями стандарта Франции плиты изготавливали длиной не менее 6 м. Основным аргументом было то, что длина зоны передачи напряжений и длина анкерки для натягающих канатов (номинальным диаметром 9 и 12 мм) в плитах безопалубочного формирования может быть относительно большой (эта проблема достаточно подробно рассмотрена, в частности в [5]). Увеличенная длина зоны передачи напряжений, когда проскальзывание натягающего каната наблюдается на значительной части длины пролета плиты, оказывает существенное влияние на сопротивление коротких плит при изгибе и срезе.

Важными документами, составляющими основу для подготовки новых поколений Еврокодов по железобетонным конструкциям, являются очередные версии так называемых кодексов-образцов (*fib Model Code*), подготовленных *fib*, внесших значительный вклад в развитие как национальных, так и международных норм проектирования. Так, большинство национальных норм и первое поколение Еврокодов опирались на МС 90. Главным назначением МС (*Model Codes*), которые по своей сути не являются обязательной нормой, а содержат скорее некую передовую реферативную техническую информацию, является формирование предложений по совершенствованию действующих норм на основе обобщенного передового знания, накопленного мировой научной общественностью за некоторый оценочный период до очередного пересмотра норм.

Как утверждается в [3], разработанный и опубликованный в 2013 году *fib* МС 2010 [6] признан наиболее значимым, хотя в ряде положений и небезошибочным, шагом вперед в теории и практике железобетона. При этом сам документ видится как основа для пересмотра EN 1992.

2 Особенности проектирования конструкций в условиях перехода на европейские стандарты

Внедрение в практику проектирования Республики Беларусь принципов и правил проектирования, изложенных в Еврокодах, началось с 2003 года, когда был введен в действие СНБ 5.03.01-02 [7], посвященный проектированию железобетонных конструкций из бетона.

За время применения СНБ 5.03.01-02 (начиная с 2003 года) проектирование железобетонных конструкций из тяжелого бетона в Республике Беларусь выполняли в полном соответствии с концепцией надежности европейских нормативных документов. Наряду с методами расчета, регламентированными Еврокодом EN 1992-1-1:2004 [2], в СНБ 5.03.01-02 [7] внесены и альтернативные методы расчета железобетонных конструкций, применение которых позволяет обеспечить их надежность, установленную EN 1990:2002 для класса надежности не ниже RC2 [8].

Такой подход задолго до провозглашенного TC250 при разработке нового поколения Еврокодов принципа «Evolution, not Revolution» обеспечивал плавный переход к новым методам проектирования, сохраняя на определенный период некоторые базовые требования и расчетные методы СНиП 2.03.01-84.

Начиная с 2004 года преподавание в вузах Республики Беларусь дисциплины «Железобетонные и каменные конструкции» ведется на основе положений по расчету и конструированию, регламентированных СНБ 5.03.01-02, в максимальной степени гармонизированных с положениями EN 1992-1-1:2004. Были изданы учебник для вузов [9] и монография [10], разъясняющие применение деформационных методов расчета железобетонных конструкций, ряд учебно-методических пособий.

Начиная с 2010 года общие проблемы перехода Республики Беларусь на европейские нормы проектирования строительных конструкций, в том числе проблемы методики преподавания, обсуждаются в рамках семинаров, симпозиумов и конференций. В научно-технических журналах, издаваемых в Республике Беларусь, опубликован ряд статей, касающихся этих вопросов.

Накопленный в Республике Беларусь опыт внедрения принципов и правил проектирования железобетонных конструкций, содержащихся в Еврокодах, требует определенного осмысления, которое, на наш взгляд, будет представлять определенный интерес для широкого круга научной и инженерной общественности, профессорско-преподавательского состава вузов других стран СНГ и сопредельных государств.

Необходимо отметить, что при всех преимуществах и недостатках Еврокодов они представляют собой систему взаимосвязанных документов, основанных на общей концепции надежности, изложенной в ISO 2394 и EN 1990, содержащих нормируемые значения условных вероятностей отказа и соответствующих им индексов надежности. В связи этим в СНБ 5.03.01-02 [7] было включено специальное приложение, определяющее, например, правила составления сочетаний для характеристических и репрезентативных значений воздействий в рамках метода частных коэффициентов (как разновидности общего метода предельных состояний).

Среди введенных с января 2010 года в действие в Республике Беларусь европейских норм по проектированию особое положение занимает ТКП EN 1992-1-1:2009 [11]. С одной стороны, это обусловлено масштабами строительства в Республике Беларусь зданий и сооружений из железобетона, а с другой – связано с тем, что действующие отечественные нормы по проектированию железобетонных конструкций [7] были разработаны в 1998–2002 годах с максимальным учетом основных положений разрабатываемых одновременно редакций европейского стандарта EN 1992-1-1 [2]. Окончательный вариант европейского стандарта EN 1992-1-1:2004 [2] был принят в 2004 году после издания СНБ 5.03.01-02 и по некоторым положениям отличался от тех редакций, которые учитывались при его разработке. В дальнейшем (в 2004–2008 гг.) большинство этих отличий были учтены при внесении изменений в СНБ 5.03.01.

При разработке в 2009 году Технического кодекса ТКП EN 1992-1-1:2009 [11] был выполнен идентичный перевод английской версии EN 1992-1-1:2004 [2] на русский язык и разработано Национальное приложение к нему. В этом приложении дано свыше 120 ответов (на русском и английском языках) на вопросы, решение которых отнесено к прерогативе национальных органов по стандартизации (так называемые NDP – Национально устанавливаемые параметры). Наличие Национального приложения является обязательным атрибутом полного введения европейского стандарта на территории государства.

В ряде европейских стран при принятии Национальных приложений отдельные разделы основного нормативного документа были объявлены недействующими в данной стране и даны указания, по какому национальному нормативному документу следует выполнять расчеты. Кроме того, в текст основного документа были дополнительно добавлены некоторые положения (применены так называемые Национальные дополнения, что рассматривалось ранее на примере EN 1168). Фактически была начата ревизия EN 1992-1-1, который только недавно был введен. Более того, уже после принятия в 2004 году EN 1992-1-1 только в двух документах (EN 1992-1-1:2004/AC:2008 и EN 1992-1-1:2004/AC:2010) были внесены 120 изменений в основной текст EN 1992-1-1, которые имеют как редакционный, так и смысловой характер.

Следует отметить, что поправки, внесенные в EN 1992-1-1:2004 документом EN 1992-1-1:2004/AC:2008, были учтены при разработке ТКП EN 1992-1-1:2009 [11]. Остальные поправки были внесены в новый текст ТКП EN 1992-1-1:2009*, переизданный в июне 2015 года [12]. При этом были устранены замеченные в [11] опечатки и внесены отдельные терминологические уточнения. Однако уже после переиздания были обнаружены неточности и в тексте, и в рисунках, что потребовало дополнительных корректировок.

Новым шагом по внедрению в практику проектирования Европейских норм проектирования явилось принятие Минстройархитектуры приказа № 340 от 10.12.2014 «О переходе на Еврокоды». Цель издания приказа – обеспечение условий для массового внедрения в практику проектирования зданий и сооружений европейских стандартов по расчету строительных конструкций (Еврокодов). Согласно пункту 1 этого приказа с 1 января 2015 года проектирование монолитных конструкций на возведение зданий и сооружений следовало выполнять по ТКП EN 1992 «Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций», разработанное на основе идентичного европейского стандарта. Кроме того, согласно пункту 2 этого приказа с 1 июля 2015 года проектирование на возведение зданий и сооружений следует осуществлять

по ТКП EN, разработанному на основе европейских стандартов (Еврокодов): ТКП EN 1990 «Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций»; ТКП EN 1991 «Еврокод 1. Воздействия на конструкции.

Стоит отметить, что процесс внедрения Еврокодов в практику проектирования строительных конструкций происходит в непростых экономических условиях и сопряжен с наличием ряда усложняющих факторов, как внешних, так и внутренних.

К числу **внешних усложняющих факторов** следует отнести:

- непрерывность и незавершенность процесса создания евронорм на базе новых экспериментальных данных и теоретических моделей, разработки новых материалов и технологий;
- неопределенность прогнозирования дальнейшего развития строительных норм в рамках МНТКС СНГ, ЕЭП, ЕврАЗЭС и т.д.;

- появление новых международных нормативных документов.

К числу **внутренних усложняющих факторов** относятся:

- многоступенчатость и отсутствие комплексности во внедрении европейских стандартов в Республике Беларусь;
- непоследовательность государственных органов при формировании структуры ТНПА в области строительства.

Следует отметить, что представленные выше перечни не исчерпывают полностью все реально имеющиеся усложняющие факторы. Кроме того из сопоставления перечней неизбежно вытекает вывод о большой взаимосвязи внешних и внутренних факторов друг с другом.

Достаточно подробный анализ перечисленных выше и некоторых других факторов был представлен в публикациях [3; 13].

О необходимости сохранения системы национальных ТНПА по проектированию строительных конструкций. Согласно сложившейся практике разработки и принятия европейских нормативных документов, в этом процессе участие могут принимать только страны-члены ЕС. В таких условиях другие страны могут только выражать свой собственный взгляд и понимание принципов и правил проектирования исключительно при разработке своих отечественных нормативных документов. Таким образом, вопрос сохранения и постоянного совершенствования своей национальной нормативной системы, построенной на принципах общей с Еврокодами концепции надежности [8], приобретает принципиальное значение.

Рассмотрим вопрос о необходимости сохранения системы национальных ТНПА по проектированию железобетонных конструкций. Аналогичное обоснование можно сделать, на наш взгляд, и по ТНПА на проектирование конструкций, выполняемых из других материалов.

По своему содержанию EN 1992-1-1:2004 [2] не является документом прямого действия, а устанавливает только основные (базовые) требования по проектированию конструкций (следует отметить, что среди большой группы разработчиков Евронорм существует мнение о том, что эти нормы должны содержать главным образом философию проектирования, а детальные правила должны быть включены в национальные нормы). Для детального проектирования в практике европейских стран разработаны или разрабатываются дополнительные документы (пособия, руководства, рекомендации, учебники, программное обеспечение и т.п.), в которых содержатся в том числе и альтернативные расчетные модели, применение которых обеспечивает устанавливаемую ТКП EN 1990-2011 [14] надежность железобетонных конструкций, но учитывающие отечественные инженерные традиции.

В настоящее время в качестве такого документа в национальной практике нормирования и стандартизации взамен СНБ 5.03.01.02 разработано Национальное дополнение к ТКП EN 1992-1-1-2009, в котором приведены дополняющие ТКП EN 1992-1-1-2009 сведения в виде схем усилий, уравнений равновесия, относительных параметров напряженного состояния, алгоритмов решения прямой и обратной задач расчета, а также вспомогательных таблиц, значительно облегчающих проектировщику выполнение расчетов сопротивления железобетонных и предварительно напряженных элементов. Но главное заключается в том, что в разработанном Национальном дополнении представлены также методы расчета, альтернативные приведенным в ТКП EN 1992-1-1-2009, но обеспечивающие надежность конструкций не ниже расчетных моделей ТКП EN 1992-1-1-2009.

Вместе с тем разработанное Национальное дополнение не позволяет произвести включение всех изменений, которые накоплены за время действия прежней версии СНБ 5.03.01, в частности связанных как с применением новых материалов, так и разработкой новых методов расчета сопротивлений. Поэтому разработка национальных норм, опирающихся на последние достижения как национальной, так и международной строительной науки при сохранении национальных традиций, является актуальной задачей.

3 Еврокоды второго поколения (EN-G2)

В настоящее время Еврокоды принято рассматривать как наиболее передовые комплексные нормы проектирования. Как утверждают разработчики Еврокодов [1–3], их применение позволяет выработать общее понимание проблемы проектирования и обеспечивает, с одной стороны, разработку гармонизированных проектных стратегий для стран Европы, а с другой – открывает широкие возможности для международного сотрудничества. Необходимо иметь в виду, что реальное отношение к Еврокодам самое

разное в странах-членах Европейского Комитета нормирования (CEN). Несмотря на взятые обязательства, касающиеся отмены с марта 2010 года национальных стандартов, входящие в противоречие с Еврокодами, большинство стран, в первую очередь Германия (DIN) и Великобритания (BS), инициировавших применение Евростандартов, не только сохранили национальные нормы, но и продолжают их активно развивать и настойчиво предлагать в качестве международных. Это состояние (возможно, неосознанно) было описано в 2017 году в статье С.Н. Goodchild (MPA Concrete Centre) [3] следующим образом: «Хотя их (Еврокодов) применение по-прежнему не является обязательным в Великобритании, Еврокоды находят всё более широкое применение как наиболее подходящие стандарты для конструкционного проектирования...» (англ. «Although their use is still not obligatory in the UK, the Eurocodes are increasing being accepted as the most appropriate structural design standards...»).

С приходом нового поколения инженеров в странах Европы и с учетом того, что в ряде стран национальные стандарты не получают дальнейшего развития, а в других прекращено финансирование разработок нормативных документов национального уровня, в проектной практике Европы для Еврокодов практически не остается альтернативы. (В данном случае является показательным пример Польши. Так, в настоящем году одна из самых престижных конференций *Krynica 2018* в секции Бетонные конструкции едва собрала всего 10 докладов с довольно разрозненной тематикой, результаты которой, очевидно, не могут претендовать на внесение в Евроноормы).

Таким образом, при всех декларированных ранее преимуществах интернализации выделяется группа так называемых «ведущих» стран, имеющих возможности выполнения исследований и возлагающих на себя право внесения изменений в нормы.

В настоящее время наблюдается пересмотр и корректировка действующих Еврокодов с целью их совершенствования и улучшения. Одновременно Национальные комитеты должны пересмотреть содержание Национальных приложений в условиях дальнейшей гармонизации документов.

Работы по корректировке конструкционных Еврокодов выполняет Технический комитет TC 250 в соответствии с Мандатом М/515 EN, выданным для «внесения поправок в существующие Еврокоды и расширения области применения Еврокодов». Программа включает как разработку новых конструкционных Еврокодов, например, конструкции из стекла (рисунок 1), так и пересмотр существующих норм с дополнением разделов, относящихся к проверкам живучести конструктивных систем в особых расчетных ситуациях и оценкам существующих конструкций (рисунок 1).

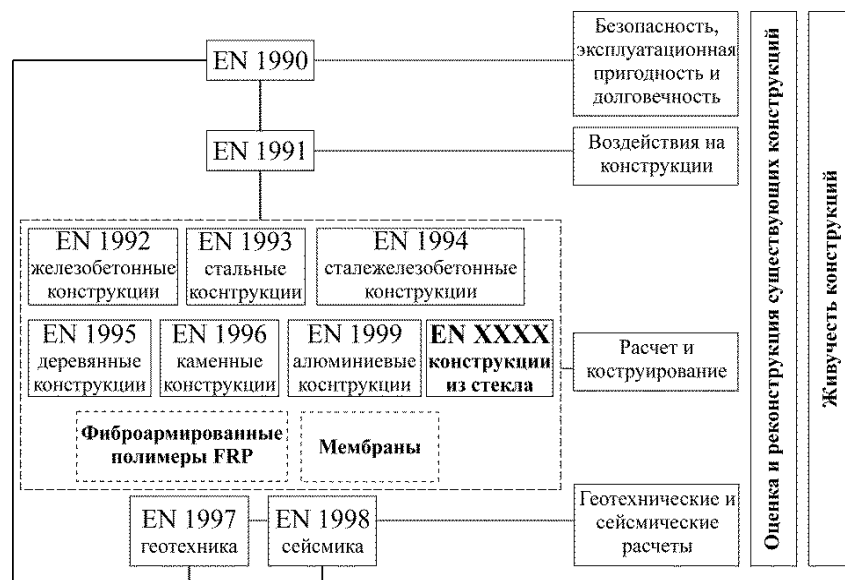


Рисунок 1. – Новые элементы в системе Еврокодов второго поколения (EN-G2)

Следует отметить, что в течение всего периода, предшествующего началу пересмотра Еврокодов, выполнялся мониторинг их внедрения в практику проектирования. По данным [2], только для четырех частей EN 1992 (EC-2) было собрано 1168 замечаний и комментариев из стран-членов CEN. При этом большинство комментариев относится к части 1-1 (General Rules and Rules for Buildings), особенно части 6 (Ultimate Limit States), и разделам, связанным со срезом и местным срезом (продавливанием).

Концепция совершенствования Еврокодов второго поколения (G-2), сформулированная TC 250, базируется на двух основных подходах: 1) дальнейшая гармонизация норм проектирования через уменьшение количества NDPs (Национально-устанавливаемых параметров); 2) реализация принципа «Easy-for-Use».

В рамках подхода «дальнейшей гармонизации требований EN 1992-1-1 предполагается сокращение главным образом количества NDPs (Национально-устанавливаемых параметров) без существенных изменений основной структуры и содержания нормативного документа. Вместе с тем, как уже подчеркивалось, не определен механизм, по которому будет проведена такая гармонизация. После введения Еврокодов ряд Европейских стран заморозили собственные программы разработки национальных документов, а соответственно и исследования для целей стандартизации. В то же время Германия довольно интенсивно проводила исследования в рамках различных программ, поэтому следует ожидать, что большинство из сокращаемых NDPs будут опираться на результаты немецких исследований. Учитывая то обстоятельство, что рабочие группы по отдельным разделам Еврокодов представляют собой некоторые довольно закрытые сообщества, маловероятно, что ими будут услышаны, а тем более приняты предложения других стран, даже если вносимые изменения являются более рациональными, чем немецкие, швейцарские или британские предложения.

Таким образом, совершенно ясно, что полная гармонизация Еврокодов (при полном исключении NDPs) является в настоящее время пока практически невозможной, но станет возможной, когда отдельным странам будет нечего сказать в дискуссии при голосовании очередного проекта EC2. Таким образом, если некоторые из NDPs могут быть исключены либо гармонизированы, то основная их часть потребует дальнейшего обсуждения, проведения дополнительных национальных исследований для их обоснования, а затем сравнительного анализа.

Отдельно следует остановиться на реализации подхода «простота применения» («*Easy-for-Use*»).

Как показывает опыт внедрения, практически всегда при введении новой версии норм возникает неприятие в основном со стороны практикующих инженеров, которым, однако, необходимо совершенствовать профессиональные знания. По их мнению, увеличивающееся количество норм (таблица 4) становится всё более насыщено информацией и предлагает всё более сложные расчетные модели. Кроме того, как считают практикующие инженеры, нормативные документы становятся всё более сложными с точки зрения науки и теряют связь с инженерной практикой [1].

Таблица 4. – Объем действующих Еврокодов (без Национальных приложений)

Еврокоды	Part	Pages
EN 1990	1 part	76 pages
EN 1991	10 parts	779 pages
EN 1992	4 parts	477 pages
EN 1993	20 parts	1471 pages
EN 1994	3 parts	339 pages
EN 1995	3 parts	247 pages
EN 1996	4 parts	276 pages
EN 1997	2 parts	374 pages
EN 1998	6 parts	595 pages
EN 1999	5 parts	585 pages
Σ	58 parts	5219 pages

Следует отметить, что усложнение расчетных моделей, вносимых в нормы при попытках проникнуть более глубоко в физические (а порой и физико-химические) аспекты сопротивления армированного бетонного композита, может привести к простому непониманию и, как следствие, к большим ошибкам при проектировании, повышает риски отказа конструкций. Кроме того, усложнение моделей ведет к увеличению неопределенностей (ошибок моделирования).

В качестве примера образцовых норм по проектированию железобетонных конструкций часто приводят швейцарские нормы Swiss Code SIA 262: 2003 [15], которые состоят всего лишь из 90 страниц, включая правила сейсмического проектирования и огнестойкости. В этом документе принципы и правила проектирования являются простыми и ясными, а формулировки – короткими и сжатыми. По этой причине кодекс-образец *fib* MC 2010 [6] рекомендует при составлении норм использовать принцип LOA (сокр. от англ. Level of Approximation – «Уровень аппроксимации»). В соответствии с данным принципом любая расчетная модель сопротивления, вносимая в нормы (если это возможно), может быть представлена на нескольких расчетных уровнях аппроксимации по мере возрастания сложности. Как следует из [1], наинизший уровень I (LOA I), являясь наиболее простым, характеризуется наименьшей трудоемкостью, но дает наиболее консервативный результат. Наиболее высокий уровень (например, LOA IV для местного среза) требует значительных затрат труда и времени выполнения расчетов, высокой квалификации расчетчика, специальных компьютерных программ и т.д., но дает при этом более объективный результат оценивания сопротивления и является менее кон-

сервативным. По замыслу разработчиков норм [1–3] это дает возможность совмещать в одних нормах как простые, так и довольно сложные методы проверок предельных состояний.

Следует отметить, что данный концептуальный подход был применен ещё в начале 2000-х годов при разработке первых национальных норм по проектированию железобетонных конструкций СНБ 5.03.01 [16]. Нормы СНБ 5.03.01 [16] совмещали как новые к тому времени деформационные методы расчетов, включая как модель сопротивления срезу при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил, основанную на положениях модифицированной теории полей сжатия (MCFT), так и традиционные модели метода предельных усилий, применявшиеся более 50 лет в национальной практике и сохранившиеся в СНиП 2.03.01-84*. Уже тогда был реализован провозглашенный в настоящее время ТС 250 принцип разработки норм нового поколения «Эволюция, а не революция!» («*Evolution, not the Revolution!*»).

По мнению J.C. Walraven [1], эффективные нормы должны объединять и простые, и довольно сложные модели сопротивлений, применяемые как при проектировании новых, так и при проверках предельных состояний существующих конструкций.

Наиболее простые (упрощенные) расчетные модели LOA I могут применяться на стадии предварительного проектирования (англ., *predesign of a structure*), тогда как более сложные LOA IV и нелинейные модели – в случае проектирования или оценивания ответственных или существующих конструкций, когда встает вопрос о необходимости выполнения усиления [1].

Следует отметить, что термин «простота» определяется не только уровнем сложности принятых моделей, включающих наборы расчетных формул как расшифровку, сформулированную в принципах проектирования философии, но и согласованность как собственно положений нормы, так и различных взаимосвязанных норм.

Таким образом, реализация принципа «*Easy-of-Use*» предполагает:

- простоту и ясность изложения; короткие сжатые формулировки;
- взаимосвязь как отдельных положений норм, так и норм между собой, в частности, со стандартами на материалы и изделия, а также нормами на возведение;
- ограничение, где это возможно, альтернативных правил и расчетных моделей, применяемых для одной расчетной ситуации;
- исключение правил, имеющих очень редкое практическое применение;
- обеспечение определенной преемственности нормативных документов (*Evolution, not Revolution*).

При разработке нового поколения норм ЕС следует избегать внесения фундаментальных изменений в методы проектирования;

- поощрение инновационных подходов;
- учет новых социальных потребностей общества;
- содействие гармонизации национальных технических инициатив по новым тематикам, представляющим интерес для строительной отрасли различных стран;
- включение в нормы только таких материалов, которые получены на основе общепризнанных результатов исследований и подтверждены опытом практического применения.

Несомненно, что данные положения следует принимать во внимание при разработке не только международных, но и национальных норм любого уровня.

Основные тематические направления разработки EN 1992 нового поколения достаточно четко просматриваются в названиях сформированных целевых групп (*target group* – TG) в рамках рабочей группы ТС 250/SC2/WG1. Несмотря на то, что в Мандате M/515EN декларировано требование сохранения структуры и основного содержания действующих норм, проект части 1-1 prEN1992-1-1 объединил в одном документе требования, касающиеся проектирования не только зданий (как в действующем документе), но и требования к проектированию мостов и инженерных сооружений. Поэтому в рамках новой концепции Еврокод 2 (EC2), относящийся к проектированию конструкций из бетона, включает следующие части: Часть 1-1 – Общие правила, правила для зданий, мостов и инженерных сооружений (*Part 1-1: General Rules, Rules for buildings, bridges and Civil Engineering structures*); Часть 1-2 – Огнестойкость (*Part 1-2: Structural fire design*); Часть 4 – Проектирование крепежных элементов для применения в конструкциях из бетона (*Part 4: Design of fastening for use in concrete*). Следует отметить, что подобная попытка разработки объединенного нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций различного назначения взамен разрозненных документов, применявшихся в различных тематических группах строительных норм, была предпринята в национальной практике несколько лет назад, но не была завершена. Это было обусловлено, с одной стороны, межведомственными противоречиями, а с другой – в связи с введением Еврокодов, что повлекло за собой пересмотр планов технического нормирования. Новая версия prEN 1992-1-1 (апрель 2018 г.) имеет существенно расширенный раздел «Термины, определения, символы», объединивший как ранее содержавшиеся в отдельных документах, так и новые определения терминов.

Рассматривая общее построение документа, следует обратить специальное внимание на новый раздел, включенный во все Еврокоды и содержащий определения применяемых форм глаголов (*Verb forms used in the Eurocodes*). Можно привести многочисленные примеры, когда неверная трактовка формы глагола приводила либо к ненужным дискуссиям, либо к субъективным изложениям требований нормы.

В Еврокодах нового поколения даны следующие определения применительно к используемым формам глаголов:

- глагол “shall” отражает безальтернативные требования, которых следует строго придерживаться. Для обеспечения соответствия требованиям Еврокодов отклонения от данного положения не допускаются;

- глагол “should” отражает настоятельно рекомендуемый выбор (нормативную рекомендацию) или предпочтительное направление действия. С учетом требований национального технического регулирования и/или любых соответствующих соглашений допускается применение альтернативных подходов (положений), если они технически обоснованы;

- глагол “may” показывает направление допустимого действия в пределах ограничений, установленных Еврокодами;

- глагол “can” используется для обозначения возможности и способности.

Кратко рассмотрим некоторые из выделенных тематических разделов pr EN 1992-1-1, которые, с одной стороны, являются новыми как для нормы EC2, так и национальных стандартов, а с другой – остаются, по-прежнему, наиболее дискуссионными с точки зрения применяемых моделей сопротивлений, а также обеспечения требуемого формата безопасности.

3.1 Неметаллическая арматура или фиброармированные полимеры (TG1: Fiber-reinforced polymers – FRP)

Этот раздел применительно к действующему EN 1992-1-1 является новым и вносится впервые. Предполагается, что в раздел будут включены: требования к характеристикам поверхности (шероховатости); нормируемые значения прочностных и деформационных характеристик FRP; законы, описывающие сцепление FRP с бетоном; и т.д. Следует отметить, что практически все предложения, относящиеся к проектированию конструкций, армированных FRP, базируются на немецких исследованиях [17], внесенных в *fib* MC 2010 [6]. При этом, как отмечается в [3], нет окончательного решения о том, в каком виде этот раздел будет внесен в нормативный документ и будет ли он внесен вообще. На принятие решения влияет, в том числе, и выбор модели сопротивления срезу, над которой в рамках гармонизированных подходов работают специалисты тематической группы TG4 (Срез).

Следует отметить, что несмотря на увеличение производства отечественных фиброармированных полимеров, их практическое применение ограничено как в силу значительной изменчивости их свойств, так и расчетных моделей, внесенных в нормы. Очевидно, что внесение данных разделов требует дополнительного обсуждения.

3.2 Сталефибробетон (TG2: steel fibers)

Согласно [3], сталефибробетон может применяться как конструкционный материал. В связи с тем, что к настоящему времени накоплены довольно обширные результаты экспериментальных исследований и опыт практического применения, рассматривается возможность внесения в новую версию EN 1992 требований и правил проектирования конструкций из сталефибробетона, которые в настоящее время содержатся в отдельных документах различных стран, включая и национальные. При этом, как показано в [6; 3], промышленные полы из сталефибробетона не входят в область применения новой версии норм и их проектирование предполагается производить, пользуясь некоторыми локальными нормативно-правовыми актами, разрабатываемыми зачастую крупными фирмами-производителями. Версия, вносимая в проект EN 1992, базируется в основном на положениях, изложенных в *fib* MC 2010 [6]. На наш взгляд, одним из основных вопросов, относящихся к практическому применению конструкций из сталефибробетона, является контроль физико-механических характеристик, опираясь на методы механики разрушения, изложенные в EN 14651.

Нормирование характеристик сталефибробетона (основной характеристикой механических свойств является диаграмма деформирования « $\sigma - \epsilon$ »), равно как и рекомендованные модели сопротивления (жестко-пластическая модель, линейно-упругая модель), требуют отдельного обсуждения, главным образом на национальном уровне. Заметим, что применительно к сталефибробетону нельзя не обратить внимания еще на одну важную проблему – проблему долговечности.

Анализ научно-технических публикаций, посвященных изучению долговечности и коррозионной стойкости сталефибробетона, показывает, что существуют различные, а в некоторых случаях диаметрально противоположные взгляды на данную проблему.

В целом считается, что между учеными и специалистами достигнут консенсус в отношении более высокой долговечности сталефибробетона, работающего без трещин, по сравнению с бетонными элементами, армированными традиционными стержнями. Тем не менее утверждается, что долговечность сталефибробетона (SFRC), работающего с трещинами, должна являться предметом дальнейшего изучения.

Включение в нормы проектирования железобетонных конструкций новых материалов, в частности неметаллической арматуры (фиброармированных полимеров) (FRP), сталефибробетона (SFRC), является выражением нового взгляда на так называемые конструкционные бетоны (“*Structural Concrete*”), впервые внедренные при разработке первого поколения Еврокодов.

Как отмечается в [1], в национальных системах стандартизации ряда стран нормы по проектированию конструкций из различных видов бетона разделяли на отдельные главы (части), сфокусированные на некоторых локальных свойствах материалов, конструкций, областях их применения (например, конструкции из легких бетонов, постнапряженные конструкции, конструкции, армированные FRP, конструкции, эксплуатирующиеся в условиях высоких температур и т.д.).

По мнению разработчиков *fib* MC 2010 и новой нормы EN 1992 [8], большой шаг вперед в вопросе гармонизации и упрощения Норм – достижение консенсуса под общим названием “Конструкционный бетон” (англ. “*Structural Concrete*”). Это дало возможность сформулировать в рамках одной нормы общие расчетные модели сопротивления, а в отдельных разделах привести особенности, присущие данному типу конструкций, и нормировать значения базисных переменных, используемых в расчетных моделях сопротивлений (например, в действующих EN 1992-1-1 – дополнительные требования при проектировании конструкций из легкого бетона). Предполагается, что этот подход будет продолжен и развит в EN 1992 (G2) второго поколения путем добавления соответствующих разделов, относящихся к проектированию из новых материалов, примерный перечень которых приведен выше.

3.3 Оценивание существующих конструкций (TG 3: Assessment of existing structures)

Одной из важнейших задач, сформулированных при составлении норм нового поколения, является разработка адекватных методов оценивания существующих конструкций. При этом, как отмечается в [1; 3], в распоряжение инженеров должны быть предоставлены как научно обоснованные модели, так и критерии, позволяющие принимать адекватные решения о необходимости усиления больших групп конструкций и брать на себя ответственность за то, чтобы воздержаться от вмешательства в существующее техническое состояние несущей конструкции.

В настоящее время в качестве передового подхода при оценивании технического состояния существующих конструкций рекомендовано применять преимущественно полностью вероятностные методы расчета в сочетании с нелинейными конечно-элементными моделями.

При этом внесение в проект новой редакции prEN 1992 правил и требований, относящихся к оцениванию технического состояния существующих конструкций, является новым, ранее не применявшимся разделом норм по проектированию конструкций из бетона.

Анализ показывает, что по существу вносимые предложения довольно плотно связаны с положениями, содержащимися в ISO 13822 [18], и во многом их просто повторяют (это, очевидно, связано с тем, что в разработке этих двух документов принимали участие одни и те же специалисты).

При разработке новой редакции нормы проектирования EN 1992 для оценивания существующих конструкций рабочая группа TC 250/WG2 (*Existing Structures*) должна дать ответы на основные вопросы.

1. Следует ли включать правила для оценивания существующих конструкций как дополнительные части (отдельные издания) Еврокодов (например, EN 1992-5) или включать их в виде разделов, приложений к соответствующему Еврокоду?

2. Уместно ли вносить значения целевых индексов надежности для оценивания существующих конструкций, отличных от индексов надежности, принятые при проектировании новых конструкций? Если да, то должен ли целевой уровень надежности назначаться с учетом остаточного срока службы объекта, требований безопасности пользователя, последствий отказа и т.д.;

3. Допустима ли калибровка значения частных коэффициентов метода (т.е. метода частных коэффициентов), опираясь на полученную в процессе обследования фактическую информацию о конструкции (свойствах материалов, геометрических характеристиках и т.д.) и условиях её эксплуатации, включая воздействия, а также неопределенности оценивания.

4. Как обеспечить формат безопасности при выполнении нелинейных расчетов конструктивных систем с учетом неопределенностей расчетных моделей и неопределенностей определения свойств материалов? Следует отметить, что характеристики свойств материалов, включая показатели изменчивости, определяют по результатам испытаний. При этом результаты могут быть получены прямыми испытаниями выпиленных кернов, так и непрямыми испытаниями неразрушающими методами. Как отмечается в [18], результаты испытаний неразрушающими методами обязательно калибруют на результатах испытаний кернов. Характеристические значения прочности материалов определяют согласно приложению Д EN 1990 при уровне обеспеченности 0,75.

Вопросы, связанные с установлением формата безопасности при выполнении нелинейных расчетов, подробно рассмотрены в работах [19].

5. При каких обстоятельствах было бы целесообразно выполнять оценку существующих конструкций, основываясь на опыте прошлой работы этой конструкции?

Вопросы калибровки значений частных коэффициентов γ_i на протяжении длительного периода времени дискутируются и вызывают интерес у практикующих инженеров, занимающихся оценкой технического состояния существующих конструкций. Это связано с тем, что применение частных коэффициентов γ_i откалиброванных для проектирования нового строительства (при некоторых усредненных показателях изменчивости базисных переменных и для периода повторяемости $t_{ref} = 50$ лет) дает практически всегда консервативный результат при оценивании существующих конструкций. При проектировании нового строительства проектировщик оперирует абстракциями, а при оценивании технического состояния эксперт имеет дело с реальной конструкцией, наделенной свойствами, параметры которых можно измерять известными способами. При отсутствии достаточного опыта, опираясь на результаты такого оценивания, эксперт может принять необоснованное решение о необходимости усиления или вообще сноса конструкции.

Опираясь на положения теории надежности первого рода (FORM), для внесения в нормы предложены зависимости для вычисления частных коэффициентов, основываясь на информации, собранной в процессе выполнения детального обследования технического состояния.

В соответствии с вносимыми предложениями [20] конструкции, запроектированные и возведенные по ранее действующим нормам или даже без норм (опираясь на положительный опыт эксплуатации), могут рассматриваться как безопасные для дальнейшего применения, при одновременном выполнении следующих условий:

- тщательное обследование не выявило каких-либо существенных признаков повреждений, ущерба, деструкции или ухудшения состояния конструкции;
- конструкция регулярно обследуется, проверяются ответственные узлы и детали, отвечающие за передачу напряжений;
- конструкция продемонстрировала удовлетворительное техническое состояние в течение длительного периода эксплуатации, в течение которого могли появиться экстремальные значения воздействий и влияния окружающей среды;
- прогнозируемое неблагоприятное изменение технического состояния с учетом выявленного текущего состояния и планируемого обслуживания гарантирует в дальнейшем достаточную долговечность;
- не было выявлено никаких изменений в течение достаточно долго периода времени, которые могли привести к существенному возрастанию уровня воздействий или повлиять на долговечность конструкции и такие изменения не предполагаются.

В тех случаях, когда для проверок предельных состояний применяются конечно-элементные комплексы, декларирующие способность выполнения нелинейных расчетов, необходимо предварительно получить ряд исходных данных о характеристиках конструкции (основных базисных переменных) и обеспечить достижение требуемого уровня надежности (формата безопасности).

Очевидно, что новые нормы должны содержать правила или формулировать, как минимум, основные принципы оценивания и обеспечения надежности нелинейных расчетов.

Безусловно, конечно-элементные комплексы, декларирующие возможность выполнения нелинейных расчетов всегда были популярны в исследовательской среде.

При этом испытания в лабораторных условиях в ряде случаев позволяют получать достаточно обоснованные результаты, применяемые в качестве исходных данных для нелинейного расчета. По-иному складывается ситуация с определением характеристик материалов, геометрических параметров при выполнении обследований существующих конструкций, особенно при использовании полностью вероятностных методов расчета, когда необходимо восстановить статистические параметры функций распределения базисных переменных.

Следует отметить, что в столь широкой постановке вопрос не только оценивания, но и разработки методов усиления в европейской практике поднимается впервые. Вместе с тем в национальной практике разработки нормативных документов вопросам оценивания технического состояния существующих конструкций, включая разработку адекватных расчетных моделей сопротивления (как существующих, так и усиливаемых конструкций), всегда уделяли должное внимание. Так, при разработке СНБ 5.03.01 был внесен раздел, посвященный проверке предельных состояний существующих конструкций, разработаны соответствующие пособия.

3.4 Сопротивление срезу и местному срезу (продавливанию) (TG 4: Shear + Punching Shear)

Сопротивление срезу, в том числе местному (продавливанию), по-прежнему остается одним из наиболее дискуссионных вопросов современной теории железобетона. Как показали результаты мониторинга действующего EN 1992, основная доля вопросов и замечаний, поступивших из стран-членов CEN, относится к расчетным моделям среза и местного среза (продавливания). Так, например, согласно информации, содержащейся в сообщении [3], до настоящего времени тематическая группа TG 4 не может остано-

вить свой выбор на одном из трех рассматриваемых вариантов модели сопротивления местному срезу (продавливанию):

1) оставить модель сопротивления местному срезу (продавливанию) такой, как она приведена в действующих нормах, внося корректировки для улучшения и устранить недостатки, если это требуется (например, в назначении критического периметра u_{crit});

2) принять «швейцарскую модель» А. Muttoni (*Model of Critical Crack*), включенную в *fib* MC 2010 [6] (*Swiss Federal Institute of Technology Lausanne*), принимая базовый периметр $u_b = 0,5d$;

3) принять модель в соответствии с немецкими предложениями (*Aachen University*), принимая базовый периметр $u_{basic} = 0,5d$.

Обращает на себя внимание тот факт, что среди перечисленных моделей отсутствуют другие («словацкая», «польская», «молдавская»), хотя среди европейских моделей заслуживает внимания, например, «испанская модель» А. Mari и др.).

Предложения в *fib* MC 2010 [6] модель («швейцарская модель») сопротивления местному срезу (продавливанию) базируется на исследованиях А. Muttoni и др., а её научное обоснование, выполненное перед внесением в проект норм, содержится в отчете [21]. Немецкое предложение (*German Approach*) базируется на работах [16; 22], в рамках которых основные формулировки сделаны при обработке результатов более чем 500 экспериментов на продавливание плит, выполненных различными исследователями. Аналогично складывается ситуация и относительно общей проблемы среза в балочных элементах.

Согласно швейцарскому подходу (*Swiss Approach*) сопротивление срезу стенки балки или плиты в общем случае определяется из неравенства детерминированного метода частных коэффициентов:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \geq V_{Ed},$$

где V_{Rd} – расчетное сопротивление срезу; $V_{Rd,c}$ – расчетное сопротивления срезу бетонного сечения; $V_{Rd,s}$ – составляющая расчетного сопротивления срезу за счет поперечного стального армирования; V_{Ed} – расчетное значение поперечной силы.

При расчете сопротивления срезу элементов с поперечной арматурой изменение угла наклона сжатого подкоса к продольной оси элемента рекомендовано выбирать в интервале: $\theta_{min} \leq \theta \leq 45^\circ$.

Как уже было показано выше, *fib* MC 2010 [6], а вслед за ним и новый prEN 1992-1-1 предлагают производить расчет сопротивления срезу на IV уровнях аппроксимации (LoAI-IV).

Результаты выполненного анализа свидетельствуют, что, модели, применяющиеся для проверок предельных состояний среза, вносимые в нормы проектирования, продолжают носить эмпирический или полумэмпирический характер. Они базируются на различных типах испытаний, выполненных при различных условиях.

На конференциях и семинарах различного уровня среди ученых имели место острые дискуссии, в рамках которых рассматривались следующие вопросы: например, какая модель сопротивления при изгибе, срезе, продавливании является адекватной, позволяет лучше описать физическое поведение конструкции под нагрузкой, рассчитать ширину раскрытия трещины и т.д.

Как, правило, в процессе дебатов в качестве аргумента приводят результаты верификации предлагаемой модели на фоне опытных параметров, получаемых как в собственных исследованиях, так и взятых из так называемых банков данных, содержащих обобщенные выборки результатов испытаний, полученных различными исследователями. (В качестве характерных примеров могут быть приведены банки данных по срезу, собранные Д. Кучмой и другими).

Традиционно принято считать, что качество модели определяется оценочными статистическими параметрами (оценочным средним и стандартным отклонением (коэффициентом вариаций)) отношения опытного и рассчитанного значения анализируемого сопротивления. При этом считается, что среднее отношение должно быть близко к единице при минимальном значении коэффициента вариаций. Так, Приложение Д к ТКП EN 1990 содержит описание процедуры для определения статистических параметров ошибки моделирования, применяемой в функции состояния при калибровке значений частных коэффициентов для моделей сопротивления. Коэффициенты, входящие в расчетные модели, калибруют, опираясь, как правило, на заданную квантиль распределения отношения V_{test} / V_{theo} .

Несомненно, представленный подход не лишен определенных недостатков. Во-первых, используемые для статического оценивания результаты испытаний, содержащиеся в так называемых банках данных, не всегда однородны и представляют полные наборы входных характеристик, необходимых для выполнения расчетов с применением теоретических моделей. Так, например, в настоящее время собраны обширные банки данных, содержащие результаты испытаний сопротивления срезу железобетонных балок. При этом в основном собраны результаты испытаний балок прямоугольного сечения малой высоты, испытанные сосре-

доточенными силами, приложенными в пролете (только около 8% всех данных, относящихся к испытанию на срез, составляют балки, испытанные равномерно распределенной нагрузкой). Для исключения разрушения по сечениям, нормальным к продольной оси элемента (в зоне чистого изгиба), большинство балок имели, как правило, нереально высокие для практики значения коэффициента продольного армирования ρ_l .

Безусловно, методики испытаний не в полной мере моделируют физическое поведение элемента при срезе (в частности, плоское напряженно-деформированное состояние).

Другая, более серьезная, проблема связана с выводом эмпирических зависимостей (моделей) на фоне, полученных результатов испытаний. При этом следует иметь в виду, что большинство результатов испытаний, включенных в банки данных, получены на образцах, которые не являются репрезентативными для реальных конструкций, применяемых в инженерной практике, поведение которых они должны описывать. Характерным примером являются зависимости для расчета сопротивления срезу больших элементов без поперечного армирования, включенные в действующие нормы EN 1992-1-1 [8] и предлагаемые для внесения в новое поколение норм в рамках так называемого “немецкого” подхода для проверок сопротивления продавливанию. Очевидно, что предложенная зависимость действительно может быть более всего пригодна для проверок предельных состояний несущей способности при локальном срезе (продавливании) сплошных плит, которые по практическим и экономическим причинам не имеют поперечного армирования. Вместе с тем балки без поперечного армирования фактически запрещены к применению на практике. В балочных элементах, подвергнутых действию изгибающих моментов и поперечных сил по требованию норм [7; 8], должно быть установлено минимальное количество поперечной арматуры, даже в случае, когда выполняется условие $V_{Rd,c} \geq V_{Ed}$.

Как отмечается в [1], чувствительность плит к локальным дефектам и повреждениям (например, каверны, неуплотненные места и т.д.) значительно более низкая, чем у балок. Кроме того, испытания балок практически всегда выполняют сосредоточенными силами, приложенными в непосредственной близости к опоре (как правило, пролет среза a/d составляет от 2,0 до 6,0). При такой схеме испытаний максимальная поперечная сила совпадает с максимальным моментом, а фактически в плитах на опорах действует максимальная поперечная сила V_{Ed} , которая уменьшается до нуля в сечении с максимальным изгибающим моментом M_{Ed} при действии равномерно-распределенной нагрузки.

Характерным примером отсутствия репрезентативности, являются результаты испытаний сосредоточенной силой плит, применяемые для верификации модели местного среза (продавливания). Применяемые в EN 1992 [8] эмпирические модели и предлагаемые полуэмпирические модели *fib* MC 2010 [6] опираются на результаты лабораторных испытаний фрагментов плоских плит. Анализ показывает, что практически все испытания плоских плит выполнены без ограничения их перемещений на внешнем контуре. Однако в реальных условиях существует довольно мощное ограничение со стороны оставшейся части плиты, располагаемой вне критического периметра (как горизонтальных перемещений, так и углов поворота на опорах фрагмента). Это особенно ощутимо в пост-напряженных плитах, в которых поперечное обжатие (эквивалентная нагрузка) оказывает существенное влияние на сопротивление местному срезу (продавливанию).

3.5 Нелинейный анализ конструкций (TG 6: Analysis)

Одной из наиболее актуальных проблем при разработке нового поколения норм является применение нелинейных конечно-элементных методов расчета (FEM-analysis). При этом помимо реализации собственно расчетных процедур по-новому встает вопрос об обеспечении требуемого формата безопасности при выполнении нелинейных расчетов.

Вопрос о готовности к применению нелинейных расчетов в практике проектирования уже обсуждался в публикациях [23; 14], а проблеме обеспечения формата безопасности посвящено в последние годы довольно большое количество работ [23–26]. Применение нелинейных расчетов в практике проектирования стало возможным, с одной стороны, благодаря интенсивному развитию компьютерной техники, а с другой – в результате разработки программных комплексов, реализующих нелинейные расчетные процедуры. В настоящее время вычислительные комплексы, основанные на применении метода конечных элементов (FEM-method) и декларирующие возможности нелинейного анализа, реализуют, как правило, упрощенную процедуру так называемой модифицированной или адаптивной жесткости и полностью нелинейную модель, основанную на применении сложных (деформационных) моделей с учетом перераспределения усилий при образовании и раскрытии трещин. Подробно нелинейные модели рассмотрены в работах [23; 27].

Как показано в [14], нелинейный анализ по своей природе всегда является оценкой глобального типа, при котором все конструктивные элементы системы и их сечения находятся во взаимодействии.

Следует отметить, что как международные, так и некоторые национальные нормы проектирования содержат предложения по регулированию уровня надежности при выполнении нелинейных расчетов с помощью так называемого *глобального коэффициента безопасности* (англ. «*global resistance factor*»). При этом практически во всех случаях проблема сводится к одностороннему оцениванию надежности (расчетные значения сопротивлений устанавливаются без учета изменчивости воздействий).

В соответствии с [6] термин *глобальное сопротивление* (англ. «*global resistance*») используется для оценивания конструктивной системы на уровне более высоком, чем это позволяет оценка отдельных критических сечений. Следует сделать еще одну ремарку, прежде чем говорить о применении нелинейного анализа. Это связано с тем, что при применении данной процедуры предполагается рассматривать *две группы задач*:

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

Безусловно, в такой постановке крайне трудоемко моделировать поведение реальных конструктивных систем со сложными сопряжениями отдельных конструктивных элементов и фактическими схемами армирования. Очевидно, что в настоящее время к такому анализу можно относиться скептически, но принимать во внимание перспективы его развития в будущем. При этом такой нелинейный анализ чрезвычайно полезен, в частности, при решении задач локального сопротивления в узлах, контактных задач и т.д. при отсутствии обоснованных аналитических моделей, а также при проведении научных исследований численными методами.

Опираясь на довольно оптимистичные рассуждения о том, что нелинейные конечно-элементные модели в ближайшем будущем позволят решать сложные задачи теории железобетона, разработчики *fib* Model Code [6] соответствующим образом предлагают организовать и новые нормы, что прослеживается уже при построении как *fib* MC 2010, так и EN 1992 (G2). Таким образом, в кодексе-образце [6] довольно большой объем занимают описания свойств материалов (преимущественно основной механической характеристики – диаграмм деформирования « $\sigma - \epsilon$ »), характеристик и законов сцепления « $\tau - \delta$ » арматуры (в том числе неметаллической) с бетоном, численные методы моделирования. В то же время проверкам предельных состояний несущей способности при действии изгибающих моментов и продольных сил посвящено чуть более половины страницы (допущения метода и схемы распределения по высоте сечения относительных деформаций).

Очевидно, внесение в нормы перечисленных разделов, содержащих информацию, необходимую в качестве исходных данных для выполнения нелинейных расчетов, в частности задач первого типа, не позволяет в настоящее время обоснованно выполнять проектирование даже отдельных довольно простых элементов. Это обусловлено в первую очередь тем, что с учетом специфики железобетона, пожалуй, основным вопросом остается моделирование трещинообразования бетона в нелинейных конечно-элементных моделях, применяемых для решения задач первой группы.

Разработке и совершенствованию нелинейных конечно-элементных моделей для конструкций из бетона, работающих с трещинами в последние годы посвящено довольно много исследовательских работ различного уровня. Реализация процедуры нелинейных расчетов с учетом генерации трещин в бетоне заслуживает отдельного рассмотрения и глубокого анализа, и не только со стороны специалистов этого направления, но и практикующих инженеров, а также экспериментаторов.

2. При выполнении нелинейного конечно-элементного анализа идеализированных конструктивных систем, когда моделирование выполняют, как правило, на уровне стержневой аппроксимации. Такие расчеты являются более приближенными к практическому проектированию и позволяют находить с определенной точностью решения для реальных сложных конструктивных систем. Для железобетонных конструкций проблема решается, например, врезкой пластических шарниров (как в случае балок или рам) с применением сеточных моделей или методов модифицированной жесткости (как это рассмотрено в случае плит).

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

Вопросы, связанные с обеспечением требуемого формата безопасности при выполнении нелинейных расчетов для задач как первой, так и второй группы, достаточно подробно рассмотрены в [19].

Другие тематические разделы, например, **Эффекты, зависящие от времени (TG-7: Time-dependent effects)**, помимо некоторых незначительных поправок редакционного характера (например, новые определения для части усадки и ползучести) не претерпели глобальных изменений.

Следует отметить, что реологические деформации относятся к достаточно консервативным разделам теории железобетона. Изменения здесь вносятся крайне нечасто, несмотря на непрерывающиеся исследования, в частности, для нормирования деформаций, развивающихся в раннем возрасте. Предстоит проанализировать и верифицировать их на фоне опытных данных и с применением структурно-механических моделей для национальных условий (сырьевые материалы, технологии и т.д.).

Одним из важнейших направлений развития норм нового поколения считается развитие методов проектирования конструкций с учетом **долговечности (TG-10: Durability)**, нормируемого срока службы. Так, разделы *fib* MC 2010, “Service Life Design” содержат подобные предложения по вероятностному проектированию конструкций. Однако эти предложения имеют скорее теоретическую ценность, требуют дальнейшей верификации и доведения до практического применения.

Заключение

Анализ опыта применения EN 1992-1-1 и положений, вносимых при разработке Еврокодов второго поколения (EN-G2), позволяют сделать следующие *выводы*:

1. Опыт применения Еврокодов как единых норм для большой группы стран имеет как преимущества, так и недостатки. С одной стороны, интернационализация норм создает условия для широкого обсуждения вносимых положений, опирающихся на результаты, получаемые различными исследователями. Возможность дискуссии создает условия для принятия наиболее рационального решения, если не на международном, то, как минимум, национальном уровне. С другой стороны, применение единых норм создает условия, при которых целый ряд стран практически свернули разработку национальных стандартов, а далее и исследования для целей нормализации. При этом лишь некоторые из стран (например, Германия и Великобритания) получают дополнительные возможности не только для проведения исследований, разработки национальных норм и внесения их в качестве международных.

2. Наиболее рациональным подходом следует считать разработку усовершенствованных национальных норм по проектированию железобетонных конструкций (взамен СНБ 5.03.01), не входящих в противоречие с европейскими нормами, с учетом достигнутых новых результатов как национальных, так и международных исследований новых материалов и технологий, нелинейной механики железобетона.

3. При составлении новой версии национальных норм следует опираться на концепцию надежности, принятую в ISO 2394 и EN 1990, положения, сформулированные в кодексе-образце *fib* MC 2010, сохраняя при этом ряд положений СНБ 5.03.01, получивших позитивную оценку специалистов; при разработке положений норм следует основываться на принятый TC 250 принцип «Easy-of-Use» («Легкие в применении»), положения которого приведены в настоящей статье.

4. При планировании научных исследований в области конструкций из бетона следует ориентироваться главным образом на разработку положений, вносимых в нормы проектирования, и их экспериментальную проверку.

ЛИТЕРАТУРА

1. Warlaven, J. Codes of Practice: Burden or Inspiration? / J. Warlaven «High Tech concrete : Where technology and Engineering meet» : *fib* Symposium in Maastricht, June 2017. – P. XIII–XXIV.
2. Eurocode 2 – analysis of National Annex / A. Ignatiadis [et al.] // *Structural Concrete*. – 2015. – № 1.
3. Пецольд, Т.М. Особенности перехода в Республике Беларусь на проектирование железобетонных конструкций по европейским нормативным документам / Т.М. Пецольд, Н.А. Рак, В.В. Тур // Техническое регулирование в строительной отрасли в современных условиях : материалы междунар. науч.-практ. конф., Минск, 21 мая 2015 г. – Минск : СтройМедиаПроект, 2015. – С. 18–25.
4. Goodchild, Ch. Eurocodes revision – an update / Ch. Goodchild // *Concrete*. – 2016. – April. – P. 53–54.
5. Здания и сооружения, строительные материалы и изделия. Безопасность : техн. регламент Респ. Беларусь (ТР 2009/013/BY). – Минск : Госстандарт Респ. Беларусь, 2012. – 26 с.
6. Walraven, J. (Ed.) «*fib* Model Code for Concrete Structures 2010», September 2013 (*fib* Bulletin 65 and 66).
7. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02, 2003. – Минск : Изд. офиц. ; М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь, 2003. – 139 с.
8. Проектирование конструкций из бетона. Общие правила для зданий : ТКП EN 1992-1-1 (EC2) (IDT: EN 1992-1-1:2004: Design of Concrete Structures. General rules and rules for buildings). – 276 p.
9. Железобетонные конструкции. Основы теории расчета и конструирования : учеб. пособие ; под ред. Т.М. Пецольда и В.В. Тура. – Брест : БГТУ, 2003. – 380 с.
10. Тур, В.В. Прочность и деформации бетона в расчетных конструкциях / В.В. Тур, Н.А. Рак. – Брест : БрГТУ, 2003. – 252 с.
11. Основы проектирования строительных конструкций: ТКП EN 1990 (IDT: EN 1990: 2002 Basis of Structural Design). – Минск : ЦИТП, 2012 – 126 с.
12. Бетонные и железобетонные конструкции : СНБ 5.03.01-02. – Введ. 01.07.2003. – Минск : М-во стр-ва и архитектуры Респ. Беларусь, 2003. – 144 с.
13. Пецольд, Т.М. Опыт внедрения в Республике Беларусь европейских нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций / Т.М. Пецольд, Н.А. Рак, В.В. Тур // Строительная наука и техника. – 2012. – № 2 – С. 94–96.

14. Перельмутер, В.А. Готовы ли мы перейти к нелинейному анализу при проектировании? / В.А. Перельмутер, В.В. Тур // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – № 13(3). – P. 86–102.
15. Tur, V. Control of the transmission length in the prestressed hollow-core slabs using values of the strand end slip / V. Tur, S. Fic // Budownictwo i Architektura. – 2013. – № 12 (1). – P. 171–178.
16. Einheitliches Bemessungsmodell gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten / D. Kueres [u. a.] // Beton und Stahlbeton. – 2016. – H. 1.
17. EN 1168-2005+A2:2009 Precast concrete products – Hollow core slabs.
18. SIA 262:2003, Swiss Standard : Concrete Structures.
19. Tur, V. Safety format for non-linear pseudo-static response of the RC-structural systems in accidental design situations / V. Tur, A. Tur // Modern Engineering. – 2017. – № 1. – P. 3–14.
20. Fibre Reinforced Polymer Reinforcement Enters *fib* Model Code 2010. Structural Concrete, 14.
21. ISO 13822. Basis for design of structures – Assessment of existing structures.
22. Gotdyn, M. O propozycji zmian dotyczących cych obcych ienia fundamentyw na przebicie, wynikajcej z prac nad drugą generacją norm europejskich / M. Gotdyn // Inżynieria i Budownictwo. – 2018. – № 25. – S. 237–243.
23. Cervenka, V. Global safety formats in *fib* Model Code 2010 for design of Concrete Structures / V. Cervenka // Proceeding of the 11th International Probabilistic Workshop, Brno, 2013. – P. 27–31.
24. Cervenka, V. Reliability – based non-linear analysis according to *fib* Model Code 2010 / V. Cervenka // Structures Concrete, diurnal of fib. – 2013. – Vol. 14, March. – P. 19–28.
25. Safety format for the non-linear analysis of Concrete Structures / G. Bertagnoli [et al.] // Studies and Researches. – 2004. – Vol. 25 ; Polytechnico di Milano, Italy.
26. Cervenka, V. (ed.): SARA – Structural Analysis and Reliability Assessment : User's manual / V. Cervenka consulting, Prague, 2003. – 128 p.
27. Safety Format for the non-linear analysis of Concrete Structures / H. Schlune [et al.] // Engineering Structures ; Elsevier. – 2011. – Vol. 33, № 8, August.
28. Siburg, C. Zum einheitlichen Bemessung gegen Durchstanzen in Flachdecken und Fundamenten : Dissertation RWTH Aachen / C. Siburg ; Institut für Massivbau, 2014.
29. New European Technical Rules for the Assessment and Retrofitting of Existing Structures (Prospect for CEN Guidance) / P. Luechinger, J. Fischer : JRC, 2015. – 137 p.
30. Background of the *fib* Model Code 2010 Shear Provisions. – Part II. Punching Shear. Structural Concrete.

Поступила 04.06.2018

A NEW APPROACH TO THE CONCRETE STRUCTURES DESIGN: SECOND GENERATION OF EUROCODES AND NATIONAL CODES

V. TUR, T. PETCOLDT, N. RAK

The article presents a brief analysis of the experience of application of European standards for the design of reinforced concrete structures EN 1992-1 in both international and national practice. The advantages and disadvantages of internalization in the development of normative documents of different countries are shown. The basic principles underlying the development of Eurocodes of the second generation, as well as the main directions of improvement of normative documents on the design of reinforced concrete structures are considered. It is shown that one of the main tasks in the near future should be considered the preservation and improvement, taking into account the international achievements of national standards.

Keywords: design norms, concrete structures, method of partial coefficients.

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ

УДК 622.691.4:004.023

АЛГОРИТМ РАСЧЕТА ТОВАРНО-ТРАНСПОРТНОЙ РАБОТЫ МАГИСТРАЛЬНОГО ГАЗОПРОВОДА В РАМКАХ НЕИЗОТЕРМИЧЕСКОЙ СТАЦИОНАРНОЙ МОДЕЛИ ТРАНСПОРТИРОВКИ ГАЗА

канд. техн. наук, доц. Д.О. ГЛУХОВ; Т.М. ГЛУХОВА;
А.П. АНДРИЕВСКИЙ; А.Н. ЯНУШОНОК
(Полоцкий государственный университет)

Предложен алгоритм расчета товарно-транспортной работы магистральной газотранспортной системы, опирающийся на формализм модели неизотермической стационарной транспортировки газа и структуры данных, построенной нами для решения задачи расчета запаса газа на магистральном газопроводе. Показано, как учитывается работа реверсных участков газопровода, связанных с подземными хранилищами газа.

Ключевые слова: магистральная газотранспортная система, транспортировка газа, товарно-транспортная работа, алгоритм расчета.

Автоматизация производственных процессов в сфере трубопроводного транспорта создает условия для оптимизации процесса транспортировки газа потребителю по критерию минимизации энергетических затрат. Современные тенденции в управлении потоками энергоносителей постулируют переход от управления потоками газа к управлению запасами газа, что концептуально меняет подходы по планированию работы газотранспортных предприятий и режимов работы энергетических установок. Для решения задачи управления необходим точный инструмент, позволяющий обеспечить требования коммерческого учета запаса газа, а также позволяющий с учетом новых концептуальных подходов решить задачу расчета товарно-транспортной работы (ТТР) газотранспортной системы.

Сформулированная практическая задача расчета ТТР ставит перед нами научную проблему построения расчетной модели газотранспортной системы, анализа особенностей данной расчетной модели и разработки алгоритмов оптимизации и решения соответствующей расчетной системы нелинейных уравнений для определения гидравлической и термической ситуации, а также построения алгоритма расчета ТТР в рамках сформированных структур данных.

В силу действия целого ряда факторов расчетная модель газотранспортной системы обладает неопределенностью и требует разработки эффективного итерационного алгоритма поиска решения и разработки эвристик для разрешения «ошибок» модели в реальном времени.

Расчет товарно-транспортной работы магистрального газопровода является необходимой и важной составляющей для тарификации потребителей. Кроме этого, ТТР может выступать целевой функцией для оптимального управления потоками транспортировки газа. Учитывая, что нами начиная с 2010 года ведется работа по созданию эффективных методов моделирования неизотермического стационарного процесса транспортировки газа, который дает исчерпывающую картину температурного и гидравлического состояния сети, на основе разработанных моделей и методов расчета можно построить систему расчета ТТР для каждого стационарного состояния сети транспортировки [1–3].

Постановка задачи расчета температурной и гидравлической ситуации была представлена системами нелинейных уравнений – математической моделью стационарного и неизотермического движения газа в системах газотранспортных обществ Республики Беларусь. Размерность системы в зависимости от масштаба моделируемого участка схемы варьируется от фрагмента газотранспортной системы (ГТС) до масштаба газотранспортной системы Республики Беларусь ОАО «Газпром трансгаз Беларусь» [1].

Задача расчета ТТР является актуальной, в первую очередь, для диспетчерского управления газотранспортных предприятий. Диспетчеризация обеспечивает согласованную работу различных звеньев управляемого объекта в целях повышения технико-экономических показателей и лучшего использования производственных мощностей. Эта проблема является следствием решения более общей задачи – задачи определения режимов транспорта газа по газотранспортной системе при целом ряде определенных критериев.

Проблема автоматизации контроля и управления описанными процессами представляет собой многофакторную задачу. Специфика решаемой задачи состоит в наличии, как правило, сложных нелинейных трансцендентных зависимостей между параметрами ГТС, а их большое количество требует выполнения большого объема вычислений за ограниченное время.

На современном этапе разработка и оптимизация алгоритмов, учитывающих особенности таких систем в моделях сетей транспортировки газа, имеет большое научное и практическое значение. Исследования в данном направлении приводят к формулировкам новых подходов и методик, экономический эффект от применения которых заключается в увеличении скорости работы и принятии решений диспетчерами транспортных управлений, в повышении точности и оперативности вычисляемых параметров, характеризующих режимы транспорта газа, что, в свою очередь, позволяет экономить денежные ресурсы предприятий. Примером такой ситуации может выступать необходимость корректного определения запаса газа, находящегося на участке магистрального газопровода перед его срабатыванием при проведении ремонтных работ или с целью прогнозирования необходимого запаса газа в определенном фрагменте магистрального газопровода для удовлетворения нужд потребителей на заданный период.

Формализация задачи расчета товарно-транспортной работы

Для представления информации о расчетной модели трубопроводной газотранспортной сети будем применять предложенную нами ранее формализацию газотранспортной системы в виде сети с изменяющейся во времени топологии. Для описания формализма будем придерживаться объектно-ориентированной парадигмы в постановке Гради Буча [4], когда для обращения к внутренней структуре вводимых сущностей изображается, используя оператор «.», обозначение вида $a.b$ выражает обращение к свойству b элемента a .

Выделим классы концептуальных сущностей, описывающие элементы газотранспортной системы.

Узел $n = \{p_i\}$ – представление точечного элемента газотранспортной сети, хранящего данные p_i о давлении и температуре газа, характеристику узла (входной/выходной узел) и другие свойства.

Множество всех узлов $N = \{n_i\}$.

$l = \{n_1, n_2, p_1, p_2, \dots\}$ – фрагмент трубопровода, включающий пару узлов n_1 и n_2 , и свойства p_i фрагмента (длина, диаметр, толщина стенки, глубина залегания и др.).

Множество всех фрагментов трубопровода (далее – линков) обозначим как $L = \{l_k\}$.

Множество линков, объединенных по тому свойству, что в них входит в качестве одной из вершин узел n , будем задавать так: $L(n) = \{l_i \mid l.n_1 = n \vee l.n_2 = n\}$.

Для удобства дальнейших рассуждений введем также оператор, выделяющий множество узлов, содержащееся в линках $L(n)$ узла n : $Nl(n) = \{n_i \mid \exists l \in L(n), l.n_1 = n_i \vee l.n_2 = n_i\}$.

Определим структуру данных для хранения модели в следующем виде: $LM = \{L(n_i) \mid \forall n_i \in N\}$.

С точки зрения реализации в рамках объектно-ассоциативного языка программирования такая структура является ассоциативным контейнером типа хеш-таблицы или контейнера, основанного на построении дерева поиска; вычислительная сложность операций добавления, удаления, поиска элемента для любых типов ассоциативных контейнеров оценивается как $O(\log n)$, где n – количество пар элементов в контейнере [5].

Фактически это представление ориентированного графа $G(N, L)$, описывающего газотранспортную сеть. Одной из особенностей задачи является то, что топология сети меняется в реальном времени. Изменение состояния задвижек и регуляторов приводит к перекоммутации сети. Меняются множества входных и выходных узлов, а также есть узлы, которые могут играть роль как входных, так и выходных узлов сети (например, узлы, представляющие входы в подземные хранилища газа (ПХГ)).

Введем еще несколько удобных ассоциативных контейнеров, которые будем использовать в алгоритмах оптимизации модели.

Контейнер признака присутствия $F(n)$, который хранит соответствие объекту, помещенному в контейнер, значению флага $true/false$, или 1/0. Тогда запись вида $n \in F$ будем интерпретировать, как то, что в ассоциативном контейнере признака F объекту n поставлено в соответствие значение флага, равное 1. Такая запись интуитивно понятна и удобна для использования в силу имеющейся аналогии с ассоциативными контейнерами языка программирования высокого уровня (C++, java, C#).

Таким образом, можно выделить следующие особенности расчетной модели:

- 1) топология сети меняется в реальном времени;
- 2) меняются множества входных и выходных узлов;
- 3) присутствуют пограничные узлы, характер которых определяется расчетным путем.

В соответствии с действующими нормативно-правовыми документами Республики Беларусь товарно-транспортная работа газотранспортной сети есть произведение объема прокаченного газа на расстояние за определенный период времени [6; 7].

Поскольку топология расчетной схемы меняется во времени, то суммарная ТТР будет представлять собой сумму ТТР для каждого интервала времени, на котором сеть транспортировки стационарна.

Для каждого выходного узла сети (ГРС – газораспределительная станция; ГИС – газоизмерительная станция), моделирующего потребителя газа, а также для узлов с возможностью реверсного движения газа, таких как ПХГ, в ситуации стационарного процесса необходимо найти путь транспортировки газа от входного узла. Для каждого выходного узла данный путь определяется в линейно-связанном, огра-

ниченном пространстве. Данное пространство будет включать в себя все инварианты путей, и критерием выбора пути принимаем минимальность длины пути.

Множество узлов, для которых необходимо рассчитать ТТР, обозначим через N_{TTR} . Оно является подмножеством множества всех узлов модели $N_{TTR} \subset N$.

Множество входных узлов, до которых необходимо определить кратчайший путь, обозначим как N_{in} . Множества N_{in} и N_{TTR} не пересекаются, поскольку узлы, моделирующие ПХГ, выступающие в качестве источников газа, исключаются из множества N_{TTR} .

Достижимость входного узла n_i от узла n_j в рамках модели LM с учетом направления движения газа будем обозначать оператором $reached(n_j, n_i)$.

Для решения задачи расчета товарно-транспортной работы магистрального газопровода в рамках модели LM определим для каждого узла $n_j \in N_{TTR}$ множество достижимых входных узлов. Для этого введем оператор $IN(n_j) = \{n_i \in N_{in} \mid reached(n_j, n_i)\}$.

Для удобства дальнейших рассуждений введем также оператор, выделяющий множество узлов, содержащееся в линиях $L(n)$ узла n с учетом направления расхода газа Q :

$$N_{TTR}(n) = \{n_i \mid \exists l \in L(n), l.n_1 = n_i \vee l.n_2 = n_i, l.Q < 0\}.$$

Но даже для двух достижимых узлов может быть множество путей достижения, которые в рамках модели LM будут представлять собой цепочку связанных линков. Для решения этой задачи можно воспользоваться алгоритмом Дейкстры в ограниченном множестве достижимых узлов в пространстве поиска, для которого в качестве весов выступают длины линков.

Сложность алгоритма Дейкстры обычно определяют как $O(n^2 + m)$ [8].

Алгоритм поиска компонентов связности в ориентированном графе

Данный алгоритм похож на разработанный нами ранее [9] алгоритм поиска фрагментов баллонов, но с тем отличием, что при обходе графа учитывается направление расходов. Это обеспечивается применением оператора N_{TTR} .

1. Зададим множество групп связанных узлов $G = \{G_1, G_2, \dots, G_k\}$ и положим $k = 1$.
2. Организуем выбор узла, который отсутствует в группах связанных узлов: $n \in N \mid n \notin G_i \forall G_i \in G$. Если такой узел отсутствует, то переходим к шагу 10. Для обработки найденного узла перейдем к шагу 3.
3. Ведем контейнеры флагов для обработки узла n :

$F_{current}(n)$ – узлы связанной группы, достижимые из узла n , ассоциированы со значением флага, равным 1;

$F_{new}(n_i)$ – узлы связанной группы, достижимые от рассматриваемого узла n_i за 1 шаг (с длиной пути в 1 линк), ассоциированы со значением флага, равным 1.

4. $F_{current}(n) = 1, F_{new}(n_p) = \{\}$.
5. $\forall n \in F_{current}$.
6. $\forall n_p \in N_{TTR}(n)$, если $n_p \notin G_k$ и $n_p \notin F_{current}(n)$, то $F_{new}(n_p) = 1$.
7. Если $F_{new}(n_p) = \{\}$, то переходим к шагу 9.
8. $G_k = G_k \cup F_{current}, F_{current} = F_{new}, F_{new} = \{\}$ и перейти к шагу 5.
9. $G_k = G_k \cup F_{current}, k = k + 1$, и переходим к шагу 2.
10. Выход.

Алгоритм расчета товарно-транспортной работы

1. Выполняется алгоритм поиска компонентов связности в ориентированном графе модели LM .
2. Для каждой компоненты G_i строятся множества N_{TTR} и N_{in} .
3. Для каждого узла n из N_{TTR} выполняется алгоритм Дейкстры поиска кратчайшего пути до узлов из множества N_{in} и выбирается кратчайший.
4. Рассчитывается ТТР как произведение длины кратчайшего пути на расход в узле n .
5. Формируется соответствующая запись в журнал ТТР.
6. Выход.

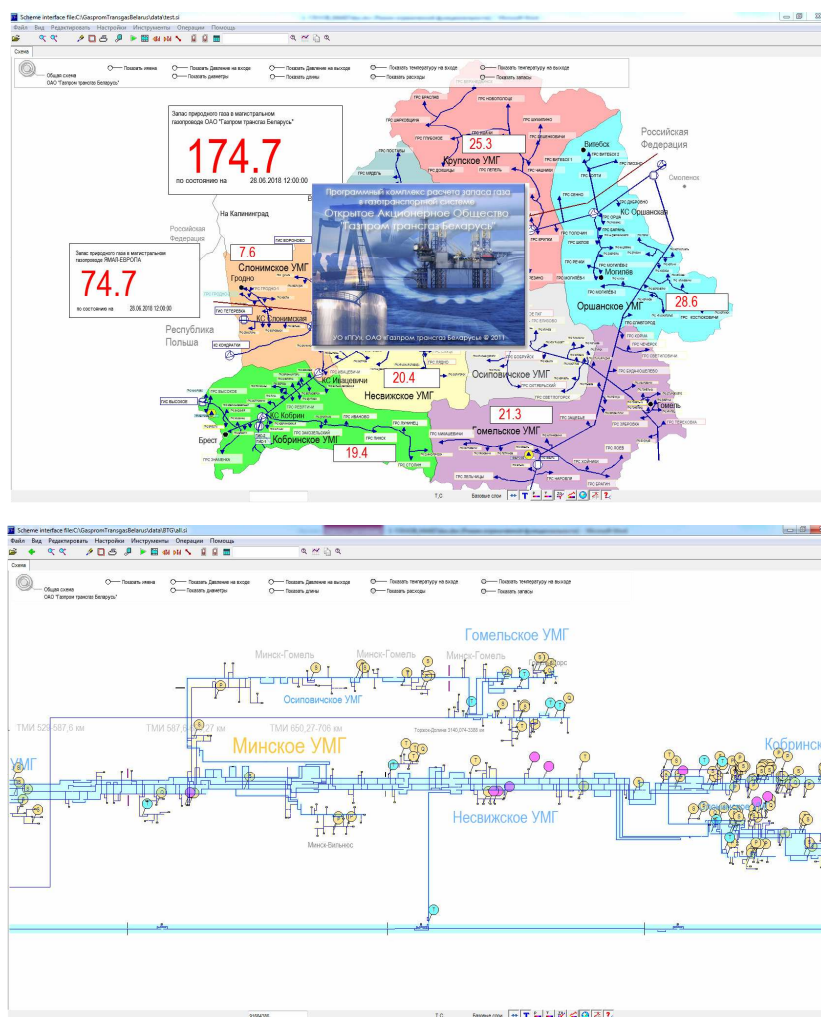
Нерешенные задачи

1. Основной нерешенной задачей расчета ТТР является учет товарно-транспортной работы, выполняемой в нестационарных процессах. В целом ряде российских и зарубежных публикаций отмечается, что решения неизотермической нестационарной задачи может отличаться до 5% от решения, полученного по стационарной модели. Основное следствие этого факта – при образовании баллона, из которого потребители продолжают «разбирать» газ, товарно-транспортная работа по закачке этого избыточного давления в баллон не рассчитывается. Данная товарно-транспортная работа была выполнена ранее как нестационарный процесс, когда поступление газа в область баллона превышало потребление газа. Решением данной проблемы может быть такой подход к расчету ТТР для потребителей газа из баллона, когда мы запоминаем последний кратчайший путь для каждого потребителя и продолжаем считать ТТР от ближайшего источника.

2. Другим несоответствием данного алгоритма расчета ТТР и принятой ОАО «Газпром» методики расчета, на наш взгляд, является выбор единственного источника по принципу кратчайшего пути. Смешивание газа от разных источников при его транспортировке, которое вычисляем в разработанном нами программном комплексе расчета запаса газа, позволяет рассчитать ТТР как сумму ТТР от разных источников с учетом процента влияния каждого. Однако для национальной системы транспортировки газа эта особенность не является критической, поскольку основная ТТР осуществляется по протяженной магистральной линии.

Выводы

1. В работе предложен алгоритм расчета товарно-транспортной работы, соответствующий нормативным документам, действующим на территории Республики Беларусь и Российской Федерации [6; 7; 10].
2. Проанализированы проблемные вопросы расчета товарно-транспортной работы по данному алгоритму.
3. Сформулированы предложения для разрешения данных вопросов.
4. Разработанный алгоритм нашел свое воплощение в рамках программного комплекса расчета запаса газа на магистральном газопроводе ОАО «Газпром трансгаз Беларусь». Главное окно программы представлено на рисунке.



Главное окно программы расчета запаса газа на магистральном газопроводе ОАО «Газпром трансгаз Беларусь»

Данный программный комплекс разработан Полоцким государственным университетом в 2010 году. С 2012 года находится в промышленной эксплуатации в ОАО «Газпром трансгаз Беларусь».

ЛИТЕРАТУРА

1. Глухов, Д.О. Комбинированный алгоритм решения системы нелинейных уравнений газодинамической задачи для сетей транспортировки газа / Д.О. Глухов, А.Ф. Оськин, С.А. Авилкин // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2011. – С. 8–14.

2. Глухов, Д.О. Комбинированный алгоритм решения системы нелинейных уравнений газодинамической задачи для сетей транспортировки газа с использованием локальных эвристик / Д.О. Глухов, С.А. Авилкин // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2011. – № 12. – С. 9–15.
3. Программный комплекс расчета запаса газа в газотранспортной системе ОАО «Газпром трансгаз Беларусь». Опыт эксплуатации / Д.О. Глухов // Надежность и безопасность магистрального трубопроводного транспорта : сб. тез. VIII междунар. науч.-техн. конф., Новополоцк, 25–28 нояб. 2014 г., ; редкол.: В.К. Липский [и др.]. – Новополоцк : ПГУ, 2014. – С. 143–144.
4. Объектно-ориентированный анализ и проектирование с примерами приложений (UML 2) / Гради Буч [и др.]. – Третье издание = Object-Oriented Analysis and Design with Applications (3rd Edition). – М. : Вильямс, 2010. – 720 с.
5. Ахо, А. Построение и анализ вычислительных алгоритмов / А. Ахо, Дж. Хопкрофт, Дж. Ульман. – М. : Мир, 1979. – 536 с.
6. Богоненко, В.А. Правовое регулирование доставки газа магистральными трубопроводами / В.А. Богоненко. – Минск : Технопринт, 2004. – 216 с.
7. Борис, А. Как платить за транспортировку газа. О методических подходах к построению системы тарификации для магистральных газопроводов / А. Борис, А. Гладков, Д. Петров // Нефть и Капитал. – 2005. – № 4.
8. Алексеев, В.Е. Графы. Модели вычислений. Структуры данных / В.Е. Алексеев, В.А. Таланов. – Н. Новгород : Изд-во Нижегород. гос. ун-та, 2005. – 308 с.
9. Глухов, Д.О. Алгоритмы оптимизации модели сети транспортировки большой размерности в задачах расчета запаса газа / Д.О. Глухов, Т.М. Глухова // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2016. – № 12. – С. 2.
10. Методика оценки энергоэффективности газотранспортных объектов и систем : СТО Газпром 2-3.5-113-2007.

Поступила 12.06.2018

**THE ALGORITHM OF CALCULATION OF THE COMMODITY-TRANSPORT WORK
THE MAIN GAS PIPELINE IN THE FRAMEWORK
OF NON-ISOTHERMAL STEAD**

**D. GLUKHOV, T. GLUKHOVA,
A. ANDRIEVSKY, A. YANUSHONOK**

An algorithm for calculating the commodity-transport operation of the main gas transmission system is proposed. The proposed algorithm is based on the formalism of the model of non-isothermal stationary gas transportation and data structures that we constructed to solve the problem of calculating the gas reserve on the main gas pipeline. The work of reverse sections of the gas pipeline connected with underground gas storage facilities is shown.

Keywords: *main gas transportation system, gas transportation, commodity-transport work, calculation algorithm.*

УДК 614.841.345

**ПРОБЛЕМЫ ОЦЕНКИ РИСКА ВОЗНИКНОВЕНИЯ АВАРИЙ
НА РЕЗЕРВУАРНЫХ ПАРКАХ НЕФТЕПЕРЕРАБАТЫВАЮЩИХ ПРЕДПРИЯТИЙ
РЕСПУБЛИКИ АЗЕРБАЙДЖАН**

**Р.Н. ИМАНОВ; С.И. МАМЕДОВА; канд. техн. наук, доц. В.А. БИРЮК
(Университет гражданской защиты МЧС Беларуси, Минск)**

Рассматриваются проблемные вопросы оценки риска возникновения аварийных ситуаций на объектах хранения нефти и нефтепродуктов, которые могут приводить к пожарам и взрывам, на примере нефтеперерабатывающих предприятий Республики Азербайджан. Проведен анализ статистических данных о пожарах в резервуарах в нефтехимической и нефтеперерабатывающей промышленности. Показаны причины и условия возникновения аварий, типичные последствия и поражающие факторы, основные методы оценки риска возникновения аварий. Обосновывается необходимость прогнозирования и оценки последствий аварий, предлагаются меры по уменьшению риска возникновения аварий.

Ключевые слова: объекты хранения нефти и нефтепродуктов, оценка риска возникновения аварий, причины и условия возникновения аварий, меры по уменьшению риска.

Государственная политика и новые концепции в области обеспечения безопасности и безаварийности производственных процессов на объектах экономики предусматривают, в первую очередь, объективную оценку опасностей и пути борьбы с ними.

Возможность возникновения пожаров и взрывов на объектах, где сконцентрированы большие запасы горючих и взрывоопасных веществ в непосредственной близости от жилой зоны поселков и городов, характеризуется опасностью катастроф регионального и трансграничного масштабов и, следовательно, необходимо привлечение значительного количества сил и средств реагирования на чрезвычайные ситуации.

Анализ статистических данных о пожарах в резервуарах в нефтехимической, нефтяной, нефтеперерабатывающей промышленности и в системе снабжения нефтепродуктами показал, что около 90% зарегистрированных пожаров и загораний произошло на резервуарах, заполненных нефтью и (или) бензином.

Примерно 33...35% всех зарегистрированных пожаров и загораний на объектах хранения нефти и нефтепродуктов происходит на очищаемых и ремонтируемых резервуарах. Такие пожары и загорания можно разделить на три основные группы: 1) при очистке резервуаров перед ремонтом; 2) при проведении огневых работ на предварительно очищенных резервуарах; 3) при проведении работ по ремонту и обслуживанию резервуаров без их предварительной очистки [1].

Типичным для *первой группы* является пожар, возникающий при удалении остатка (1,5...3% от общей ёмкости резервуара) хранящейся легковоспламеняющейся жидкости передвижным насосом через открытый люк-лаз. Пожары *второй группы* указывают на несовершенство методов очистки. Все пожары *третьей группы* формально являются следствием нарушения норм и правил, запрещающих проведение ремонтных работ без очистки резервуаров.

Анализ и оценка риска представляет собой один из важных компонентов безопасности на производстве. Целью анализа и оценки риска, как правило, является выявление причин и место возникновения аварии, а также оценка возможного влияния указанных аварий на характер и размеры ущерба, который может быть причинен и причиняется населению и окружающей среде. Примеры международных подходов в оценке рисков возникновения аварий приведены в таблице 1.

В настоящее время в соответствии с международной договоренностью принято считать, что риск, связанный с действием техногенных опасностей (технический риск), должен находиться в пределах 10^{-7} ... 10^{-6} смертельных случаев/(чел.год), а величина 10^{-8} является максимально допустимым (приемлемым) уровнем индивидуального риска. В национальных нормативных документах величина 10^{-6} используется для оценки пожарной безопасности и радиационной безопасности, а также опасности судов, работающих под давлением [2].

Концепции анализа и оценки риска:

- ALAPA (as low as practicable achievable) – при наличии любого уровня риска его необходимо уменьшить до нулевого значения;

- ALARA (as low as reasonable achievable) – принимаются во внимание только те риски, сокращение которых целесообразно по экономическим или социальным причинам, т.е. факт существования риска признается в том случае, если его уровень превышает приемлемые для объекта значения.

Для оценки риска необходимо определить частоты реализаций опасных событий и ущерба от них. Для этого используют методы оценки риска, которые подразделяются на феноменологические, детерминированные и вероятностные [3].

Таблица 1. – Оценка рисков возникновения аварий (критерии приемлемости риска)

Страна	Определение приемлемости надзорными органами	Требуемое обоснование	Использование количественных оценок риска
Великобритания	Риск должен быть настолько низок, насколько практически возможно	Доклад о деятельности, определенной нормативами CIMAN	Предлагаемый риск серьезных аварий 10^{-4} 1/год на границе приемлемости
Германия	Должен удовлетворять техническим правилам и не причинять ущерб окружающей среде или значительный ущерб населению	Анализ безопасности последнего состояния технологии	Только как часть анализа безопасности. Никакие количественные показатели не могут быть удовлетворительно определены
Франция	Реальное арбитражное просвещение	Оценка технического риска и экономический анализ	Риск неприемлемых последствий не должен превышать 10^{-6} 1/год, рассматривается скорее как цель, чем как требование
Дания	Требования выражены в общих терминах. Загрязнение окружающей среды не выше пороговых значений	Должен быть приемлемым для комитета соответствующей организации	Риск, не превышающий 10^{-6} 1/год, приемлем
Нидерланды	Опасность должна быть квантифицирована настолько точно, насколько возможно	Доклад по безопасности должен быть одобрен надзорными органами и рабочим советом	Анализ в терминах теории вероятности. Обеспечиваемый максимальный приемлемый индивидуальный риск 10^{-6} 1/год

Феноменологический метод базируется на определении возможности протекания аварийных процессов исходя из результатов анализа необходимых и достаточных условий, связанных с реализацией тех или иных законов природы. Этот метод реализуется на базе фундаментальных закономерностей физики, химии и механики катастроф. Феноменологический метод прост в применении, но мало пригоден для анализа разветвленных процессов, развитие которых зависит от надежности тех или иных частей объекта и его средств защиты.

Детерминированный метод предусматривает анализ последовательности этапов развития аварий, начиная от исходного события через последовательность предполагаемых стадий отказов, деформаций и разрушений компонентов до установившегося конечного состояния системы. Ход аварийного процесса изучается и предсказывается с помощью математического моделирования, построения имитационных моделей и проведения сложных расчетов. Детерминистский подход обеспечивает надежность, так как дает возможность выявить основные факторы, определяющие ход процесса. К недостаткам метода можно отнести то, что при применении этого метода можно упустить редкие, важные цепочки событий при развитии аварии. Построение адекватных математических моделей является трудной задачей, требующей проведения сложных и дорогостоящих экспериментальных исследований.

Вероятностный метод предполагает оценку вероятности возникновения аварии, а также расчет относительных вероятностей того или иного пути развития процессов. При этом анализируются цепочки событий и отказов оборудования, оценивается полная вероятность аварии. Расчеты при применении этого метода можно значительно упростить в сравнении с детерминистскими схемами расчета. Основным недостатком вероятностного анализа безопасности связан с недостаточностью статистики по отказам оборудования, что снижает достоверность оценок риска для тяжелых аварий. Тем не менее вероятностный метод в настоящее время считается одним из наиболее перспективных для применения.

В зависимости от исходной информации на основе вероятностного метода можно построить различные методики оценки риска. При статистической методике вероятности определяются по имеющимся статистическим данным. Теоретико-вероятностные методики используются для оценки риска редких опасных событий, когда статистика практически отсутствует. Эвристическая методика основана на использовании субъективных вероятностей, получаемых с помощью экспертного оценивания. Она используется при оценке комплексных рисков от различных опасных событий.

При вероятностном методе используется методика построения деревьев событий, деревьев отказов, а также методы теории графов. При анализе дерева событий рассматриваются события, влекущие за собой в конечном итоге аварию. За начальную точку дерева событий берется исходное событие. Перечень исходных событий устанавливается при проектировании объекта и содержится в технической документации. Затем осуществляется логический перебор различных значений путей развития аварии (ветвей дерева событий) и ее возможных последствий. При построении дерева событий и проведении анализа исключают те события, которые не вносят существенный вклад в вероятность возникновения аварии. С помощью дерева событий строится расчетная схема по оценке вероятности возникновения аварии. Общая схема анализа риска представлена на рисунке.



Схема анализа риска

Результатом анализа риска является возможность сравнить полученную величину со степенью риска обычных условий человеческой жизни, для того чтобы получить представление о приемлемом уровне риска и иметь основу для принятия соответствующих решений.

Результаты анализа риска используются при следующих процедурах:

- декларировании промышленной безопасности;
- экспертизе промышленной безопасности;
- обосновании технических решений по обеспечению безопасности;
- страховании;
- экономическом анализе безопасности по критериям «стоимость – безопасность – выгода»;
- оценке воздействия хозяйственной деятельности на окружающую природную среду и при других процедурах, связанных с анализом безопасности.

В Республике Азербайджан в настоящее время большое внимание уделяется вопросам безопасности при эксплуатации опасных производственных объектов. Поэтому *разработка рекомендаций по уменьшению риска возникновения аварий* является на сегодняшний день актуальной задачей.

В рекомендациях должны быть представлены обоснованные меры по уменьшению риска, базирующиеся на результатах оценок риска. Приоритетными среди них являются:

- 1) меры уменьшения вероятности возникновения аварийной ситуации, включающие:
 - меры уменьшения вероятности возникновения инцидента;
 - меры уменьшения вероятности перерастания инцидента в аварийную ситуацию;
- 2) меры уменьшения тяжести последствий аварии, которые, в свою очередь, имеют следующие приоритеты:
 - меры, предусматриваемые при проектировании опасного объекта (например, выбор запорной арматуры);
 - меры, относящиеся к системам противоаварийной защиты и контроля (в частности, применение газоанализаторов);
 - меры, касающиеся готовности эксплуатирующей организации к локализации и ликвидации последствий аварий.

В целях совершенствования контрольной (надзорной) деятельности в Азербайджанской Республике, определения единого порядка ее проведения, создания дополнительных условий для развития эффективных форм хозяйствования Законом Азербайджанской Республики от 2 июля 2013 года № 714-IVQ «О регулировании проверок, проводимых в области предпринимательства, и защите прав предпринимателей» установлен порядок проведения проверок организаций, перечень сфер контрольной (надзорной) деятельности, а также государственных органов, которые вправе осуществлять проверки.

Согласно положениям данного Закона все объекты и организации подразделяются на три категории (группы риска): высокая, средняя и низкая. Государственные органы, имеющие право осуществления контрольной (надзорной) деятельности, вправе назначать плановые проверки объектов исходя из отнесения ее к конкретной группе риска [4].

Так, *проверка объектов высокой группы риска* может проводиться не чаще одного раза в течение календарного года. Если по результатам проведенной контролирующим (надзорным) органом плановой проверки нарушений законодательства проверяемым субъектом не установлено, следующая плановая проверка этого субъекта назначается данным контролирующим (надзорным) органом не чаще одного раза в два календарных года (включая год, в котором проводилась плановая проверка).

Проверка объектов *средней группы риска* – не чаще одного раза в три календарных года. Если по результатам проведенной контролирующим (надзорным) органом плановой проверки нарушений законодательства проверяемым субъектом не установлено, следующая плановая проверка этого субъекта назначается данным контролирующим (надзорным) органом не чаще одного раза в пять календарных лет (включая год, в котором проводилась плановая проверка).

Объекты *низкой группы риска* подвергаются плановой проверке по мере необходимости, но не чаще одного раза в пять календарных лет.

Связь аудита пожарной безопасности с осуществлением государственного пожарного надзора заключается в том, что на основе оценки риска может осуществляться механизм отнесения объекта к группам риска и устанавливаться периодичность их проверок.

Значения уровня риска в равной степени разделяются на пять категорий: до 0,3 включительно – первая категория; от 0,3 до 0,5 – вторая; от 0,5 до 0,7 – третья; от 0,7 до 0,8 – четвертая; более 0,8 – пятая.

В зависимости от размера, выраженного в базовых величинах (б. в.), предлагается разделение ожидаемого ущерба на 4 степени (до 40 б. в. – незначительный; 40 б. в. и более – значительный; 250 б. в. и более – крупный; 1000 б. в. и более – особо крупный ущерб).

Размер ожидаемого ущерба также определяется расчетным путем в ходе осуществления *аудита пожарной безопасности и определения уровня риска*.

Произведение уровня риска и степени ожидаемого ущерба определяет группу риска объекта и устанавливает периодичность его проверки. Если произведение равно от 1 до 3, объект относится к низкой группе риска; от 4 до 9 – к средней группе риска; 10 и более – высокая группа риска (таблица 2).

Таблица 2. – Определение группы риска объекта

Уровень риска	Категория	Степень тяжести ущерба			
		незначительный	допустимый	критический	катастрофический
		1	2	3	4
≤ 0,3	1	1	2	3	4
> 0,3 до 0,5	2	2	4	6	8
> 0,5 до 0,7	3	3	6	9	12
> 0,7 до 0,8	4	4	8	12	16
> 0,8	5	5	10	15	20

Например, «Нефтеперерабатывающий завод имени Гейдара Алиева», на основании критериев отнесения проверяемых субъектов к группе риска для назначения плановых проверок, утвержденных Законом Азербайджанской Республики от 2 июля 2013 года № 714-IVQ «О регулировании проверок, проводимых в области предпринимательства, и защите прав предпринимателей», относится к высокой группе риска. По результатам аудита пожарной безопасности объект получает оценку уровня риска 0,65 (3-я категория) и степень тяжести последствий на уровне «допустимая» (2-я степень).

Произведение категории риска и степени тяжести последствий будет равняться 6, следовательно, в соответствии с предлагаемой матрицей определения группы рисков (см. таблицу 2) возможно снижение группы риска объекта с высокой на среднюю, тем самым изменение периодичности его контроля со стороны надзорных органов в рамках сроков, которые определены для объектов средней группы риска. Указанное снижение группы риска не приведет к снижению уровня пожарной безопасности объекта. Руководитель, у которого всегда имеется контрольный список вопросов, сможет контролировать состояние пожарной безопасности на объекте и принимать дополнительные меры по его повышению.

Основная цель введения этой системы состоит в том, что постепенно можно сократить уровень риска на объекте для того, чтобы уменьшить количество проверок. Поскольку при организации эффективных систематических мер по пожарной безопасности на таком объекте он выпадает из категории объектов, подвергающихся регулярному надзору.

Заключение эксперта о противопожарном состоянии объекта и его соответствии требованиям пожарной безопасности позволит руководителю осуществить дополнительный ряд мероприятий по повышению уровня пожарной безопасности.

Еще одной важной целью внедрения аудита и классификации объектов, согласно результатам независимой оценки, является определение страховых тарифов для каждой группы объектов с учетом величины риска. Механизм использования страхования для целей обеспечения пожарной безопасности может быть реализован посредством корректировки страховых тарифов в зависимости от уровня риска пожарной опасности объекта страхования. Таким образом, может быть запущен побудительный механизм повышения уровня пожарной безопасности объектов страхования, в основе которого лежит снижение ущерба от пожара.

Указом Президента Азербайджанской Республики от 25 декабря 2007 г. № 519 «О страховой деятельности» определен перечень отдельных объектов, в отношении которых ответственность за вред, причиненный деятельностью, связанной с их эксплуатацией, подлежит обязательному страхованию. В положениях данного Указа также обозначено, что страховщик вправе отказать в выплате страхового возмещения при утрате (гибели) или повреждении строений в связи с пожаром, если страхователь допустил грубое нарушение правил пожарной безопасности и (или) хранения огнеопасных и взрывоопасных веществ и предметов.

Согласно «Положению о страховой деятельности в Азербайджанской Республике», утвержденному Указом Президента, заключение договора обязательного страхования осуществляется на основании письменного заявления страхователя с приложением к нему пакета документов, включающего, в том числе, копии актов (справок) по результатам последних проверок, проведенных надзорными органами (в частности, Министерством по чрезвычайным ситуациям).

Разработка и внедрение аудита пожарной безопасности в Азербайджанской Республике подразумевают пересмотр списка объектов, подлежащих обязательному страхованию, а также установление зависимости размера страховых выплат от результатов аудита и заключения эксперта о независимой оценке.

В основу для градации страховых взносов в зависимости от нарушений были взяты «Правила применения системы скидок и надбавок к страховым взносам по обязательному страхованию гражданской ответственности владельцев транспортных средств по договорам внутреннего страхования исходя из аварийности использования транспортного средства», утвержденные Указом Президента Азербайджанской Республики от 25.12.2007 г. № 520 (в редакции Указа Президента Азербайджанской Республики от 24.05.2011 г. № 165).

Так, Указом Президента Азербайджанской Республики 24 июня 2011 г. № 165 «О внесении изменений и дополнений в указы Президента Азербайджанской Республики по вопросам страховой деятельности» внесены изменения в Указ Президента Азербайджанской Республики от 25 декабря 2007 г. № 520 «Об установлении размеров страховых тарифов, страховых взносов, лимитов ответственности по отдельным видам обязательного страхования», а именно добавлена норма, определяющая лимит ответственности и годовых страховых взносов по обязательному страхованию гражданской ответственности юридических лиц и индивидуальных предпринимателей за вред, причиненный деятельностью, связанной с эксплуатацией объектов. Размеры лимитов ответственности и годовых страховых взносов жестко закреплены в зависимости от наличия либо отсутствия у страхователя случаев причинения вреда другим лицам при осуществлении деятельности, связанной с эксплуатацией объекта, за три года, предшествующих заключению договора страхования.

Взаимосвязь аудита пожарной безопасности и обязательного противопожарного страхования подразумевает, что страхователь вместе с заявлением представляет страховщику заключение по результатам независимой оценки риска. На основании данного заключения и присвоенного балла объекту страховщик применяет систему скидок и надбавок к страховым взносам.

При заключении договора страхования страхователю устанавливается класс опасности в соответствии с полученным баллом по результатам оценки риска, на основании которого устанавливается значение корректирующего коэффициента к сумме страхового взноса (таблица 3).

Таблица 3. – Классы опасности объекта в зависимости от оценки риска

Класс опасности	Оценка по результатам аудита	Значение корректирующего коэффициента (К)
H3	> 0,89	2,0
H2	свыше 0,8 до 0,89	1,5
H1	свыше 0,7 до 0,8	1,2
C0	свыше 0,6 до 0,7	1
C1	свыше 0,5 до 0,6	0,9
C2	свыше 0,4 до 0,5	0,8
C3	свыше 0,3 до 0,4	0,7
C4	свыше 0,2 до 0,3	0,6
C5	до 0,2	0,5

При проведении повторного аудита и изменении уровня риска объекта страхователь по окончании годового срока страхования изменяет класс опасности в зависимости от оценки риска и производит начисление страховых тарифов с учетом новых коэффициентов. Например, «Нефтеперерабатывающий завод имени Гейдара Алиева» относится ко II типу опасных объектов. Размеры годовых страховых взносов по обязательному страхованию гражданской ответственности юридических лиц и индивидуальных предпринимателей за вред, причиненный деятельностью, связанной с эксплуатацией опасных объектов II типа,

утвержденные Указом Президента Азербайджанской Республики от 25.12.2007 г. № 520 (в редакции Указа Президента Азербайджанской Республики 24.05.2011 г. № 165), составляют 286 евро при отсутствии страховых случаев за три года, предшествующих заключению договора страхования, и 572 евро при их наличии.

Предположим, что по результатам аудита пожарной безопасности объект получает оценку уровня риска 0,85. На основании данной оценки страховая организация устанавливает класс опасности объекта в соответствии с разработанными критериями Н2 и производит перерасчет страхового взноса с учетом коэффициента соответствующего класса опасности – 1,5 (см. таблицу 3).

Таким образом, суммы страховых взносов, установленных для опасных объектов II типа, возрастут в полтора раза. При выполнении на объекте дополнительных мероприятий по повышению уровня пожарной безопасности возможно снижение уровня опасности объекта и корректировка страховых тарифов в сторону уменьшения их размеров.

По результатам проведенной независимой оценки риска каждому объекту присваивается балл, в соответствии с которым в последующем контролирующим органом определяется группа риска объекта и устанавливается периодичность его проверки и корректировка планов проверки объектов.

Метод проведения независимой оценки риска с точки зрения затрат времени и стоимости наиболее эффективно представлен в виде использования контрольных списков вопросов, так как анализ осуществляется на основании списка вопросов с четкими инструкциями.

Заключение. С точки зрения противопожарного страхования, определение уровня риска объекта, анализ возможных сценариев возникновения аварий и расчет величины убытков для предприятия и страховой организации позволяют осуществить ряд мероприятий, направленных на снижение риска и вероятности возникновения аварии. Кроме этого, такой подход позволяет также оптимизировать размер страховых выплат.

Реализация аудита пожарной безопасности выступает в качестве дополнительного стимулирования субъектов хозяйствования к повышению пожарной безопасности, выраженного в зависимости от уровня пожарного риска объекта, периодичности проверок со стороны государственного пожарного надзора и установлении страховых тарифов при заключении договора обязательного страхования.

ЛИТЕРАТУРА

1. Волков, О.М. Пожарная безопасность резервуаров с нефтепродуктами / О.М. Волков. – М. : Недра, 1984. – 151 с.
2. Алымов, В.Т. Техногенный риск. Анализ и оценка / В.Т. Алымов, Н.П. Тарасова. – М. : Академкнига, 2004. – 118 с.
3. Развитие методических основ оценки риска ЧС в резервуарных парках с использованием методов системного анализа / С.Г. Аксенов [и др.] // Успехи современного естествознания. – 2016. – № 2. – С. 131–136.
4. Assessment of accident risk at refinery tank farms of oil refining enterprises in the Republic of Azerbaijan / F.H. Asadov [et al.] // Global Science and Innovation [Text] : materials of the XI International Scientific Conference, Chicago, May 24th–25th, 2017 // Publishing office Accent Graphics communications. – Chicago. – USA, 2017. – P. 248–254.

Поступила 11.05.2018

PROBLEMS OF ASSESSMENT OF RISK OF ACCIDENTS IN TANK FARMS OF OIL-REFINING ENTERPRISES OF THE REPUBLIC OF AZERBAIJAN

R. IMANOV, S. MAMEDOVA, V. BIRUK

The paper deals with the issues of the risk assessment of emergencies at oil and petroleum products storage facilities that can lead to fires and explosions on the example of oil refineries of the Republic of Azerbaijan. The analysis of statistical data on fires in tanks in the petrochemical and oil refining industry is carried out. The causes and conditions of the accidents emergence, typical consequences, damaging factors, and basic methods for risk assessment are analyzed. The necessity of prediction and assessment of the accidents consequences is justified as well as measures to reduce the risk of accidents are proposed in the paper.

Keywords: objects of storage of oil and oil products, assessment of the risk of accidents, the causes and conditions of accidents, measures for reducing risk.

УДК 696.4:697.341:681.536

**ОСОБЕННОСТИ ПОДБОРА
ПЛАСТИНЧАТЫХ ТЕПЛООБМЕННИКОВ ГОРЯЧЕГО ВОДОСНАБЖЕНИЯ
В МОДЕРНИЗИРУЕМЫХ ТЕПЛОВЫХ ПУНКТАХ ЖИЛЫХ ЗДАНИЙ**

А.М. НИЯКОВСКИЙ; А.Ю. СИДОРОВА
(Полоцкий государственный университет);
А.А. НИЯКОВСКИЙ

(Белорусский государственный университет информатики и радиоэлектроники, Минск)

Рассматриваются вопросы замены кожухотрубчатых теплообменников на пластинчатые в действующих системах горячего водоснабжения существующих жилых зданий. Выявлены связанные с этим особенности проектирования, эксплуатации и наладки тепловых пунктов при их модернизации. Представлены результаты натурных наблюдений. Даны рекомендации по повышению эффективности работы систем централизованного горячего водоснабжения и проектированию систем автоматического управления тепловых пунктов.

Ключевые слова: пластинчатые теплообменники, горячее водоснабжение, тепловые пункты, модернизация, эффективность.

Введение. Замена кожухотрубчатых подогревателей горячего водоснабжения (ГВ) на пластинчатые теплообменники (ПТО) является наиболее востребованным энергосберегающим мероприятием, позволяющим снизить потребление тепловой энергии на 7...10 тонн условного топлива в год в расчёте на один индивидуальный тепловой пункт (ИТП) жилого здания. Поскольку такая замена производится в действующей системе горячего водоснабжения, неизбежно возникает вопрос, какие величины расчётной тепловой производительности и расходы нагреваемой воды следует принимать при проектировании пластинчатого водоподогревателя исходя из нормативного или фактического потребления. Опыт эксплуатации ИТП жилых зданий в системе жилищно-коммунального хозяйства свидетельствует, что ошибки при выборе действительной расчётной производительности ПТО могут привести к нарушению нормальной работы систем автоматизации тепловых пунктов, росту температуры воды в обратной магистрали тепловой сети и, как следствие, к снижению эффективности сжигания топлива на источнике тепловой энергии.

Цель настоящей работы состоит в анализе результатов обследования реальных натурных объектов горячего водоснабжения и выявлении условий и особенностей их теплового потребления, а также в исследовании влияния этих особенностей на эксплуатационные характеристики ИТП. Исследование проводилось на существующих объектах КУП «Жилищно-коммунальное хозяйство г. Полоцка».

Данная работа является продолжением ранее выполненных исследований в области теплоснабжения, результаты которых опубликованы в [6–9].

Теоретические аспекты работы и постановка задачи исследования. При проектировании водоподогревателей ГВ и подборе оборудования ИТП, как правило, используется методика, изложенная в ТКП 45-4.01-52-2007 «Системы внутреннего водоснабжения зданий. Строительные нормы проектирования» [1], которые должны применяться с учётом требований ТКП 45-4.02-183-2009 «Тепловые пункты. Правила проектирования» [2]. Согласно этому документу при отсутствии баков-аккумуляторов горячей воды расчётную тепловую производительность водоподогревателей для систем ГВ следует производить по максимальным расходам теплоты на горячее водоснабжение в течение часа максимального водопотребления по следующей формуле [1, п. 6.11], кВт:

$$Q_{hr}^h = 1,16 \cdot (q_{hr}^h + q_T^h \cdot k^t) \cdot (55 - t^c), \quad (1)$$

где q_{hr}^h – максимальный часовой расход горячей воды, м³/ч; q_T^h – средний часовой расход горячей воды за период (сутки, смену) максимального водопотребления, м³/ч; t^c – температура холодной воды в трубопроводах системы внутреннего водоснабжения, °C; k^t – коэффициент, учитывающий потери тепла трубами.

Точность определения тепловой производительности водоподогревателей для систем ГВ зависит от соответствия фактическим обстоятельствам используемых при вычислении: числа потребителей U , количества водоразборных приборов N , норм расходов воды одним потребителем и одним водоразборным прибором. Все эти величины могут быть на стадии проектирования получены на основе существующих технических нормативных правовых актов. Однако для поверочных расчётов существующих систем ГВ должны быть уточнены по крайней мере две важные величины (поскольку они легко поддаются контролю) – фактическое число людей, потребляющих горячую воду, и действительные суточные расходы воды одним потребителем.

Расход нагреваемой воды характеризуется в течение суток существенной часовой неравномерностью, численным выражением которой является коэффициент часовой неравномерности водопотребления k_v . Поэтому расход сетевой воды через водоподогреватель должен регулироваться так, чтобы температура нагреваемой воды равнялась заданной величине. При этом требуется, чтобы выбранные регуляторы температуры и их регулирующие клапаны как можно точнее соответствовали действительным расходам и давлениям теплоносителя в ИТП.

Подбор регулирующих клапанов для подогревателей системы ГВ производится при расходе греющего теплоносителя, соответствующем максимальному часовому расходу нагреваемой воды q_{hr} , и температурах греющего теплоносителя, соответствующих точке излома температурного графика в подающей и обратной магистралях тепловой сети на вводе в ИТП («нижняя срезка»), например, 60/30 °С.

Перепад давлений на регулирующих клапанах теплового пункта определяется с учётом перепада давлений в трубопроводах тепловой сети на вводе в здание, ΔP_c , который обычно принимается по официальным данным теплоснабжающей организации с запасом 20%, то есть на уровне $0,8\Delta P_c$.

Для обеспечения качественного процесса регулирования и долговечной работы регулирующего клапана перепад давлений на нём, $\Delta P_{кл.}$, при полном открытии должен быть равен не менее чем половине перепада давлений на регулируемом участке, ΔP_{py} [5]. Регулируемый участок – часть трубопроводной сети с теплоиспользующей установкой, где расположен клапан, между точками со стабилизированным перепадом давлений при его колебаниях в пределах $\pm 10\%$. Рекомендуемое минимальное значение перепада давлений на регулирующем клапане составляет 0,3 бар. В то же время расход среды через клапан и перепад давления на нём не должны превышать предельных значений, гарантирующих бесшумную работу клапана и отсутствие кавитации.

В основе подбора регулирующего клапана лежит его пропускная способность K_v , которая соответствует расходу G_p (м³/ч) жидкой среды с температурой 20 °С, проходящей через полностью открытый клапан при перепаде давлений на нём $\Delta P_{кл.} = 1$ бар, и является конструктивной характеристикой клапана. Подбор клапана производится по величине условной пропускной способности K_{vs} . Требуемая условная пропускная способность с рекомендуемым запасом определяется в зависимости от расчётного расхода теплоносителя через клапан (м³/ч) и от перепада давлений на нём (бар) по формуле (2) [5]:

$$k_{vs} = 1,2 \cdot k_v = 1,2 \cdot \frac{G_p}{\sqrt{\Delta P_{кл}}}, \quad (2)$$

Поверхность теплообмена ПТО определяется в соответствии с общепринятой формулой:

$$F = \frac{Q_{hr}^h}{k \cdot \Delta t_{cp}}, \quad (3)$$

где k – коэффициент теплопередачи, Вт/(м²·°С); Δt_{cp} – температурный напор (среднелогарифмическая расчётная разность температур) между греющей и нагреваемой средой, °С.

Коэффициент теплопередачи определяется по следующей формуле:

$$k = \frac{\beta}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{\delta_{cm}}{\lambda_{cm}} + \frac{1}{\alpha_2}}, \quad (4)$$

где β – коэффициент, учитывающий уменьшение коэффициента теплопередачи из-за термического сопротивления накипи и загрязнений на пластине (в зависимости от качества воды принимается равным 0,75...0,9); α_1 – коэффициент теплоотдачи от греющей среды к стенке пластины, Вт/(м²·°С); α_2 – коэффициент тепловосприимчивости нагреваемой средой от стенки пластины, Вт/(м²·°С); δ_{cm} – толщина стенки пластины в направлении теплового потока, м; λ_{cm} – теплопроводность стенки пластины в направлении теплового потока Вт/(м·°С).

Коэффициенты α_1 и α_2 существенно зависят от скорости движения сред в водоподогревателе, а величины самих скоростей определяются геометрическими параметрами ПТО и расходом теплоносителей.

Принимая во внимание изложенное выше, можно обозначить следующие направления исследования и анализа данных о фактических режимах потребления теплоты и воды в действующих системах горячего водоснабжения жилых зданий, рассматриваемых в данной работе:

- влияние фактической численности жильцов в зданиях на технические условия, которые выдаются для проведения теплового и гидравлического расчёта ПТО;
- влияние удельного потребления горячей воды жильцами на указанные технические условия;
- влияние связанных с перечисленными выше факторами расходов сетевой греющей воды на результаты расчёта и подбора регулирующих органов (клапанов-регуляторов расхода) и работу систем автоматического регулирования температуры нагреваемой воды в системе ГВ.

Полученные результаты. Расчётные расходы теплоты и воды на нужды горячего водоснабжения определены для условного числа водопользователей при фактическом числе водоразборных устройств и нормативном потреблении воды на основе удельных норм расхода, определяемых в соответствии с техническими нормативными правовыми актами [1–3]. Условное (среднестатистическое) число водопользователей определено по укрупнённым нормам площади здания на одного человека или по числу квартир в доме и комнат в квартире. Этот расчёт отвечает ситуации, когда система горячего водоснабжения должна обеспечить максимально возможное для данного здания нормативное число водопотребителей в условиях нормативного, среднестатистического водопотребления.

По аналогичной методике выполнены расчёты и для фактической численности жильцов, определённой на основании сведений, предоставленных организацией ЖКХ, при нормативных расходах нагреваемой воды. Этот расчёт соответствует фактически сложившемуся в рассматриваемых зданиях числу водопотребителей (оно значительно ниже нормативного), но в предположении, что объёмы водопотребления сохраняются на нормативном, среднестатистическом уровне. Установлено, что использование для расчёта тепловой производительности водоподогревателей не условного (нормативного), а фактического числа жителей (пользователей), обеспечило в разных зданиях снижение требуемой мощности водоподогревателей на 20...46%. Далее, по такой же методике были выполнены расчёты при фактических расходах нагреваемой воды в системах ГВ зданий, которые определены на основе анализа обобщённых данных ежемесячного квартирного учёта по обследуемым объектам за август – сентябрь 2017 года.

Следует считать установленным тот факт, что реальное суточное потребление воды и теплоты на нужды ГВ в рассматриваемых зданиях существенно ниже нормативных значений. При этом потребная расчётная тепловая производительность водоподогревателей по сравнению с нормативным удельным водопотреблением меняется не столь значительно, так как характеристики водоразборного оборудования и режим его работы при максимальном водоразборе практически не изменяются.

Сравнение расходов воды и теплоты в системах ГВ рассматриваемых зданий при различном сочетании нормативных и фактических показателей водопотребления дано в таблице 1.

Таблица 1. – Расчётная мощность водоподогревателей в системах ГВ рассматриваемых зданий при различных моделях исходных данных и их сопоставление с выданными техническими условиями

№ объекта	Адрес объекта исследования	Результаты расчётов по моделям исходных данных			Технические условия, выданные теплоснабжающей организацией
		«Нормативная модель»	«Скорректированная нормативная модель»	«Реальная модель»	
		расчётная тепловая производительность водоподогревателя, Q_{hr}^h , Гкал/ч	расчётная тепловая производительность водоподогревателя, Q_{hr}^h , Гкал/ч	Расчётная тепловая производительность водоподогревателя, Q_{hr}^h , Гкал/ч	
1	пр-т Ф. Скорины, 17/6	0,2581	0,1469	0,1284	0,2567
2	пр-т Ф. Скорины, 21	0,1483	0,0881	0,0773	0,1543
3	пр-т Ф.Скорины, 40	0,1517	0,0925	0,0813	0,1575
4	ул. Коммунистическая, 12	0,1243	0,0935	0,0829	0,1292
5	ул. Коммунистическая, 14	0,2391	0,1451	0,1253	0,2483
6	ул. Гоголя, 22	0,2391	0,1290	0,1120	0,2483
7	ул. Октябрьская, 39	0,2028	0,1280	0,1108	0,2292
8	ул. Октябрьская, 58	0,3533	0,2821	0,2404	0,3665
	пр-д Октябрьский, 1	0,1777	0,1479	0,1277	0,1843
10	ул. Ф.Скорины, 10	0,1517	0,0999	0,0863	0,1510
11	ул. Свердлова, 16/29	0,1713	0,1112	0,0978	0,1779
12	ул. Свердлова, 25	0,2372	0,1534	0,1338	0,256
13	ул. Пушкина, 9	0,1517	0,1040	0,0908	0,1575
14	ул. Ленинградская, 6в	0,1451	0,0768	0,0680	0,155
15	ул. Ленинградская, 6г	0,1102	0,0826	0,0718	0,114

Расход греющей сетевой воды определён для условных расчётных значений её температур на входе и выходе водоподогревателя: $T_1 = 60\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $T_2 = 30\text{ }^{\circ}\text{C}$. Начальная и конечная температуры нагреваемой воды в случае нормативного водопотребления приняты равными соответственно $5\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $55\text{ }^{\circ}\text{C}$, для фактического водопотребления в анализируемый неотапливаемый период соответственно $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ и $55\text{ }^{\circ}\text{C}$.

В расход водопроводной воды жильцами не включается циркуляционный расход, предназначенный для компенсации тепловых потерь трубопроводами. В то же время величина расхода греющей сетевой воды $G_{гр}$, $\text{м}^3/\text{ч}$, определяется с учётом затрат теплоты на подогрев циркуляционного расхода воды,

которые в соответствии с указаниями [1 и 2] приняты равными 0,3 от среднечасового расхода теплоты на нужды горячего водоснабжения. Полученные результаты представлены на рисунках 1–3.

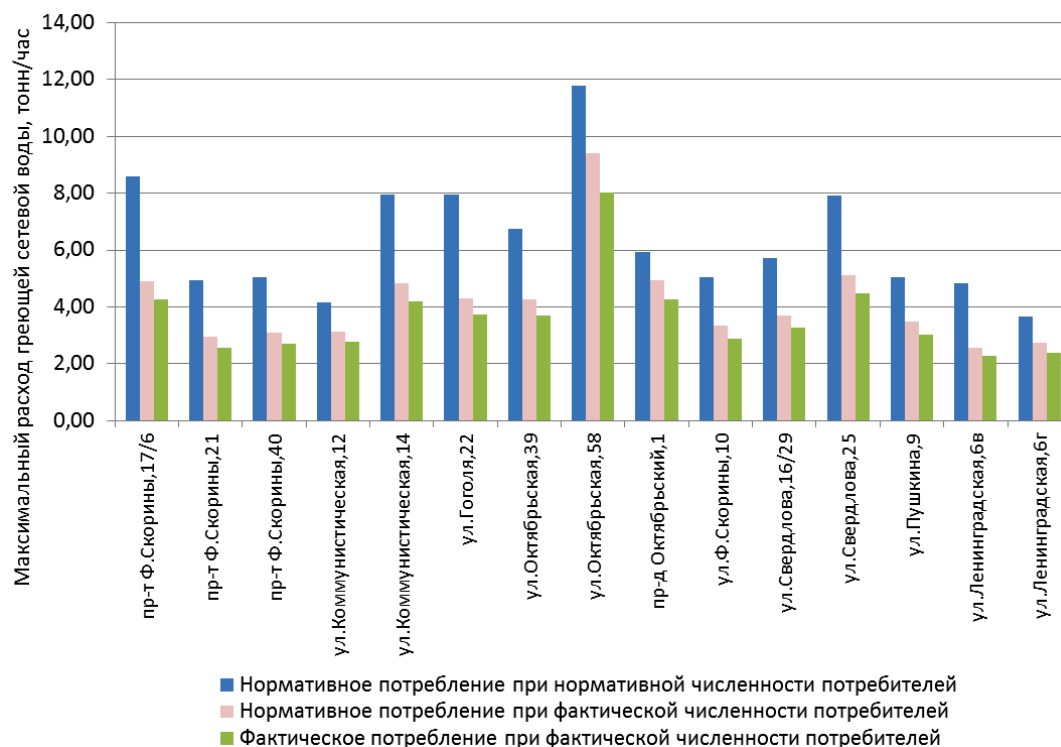


Рисунок 1. – Сравнение максимальных часовых расходов сетевой воды на нужды ГВ рассматриваемых зданий при различном сочетании показателей водопотребления и численности потребителей (жителей)

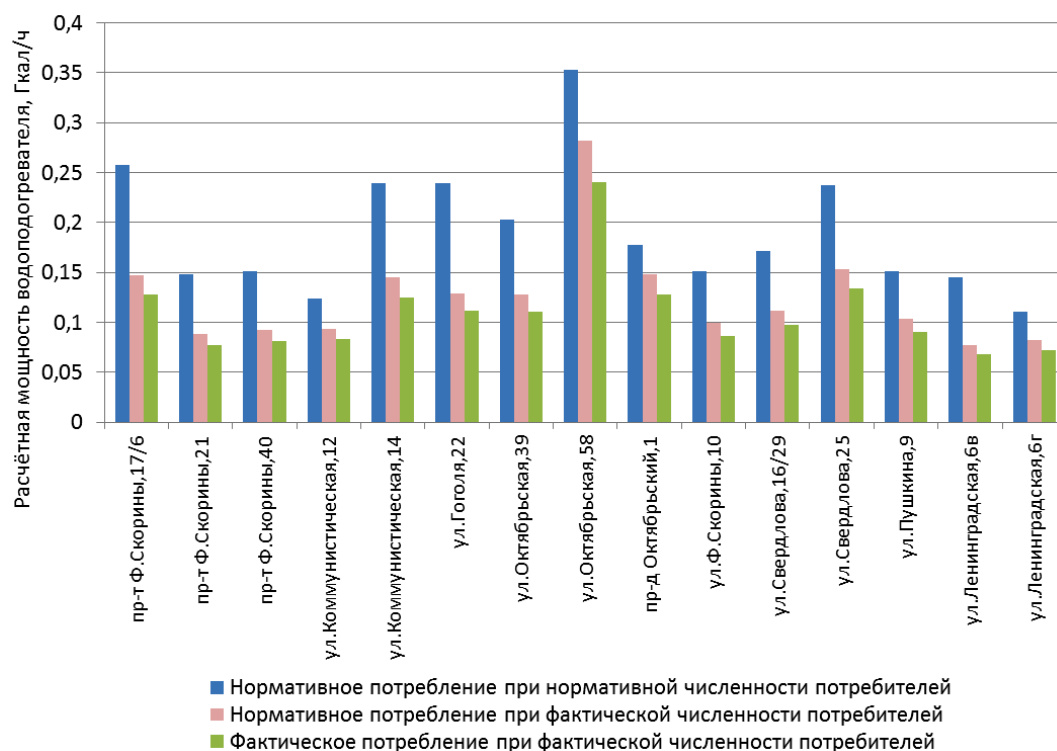


Рисунок 2. – Сравнение требуемой часовой теплопроизводительности водоподогревателей ГВ рассматриваемых зданий при различном сочетании показателей водопотребления и численности потребителей (жителей) (максимальные за сутки часовые расходы теплоты)

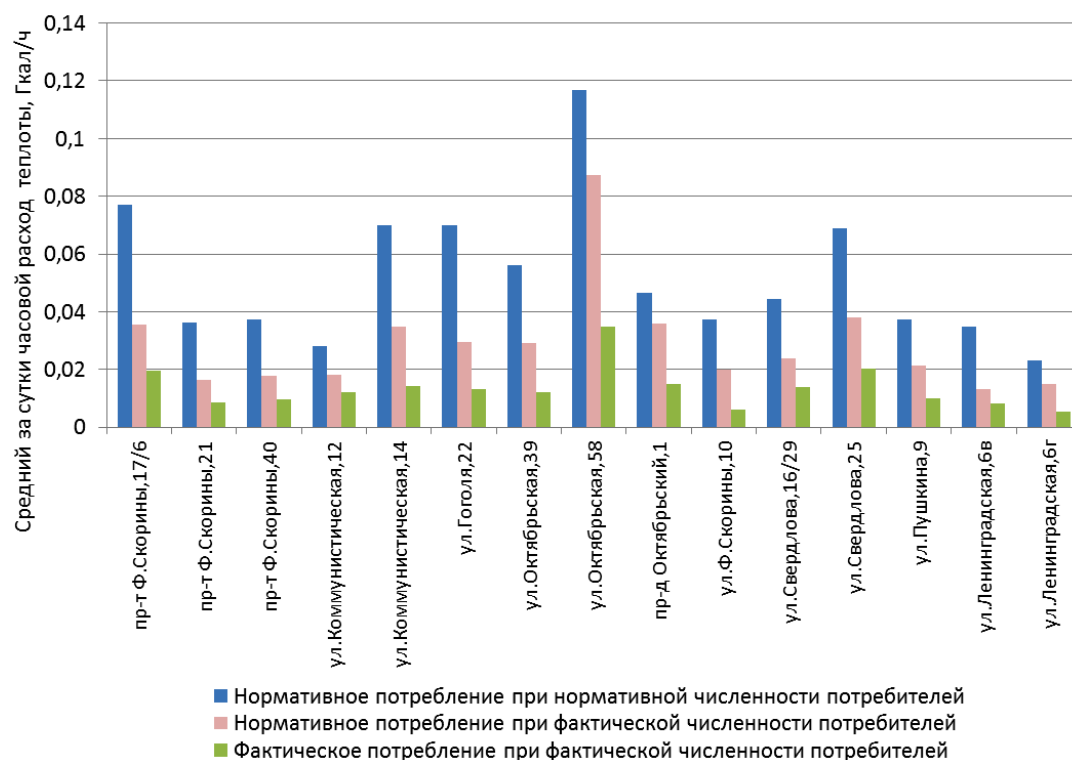


Рисунок 3. – Сравнение требуемой часовой теплопроизводительности водоподогревателей ГВ рассматриваемых зданий при различном сочетании показателей водопотребления и численности потребителей (жителей) (средние за сутки часовые расходы теплоты)

Полученные результаты позволяют сделать ряд выводов:

Во-первых, потребление теплоты и воды на нужды ГВ главным образом зависит от того, какое количество проживающих в зданиях жильцов принять в расчёт – нормативное или фактическое. Игнорирование этого обстоятельства ведёт к завышению расчётных расходов сетевой воды и расчётной мощности водоподогревателей по рассматриваемым объектам на 17...47%, при этом среднее часовое потребление завышается соответственно на 23...62% в зависимости от условий конкретного здания.

Во-вторых, расходы теплоты и воды в системах ГВ зависят также и от фактического удельного потребления нагреваемой воды в расчёте на одного проживающего в сутки. Если вместо нормативных значений учитывать в расчётах фактическую численность проживающих и фактические объёмы удельного водопотребления на нужды ГВ, то снижение расчётных расходов сетевой воды и расчётной мощности водоподогревателей может составить 28...53%, а среднего часового потребления – на 68...83% в зависимости от условий конкретного здания.

Таким образом, при выборе технических условий для проектирования водоподогревателей ГВ в условиях существующих зданий могут быть предложены следующие модели исходных данных:

- 1) *нормативная модель*, соответствующая нормативному потреблению горячей воды на нужды ГВ при нормативной численности потребителей (проживающих) в здании;
- 2) *скорректированная нормативная модель*, представляющая собой первую модель, в которой вместо нормативной используется фактическая численность водопотребителей;
- 3) *реальная модель*, основывающаяся на фактическом числе потребителей при фактически сложившемся удельном потреблении воды на нужды ГВ и при скорректированных начальных температурах нагреваемой и греющей воды.

Каждая такая модель характеризуется параметрами, включающими: расчётные температуры греющей сетевой воды T_1 и T_2 соответственно на входе и выходе водоподогревателя в точке излома температурного графика; температуры нагреваемой воды до и после нагрева, t_x и t_z ; средний за сутки расход горячей воды, приходящийся на одного потребителя $q_{u,i}$; число потребителей горячей воды (людей, проживающих в зданиях), U ; число водоразборных приборов N , а также характеристики расхода воды этими приборами. На основании указанных моделей в соответствии с [1–3] нами выполнен расчёт основных показателей потребления воды и тепла зданиями на нужды ГВ, определены расчётные тепловые нагрузки, необходимые для подбора водоподогревателей. Полученные результаты сопоставлены с технически-

ми условиями на проектирование ПТО, выданными теплоснабжающей организацией. Результаты этих расчётов в сопоставлении представлены в таблице 1.

Если опираться на заданные теплоснабжающей организацией технические условия, то для обследованных зданий при проектировании ПТО возникает значительный запас поверхности нагрева, превышающий потребности реальных режимов эксплуатации при меньшей фактической максимальной тепловой нагрузке, обусловленной снижением числа жильцов и удельным потреблением воды по сравнению с нормативными значениями.

Вместе с тем избыточная площадь теплообменной поверхности сама по себе не должна расцениваться только как недостаток ПТО, поскольку при прочих равных условиях это способствует увеличению времени нормальной эксплуатации блока ГВ без проведения его очистки от загрязнений. Однако в силу конструктивных особенностей наращивание поверхности нагрева в ПТО производится путём увеличения не только размера пластин, но и числа каналов для движения теплообменивающихся сред. Увеличение числа каналов ведёт к росту площади живого сечения теплообменника, а следовательно и к падению скорости движения в нём греющего и нагреваемого теплоносителей. В итоге при реальной (гораздо меньшей) производительности существенно снижаются потери давления воды по ходу водонагревателя.

Снижение расходов и потерь давления в контуре греющего теплоносителя по сравнению с ожидавшимися расчётными величинами может привести к нарушению нормальной работы регулирующих органов систем автоматического управления тепловым потреблением: клапанов, регуляторов и другого подобного оборудования. В связи с чем, используя методики, изложенные в [2] и [4], выполнена оценка работоспособности имеющихся в обследованных зданиях регулируемыми органами в условиях их фактической эксплуатации. Для этого были определены требуемые параметры регулирующих клапанов в контуре греющей воды при фактических расходах теплоносителя, проходящего через водоподогреватели. В итоге сделаны следующие *выводы*:

- регулирующие клапаны, подобранные для нормативных условий, в реальных условиях работают с низким значением коэффициента управления, что ведёт к отклонению действительной характеристики клапана от теоретической и росту фактического расхода через него против требуемого;
- на регулируемых участках блоков ГВ при расчётных расходах теплоносителя во всех режимах эксплуатации имеет место значительный непогашенный остаток располагаемого давления, в результате чего перепад давления на клапанах увеличивается сверх расчётного на величину этого непогашенного остатка, что может периодически вызывать рост расхода через водоподогреватели сверх потребного;
- степень открытия клапанов при максимальном расчётном расходе составляет, в среднем, около 50%, регулирующие клапаны при малых расходах теплоносителя работают почти полностью закрытыми, в то же время их полное закрытие становится невозможным из-за высокого перепада давления, в результате регулировка не может быть устойчивой, что приводит к чрезмерному расходу греющей сетевой воды;
- схема автоматизации без балансировочных клапанов и регуляторов перепада давления на регулируемых участках при значительной часовой неравномерности потребления горячей воды представляется недостаточной.

Практически во всех обследованных зданиях, где проектирование ПТО было выполнено с использованием «нормативной модели» технических условий имело место завышение температуры воды в обратной магистрали в неотапливаемый период эксплуатации.

Рост температуры «обратки», помимо этого обстоятельства может быть обусловлен и другими факторами, поэтому исследованию данного феномена будет посвящена другая публикация.

Заключение. Проведённые исследования показывают, что при модернизации ИТП жилых зданий, связанной с заменой кожухотрубчатых теплообменников на пластинчатые, проектирование последних должно осуществляться с использованием реальной модели технических условий, учитывающей фактическое число потребителей в системе ГВ и действительное удельное водопотребление.

При невыполнении этих условий поверхность нагрева и живые сечения ПТО для прохода теплообменивающихся сред оказываются завышенными, что приводит к падению коэффициента теплопередачи, сбоям в работе систем автоматики ИТП и, как следствие, к завышению температуры воды в обратной магистрали, особенно в неотапливаемый период.

ЛИТЕРАТУРА

1. Системы внутреннего водоснабжения зданий. Строительные нормы проектирования = Сістэмы ўнутранага водазабеспячэння будынкаў. Будаўнічыя нормы праектавання : ТКП 45-4.01-52-2007 ; изд. офиц. / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2008. – 47 с.
2. Тепловые пункты. Правила проектирования : ТКП 45-4.02-183-2009 / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2010. – 47 с.

3. Тепловые сети. Строительные нормы проектирования : ТКП 45-4.02-182-2009 / М-во архитектуры и стр-ва Респ. Беларусь. – Минск, 2010. – 53 с.
4. Методика подбора регулирующих клапанов TRV и регуляторов давления RDT. – М. : ГРУППА КОМПАНИЙ «ТЕПЛОСИЛА», 2017. – 22 с.
5. Применения средств автоматизации «Danfoss» в тепловых пунктах систем центрального теплоснабжения зданий : пособие. – М. : Данфосс, 2016. – 65 с.
6. Нияковский, А.М. Формирование рациональной теплоэнергетической системы предприятий железобетонных изделий при их модернизации / А.М. Нияковский // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2012. – № 8. – С. 93–98.
7. Нияковский, А.М. Выбор оптимальной плотности теплового потока при расчёте тепловой изоляции трубопроводов с целью обеспечения заданного коэффициента полезного действия тепловой сети и снижения выброса вредных веществ в атмосферу / А.М. Нияковский, Ф.И. Москалёнок, А.Ю. Сидорова // Материалы докл. 50-й Междунар. науч.-техн. конф. преподавателей и студентов, посвящ. году науки. Т. 1. – Витебск : Витеб. гос. технол. ун-т, 2017. – С. 299–302.
8. Нияковский, А.М. К выбору плотности теплового потока при проектировании тепловой изоляции тепловых сетей / А.М. Нияковский, Э.И. Гончаров, О.И. Мишута // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2017. – № 8. – С. 147–155.
9. Нияковский, А.М. Управление температурными режимами тепловых сетей с целью снижения энергопотребления в системах теплоснабжения / А.М. Нияковский, В.А. Пшеничнюк, А.В. Григорович // Материалы докл. 48-й Междунар. науч.-техн. конф. преподавателей и студентов, посвящ. 50-летию ун-та : в 2 т. Т. 2. – Витебск : Витеб. гос. технол. ун-т, 2015. – С. 76–78.

Поступила 14.05.2018

**SELECTION FEATURES
OF PLATE HOT WATER HEAT EXCHANGERS
IN THE IMPLEMENTATION OF MODERNISED INDIVIDUAL HEATING PLANTS
OF EXISTING BUILDINGS**

A. NIYAKOVSKI, A. NIYAKOVSKI, A. SIDOROVA

Issues of replacing shell-and-tube heat exchangers with lamellar ones in existing hot-water supply systems of existing residential buildings are considered. The associated features of the design, operation and adjustment of heat points during their modernization are identified. The results of field observations are presented. Recommendations for improving the efficiency of centralized hot water supply systems and the design of automatic control systems for heat points are given.

Keywords: *plate heat exchangers, hot water supply, heat points, modernization, efficiency.*

УДК 621.646.1

СТЕНД ДЛЯ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО ИСПЫТАНИЯ ЗАПОРНОЙ АРМАТУРЫ

канд. техн. наук, доц. А.Г. КУЛЬБЕЙ; Д.А. КИСЕЛЕВ
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается проблема гидравлического испытания запорной арматуры. Представлен анализ применяемых на сегодняшний день стендов для испытания. Сформулированы общие недостатки методов. Предложен альтернативный вариант стенда для гидравлического испытания. Описана конструкция стенда в целом и каждого конструктивного элемента в отдельности. Приведена схема проведения гидравлического испытания с использованием альтернативного варианта стенда.

Ключевые слова: гидравлическое испытание, запорная арматура, насос, фланец, штуцер.

Введение. В процессе изготовления арматуры могут иметь место дефекты материала деталей или погрешности обработки и сборки, которые снижают прочность конструкции или ухудшают эксплуатационные качества изделия. Для выявления этих дефектов и последующей их ликвидации арматура проходит гидравлическое испытание, которое выполняется в два этапа: испытание на прочность и испытание на герметичность. Испытание на прочность проводят с целью определения таких дефектов, как песчаные и газовые раковины, пористость металла, трещины, разностенность в результате смещения стержня в литейной форме, остаточные внутренние напряжения. В сварных соединениях возможны непровар, трещины, пористость, смещение стенок, растрескивание околошовной зоны. Испытание на герметичность необходимо для выявления проверки качества притирки уплотнительных поверхностей деталей запорного органа арматуры. Одновременно контролируется качество сборки разъёмных соединений сальникового, сильфонного или мембранного узла.

Современная промышленность предлагает огромное количество стендов для испытания запорной арматуры [1], как вертикальных, так и горизонтальных. При кратком анализе предложенных промышленных стендов выявлены следующие недостатки:

- высокая цена;
- конкретный диапазон диаметров (т.е. отсутствует универсальный стенд для любых диаметров, и если у предприятия возникла необходимость испытать широкий диапазон диаметров запорной арматуры, ему следует приобрести несколько испытательных стендов);
- сложная технологическая схема промышленных стендов (с основными технологическими схемами испытания арматуры можно ознакомиться в [2]);
- отсутствие возможности использования стендов в полевых условиях.

Поэтому цель данной работы состоит в разработке более простого (с конструктивной точки зрения) и более дешевого способа гидравлического испытания запорной арматуры.

Основная часть. В состав предложенного стенда для испытания запорной арматуры входят:

- испытываемая запорная арматура;
- опрессовочный насос с манометром для создания испытательного давления;
- два фланца со штуцерами (один штуцер служит для присоединения насоса, а второй – для заполнения испытательной средой и стравливания воздуха);
- передвижной испытательный стол с отверстием для установки и устройством крепления запорной арматуры.

Принципиальная схема предложенного испытательного стенда представлена на рисунке 1.

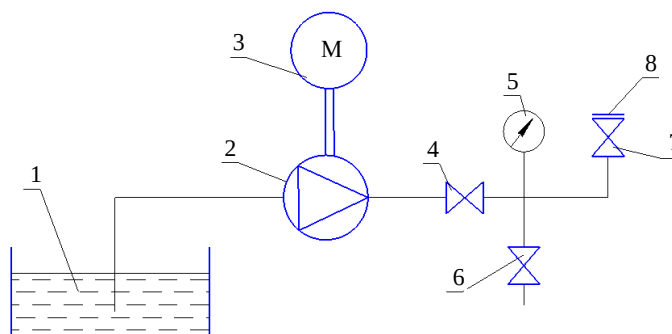


Рисунок 1. – Принципиальная схема испытательного стенда

Современная промышленность предлагает для испытания запорной арматуры использование опрессовочного насоса. Опрессовочный насос, в свою очередь, включает в себя следующие позиции принципиальной схемы испытания: емкость для забора воды 1, насос 2, электродвигатель 3, запорно-регулирующий клапан 4, прибор для измерения давления 5 и клапан для сброса давления 6. Использование опрессовочного насоса (как ручного, так и электрического (рисунок 2)) позволяет существенно сократить трудоемкость и время проведения гидравлического испытания.



Рисунок 2. – Электрический опрессовочный насос

Фланцы для испытания должны иметь размер присоединительных фланцев запорной арматуры. К нижнему фланцу 6 в центре приваривается штуцер 4 для соединения фланца со шлангом опрессовочного насоса. К верхнему фланцу 13 приваривается в центре штуцер 14, через который происходит заполнение запорной арматуры, а также вытеснение воздуха.

К верхнему фланцу 13 привариваются крепления 12 для надежного закрепления арматуры при проведении гидравлического испытания. Схема испытательного стенда представлена на рисунке 3.

Стол для проведения испытания 3 представляет собой разборную конструкцию с наличием съемных колес 15 и съемной ручки 16, что позволяет использовать его в полевых условиях, а также способствует возможности передвижения стенда внутри предприятия. На стол нанесено прорезиненное покрытие 5, которое предотвращает контакт нижнего фланца 6 с металлической поверхностью стенда. Отверстие для опирания 4 нижнего фланца 6 позволяет без повреждения шпилек устанавливать разнообразные диаметры арматуры на испытательный стол. Конструкция позволяет безопасно присоединить штуцер 4. Также на столе установлены крепления 9 для надежного закрепления запорной арматуры при проведении гидравлического испытания.

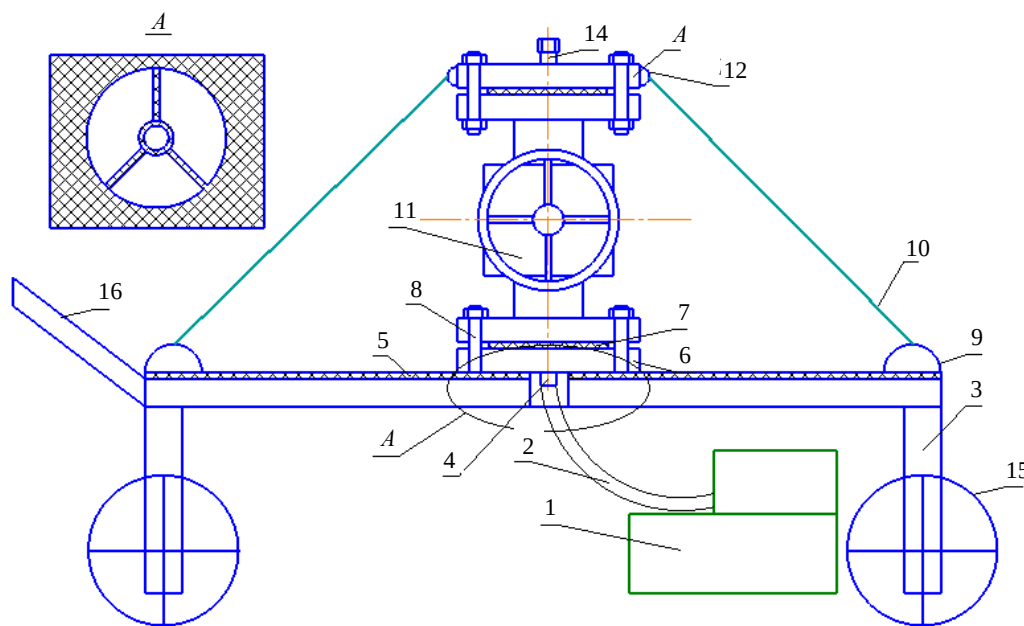


Рисунок 3. – Схема испытательного стенда

- 1 – опрессовочный насос; 2 – шланг, соединяющий опрессовочный насос с запорной арматурой;
 3 – разборный стол; 4 – штуцер для соединения шланга с запорной арматурой
 5 – прорезиненная поверхность стола; 6 – нижний фланец; 7 – прокладка; 8 – шпильки;
 9 – крепления стола; 10 – крепёжный трос; 11 – испытуемая запорная арматура;
 12 – крепления верхнего фланца; 13 – верхний фланец;
 14 – штуцер для заполнения испытательной средой и стравливания воздуха;
 15 – съемные колеса; 16 – съемная ручка

Предлагаемый порядок проведения испытания:

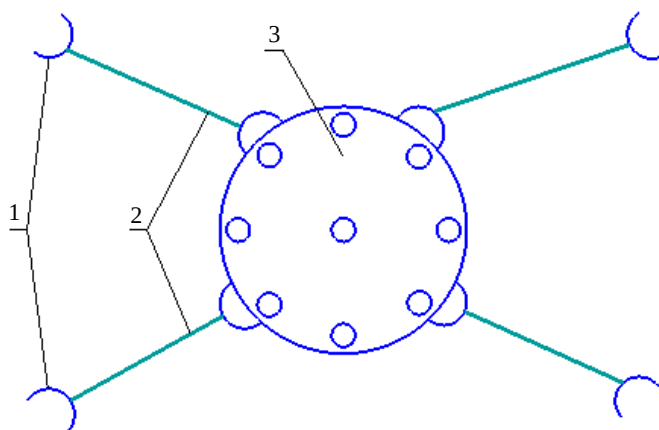
- 1) необходимо произвести визуальный осмотр арматуры на наличие видимых дефектов, проверить комплектность арматуры. Испытанию подвергается арматура в сборе;
- 2) снять заводские фланцы и установить нижний фланец 6 со штуцером для испытания запорной арматуры. Фланец должен иметь идентичный диаметр. Между запорной арматурой и фланцем уста-

новить паронитовую прокладку с размерами, равными размерам зеркала запорной арматуры. Перед установкой прокладки рекомендуется смазать её солидолом для последующего легкого отделения прокладки;

3) установить запорную арматуру на испытательный стол фланцем вниз и закрепить её при помощи крепёжных тросов 10 к креплениям 9 и 12. Схема крепления запорной арматуры представлена на рисунке 4;

4) присоединить опрессовочный насос 1 посредством шланга 2 к штуцеру 4 с использованием сертифицированных герметизаторов. Произвести наработку двух циклов «открыто-закрыто» без подачи пробного вещества в арматуру. Начать заполнение запорной арматуры испытательной средой. Температура испытательной среды от 5 до 40 °С [3]. В нашем случае испытательной средой является вода. Заполнить запорную арматуру водой до уровня верхнего зеркала фланца. Далее закрыть запорную арматуру маховиком или электроприводом и долить при необходимости воду до уровня верхнего зеркала фланца. При проведении испытания разность температур стенки корпуса арматуры и окружающего воздуха не должна вызвать конденсацию влаги на поверхности стенок арматуры;

5) проведение гидравлического испытания начать с испытания на герметичность затвора. Для этого с помощью опрессовочного насоса 1 создать требуемое давление испытания согласно таблице 1 и выдерживать это давление в течение времени согласно таблице 2. После выдержки снизить давление до PN (номинальное давление) и провести визуальный осмотр на наличие подтеков в течение времени, необходимого для осмотра, но не менее 1 минуты.



1 – крепления стола; 2 – крепёжный трос; 3 – крепления верхнего фланца

Рисунок 4. – Схема крепления испытуемой запорной арматуры

Таблица 1. – Давление среды при испытании

Испытание	Давление испытательной среды
Прочность материала корпусных деталей и сварных швов	PN (номинальное давление)
Герметичность затвора	1,1 PN

Таблица 2. – Время выдержки арматуры под давлением

Испытание	Время выдержки арматуры при установившемся давлении перед началом контроля, с, не менее			
	до DN 50 включительно	От DN 65 до DN 150 включительно	От DN 200 до DN 300 включительно	Свыше DN 350
Прочность материала корпусных деталей и сварных швов	15	60	120	300
Герметичность затвора	60	120	180	

6) при отсутствии явных признаков подтекания затвора или при наличии подтеканий, не превышающих значения в таблице 3, через верхнее зеркало задвижки, а также при отсутствии падения давления по контрольному манометру запорную арматуру считать прошедшей испытание на герметичность затвора.

При обнаружении подтеков или при падении давления на контрольном манометре необходимо предпринять следующие действия: для арматуры с механическим приводом – повернуть маховик закрытия

задвиги до максимального значения, используя при необходимости «крюк»; для *арматуры с электроприводом* – установить увеличенный момент закрытия арматуры (не превышая максимально допустимый).

После исправления дефектов *провести повторное испытание*. При отрицательном результате повторного испытания вернуть запорную арматуру поставщику.

Таблица 3. – Нормы и классы герметичности затворов запорной арматуры

Класс герметичности	Норма герметичности затвора Q, не более, мм ³ /с
A	Отсутствие видимых утечек в течение времени испытания
AA	0,006 DN
B	0,01 DN
C	0,03 DN
CC	0,08 DN
D	0,1 DN
E	0,3 DN
EE	0,39 DN
F	1,0 DN
G	2,0 DN

7) *провести испытание на прочность*. Для этого необходимо полностью открыть запорную арматуру 11. Далее установить верхний фланец со штуцером 13 и через штуцер долить необходимое количество воды. Между запорной арматурой и фланцем 13 установить паронитовую прокладку с размерами, равными размерам зеркала запорной арматуры. Перед установкой прокладки рекомендуется смазать её солидолом для последующего легкого отделения прокладки. Закрутить крышку штуцера 12 с использованием сантехнического льна. Далее с помощью опрессовочного насоса 1 создать требуемое давление испытания согласно таблице 1 и выдержать это давление в течение времени согласно таблице 2. После выдержки снизить давление до PN и провести визуальный осмотр в течение времени, необходимого для осмотра, но не менее 1 минуты;

8) при отсутствии механических разрушений, остаточных деформаций, явных признаков подтекания через сальниковое уплотнение и через соединение головы и тела запорной арматуры, а также при отсутствии падения давления по контрольному манометру запорную арматуру считать прошедшей испытание на прочность. При обнаружении подтеков или при падении давления на контрольном манометре предпринять следующие действия: *при подтеках через сальниковое уплотнение* необходимо *поджать сальниковое уплотнение* (также можно произвести перенабивку уплотнения или вернуть арматуру на завод-изготовитель); *при подтеках в месте соединения* необходимо *заменить прокладку* или вернуть арматуру на завод-изготовитель. После исправления дефектов *провести повторное испытание*. При отрицательном результате повторного испытания вернуть запорную арматуру на завод-изготовитель;

9) арматура считается прошедшей гидравлическое испытание, если пройдены испытания на прочность и герметичность. *После проведения испытания скинуть испытательное давление, слить воду и снять фланцы с запорной арматуры*.

Заключение. В ходе проведенного исследования рассмотрена проблема гидравлического испытания запорной арматуры. Рассмотрены современные методы испытания, а также выявлены недостатки этих методов. Предложен метод испытания, который характеризуется простотой, надежностью, возможностью использования в полевых условиях. Применение данного стенда позволяет испытывать абсолютно различные диаметры запорной арматуры.

ЛИТЕРАТУРА

1. ПКТБА [Электронный ресурс]. – 2018. – Режим доступа: <http://pktba.ru>. – Дата доступа: 25.04.2018.
2. Арматура трубопроводная. Методы контроля и испытаний : ГОСТ Р 53402-2009 / ЗАО «НПФ «ЦКБА»».
3. Арматура трубопроводная. Нормы герметичности затворов : ГОСТ 9544-2015 / ЗАО «НПФ «ЦКБА»».

Поступила 29.05.2018

THE HYDRAULIC TEST STAND FOR STOP VALVE

A. KULBEI, D. KISIALIOY

The problem of hydraulic test for stop valve are examine in this article. The modern methods of the hydraulic test stands are analyzed. The authors analyze their and formulate disadvantages. The alternative methods of the hydraulic test stand are suggested. The authors suggest a plan for realization a hydraulic test.

Keywords: *hydraulic test, stop valve, pump, flange, nozzle.*

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

УДК 528.854

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ ВЕЙВЛЕТОВ В ФИЛЬТРАЦИИ И СЖАТИИ ГЕОИНФОРМАЦИИ

д-р техн. наук, проф. А.С. ЯРМОЛЕНКО; О.В. СКОБЕНКО
(Белорусская государственная сельскохозяйственная академия, Горки)

Представлены построенные авторами ортонормированные базисы вейвлет-преобразований и фильтрации информации. Рассмотрен порядок создания вейвлет-фильтров последовательностью сверток, применением кратномасштабного анализа для построения ортонормированного базиса вейвлет-преобразования. Разработана методика определения значения фильтра в зависимости от точности исходной геоинформации. Реализована практическая возможность вейвлет-фильтрации на основе составленных конкретных программ моделирования полей данных геоинформации и изображений, сжатия данных и их фильтрации.

Ключевые слова: базис вейвлет-преобразования, свертка, кратномасштабный анализ, фильтрация, сжатие, точность, программа, изображение, поле данных.

Введение. Сжатие геоинформации и ее фильтрация являются актуальной проблемой теории математической обработки как геодезической информации (измерений), так и изображений. При этом необходимо максимально использовать полученную информацию и получать конечные результаты с достаточной точностью и минимальными затратами при ее хранении, что связано со сжатием информации. Это важно при работе с геоинформацией в геодезии, землеустройстве, природообустройстве, мониторинге земель, при ведении точного сельского хозяйства [1, с. 200]. При этом алгоритмы должны обладать простотой и точностью вычислений. К настоящему времени для моделирования объектов, сжатия и фильтрации информации широко применяются преобразования Фурье [2–7]. Однако даже в своем быстром варианте (быстрое преобразование Фурье – БПФ) оно сопряжено с большим количеством вычислений. В свою очередь, в работах [2; 6] отмечается, что, в отличие от преобразований Фурье, возможны преобразования с другими базисами, восстанавливающие дискретные и непрерывные функции, но значительно сокращающие вычисления. Одним из таких базисов является вейвлетный, и в настоящее время он постепенно находит практическое применение [8–16]. Следует при этом отметить, что работы [8; 10; 11; 15; 16] носят лишь ознакомительный характер, в основательной работе [9] речь о применении вейвлетов не ведется, но детально описывается большинство фильтров подавления шумов, которые могут применяться при моделировании процессов на основе вейвлетного базиса. В трудах [12–14] приводятся основные теоретические положения по теории вейвлетов, базирующиеся на основе зарубежных исследований. И для создания технологий обработки геоинформации на основе этих работ необходимы дополнительные исследования. В вейвлет-преобразованиях [17] используются зарубежные пакеты при неизвестном алгоритме.

Перечисленные труды имеют практическое и теоретическое значение при обработке геоинформации, но в них теория вейвлетов не доведена до инженерного уровня их применения.

На основе отмеченного в представляемой нами работе с целью разработки детальной и доступной технологии применения вейвлетов в обработке геоинформации ставятся следующие задачи: 1) построение ортонормированных базисов вейвлет-преобразований и фильтрация; 2) порядок создания вейвлет-фильтров; 3) построение фильтров последовательностью сверток; 4) применение КМА-анализа (кратномасштабного анализа) для построения ортонормированного базиса вейвлет-преобразования; 5) показать практическую возможность вейвлет-фильтрации на основе составленных конкретных программ моделирования полей данных геоинформации, сжатия данных и их фильтрации.

Базовые положения. В соответствии с [2] дадим следующие определения.

Оператором циклического сдвига последовательности Z [2, с. 125] на k позиций вправо является оператор R_k , осуществляющий создание новой последовательности $R_k Z$ по формуле

$$(R_k Z) \cdot (n) = Z(n - k), \quad (1)$$

где n – номер элемента в создаваемой последовательности.

Пусть имеется ряд (вектор значений)

$$Z = (1, 0, 0, 1)^T \quad (2)$$

при $N = 4$.

Тогда

$$(R_1 Z)(0) = Z(0-1) = Z(-1) = Z(N-1) = Z(4-1) = Z(3) = 1;$$

$$(R_1 Z)(1) = Z(1-1) = Z(0) = 1;$$

$$(R_1 Z)(2) = Z(2-1) = Z(1) = 0;$$

$$(R_1 Z)(3) = Z(3-1) = Z(2) = 0.$$

Таким образом, получим новую последовательность – вектор

$$R_1 Z = (1, 1, 0, 0)^T. \quad (3)$$

При $k = 4$ получаем исходный вектор

$$R_4 Z = (1, 0, 0, 1)^T. \quad (4)$$

Согласно определению 3.7 и теореме 3.8 [2, с. 176] при некоторых заданных векторах U и V , принадлежащих тому же пространству элементов, что и вектор Z , например (2), возможно построение ортонормированного базиса следующего вида:

$$B = \{R_{2k} V\}_{k=0}^{M-1} U \{R_{2k} U\}_{k=0}^{M-1} = \{V, R_2 V, R_4 V, \dots, R_{N-2} V, U, R_2 U, R_4 U, \dots, R_{N-2} U\}, \quad (5)$$

где U , согласно [2], можно назвать *отцовским* вейвлетом, а V – *материнским*.

В данном исследовании составляющие базиса, построенные по вектору U , будем называть *отцовскими*, а по вектору V – *материнскими*.

Ортонормированность (5) возможна лишь тогда [2, теорема 3.8; 6, с. 250–258, лемма 7.1], когда система

$$A(n) = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} \hat{U}(n) & \hat{V}(n) \\ \hat{U}(n+M) & \hat{V}(n+M) \end{pmatrix} \quad (6)$$

для $n = 0, 1, 2, \dots, M-1$ унитарна.

Под унитарной понимается такая матрица [2, с. 100], для которой

$$A^{-1} = A^*, \quad (7)$$

где A^{-1} обратная к A матрица; A^* – сопряженная к A матрица, получаемая взятием комплексно-сопряженных значений от всех элементов матрицы A^T , транспонированной к A .

Построение ортонормированных базисов вейвлет-преобразований и фильтрация. В качестве примера построения ортонормированного базиса примем векторы Хаара [2, с. 190; 6, с. 270]:

$$U = \left(\frac{1}{\sqrt{2}}, \frac{1}{\sqrt{2}}, 0, \dots, 0 \right)^T; \quad (8)$$

$$V = \left(\frac{1}{\sqrt{2}}, -\frac{1}{\sqrt{2}}, 0, \dots, 0 \right)^T. \quad (9)$$

Поскольку в [2] установлено, что матрицы $A(n)$ (6) для векторов U и V унитарны, пользуясь правилом (5), построим ортонормированный базис для вейвлет-преобразования вектора Z , например (2). Здесь $N = 4$ и $M = N/2 = 2$. Тогда в соответствии с (5), (1) на основании (8), (9) можно составить ортонормированный вейвлет-базис

$$B = (V, R_2 V, U, R_2 U) = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{pmatrix}. \quad (10)$$

Тогда вейвлет-преобразование на данном этапе будет

$$\hat{Z} = B \cdot Z. \quad (11)$$

В нашем примере

$$\hat{Z} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 & 0 & 1 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 1 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}, \quad (12)$$

а обратное преобразование, следуя (11), имеет вид

$$Z = B^{-1} \hat{Z} = B \cdot \hat{Z} = B^T \hat{Z}. \quad (13)$$

Теперь осуществим фильтрацию сигнала, то есть его разложение по отцовским и материнским составляющим вейвлет-базиса. Согласно [2, с. 99; 6, с. 26], в пространстве с комплексным скалярным произведением $\langle \cdot, \cdot \rangle$ и ортонормированным базисом $R = \{u_1, u_2, \dots, u_n\}$ для любого v этого пространства справедливо

$$v = \sum_{j=1}^n \langle v, u_j \rangle u_j. \quad (14)$$

Здесь v соответствует вектору данных Z , а базисные векторы u_j – всем столбцам матрицы (10). После подстановки их в (14) получим

$$Z = Q(Z) + P(Z), \quad (15)$$

где

$$Q(Z) = \frac{1}{2} \left((1001) \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + (1001) \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ -1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ -1 \end{pmatrix} \right) = \frac{1}{2} \left(1 \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + (-1) \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ -1 \end{pmatrix} \right) = \frac{1}{2} \begin{pmatrix} 1 \\ -1 \\ -1 \\ 1 \end{pmatrix};$$

$$P(Z) = \frac{1}{2} \left((1001) \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + (1001) \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \right) = \frac{1}{2} \left(1 \cdot \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} + 1 \cdot \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \right) = \frac{1}{2} \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix}.$$

Из примера видно, что $Q(Z)$ – составляющая сигнала высоких частот, а $P(Z)$ – составляющая низких частот. Следуя [2, с. 180], составляющую высоких частот сигнала представим в виде формулы

$$Q(Z) = \sum_{k=0}^{(N/2)-1} \langle Z, R_{2k} V \rangle R_{2k} V = \langle \langle Z, R_0 V \rangle \rangle R_0 V + \langle \langle Z, R_2 V \rangle \rangle R_2 V + \dots + \left\langle \left\langle Z, R_{\frac{N}{2}-1} V \right\rangle \right\rangle R_{\frac{N}{2}-1} V, \quad (16)$$

а составляющую низких частот в следующем виде:

$$P(Z) = \sum_{k=0}^{(N/2)-1} \langle Z, R_{2k} U \rangle R_{2k} U = \langle \langle Z, R_0 U \rangle \rangle R_0 U + \langle \langle Z, R_2 U \rangle \rangle R_2 U + \dots + \left\langle \left\langle Z, R_{\frac{N}{2}-1} U \right\rangle \right\rangle R_{\frac{N}{2}-1} U. \quad (17)$$

Примеры фильтров на основе базисов Шеннона с вещественными и комплексными числами.

Если воспользоваться составляющими векторов $\hat{U}$ и $\hat{V}$ (преобразований Фурье) в [2, с. 179, 181], то при $N = 4$ с использованием обратных преобразований Фурье можно по аналогии с (14)–(17) определить высоко- и низкочастотные составляющие для данных примеров и в этих базисах (таблица 1).

Из сравнения базисов, приведенных в таблице 1, а также базисов Мейера, Баттла – Лемарье, Добеши [6, с. 207] преимущество следует отдавать базису Хаара по следующим причинам:

- базис Хаара прост в вычислении;
- понятна на его основании и фильтрация сигнала; так, низкочастотная часть на первом этапе равна нулевому коэффициенту преобразования Фурье, высокочастотная соответствует отклонениям сигнала от его середины;

- в базисах, отличных от Хаара, задаются дополнительные требования к числу N . Например, в базисах Шеннона оно должно быть кратным 4, а в базисе Хаара достаточно лишь его четности; числом N определяется и вид базиса Добеши [2].

Таблица 1. – Разложение вектора Z по отцовскому и материнскому вейвлетам в различных базисах

Исходный вектор Z	Базисы		
	Хаара	Шеннона 1	Шеннона 2
$P(Z)$			
1	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4} - \frac{1}{4}i$	$\frac{1}{2}$
0	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4} - \frac{1}{4}i$	0
0	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4} + \frac{1}{4}i$	$\frac{1}{2}$
1	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4} - \frac{1}{4}i$	1
$Q(Z)$			
1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4} + \frac{1}{4}i$	$\frac{1}{2}$
0	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4} + \frac{1}{4}i$	0
0	$-\frac{1}{2}$	$-\frac{1}{4} - \frac{1}{4}i$	$-\frac{1}{2}$
1	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4} + \frac{1}{4}i$	0

Построение фильтров последовательностью сверток. В вейвлет-разложениях (16), (17) замечено, что коэффициенты при $R_{2k}V$, $R_{2k}U$ являются соответствующими скалярными произведениями, которые в виде сверток можно записать так [2; 6; 7]:

$$\langle Z, R_{2k}V \rangle = z \cdot \tilde{V}(2k); \quad \langle Z, R_{2k}U \rangle = z \cdot \tilde{U}(2k).$$

Настоящие выражения являются теоретической основой быстрого вейвлет-преобразования. Тогда фильтр на основе такой свертки строится следующим образом [2, с. 187; 6, с. 279]: 1) образуются векторы $\tilde{U}, \tilde{V}$ (описаны в конце базовых положений); 2) осуществляются свертки $Z \cdot \tilde{U}, Z \cdot \tilde{V}$; 3) вводится оператор децимации – удаления составляющих с нечетными номерами $D(Z \cdot \tilde{U}), D(Z \cdot \tilde{V})$; 4) реализуется оператор разрежающей выборки – удваивания размера вектора вставкой нуля между двумя смежными значениями $U(D(Z \cdot \tilde{U})), U(D(Z \cdot \tilde{V}))$; 5) осуществляется фильтрация – строится вектор низкочастотной составляющей в виде свертки $P(Z) = U \cdot U(D(Z \cdot \tilde{U}))$ и высокочастотной $Q(Z) = V \cdot U(D(Z \cdot \tilde{V}))$; 6) восстанавливается сигнал $Z = P(Z) + Q(Z)$.

На этом заканчивается первый этап разложения сигнала на высоко- и низкочастотные составляющие. Число всех этапов определяется по формуле $p = \log_2 N$.

Каждый последующий этап состоит из фазы анализа и фазы синтеза. В фазе анализа на этапе n осуществляется: 1) ввод вектора $Z_{n-1}^T \cdot \tilde{U}_{n-1}$ и его децимация $Z_n = D(Z_{n-1}^T \cdot \tilde{U}_{n-1})$; 2) ввод векторов U_n, V_n нормированного базиса размерности $N_1 = N/2^{n-1}$; 3) осуществляются децимация и разреживание сверток $Z_n^T \cdot \tilde{U}_n, Z_n^T \cdot \tilde{V}_n$, $UDU_n = UD(Z_n^T \cdot \tilde{U}_n)UDV_n = UD(Z_n^T \cdot \tilde{V}_n)$; 4) вычисляются высоко- и низкочастотная составляющие вектора Z_n : $Q(Z_n) = V_n \cdot U(D(Z_n \cdot \tilde{V}_n))$; $P(Z_n) = U_n \cdot U(D(Z_n \cdot \tilde{U}_n))$. В фазе синтеза осуществляется разреживание векторов $Q(Z_n), P(Z_n)$, при этом разреживание выполняется числом $n-1$ раз до достижения размерности исходного сигнала $U(Q(Z_n)), U(P(Z_n))$; операциями свертки получают высокочастотную и низкочастотную составляющие сигнала на этапе n : $Q_n(Z) = U(Q(Z_n)) \cdot U_1$, $P_n(Z) = U(P(Z_n)) \cdot U_1$.

Окончательный результат анализа синтеза выражается формулой $Z = P_1(Z) + \sum_{i=0}^{P-1} Q_{P-i}(Z)$. Настоящий алгоритм реализован в специально составленной авторами программе **Sub Вейвлет Анализ Синтез 0**. Сигнал Z можно представить в виде разложения

$$Z = c_0 b_0 + c_1 b_1 + \dots + c_{N-1} b_{N-1} \quad (18)$$

по базису B [2, с. 176, 185–186], который представляет собой совокупность ортонормированных базисов $B = \{b_i\}_{i=0}^{N-1}$. Очевидно, что в этом случае $c_i = (Z b_i^T)$.

Задача заключается в том, чтобы определить ортонормированные векторы в разложении (18). В теории вейвлетов [2, с. 209–225, определение 3.28] вместо (18) принимается следующая запись:

$$Z = \sum_{k=0}^{\left(\frac{N}{2^{P-1}}\right)} c_{1,k} \Phi_{-p,k} + \sum_{k=0}^{\left(\frac{N}{2^{P-1}}\right)} c_{2,k} \Psi_{-p,k} + \sum_{k=0}^{\left(\frac{N}{2^{P-1}-1}\right)} c_{3,k} \Psi_{-p,k} + \dots + \sum_{k=0}^{\left(\frac{N}{2^{P(P-1)-1}}\right)} c_{N/2,k} \Psi_{-p,k}. \quad (19)$$

Если принять что $p = \log_2 N$, то (19) переписывается в виде

$$Z = c_{1,0} \Phi_{-p,0} + c_{2,0} \Psi_{-p,0} + c_{2,1} \Psi_{-p,1} + \dots + c_{N/2,0} \Psi_{-1,0} + c_{N/2,1} \Psi_{-1,1} + \dots + c_{N/2,N/2-1} \Psi_{-1,N/2-1}. \quad (20)$$

Здесь все векторы базиса B $\Psi_{-j,k}$ записаны слева направо по степени детализации вектора Z .

В [2], наоборот, они записаны справа налево. Построение базисных векторов $\Psi_{-j,k}$ осуществляется в следующем порядке [2, с. 225]: 1) применяется последовательность вейвлет-фильтров $U_1, V_1; U_2, V_2; \dots U_p, V_p$; при этом $U_l, V_l \in l^2(Z_{N/2})$, например, исходя из (8), (9) при $l = 2$ имеем $\begin{pmatrix} U_2 \\ V_2 \end{pmatrix} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} 1 & 1 & 0 & 0 \\ 1 & -1 & 0 & 0 \end{pmatrix}$; 2) каждый из базисов $\Psi_{-j,k}$ строится по формуле $\Psi_{-j,k} = R_{2^j k} f_j$ [2, с. 225], где $f_l = g_{l-1} U^{l-1}(V_l)$, а $g_l = g_{l-1} U^{l-1}(U_l)$ при начальных значениях, равных $f_1 = V_1, g_1 = U_1$.

В приведенных выражениях оператор $U^{l-1}(\cdot)$ означает $l-1$ – кратное разреживание вектора V_l или U_l . Элементы сверток $f_l(n), g_l(n)$ для $n = 0, 1, \dots, N-1$ вычисляются по формулам:

$$f_l(n) = \sum_{m=0}^{N-1} (g_{l-1}(m) U^{l-1}(V_l)(n-m)), \quad g_l(n) = \sum_{m=0}^{N-1} (g_{l-1}(m) U^{l-1}(U_l)(n-m)).$$

КМА-анализ для построения ортонормированного базиса вейвлет-преобразования

В фундаментальных работах [2; 6; 7] вейвлет-разложение предполагает наличие масштабирующей и уточняющей функции. В [2, определение 5.30] масштабирующая функция еще называется отцовским вейвлетом. В [6, с. 103; 7, с. 44] термин «отцовский вейвлет» в определении масштабирующей функции не применяется. В тех же работах [2, с. 198; 7, с. 39–42] уточняющая функция (материнский вейвлет) просто названа вейвлетом.

В системе Хаара в соответствии с [2, (5.49)] отцовский вейвлет записан в виде

$$\varphi(x) = \begin{cases} 1, 0 \leq x < 1; \\ 0, \text{ иначе} \end{cases} \quad (21)$$

материнский вейвлет строится по формуле [2, с. 380]:

$$\psi(x) = \varphi(2x-1) - \varphi(2x), \quad (22)$$

и что легко показать, имеет вид

$$\psi(x) = \begin{cases} -1, 0 \leq x < \frac{1}{2}; \\ 1, \frac{1}{2} \leq x < 1; \\ 0, \text{ иначе.} \end{cases} \quad (23)$$

Отцовский и материнский вейвлеты позволяют построить ортонормированный базис вейвлет-преобразования для представления дискретно заданной геоинформации с целью ее обработки. Для этого в вейвлет-теории разработан так называемый кратномасштабный анализ. На его основе создается удобный в использовании алгоритм построения ортонормированного базиса вейвлет-преобразования. Кратномасштабный анализ базируется на следующих функциях:

$$\varphi_{j,k} = 2^{-\frac{j}{2}} \varphi(2^{-j}x - k); \quad (24)$$

$$\psi_{j,k} = 2^{-\frac{j}{2}} \psi(2^{-j}x - k). \quad (25)$$

Эти формулы приведены в [2, с. 368; 6, с. 241; 7, с. 193; 10, с. 113, 28]. При этом в приведенных работах показателям степени в (24), (25) приписывается как положительный знак, так и отрицательный, как в нашем случае. При условии отрицательной степени график функции растягивается по оси x , а в случае положительной – сжимается. В данной работе нас интересует растяжение по оси x , поэтому принята запись степени с отрицательным знаком. При такой записи осуществляется уточнение значений функций в зависимости от числа ортонормированных векторов базиса вейвлет-разложения. То есть осуществляется увеличение деталей анализируемой информации или увеличение разрешения, поэтому в зарубежной литературе [10, с. 113] КМА-анализ справедливо называется многоразрешающим анализом (multiresolution analysis). Построение вейвлет-базисов в системе Хаара будем вести на основе (21)–(25) в следующем порядке:

- 1) построение базисного вектора нулевого приближения φ ;
- 2) построение последующих уточняющих базисных векторов.

1. Построение базисного вектора нулевого приближения. В основу построения всех базисных векторов положим вейвлет-базис вида [3, (3.67), (3.84)], применяемый нами в разложении (20). Хотя в теории вейвлетов [2–5] допускается возможность построения нескольких базисных векторов нулевого приближения, в данной работе мы ограничимся лишь одним в соответствии с данным разложением. При этом такое разложение наиболее часто применимо в различных рядах, в том числе и при разложении в ряд Фурье.

В соответствии с разложением (20), принятым здесь за основу, базисный вектор $\varphi_{-p,k}$ единствен, так как k пробегает значения от 0 до $\left(\left(\frac{N}{2^p}\right) - 1\right)$ [2, (3.67)]. Поскольку $N = 2^p$, то $k = 0$. Следовательно, в (24) $j = p$, $k = 0$. В соответствии с (21) $0 \leq 2^{-p}x - k < 1$ или $k \leq x < (1+k)/2^{-p}$. При $k = 0$ $0 \leq x < 1/2^{-p}$ и составляющие этого вектора определяются по формуле

$$\varphi_{j,k} = 2^{-\frac{p}{2}} \begin{cases} 1, 0 \leq x < 2^p; \\ 0, \text{ иначе.} \end{cases} \quad (26)$$

Таким образом, на основе (26) получится вектор

$$\varphi_{p,0} = 2^{-\frac{p}{2}} (1, 1, \dots, 1) \quad (27)$$

с количеством одинаковых членов 2^p .

2. Построение последующих уточняющих базисных векторов. Последующие уточняющие базисные векторы вычисляются по (25) с учетом (23). Порядок множества непересекающихся базисных векторов [2, (3.67)] $U\{\psi_{-j,k}\}_{k=0}^{\left(\frac{N}{2^j}\right)-1}$ определяется значением j . Это значение изменяется от $p-1$ до 0 с шагом -1 . Тогда число базисных уточняющих векторов порядка j составит величину $N/2^j$. А значение k будет изменяться от 0 до $N/2^j - 1$.

Например, для $j = p$ будем иметь следующий уточняющий вектор (единственный) $\psi_{-p,0}$. Для $j = l$ уточняющими векторами порядка l будут $\psi_{-l,0}$; $\psi_{-l,1}$; ...; $\psi_{-l,(N/2^l)-1}$.

Так, при $N = 8$, $p = 3$ уточняющими векторами порядка $l = 1$ при верхнем пределе k , равном $N/2^j - 1 = 2^p / 2 - 1 = 3$, имеем $\psi_{-1,0}$; $\psi_{-1,1}$; $\psi_{-1,2}$; $\psi_{-1,3}$. Каждый из этих векторов при определенном k также определяется по (25) с учетом материнского вейвлета (23).

Таким образом, можно записать, что

$$\Psi_{l,k} = 2^{-\frac{l}{2}} \begin{cases} -1, 0 \leq 2^{-l}x - k < \frac{1}{2}; \\ 1, \frac{1}{2} \leq 2^{-l}x - k < 1; \\ 0, \text{ иначе,} \end{cases} \quad \text{или} \quad \Psi_{l,k} = 2^{-\frac{l}{2}} \begin{cases} -1, k2^l \leq x < \left(\frac{1}{2} + k\right)2^l; \\ 1, \left(\frac{1}{2} + k\right)2^l \leq x < (1+k)2^l; \\ 0, \text{ иначе.} \end{cases} \quad (28)$$

В качестве примера возьмем $p = 3, l = 1, k = 2$. Тогда $\Psi_{1,2} = \frac{1}{2} \begin{cases} -1, 4 \leq x < 5; \\ 1, 5 \leq x < 6; \\ 0, \text{ иначе.} \end{cases}$

В таблице 2 дан пример вейвлет-разложения как методом сверток, так и КМА-методом.

Таблица 2. – Разложение вектора Z по составляющим Φ и Ψ

Исходный вектор	Составляющие							
	$c_{1,0} \cdot \Phi_{-3,0}$	$c_{2,0} \cdot \Psi_{-3,0}$	$c_{3,0} \cdot \Psi_{-3,0}$	$c_{3,1} \cdot \Psi_{-2,1}$	$c_{4,0} \cdot \Psi_{-1,0}$	$c_{4,1} \cdot \Psi_{-1,1}$	$c_{4,2} \cdot \Psi_{-1,2}$	$c_{4,3} \cdot \Psi_{-1,3}$
4	7,25	-3,25	-1	0	1	0	0	0
2	7,25	-3,25	-1	0	-1	0	0	0
3	7,25	-3,25	1	0	0	-2	0	0
7	7,25	-3,25	1	0	0	2	0	0
10	7,25	3,25	0	-1,5	0	0	1	0
8	7,25	3,25	0	-1,5	0	0	-1	0
10	7,25	3,25	0	1,5	0	0	0	-2
14	7,25	3,25	0	1,5	0	0	0	2

Можно отметить, что каждая составляющая вычислялась по формулам: для низкочастотной части

$P_{i,j} = 1/2^{p-j} \sum_{i=1}^{N/2^{p-j}} P_{i,j-1}$, высокочастотной $Q_{i,j} = P_{i,j-1} - P_{i,j}$. Здесь j – номер этапа, i – номер составляющей

сигнала в группе (группа состоит соответственно из $2, 4, \dots, 2^p$ элементов в зависимости от порядкового номера этапа), p – число этапов. Окончательный результат выразим следующей формулой: $Z = P_1 + \sum_{i=0}^{p-1} Q_{p-i}$,

где P_1 – составляющая нулевой частоты (вектор $\Psi_{-3,0}$ в примере таблица 2), Q_{p-i} – уточняющие составляющие.

В приведенных преобразованиях на каждом этапе при нецелом p возможен остаток элементов, число которых меньше числа 2^{ip} при $ip = 1, 2, \dots, 2^p$. По этому остатку находится также среднее значение TZ , которое записывается в старшей строке p_{ip} на место этого остатка элементов. В последней строке, следующей сразу после строки с номером целой части p , обозначаемой через p_f , находится среднее по всем элементам предыдущей строки P_{p_f} . Это среднее является одним и тем же для строки P_{p_f+1} . Подстрока q_{p_f+1} вычисляется в общем порядке:

$$q_{p_f+1} = P_{p_f} - P_{p_f+1}.$$

Исследование эффективности сжатия геоинформации и фильтрации шумов с помощью вейвлетов.

В основу исследований положены специально составленные авторами программы на языках VISUAL BASIC Excel (VBE) и IDL системы ENVI по сжатию и фильтрации геоинформации. В качестве первого объекта исследований принята модель рельефа, приведенная в [8].

В VBE-программе **Sub МакросВЕЙВЛсИстОш()** истинные высоты точек представлены массивом **cc1()**, а высоты, отягощенные случайными ошибками – массивом **cm()**. Так же как и в [8], связь настоящих массивов определяется формулой $cm(i) = cc1(i) + delta$, где i изменяется от 0 до $N - 1$,

а $\text{delta} = \text{Randbetween}(-t, +t) * \text{Std}$ – функция языка VBE генерирования случайного числа в интервале значений квантиля от $-t$ до $+t$, Std – задаваемый стандарт случайных ошибок (шумов). Именно высоты массива **cm()** подвержены вейвлет-разложению по частотам. При вейвлет-сжатии и соответственно фильтрации оставались самые большие по амплитуде члены разложения на всех частотах. Фильтрационный вектор представлен массивом **Filt = Array** (1, 0,8, 0,6, 0,5, 0,25, 0,15, 0,1, 0).

Например, при значении фильтра $\text{Filter} = \text{Filt}(0) = 0,8$ на всех частотах разложения оставались значения, большие 0,8, остальные значения обнулялись. На выходе формировался отфильтрованный массив высот **Tw()**. Средняя квадратическая ошибка отфильтрованных высот определялась по формуле

$$Sko = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (Tw(i) - cc1(i))^2}{N}}.$$

В таблице 3 приведены значения Sko в зависимости от значения фильтра, Filter и точности отмоделированных высот, величины Std . Оставшаяся информация в процентах вычислена как процентное отношение числа наибольших оставшихся коэффициентов к их общему числу до сжатия, равному 15.

Таблица 3. – Средние квадратические отклонения Sko по каждому фильтру в метрах в зависимости от стандартов Std распределения случайных ошибок высот

Filter	Оставшаяся информация в процентах	Значения Std				
		0,05	0,1	0,3	0,4	0,5
1	25	0,66	0,88	0,71	0,93	0,94
0,8	33	0,55	<u>0,35</u>	<u>0,63</u>	<u>0,86</u>	<u>0,88</u>
0,6	40	0,23	0,26	0,63	0,86	0,94
0,5	48	0,23	0,26	0,64	0,86	0,94
0,25	51	0,19	0,24	0,63	0,86	0,99
0,15	66	0,15	0,20	0,64	0,86	0,99
0,1	70	0,11	0,17	0,63	0,86	0,99
0	<u>100</u>	<u>0,09</u>	<u>0,18</u>	0,63	0,86	0,99

Влияние систематической части вейвлет-сжатия на точность конечного результата после обнуления деталей показано в таблице 4.

Таблица 4. – Средние квадратические отклонения по каждому фильтру при высотах, не отягощенных случайными ошибками

СКО по каждому фильтру								
Filter	1	0,8	0,6	0,5	0,25	0,15	0,1	0
СКО	0,55	0,34	0,25	0,23	0,15	0,10	0,06	0

Из экспериментальных исследований (таблицы 3, 4) вытекает следующее:

1) для сохранения максимально высокой точности исходных высот при их вейвлет-разложении сжатие информации недопустимо; даже при отсутствии сжатия ($\text{Filter} = 0$) и наличии случайных ошибок среднее квадратическое отклонение результирующих высот больше их стандартного отклонения на входе;

2) сжатие информации можно допускать, но при этом следует учитывать порог понижения точности изображения рельефа; например, при трехкратном сжатии ($\text{Filter} = 0,8$) и $\text{Std} = 0,1$ среднее квадратическое отклонение высот на выходе $Sko = 0,35$ больше Std в 3,5 раза, в остальных случаях оно больше в 2 раза; на рисунке 1 показан рельеф, построенный по истинным высотам, а на рисунке 2 – рельеф, полученный при трехкратном вейвлет-сжатии ($\text{Filter} = 0,8$) и стандарте ошибок высот 0,3 м ($\text{Std} = 0,3$ м);

3) закономерности влияния вейвлет-сжатия на точность получаемой на выходе информации такие же, как и при фильтрации информации в рядах Фурье [8], но здесь объем вычислений ничтожно мал по сравнению с преобразованиями Фурье.

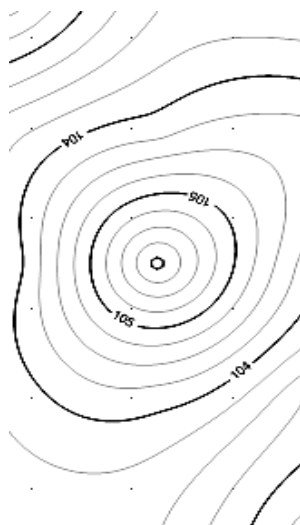


Рисунок 1. – Рельеф в горизонталях, построенный по высотам, принятым в качестве исходных [8] (сечение рельефа 0,25 м)



Рисунок 2. – Отфильтрованный рельеф при трехкратном (Filter = 0,8, Std = 0,3 м) вейвлет-сжатии информации

Одновременно авторами составлена программа *pro oro_i_data_corr24bitWAVE* на алгоритмическом языке IDL системы ENVI вейвлет-фильтрации (сжатия) изображений.

На рисунке 3 приведены изображения: исходное (а) – оно же и восстановленное по всем вейвлет-элементам); сжатое (б) в 2,5 раза с отфильтрованными значениями составляющих вейвлет-разложения по модулю меньше 4 единиц; отмечены несовпадения с оригиналом. При большем сжатии несовпадений больше, и они представляют собой уже шумы, при которых изображение не пригодно к использованию.

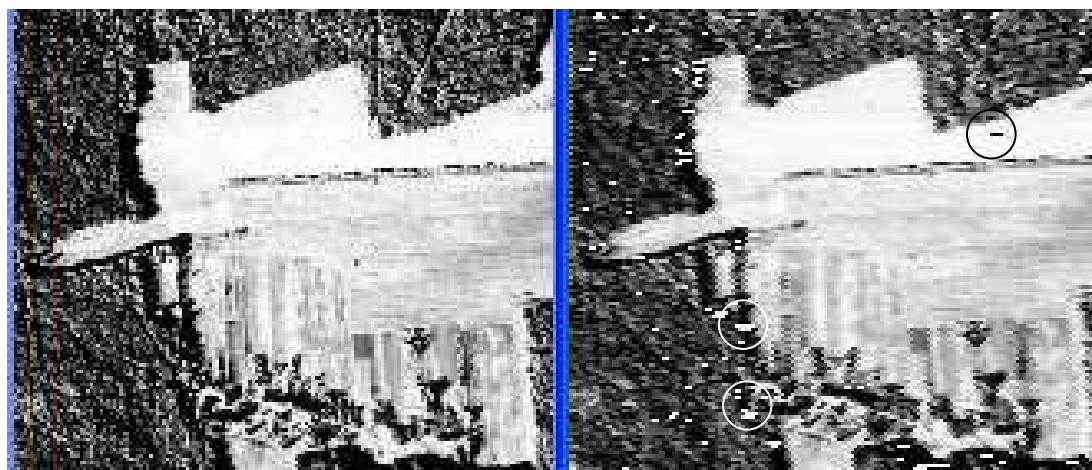


Рисунок 3. – Исходное (а) и сжатое в 2,5 раза (б) с отфильтрованными значениями составляющих вейвлет-разложения по модулю, меньшими 4 единиц

Таким образом, при сжатии изображения рекомендуется также подобрать вначале фильтр в соответствии с пунктами 1–3 в случае рельефа, или при котором отсутствуют видимые несовпадения. И лишь при нем осуществлять вейвлет-сжатие.

Закключение. Методика расчета значения фильтра для сжатия информации о высотах рельефа может быть изложена в следующей последовательности:

1) определяется по известной методике оценка стандарта высот рельефа Std в виде средней квадратической ошибки съемки рельефа;

2) для данного объекта определяются средние квадратические отклонения (СКО) по каждому фильтру (таблица 4);

3) если значение средней ошибки рельефа, полученное как $0,8Std$, меньше трети высоты сечения рельефа, по полученной экспериментально таблице 4 можно выбрать порог (величину СКО) понижения точности сжатой информации о рельефе при определенном значении фильтра (Filter). Если средняя ошибка рельефа больше трети высоты сечения рельефа и приближается к величине СКО, получаемой при 25...30%-ном сжатии информации (то есть трех- и четырехкратном сжатии), в таком случае значение порога (величины СКО) понижения точности сжатой информации о рельефе не имеет значения.

ЛИТЕРАТУРА

1. Шпаара, Д. Точное сельское хозяйство (Precision agriculture) / Д. Шпаара, А. Захаренко, В. Якушева ; под ред. Д. Шпаара. – СПб. : Пушкин, 2009. – 398 с.
2. Фрейзер, М. Введение в вейвлеты в свете линейной алгебры / М. Фрейзер ; пер. с англ. – М. : БИНОМ, Лаборатория знаний, 2008. – 487 с.
3. Пискунов, Н.С. Дифференциальные и интегральные исчисления для вузов / Н.С. Пискунов. Т. 2. – М. : Наука, 1978. – 575 с.
4. Мазурова, Е.М. Алгоритмы быстрого преобразования Фурье / Е.М. Мазурова // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2004. – № 3. – С. 18–35.
5. Мазурова, Е.М. Двумерное и матричное представление быстрого преобразования Фурье / Е.М. Мазурова // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2004. – № 4. – С. 3–12.
6. Малла, С. Вейвлеты в обработке сигналов / С. Мала ; пер. с англ. – М. : Мир, 2005. – 671 с.
7. Чуи, К. Введение в вейвлеты / К. Чуи ; пер. с англ. – М. : Мир, 2001. – 412 с.
8. Ярмоленко, А.С. Фильтрация геоинформации в рядах Фурье / А.С. Ярмоленко, О.В. Скобенко // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2016. – № 1. – С. 107–113.
9. Шовенгердт, Р.А. Дистанционное зондирование, модели и методы обработки изображений / Р.А. Шовенгердт. – М. : Техносфера, 2010. – 560 с.
10. Журкин, И.Г. Автоматизированная обработка данных дистанционного зондирования : учеб. для вузов / И.Г. Журкин, Н.К. Шавенько ; под общ. ред. И.Г. Журкина. – М. : Диона, 2013. – 456 с.
11. Дьяконов, В.П. Вейвлеты. От теории к практике / В.П. Дьяконов. – М. : Солон-Р, 2002. – 448 с.
12. Уэлстид, С. Фракталы и вейвлеты для сжатия изображений в действии / С. Уэлстид. – М. : Изд-во Триумф, 2003. – 320 с.
13. Воробьев, В.И. Теория и практика вейвлет-преобразования / В.И. Воробьев, В.Г. Грибунин. – СПб. : ВУС, 1999. – 204 с.
14. Яковлев, А.Н. Введение в вейвлет-преобразование : учеб. пособие / А.Н. Яковлев. – Новосибирск : Изд-во НГТУ, 2003. – 104 с.
15. Красильников, Н.П. Цифровая обработка 2D- и 3D-изображений : учеб. пособие / Н.П. Красильников. – СПб. : БХВ-Петербург, 2011. – 608 с.
16. Малинников, В.А. Анализ методов формирования мультифрактальной меры, основанных на вейвлет-обработке экспериментальных данных / В.А. Малинников, Д.В. Учаев // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2007. – № 6. – С. 57–61.
17. Большаков, В.Д. Теория математической обработки геодезических измерений / В.Д. Большаков, П.А. Гайдаев. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – М. : Недра, 1977. – 367 с.

Поступила 13.03.2018

APPLICATION OF WAVELETS IN FILTERING AND COMPRESSION OF GEO-INFORMATION

A. YARMOLENKO, O. SKOBENKO

Built bases orthonormal wavelet transforms and filter information. You learned how to create a wavelet filters a sequence of folds, applying multiresolution-analysis to develop bases orthonormal wavelet transform. A method for determining the filter values depending on the accuracy of the original geo-information is developed. Implements the feasibility of wavelet filter based on written specific simulation software geoinformation data fields and image, data compression and filtering.

Keywords: basis Wavelet transform, convolution, multiresolution-analysis, filtering, compression, precision, program, image, data field.

УДК 004.942:528.2/.3

МНОГОДИСЦИПЛИНАРНЫЙ ПОДХОД К МОДЕЛИРОВАНИЮ ГЕОДИНАМИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ

канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА; П.С. ДОЛГИЙ
(Полоцкий государственный университет)

Рассматривается проблема моделирования геодинамических процессов, требующая для решения комплексного подхода не только различных наук о Земле, но и учета космических влияний, например, солнечной активности или взаимодействия планеты Земля с другими планетами солнечной системы через физические поля, знаний фундаментальных физико-математических наук и геоинформационных технологий. Приведены известные геодинамические модели, используемые при исследовании современных движений земной коры, и перспективы их развития в связи с появлением современных технологий в геодезии и ГИС. Показаны новые результаты по моделированию вертикальных деформаций земной коры в Полоцком регионе, заключающиеся в автоматизации процесса моделирования с помощью составления программного обеспечения «Моделирование СВДЗК» и ГИС-проекта «Геодинамика Полоцкого региона».

Ключевые слова: современные движения земной коры, моделирование, междисциплинарный подход, повторные геодезические измерения, программирование, геоинформационные системы.

Как известно [1; 2], актуальными проблемами наук о Земле (геологии, геофизики, геоморфологии, океанологии, геодезии, сейсмологии и др.) являются проблемы «Геодинамика» и «Современные движения земной коры» (СДЗК). Однако исторически ученые раньше занялись проблемой СДЗК, чем первой проблемой, хотя «Геодинамика» представляет собой более высокий уровень, так как включает в себя исследование динамических процессов, происходящих в системе «Земля» (физическое тело Земли вместе с ее внешними газообразными оболочками) и проявляющихся в этих процессах физических полей, а проблема СДЗК, изучающая динамические процессы только самого верхнего слоя Земли, является лишь составной частью геодинамики. Исследование геодинамических процессов требует комплексного подхода не только различных наук о Земле, но и учета космических влияний, например, солнечной активности или взаимодействия планеты Земля с другими планетами солнечной системы через физические поля. В то же время занимающаяся исследованиями этих процессов геодинамика как научная дисциплина, если даже начинать счет с изучения СДЗК, появилась сравнительно недавно, примерно с середины XX столетия, когда представители различных наук о Земле уже ясно понимали необходимость комплексного подхода. Однако сложность проблемы и недостаток экспериментального материала привели к тому, что на первоначальном этапе накопления экспериментальных данных исследователи всех указанных наук нашли свою нишу в изучении геодинамических процессов и действовали, по сути, отдельно друг от друга: геодезисты получали количественные характеристики деформаций земной коры; геофизики – вариации гравитационного и магнитного полей Земли; сейсмологи – информацию о сейсмичности и напряжениях в недрах нашей планеты и т.д. Однако каждый из исследователей, интерпретируя свои результаты, неизбежно сталкивался с тем, что многогранность проявления геодинамических процессов обусловлена их сложным единством, взаимосвязанностью геофизических полей не только между собой, но и с деформациями земной коры, сейсмичностью, глубинными геолого-тектоническими явлениями в недрах Земли, активностью Солнца, климатическими изменениями, то есть с необходимостью соединить на этапе интерпретации результаты геодинамических исследований различных наук о Земле и Вселенной.

К концу прошлого столетия во многих странах мира, включая и Беларусь, накопился значительный объем разнородных данных геодинамических исследований: геодезических, геолого-геофизических, сейсмологических, гидрологических, метеорологических и т.д., что позволило приступить к установлению возможных закономерностей проявления геодинамических процессов: их математическому моделированию, проверке существующих геологических моделей или созданию новых.

В науках о Земле было сделано такое важное теоретическое открытие [3; 4], как установление блочно-иерархической структуры земных недр, когда горные массивы и земная кора в целом делятся на макро-, мезо- и микроблоки, геодинамические процессы в которых, выражающиеся, например, в деформациях, протекают непрерывно, но с различной скоростью: в макро – медленнее, в мезо и микро – быстрее. Это открытие стало активно использоваться в геомеханике и геодинамике [5].

Известные геодинамические модели (модель тектоники плит; карта скоростей современных вертикальных движений земной коры (СВДЗК) [6] как линейная модель площадного распространения этих скоростей; модели развития СВДЗК, основанные на алгоритме Христовой [7]; модель кусочно-однородного деформирования земной поверхности [8], базирующаяся на теории упругости) неодинаковы по сложности с точки зрения математического моделирования и получены на основе эксперимен-

тальных данных, но при определенных теоретических допущениях. На наш взгляд, наиболее сложной из перечисленных является модель тектоники плит, которая и сформирована на основании большого числа различных классов данных, а для проверки и объяснения требует не только результатов исследований со стороны наук о Земле, но и привлечения знаний ряда фундаментальных наук, прежде всего физики (особенно раздела тепловой конвекции) и математики.

Современные информационные и инструментальные возможности, получение новых экспериментальных данных позволяют проверить существующие модели, предложить алгоритмы к их усовершенствованию, а также разработать наиболее наглядные формы представления с применением технологий и программного обеспечения ГИС.

Так, в результате внедрения в геодезическую практику спутниковых технологий оказалось возможным существенно расширить площадной охват участков Земли для организации на них геодинамического мониторинга за деформациями земной коры. Спутниковыми методами создана IGS (International GNSS Service) сеть с постоянно работающими базовыми станциями, расположенными по всему миру, а значит и на различных тектонических плитах. Сеть IGS призвана предоставлять данные высокого качества как стандарта GNSS (Global Navigation Satellite Systems) с целью поддержки научных исследований в области изучения Земли; охватывает в режиме мониторинга практически всю территорию земного шара, данные которого не только подтвердили гипотезу тектоники плит, но и позволили приступить к созданию динамической модели этой тектонической гипотезы в пространственно-временном аспекте (рисунок 1).

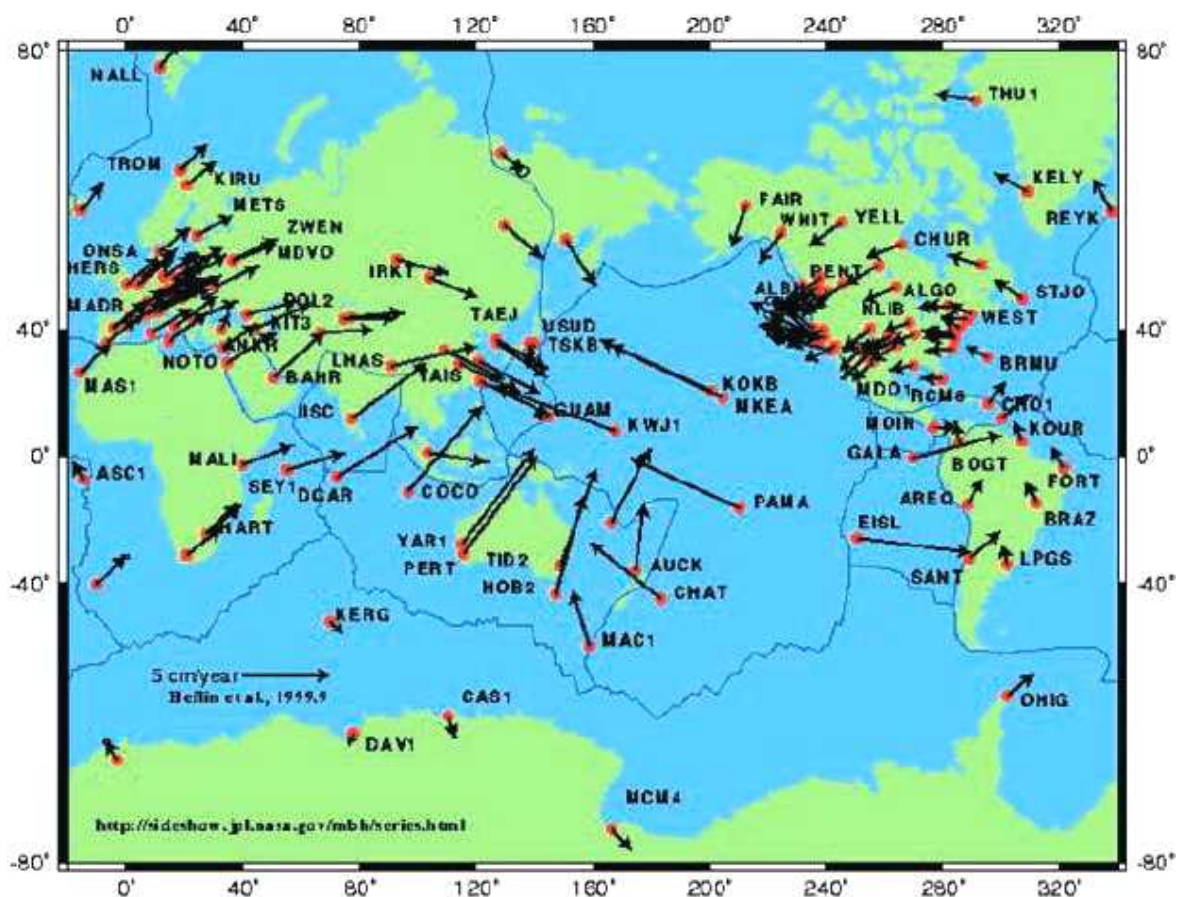


Рисунок 1. – Движения литосферных плит по данным сервисной службы IGS

● – пункты IGS сети; —→ – векторы горизонтальных смещений

Появилась возможность проверки результатов геодинамических исследований одной науки аналогичными данными другой науки. Так, рассчитанные по сейсмограммам сеймотектонические деформации с определением компонентов деформации в соответствии с теорией упругости (направление главных осей напряжений или деформаций, сдвиг, дилатация) для участков земной коры, подверженных воздействию землетрясения, оказалось возможным сопоставить с аналогичными характеристиками деформаций земной коры, найденными по результатам геодезических измерений согласно [8; 9].

Такое сравнение представлено в научной работе [10], в которой по данным сейсмической сети KNET за 1994–2006 годы проведен расчет сеймотектонических деформаций земной коры Северного Тянь Шаня (скорости дилатации и скорости деформации сдвига), которые сопоставлены с одноименными деформационными характеристиками, найденными её авторами по результатам геодезических спутниковых GNSS-наблюдений. Аналогичные данные для территории Монголии приведены в [11].

В работе [12] выполнен анализ модели взаимодействия Евроазиатской и Тихоокеанской тектонических плит по трем видам экспериментальных данных: 1) результатам наземных линейно-угловых измерений на Карымском, Петропавловск-Камчатском и Шипунском геодинамических полигонах (ГДП) полуострова Камчатка, расположенном на стыке двух плит (рисунок 2); 2) палеомагнитным данным; 3) результатам космических измерений. Сделан вывод, что все три вида экспериментальных данных свидетельствуют в пользу гипотезы тектоники плит и непрерывного расширения океанического дна.

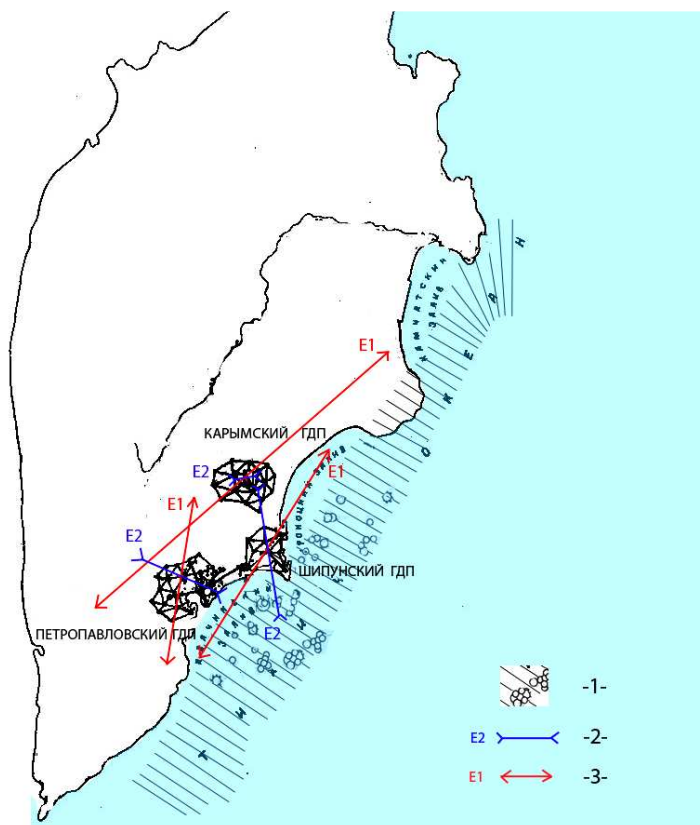


Рисунок 2. – Схема расположения ГДП на восточном побережье полуострова Камчатка

- 1 – сейсмофокальная зона (стык океанической Тихоокеанской и континентальной Евроазиатской плит);
2, 3 – направления минимального E_2 и максимального E_1 растяжений

Приведенные примеры показывают, что геодинамика как наука стремительно развивается. Моделирование геодинамических процессов выполняется повсеместно, хотя это достаточно сложная проблема, так как речь идет о моделировании физических явлений, обычно приводящих к решению некорректных математических задач. Ее направления обозначены в трудах ряда известных ученых [1; 2; 13], однако окончательное решение требует дальнейших исследований.

Общим положительным моментом этого стремительного развития, на наш взгляд, является единство мнений ученых о необходимости междисциплинарного и многодисциплинарного подхода при исследовании геодинамических процессов, даже если речь идет только о СДЗК или о деформациях земной поверхности. Необходимо не только продолжить накопление экспериментальных данных о проявлении глобальных, региональных и локальных геодинамических процессов, но и устанавливать закономерности их развития как во времени, так и в пространстве.

В экспериментальной части представляемой работы продолжено исследование пространственно-временных моделей деформаций земной коры на локальном участке Полоцко-Курземского пояса тектонических разломов, составленных по 10-ти циклам высокоточного нивелирования, выполненного с 2004 по 2015 год [14–16]. При этом модель развития вертикальных деформаций в пространстве взята

в виде тригонометрического ряда Фурье с заданным периодом (формула (1)), а во времени – в виде степенного ряда (формулы (2)–(4)).

$$f(x) = \frac{a_0}{2} + a_1 \cos \frac{\pi x_i}{l} + b_1 \sin \frac{\pi x_i}{l} + a_2 \cos \frac{2\pi x_i}{l} + b_2 \sin \frac{2\pi x_i}{l}, \quad (1)$$

где l – период.

Для определения неизвестных коэффициентов a_0, a_1, b_1, a_2, b_2 в формуле (1) задавались экспериментальные данные в виде средних скоростей вертикальных движений нивелирных знаков по профилю, выраженных в мм/год, за период 2004–2015 годов.

Развитие вертикальных деформаций во времени исследовалось на 3-х моделях, таких как:

1) линейная аппроксимация

$$H_k^i = H_k^0 + V_k (T_i - T_0); \quad (2)$$

2) квадратичная аппроксимация

$$H_k^i = H_k^0 + V_k (T_i - T_0) + A_k (T_i - T_0)^2; \quad (3)$$

3) кубическая аппроксимация

$$H_k^i = H_k^0 + V_k (T_i - T_0) + A_k (T_i - T_0)^2 + B_k (T_i - T_0)^3. \quad (4)$$

В уравнениях (2)–(4) V_k, A_k, B_k – коэффициенты аппроксимирующих уравнений; k – номер репера; T_i – эпохи нивелирования (2004 г.; 2006–2013 гг.; 2015 г.); T_0 – начальная эпоха (2003 г.), к которой приводятся результаты нивелирования.

Для оценки точности моделей вычислена средняя квадратическая ошибка m по формуле Гаусса, так как измеренная отметка репера в данном случае принята за ее истинное значение:

$$m_{\text{модели}} = \sqrt{\frac{(H_k^{\text{выч.}} - H_k^{\text{изм.}})^2}{N}}, \quad (5)$$

где N – общее число разностей ($N = 70$).

Для реализации алгоритма моделирования современных вертикальных движений земной коры создано удобное программное обеспечение на языке PYTHON, блок-схема которого представлена на рисунке 3.



Рисунок 3. – Блок-схема ПО «Моделирование СВДЗК»

Для наглядного представления результатов моделирования СВДЗК составлен ГИС-проект «Гео-динамика» на Полоцкий регион в среде ARCGIS, исходными данными для которого послужили геодези-

ческие, геофизические, сейсмологические и геологические данные, включая и результаты обработки 10-ти циклов нивелирования на Полоцком геодинамическом профиле [14] в ПО «Моделирование СВДЗК».

На основании результатов проведенного исследования можно сделать следующие **выводы**:

- полученные результаты найдут применение для анализа и прогноза проявления геодинамических процессов и будут полезны при оценке взаимообусловленных влияний тектонических и техногенных факторов на состояние земной коры и экологию окружающей среды;

- намеченный в мире междисциплинарный подход к моделированию геодинамических процессов свидетельствует о многогранности и зрелости науки «Геодинамика».

ЛИТЕРАТУРА

1. Панкрушин, В.К. Математическое моделирование и идентификация геодинамических систем / В.К. Панкрушин. – Новосибирск : СГГА, 2002. – 424 с.
2. Мазуров, Б.Т. Моделирование геодезических и гравитационных параметров при изучении геодинамических процессов / Б.Т. Мазуров. – Новосибирск : СГГА, 2014. – 242 с.
3. О свойстве дискретности горных пород / М.А. Садовский [и др.] // Изв. АН СССР. Физика Земли. – 1982. – № 12.
4. Садовский, М.А. Дискретные иерархические модели геофизической среды / М.А. Садовский, В.Ф. Писаренко // Комплексные исследования по физике Земли. – М. : Наука, 1989. – С. 68–87.
5. Ци Чэнчжи, Ван Минян, Цянь Циху, Чень Цзяньцзе // Физическая мезомеханика. – 2006. – (96). – С. 29–36.
6. Карта современных вертикальных движений земной коры СССР. – М. : ГУГК СССР, 1988.
7. Hristov, W.K. Gemeinsame Ausgleichung von Hohen und Vertikalgeschwindigkeiten eines Nivellierungsnetzes / W.K. Hristov. – Acta Geodaet., Geophys. Et Montanist., Acad. Sci. Hung. Tomus 9(1–2), h. 147–151, 1974.
8. Есиков, Н.П. Тектонофизические аспекты анализа современных движений земной поверхности / Н.П. Есиков. – М. : Наука, 1979. – 152 с.
9. Изучение полей деформации земной коры методом конечных элементов / В.А. Шульман [и др.] // Геодезия и картография. – 1979. – № 5. – С. 13–19.
10. Деформации земной коры по данным очагов землетрясений и космической геодезии / А.Д. Костик [и др.] // Физика Земли. – 2010. – № 3. – С. 52–65.
11. Механизмы очагов землетрясений и поле напряжений Монголии и прилегающих территорий / Н.А. Радзиминович [и др.] // Геодинамика и тектонофизика. – 2016. – № 7 (1). – С. 23–38.
12. Коровкин, В.Н. Анализ гипотезы тектоники плит по результатам геодезических измерений и данных других наук о Земле / В.Н. Коровкин, Г.А. Шароглазова, В.А. Парфененко // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. С, Фундаментальные науки. – 2009. – № 9. – С. 109–115.
13. Кафтан, В.И. Временной анализ геопространственных данных: кинематические модели : дис. ... д-ра техн. наук / В.И. Кафтан. – М., 2003. – 284 л.
14. Инструментальные исследования современной геодинамики в Полоцком регионе : отчет о НИР / Полоц. гос. ун-т ; рук. Г.А. Шароглазова. – Новополоцк, 2013. – 83 с. – № ГБ 0314.
15. Применение метода Христов к исследованию вертикальных движений земной коры / Г.А. Шароглазова [и др.] // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2008. – № 12. – С. 99–105.
16. Коровкин, В.Н. Математическое моделирование геодинамических процессов / В.Н. Коровкин, А.Н. Соловьев // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. Ф, Строительство. Прикладные науки. – 2013. – № 16. – С. 117–122.

Поступила 07.06.2018

MULTIDISCIPLINARY APPROACH TO THE MODELING OF GEODYNAMIC PROCESSES

G. SHAROGLAZOVA, P. DOLHI

The article is devoted to the problem of modeling of geodynamic processes, which solution requires a comprehensive approach not only different earth sciences, but also taking into account the cosmic influences, such as solar activity or the interaction of our planet with other planets of the solar system through physical fields, knowledge of fundamental physical and mathematical sciences and geoinformational technologies. The known geodynamic models used in the study of recent crustal movements, and the prospects for their development in conjunction with the advent of modern technologies in geodesy and GIS are presented. New results of modeling of the vertical deformations of the crust in the Polotsk region, namely, to automate the modeling process by using the development “Modeling of RVCM” software and GIS-project “Geodynamics of Polotsk region” are shown.

Keywords: recent crustal movements, modeling, multidisciplinary approach, repeated geodetic measurements, programming, geoinformational system.

УДК 528.7

**АНАЛИЗ РАЗРЕШАЮЩЕЙ СПОСОБНОСТИ СНИМКОВ,
ПОЛУЧЕННЫХ С БЕСПИЛОТНОГО ЛЕТАТЕЛЬНОГО АППАРАТА**

**канд. техн. наук, доц. А.А. МИХЕЕВА;
канд. техн. наук, доц. В.В. ЯЛТЫХОВ; П.Ф. ПАРАДНЯ
(Полоцкий государственный университет)**

Рассматривается использование в малых организациях беспилотных летательных аппаратов для съемки небольших объектов с помощью бытовых цифровых камер, далеких от совершенства, поэтому разрешающая способность полученных снимков будет низкой. Разрешающая способность снимка в значительной мере зависит от апертуры цифровой камеры, которую можно установить в большом диапазоне. Согласно литературным источникам, съемку выполняют при апертуре 2,2, но исследования о допустимости такой апертуры не проводились. Однако даже в профессиональных цифровых камерах, в которых объективы на порядок лучше, никогда не устанавливалась апертура 2,2, так как при апертуре менее четырех на качество изображения оказывают аберрации. В большинстве случаев цифровые камеры, устанавливаемые на беспилотные летательные аппараты, не калибруют. В данном исследовании расчет разрешающей способности сделан при апертуре 4.

Ключевые слова: беспилотный летательный аппарат, цифровая камера, апертура, аберрация, калибровка.

В настоящее время во многих организациях для съемки в крупных масштабах используют беспилотные летательные аппараты. Один из таких летательных аппаратов – MAVIC PRO; внешний вид показан на рисунке 1 [1]. MAVIC PRO является самым маленьким дроном от компании DJI (частная китайская компания, которая производит мультикоптеры, микроконтроллеры, видеооборудование).

Дрон MAVIC PRO состоит из полетного контроллера, системы передачи сигнала, силовой установки и аккумулятора [1]. Максимальная скорость полета MAVIC PRO составляет 65 км/ч, максимальное время полета – 27 мин. Пульт дистанционного управления позволяет управлять дроном на расстоянии до 7 км; аппарат может автоматически возвращаться в точку взлета при потере сигнала передачи или при низком уровне заряда аккумулятора [1]. На дроне имеются камеры переднего и нижнего обзора (рисунок 1). Камера переднего обзора используется для обнаружения препятствий и для выполнения аэрофотосъемки. Система нижнего обзора использует данные ультразвуковых и оптических датчиков для поддержания текущего положения дрона, взлета и посадки [1].



Рисунок 1. – Внешний вид летательного аппарата

Для аэрофотосъемки необходимо использовать режим *P* (позиционирования). Этот режим лучше всего использовать при наличии стабильных сигналов спутников. Дрон использует сигналы спутников и систему переднего и нижнего обзора для определения своего местоположения, автоматической стабилизации и навигации между препятствиями [1]. При слабом сигнале спутников, или если условия освещенности не соответствуют требованиям систем переднего и нижнего обзора, позиционирование будет выполняться по высоте с помощью барометрического высотомера.

Угол между носом дрона и оптической осью камеры переднего обзора устанавливают с помощью стабилизатора. Стабилизатор может наклонять камеру в пределах 120°, как показано на рисунке 2 [1]. Угол между положением оптической оси камеры и носом дрона остается постоянным [1]. Диапазон положений оптической оси камеры переднего обзора показан на рисунке 2 [1].

Технические характеристики дрона MAVIC PRO приведены в таблице 1 [1].

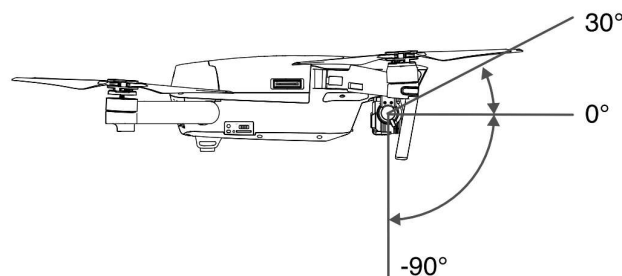


Рисунок 2. – Оптическая ось камеры переднего обзора дрона MAVIC PRO

Таблица 1. – Технические характеристики летательного аппарата

Масса	734 г
Масса (с крышкой стабилизатора)	743 г
Максимальная скорость	65 км/ч
Максимальная высота полета	5000 м
Спутниковые системы позиционирования	GPS/ГЛОНАСС

Пульт дистанционного управления оснащен рядом функций, позволяющих управлять процессом фотосъемки и просматривать полученные снимки. Аэросъемка выполняется с помощью цифровой камеры FC-220, технические характеристики которой приведены в таблице 2 [1].

Таблица 2. – Технические характеристики камеры

Размер матрицы	CMOS 1/2,3"
Объектив	угол обзора – 78,8°
	фокусное расстояние, f , – 4,73 мм
	апертура – $f/2,2$
Диапазон светочувствительности ISO	100...1600
Диапазон выдержек, с	8...1/8000
Число пикселей изображения	4000×3000

В работе [1] отмечено, что можно переключать режим фокусировки камеры, но нежелательно, и в работе [2] совершенно справедливо утверждается о целесообразности использования объективов с фиксированным фокусным расстоянием f . Можно регулировать настройки камеры, такие как ISO и выдержку. Диапазон выдержек составляет 8...1/800 с. Диапазон светочувствительности ISO 100...1600 ед. Необходимо устанавливать минимально возможное значение ISO, чтобы избежать дополнительного шума фотоснимков с высоким значением ISO [2], что не всегда возможно. При слабой освещенности приходится устанавливать более высокую светочувствительность.

В работе [1] рекомендовано выполнять аэросъемку при апертуре $A = 2,2$, и при фокусировке на бесконечность CMOS-матрица будет расположена в фокальной плоскости объектива.

Теоретически с точками фокальной плоскости P оптически сопряжены бесконечно удаленные точки. Практически же в этой плоскости будем иметь резкое изображение точек пространства, расположенных на конечном расстоянии от объектива. В оптике это расстояние называется началом бесконечности a , или гиперфокальным расстоянием [3]. Это отстояние a можно вычислить по формуле [4]:

$$a = \frac{d}{\tau} f = H_{min}, \quad (1)$$

где d – диаметр входного отверстия объектива; τ – кружок нерезкости, не превышающей заранее установленной величины; f – фокусное расстояние камеры; H_{min} – минимально допустимая высота съемки при заданном значении кружка нерезкости.

В паспортных данных камер зачастую задают не диаметр входного отверстия объектива d , а относительное отверстие $1/n_0$, связанное с диаметром входного отверстия и фокусным расстоянием f выражением [5]:

$$\frac{1}{n_0} = \frac{d}{f}. \quad (2)$$

В зарубежных странах и в Беларуси используют понятие апертура A , вычисляемую по формуле:

$$A = \frac{f}{d}. \quad (3)$$

Относительное отверстие большинства аэрокамер находится в пределах $1/4 \dots 1/9$ [5; 6]. Диапазон апертур аэрофотоаппаратов марки RC Швейцарской фирмы Leica составляет $A = 4 \dots 22$ [7]. Апертура 2,2 в аэрофотоаппаратах (АФА) марки RC даже не предусматривалась, хотя объективы этих аэрофотоаппаратов одни из лучших в мире. В других АФА также отсутствует апертура 2,2. Возможно, и в рассматриваемой камере FC-220 примерно такой же диапазон апертур. Аэрофотосъемку почти всегда выполняли при апертуре $A = 4$. В своих расчетах примем относительное отверстие $1/4$, то есть апертура $A = 4$, так как при $A = 2,2$ большое влияние на качество изображения будут иметь aberrации [6], а объектив далек от совершенства и aberrации будут очень большие. При апертуре более 9-ти на качество изображения влияют дифракционные явления [3; 6].

Выразив из формулы (2) или (3) величину d , формула (1) примет вид:

$$a = \frac{f^2}{4\tau} = H_{\min}. \quad (4)$$

Конструкция аэрофотоаппаратов жесткая, в отличие от бытовых цифровых камер. В рассматриваемой камере FC-220 можно выполнять перефокусировку [1; 2]. Фотографирование аэрофотоаппаратами ведется с больших высот, поэтому фотопленка или светочувствительная матрица (линейка) размещаются в фокальной плоскости объектива из предположения, что пятно нерезкости не превысит заранее заданной величины.

Точечный объект, сопоставимый по размеру с пикселем, в зависимости от положения точки на матрице может дать изображение более пикселя. На рисунке 3 показаны различные варианты размытости точки изображения. Для неразмытой точки (внутренняя окружность и клеточная штриховка) изображения получаются в пределах $1 \dots 4$ пикселей. Размытая точка дает дополнительные изображения, показанные на рисунке 3 наружной окружностью и продольной штриховкой. Изображения размытой точки могут занимать $4 \dots 6$ пикселей [8].

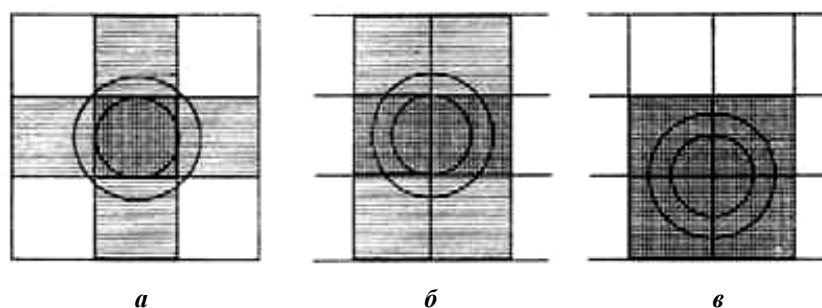


Рисунок. 3 – Варианты размытости точки изображения вследствие неадекватной фокусировки объектива:
 a – центр пикселя; b – граница двух пикселей; v – стык четырех пикселей
(прямыми линиями отмечены границы пикселей)

В соответствии с исследованием, проведенным в работе [8], для расчета начала бесконечности примем кружок нерезкости 4 пикселя. Для определения кружка нерезкости τ необходимо знать размер пикселя l . Кроме того, при фотограмметрической обработке снимков существенное значение имеет окончательная точность получаемых результатов, которая зависит от размера матрицы и от размера пикселя в матрице [9].

Размер матрицы указывается числом элементов по горизонтали и вертикали. Часто в паспортных данных задается размер диагонали в дюймах, например $1/2,3''$ (таблица 2), где в числителе корень квадратный из одного дюйма. Однако в разных странах мира дюйм имеет отличные между собой значения, только в Германии более пяти разных дюймов [10]. В США и Великобритании 1 дюйм = 2,54 см [10], т.е. получим $\sqrt{2,54} = 1,5937$ см, в Китае 1 дюйм составляет 3,3 см [10], тогда $\sqrt{3,3} = 1,8166$ см. Возникает вопрос, как можно пользоваться дюймом?

Так как оборудование в нашем исследовании китайское, для расчетов примем оба приведенных значения. Размер диагонали рассматриваемой матрицы d при дюйме, равном 2,54 см, составит $d = 1,5937/2,3 = 6,9929$ мм = 6929 мкм. А в случае китайского значения дюйма $d = 1,8166/2,3 = 7898,2$ мкм. Переход к размеру матрицы можно выполнить на основании рисунка 4.

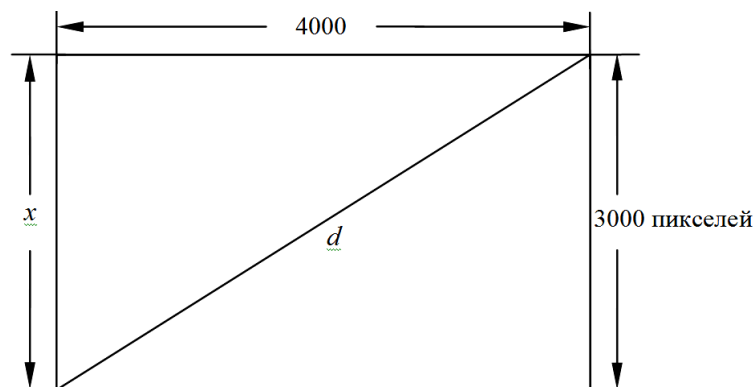


Рисунок 4. – Переход к размеру матрицы

На основании рисунка 4 диагональ d найдем из следующего выражения:

$$d = \sqrt{x^2 + \left(\frac{4000}{3000}\right)^2 x^2}, \quad (5)$$

откуда

$$x = \sqrt{\frac{d^2}{1 + \left(\frac{4000}{3000}\right)^2}}, \quad (6)$$

где x – ширина матрицы в мкм; 4000 – длина матрицы в пикселях; 3000 – ширина матрицы в пикселях.

По определенным размерам матрицы можно вычислить значение ширины матрицы x по формуле (6), длина матрицы составит $x \frac{4}{3}$. Размер пиксела вычислим по формуле $l = x / 3000$.

Расчеты размеров матрицы приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Расчет размеров матрицы в зависимости от принятых значений дюйма

Английский дюйм				Китайский дюйм			
d , мм	длина, мм	ширина, мм	l , мкм	d , мм	длина, мм	ширина, мм	l , мкм
6,9291	5,5432	4,1574	1,3858	7,8982	6,3185	4,7389	1,57964

Для проверки вычислений через длину и ширину матрицы рассчитаем диагональ по формуле (5).

Получили практически те же значения, что указаны в таблице 3 как для английского дюйма, так и китайского.

При обработке снимков корпуса № 3 Полоцкого государственного университета в программе Agisoft Photoscan [2] были получены параметры камеры FC220, приведенные в таблице 4.

Таблица 4. – Параметры камеры FC220

Разрешение	Фокусное расстояние	Размер пиксела	Калибровка
4000×3000	4,73 мм	1,57×1,57 мкм	нет

Как видим из таблицы 4, калибровка камеры не выполнялась.

Рассчитанный нами размер пиксела близок к китайскому варианту (см. таблицу 4).

Проверим наш расчет размера пиксела и указанного в таблице 4. Для этого рассчитаем масштаб полученного изображения по следующей формуле [4]:

$$\frac{1}{m} = \frac{f}{H}, \quad (7)$$

где f – величина фокусного расстояния; H – высота фотографирования; m – знаменатель масштаба фотографирования.

По результатам съемки с дрона MAVIC PRO корпуса № 3 Полоцкого государственного университета со средней высоты фотографирования $H = 52$ м получили $m = 10994$. Разрешение на местности $L = 1,46$ см получено в результате вычислений по программе Agisoft Photoscan.

Проверим значение m по соотношению отрезков разрешения на местности L и размеру пиксела l по формуле (8):

$$m = L / l. \quad (8)$$

В результате получили:

1) для случая $l = 1,57$ мкм $m = 9300$, то есть значительное расхождение;

2) по нашим расчетам $l = 1,3858$ мкм, $m = 10535$, то есть более близкий результат.

С определёнными значениями l рассчитаем начало бесконечности $a = H_{min}$ по формуле (4).

Получили $H_{min} \approx 2$ м для обоих размеров пиксела. Высота съемки значительно больше рассчитанной величины. Изображение при любых масштабах съемки будет резким. При съемке следует выставлять фокусировку на бесконечность и отключать функцию «автофокуса» [2]. Не желательно выполнять съемку при апертуре 2,2 (см. таблицу 2), тем более что камера не калибровалась (см. таблицу 4).

В работе [2] отмечено, что необходимо использовать минимально возможный размер диафрагмы для достижения максимальной глубины резкости. Однако при высоте съемки более 2 м изображение будет резким. Кроме того, как отмечалось, при апертуре меньше 4-х на качество изображения значительное влияние оказывают аберрации, а при апертуре более 9-ти на качество изображения влияют дифракционные явления [6]. Так как камера не калибровалась, кроме того объектив далек от совершенства, то выполнять съемку с апертурой 2,2 или более 9-ти значит получить изображение с искажениями.



Рисунок 5. – Дифракционный кружок

Вследствие дифракции лучи света отклоняются от первоначального направления. В результате реальная оптическая система изображает точку предмета не точкой, а в виде так называемого дифракционного кружка, представляющего собой серию чередующихся светлых и темных концентрических колец с ярким центральным пятном (рисунок 5) [3].

Если оптическая система изображает две близкие между собой точки, дифракционные кружки от каждой из них, налагаясь один на другой, образуют сложную дифракционную картину. При этом наблюдатель ещё может разделить две точки, если они расположены на расстоянии радиуса первого темного кольца σ , которое принимается за наименьшее разрешаемое расстояние (предел разрешения).

Это расстояние может быть вычислено по следующей формуле [3]:

$$\sigma = 1,22\lambda \frac{f}{d} = 1,22\lambda A, \quad (9)$$

где λ – длина волны; f – фокусное расстояние; d – диаметр входного зрачка оптической системы; A – апертура.

Как видно из формулы (9), наименьшее разрешаемое расстояние зависит от длины волны λ и апертуры A . Длина волны, которую фиксируют светочувствительные матрицы, будет отличаться от длины волны, которую фиксирует фотоплёнка, поскольку матрицы будут фиксировать не только видимый свет, но и инфракрасный. Поэтому примем для расчетов среднюю длину световой волны, воспринимаемую светочувствительной матрицей, которая составит $\lambda = 0,69$ мкм. Подставив $\lambda = 0,69$ мкм, $f = 21$ мм и $A = 22$ в формулу (9), получили $\sigma = 18,52$ мкм. Не имеет смысла конструировать матрицу с размером пиксела значительно меньше рассчитанной величины. А при апертуре $A = 4$ предел разрешения составит $\sigma = 3,37$ мкм, то есть даже при $A = 4$ одна точка займет матрицу 3×3 пиксела.

Рассчитаем разрешающую способность получаемого изображения. При расчете учтем размер пиксела светочувствительной матрицы цифровой камеры, влияние аберраций объектива и дифракции. Разрешающая способность светочувствительной матрицы может быть вычислена по формуле [11; 12]:

$$R_m = \frac{1}{2l}, \quad (10)$$

где l – размер пиксела.

Предельно возможное значение разрешающей способности объектива, называемое дифракционной разрешающей способностью R_D , можно получить по формуле [6]:

$$R_D = \frac{1d}{1,22\lambda f} = \frac{1}{1,22\lambda A}. \quad (11)$$

В работе [11] приведена формула для расчета дифракционной разрешающей способности R_D :

$$R_D = 1/\sigma, \quad (12)$$

где σ – радиус центрального пятна рассеяния.

Формулы (11) и (12) идентичны и дают одинаковые результаты. Подставив в формулу (12) значение σ из формулы (9), получим формулу (11).

Аберрации снижат эту разрешающую способность. Влияние аберраций учтем по формуле из [13]:

$$R_o = \frac{U}{4\epsilon}, \quad (13)$$

где U – апертурный угол в пространстве изображений; ϵ – волновая аберрация, используемая в качестве обобщенной характеристики остаточных аберраций и $\epsilon = 0,25\lambda$ – для оптических систем с отличной коррекцией аберраций и $\epsilon = 0,5\lambda$ – для хорошей коррекции аберраций. В нашем случае аберрации не корректировались, поэтому примем $\epsilon = \lambda$. А если использовать $A = 2,2$, следует принять ϵ не менее $\epsilon = 2\lambda$.

Апертурный угол в пространстве изображений можно вычислить по формуле [13]:

$$U = \frac{d}{2f} = \frac{1}{2A}, \quad (14)$$

используя полученное значение U по формуле (13), легко получить разрешающую способность объектива R_o .

Совместную разрешающую способность светочувствительной матрицы и объектива вычислим по следующей формуле из [13]:

$$\frac{1}{R_{o/m}} = \frac{1}{R_o} + \frac{1}{R_m}. \quad (15)$$

При расчетах примем размер пиксела $l = 1,3858$ мкм и $l = 1,5796$ мкм, среднюю длину световой волны $\lambda = 0,69$ мкм, апертуру $A = 4$, $A = 22$ и $A = 2,2$. Результаты расчетов сведем в таблицу 5 и таблицу 6.

Таблица 5. – Расчет разрешающей способности при $l = 1,3858$ мкм

$R_m, \text{мм}^{-1}$,	$R_D, \text{мм}^{-1}$	A	U	$R_o, \text{мм}^{-1}$	$R_{o/m}, \text{мм}^{-1}$
361	297	4	0,125	45	40
	54	22	0,0227	8	8
	540	2,2	0,227	41	37

В нашем случае получили $R_o, \text{мм}^{-1}$ при $A = 2,2$, близкую к R_o при апертуре $A = 4$. При конструировании аэрокамер не предусматривалось использовать апертуру 2,2, возможно, $R_{o/m}$ будет значительно ниже, но исследования на эту тему не проводились. В дальнейшем апертуру 2,2 рассматривать не будем.

Таблица 6. – Расчет разрешающей способности при $l = 1,5796$ мкм

$R_m, \text{мм}^{-1}$,	$R_D, \text{мм}^{-1}$	A	U	$R_o, \text{мм}^{-1}$	$R_{o/m}, \text{мм}^{-1}$
317	297	4	0,125	45	40
	54	22	0,0227	8	8

Сопоставляя таблицы 5 и 6, видим, что получили одинаковые значения разрешающей способности, то есть незначительные расхождения в размере пиксела практически не повлияли на разрешающую способность. При этом получили значительные расхождения разрешающей способности при разных апертурах. Разрешающая способность играет важную роль при дешифрировании. При $R_{o/m} = 40$ можно будет дешифрировать камерально объекты в пять раз мельче, чем при $R_{o/m} = 8$.

В рассматриваемой камере используется светочувствительная матрица с размером пиксела 1,3858 мкм. Проведя вычисления наименьшего разрешающего расстояния, получили значение $\sigma = 18,52$ мкм при апертуре $A = 22$. Точка будет размером $18,52 \times 18,52$ мкм, т.е. займет более чем 13×13 пикселей, а при апертуре $A = 4$ точка будет размером $\sigma = 3,37$ мкм и займет более чем 2×2 пиксела.

Полагаем, что можно было бы увеличить размер пиксела, например, до 5 мкм, что снизило бы шумы и улучшило соотношение сигнал/шум.

Рассчитаем разрешающую способность, если размер элемента матрицы CMOS $l = 5$ мкм. Результаты расчета сведем в таблицу 7.

Таблица 7. – Расчет разрешающей способности при $l = 5$ мкм

$R_m, \text{мм}^{-1}$	$R_D, \text{мм}^{-1}$	A	U	$R_o, \text{мм}^{-1}$	$R_{o/m}, \text{мм}^{-1}$
100	297	4	0,125	45	31
	54	22	0,0227	8	7

Как видим, в обоих случаях разрешающая способность снизилась, причем при апертуре $A = 4$ в большей степени, чем при апертуре $A = 22$. Однако при размере пиксела 1,4 мкм или 1,58 мкм в значительно большей степени на окончательную разрешающую способность будут влиять шумы и, возможно, разрешающая способность будет ниже, чем при размере пиксела 5 мкм.

Фотографирование корпуса № 3 ПГУ выполнялось с высоты полета $H = 52$ м. Проверим, повлияет ли атмосфера на разрешающую способность снимков. Влияние атмосферы можно учесть с помощью коэффициента прозрачности атмосферы k_a , который рассчитывается в зависимости от высоты съемки [13]:

$$k_a = \exp[-\tau_H], \quad (16)$$

где τ_H – оптическая толщина атмосферы для высоты полета H , которую можно рассчитать следующим образом [13]:

$$\tau_H = \frac{\tau_Z}{8,0} H_{II}. \quad (17)$$

Здесь τ_Z – оптическая толщина атмосферы, зависящая от зенитного расстояния Солнца Z и числа масс m_Z , которая вычисляется по формуле [13]:

$$\tau_Z = \tau m_Z, \quad (18)$$

где τ – оптическая толщина атмосферы, которая равна сумме молекулярной толщины τ_M и аэрозольной толщины τ_a ; $\tau = \tau_M + \tau_a$ [13]. В свою очередь, с достаточной для практики точностью и длиной волны $\lambda = 0,69$ мкм $\tau_M \approx 0,00879\lambda = 0,006065$, а $\tau_a \approx 1,2\alpha_{a,\lambda} = 0,258$, $\tau = \tau_M + \tau_a = 0,264$ [13].

Аэрофотосъемку необходимо выполнять при высоте Солнца над горизонтом не ниже 20° [14]. Примем зенитное расстояние Солнца $Z = 60^\circ$, следовательно, высота Солнца над горизонтом 30° . В этом случае число масс $m_Z = 2$ [13].

Приведенная высота H_{II} , определяется в зависимости от фактической высоты полета H [13]:

$$H_{II} = 8,0(1 - \exp[-0,13H]) = 54 \text{ м} = 0,054 \text{ км}, \quad (19)$$

Рассчитаем для параметров съемки 3-го корпуса ПГУ коэффициент k_a и суммарную разрешающую способность

$$R_{o/m/a} = R_{o/m} k_a. \quad (20)$$

Результаты расчетов для $l = 1,3858$ сведем в таблицу 8.

Таблица 8. – Результаты вычислений суммарной разрешающей способности $R_{o/m/a}$

$H, \text{км}$	$H_{II}, \text{км}$	τ_Z	τ_H	k_a	$R_{o/m}, \text{мм}^{-1}$	$R_{o/m/a}, \text{мм}^{-1}$
0,052	0,054	0,528	0,00356	0,9964	40	39,86

Как видим, получили незначительное расхождение, и при съемке с высоты полета до 50 м влияние атмосферы можно не учитывать.

На разрешающую способность системы «объектив – матрица – атмосфера» повлияет сдвиг изображения, возникающий из-за того, что камера во время экспонирования совершает совместно с летательным аппаратом линейное перемещение относительно снимаемой местности. Учесть влияние сдвига можно с использованием выражения [9; 14]:

$$R_{o/m/a/\text{сдв.}} = \frac{R_{o/m/a}}{\sqrt{1 + (R_{o/m/a} \delta_w)^2}}, \quad (21)$$

где сдвиг изображения δ_w можно вычислить по формуле [5; 11]:

$$\delta_w = \frac{W}{m} t. \quad (22)$$

Здесь W – путевая скорость самолета; m – знаменатель масштаба фотографирования; t – выдержка.

Как видим, разрешающая способность будет постоянно меняться в зависимости от входящих в формулу (21) параметров. И для конкретного случая аэросъемки будет своя разрешающая способность снимков.

Рассчитаем результирующую разрешающую способность при съемке с высоты полета $H = 52$ м, выполненной при путевой скорости самолета $W = 2,4$ км/ч (0,667 м/с), выдержке $1/200$ с и масштабе фотографирования $1: m = 1:11000$, для цифровой камеры FC220 с $f = 4,73$ мм, приняв $R_{o/m/a} = 39,86$ мм⁻¹.

Получили $\delta_w = 0,3335$ мкм, $R_{o/m/a/c\delta w} = 39,86 / \sqrt{1 + (39,86 \cdot 0,0003335)} = 39,34$, т.е. совместное влияние атмосферы и сдвига изображения снизило разрешающую способность на $0,7$ мм⁻¹. Для расчета размера объекта, который можно дешифровать камерально, примем $R_{o/m/a/c\delta w} = 39$ мм⁻¹.

Однако если выполнять полет с максимальной для аэросъемки скоростью $W = 36$ км/ч = 10 м/с, то для масштаба фотографирования $1: m = 1:11000$ получим $\delta_w = 4,545$ мкм, а разрешающую способность $R_{o/m/a/c\delta w} = 36,7$ мм⁻¹, то есть получили значительное снижение разрешающей способности.

Минимальный размер объекта S_{min} при $R_{o/m/a/c\delta w} = 39$ мм⁻¹, который будет изображен на снимке, вычислим по формуле [12]:

$$S_{min} = \frac{m}{2R} = 14 \text{ см}, \quad (23)$$

где m – знаменатель масштаба снимка; R – разрешающая способность исходного снимка $R = 39$ мм⁻¹.

Дешифровочные возможности проверим по вероятности дешифрирования P , которую можно считать по формуле [12]:

$$P = \exp \left[- \left(B \frac{S_{min}}{D} \right)^2 \right], \quad (24)$$

где D – геометрический размер распознаваемого объекта (диаметр, диагональ, длина и т.п.); B – коэффициент распознавания формы простого объекта, так как объекты, имеющие одинаковые размеры, но отличающиеся по форме, распознаются с различной степенью достоверности [12].

В работе [12] приведены коэффициенты для объектов с простейшими геометрическими формами: круг, квадрат, прямоугольник, угол, стенка. В расчетах примем среднее значение коэффициента распознавания $B = 1,62$, также приведенного в работе [12].

Согласно работе [12], требовать, чтобы вероятность была равна или близка к единице, не всегда возможно и целесообразно. Считается вполне удовлетворительным результат дешифрирования, характеризующийся вероятностью распознавания $0,75$. При этом большинство задач, стоящих перед дешифрированием, будет выполнено с минимумом затрат на производство дешифрирования.

Подбирать вероятность $0,75$ под размер дешифрируемого камерально объекта D довольно сложно, поэтому в работе [16] предложена формула, полученная на основании формулы (24):

$$P = \exp \left[- \left(B \frac{S_{min}}{D} \right)^2 \right] = e^{- \left(\frac{BS_{min}}{D} \right)^2} = 0,75, \quad (25)$$

где $e = 2,7183$ – основание натурального логарифма.

В этом случае размер дешифрируемого объекта D легко вычислить [16]:

$$\frac{BS_{min}}{D} = 0,53, \quad (26)$$

откуда легко определить размер дешифрируемого камерально объекта D с вероятностью 75%:

$$D = \frac{BS_{min}}{0,53} = 1,887 BS_{min}, \quad (27)$$

Для принятого нами коэффициента распознавания формы простого объекта $B = 1,62$ размер дешифрируемого камерально объекта с вероятностью $0,75$ составил $D = 42,8$ см и более.

В заключение следует отметить, что в основном все недостатки КМОП-матриц (CMOS) решаются программными методами, т.е. постобработкой изображений, что, несомненно, также приводит к потере исходной информации [17].

Как утверждает автор [18], почти все камеры потребительского уровня будут выполнены на базе КМОП-приборов, а ПЗС будут применяться в устройствах среднего и высокого классов.

ЛИТЕРАТУРА

1. MAVIC PRO : Руководство пользователя, 2017. – 60 с.

2. Agisoft Photoscan : Руководство пользователя, 2016. – 113 с.
3. Мальцев, М.Д. Прикладная оптика и оптические измерения / М.Д. Мальцев, Г.А. Каракулина – М. : Машиностроение, 1968. – 472 с.
4. Прикладная фотограмметрия : учеб.-метод. компл. для студентов специальности 1-56 02 01 «Геодезия» / сост. и общ. ред. А.А. Михеевой, В.В. Ялтыхова. – Новополоцк : ПГУ, 2006. – 320 с.
5. Лаврова, Н.П. Аэрофотосъемка. Аэрофотосъемочное оборудование / Н.П. Лаврова, А.Ф. Стеценко. – М. : Недра, 1981. – 296 с.
6. Щербаков, Е.Я. Расчет и конструирование аэрофотоаппаратов / Е.Я. Щербаков – М. : Машиностроение, 1979. – 464 с.
7. Aerial camera system with forward-motion compensation (FMC) – проспект : кат. продукции. – [Б. м. : б. и., б. г.].
8. Гельман, Р.Н. Лабораторная калибровка цифровых камер с большой дисторсией / Р.Н. Гельман, А.Л. Дунц // Геодезия и картография. – 2002. – № 7. – С. 23–31.
9. Михеева, А.А. Фотограмметрия. Наземная стереофотограмметрическая съемка : учеб.-метод. компл. / А.А. Михеева / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов. – Новополоцк, ПГУ, 2008. – 88 с.
10. Википедия : свободная энцикл. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: <http://ru.wikipedia.org/wiki/Дюйм>.
11. Савиных, В.П. Аэрокосмическая фотосъемка / В.П. Савиных, А.С. Кучко, А.Ф. Стеценко – М. : «Картгеоцентр» – «Геодезиздат», 1997. – 378 с.
12. Живичин, А.Н. Дешифрирование фотографических изображений / А.Н. Живичин, В.С. Соколов. – М. : Недра, 1980. – 254 с.
13. Кучко, А.С. Аэрофотография и специальные аэрофотографические исследования / А.С. Кучко. – М. : Недра, 1988. – 235 с.
14. Аэрофотосъемочные работы : справ. аэрофотосъемщика / А.А. Попов [и др.]. – М. : Транспорт, 1984. – 200 с.
15. Стеценко, А.Ф. Учебное пособие по курсу «Аэрофотосъемка» : Проектирование аэрофотосъемочных работ / А.Ф. Стеценко. – М., Изд. МИИГАиК, 1995. – 48 с.
16. Михеева, А.А. Расчет разрешения при сканировании для обеспечения качественного дешифрирования снимка / А.А. Михеева, А.В. Ильющенко // Вестник Полоцкого гос. ун-та. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2015. – № 8. – С. 176–182.
17. Википедия : свободная энцикл. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: [http://ru.wikipedia.org/wiki/КМОП-матрица_\(в_тексте_10\)](http://ru.wikipedia.org/wiki/КМОП-матрица_(в_тексте_10)).
18. Википедия : свободная энцикл. [Электронный ресурс]. – Режим доступа: http://ru.wikipedia.org/отношение_сигнал/шум.

Поступила 22.05.2018

THE ANALYSIS OF THE RESOLUTION ABILITY OF IMAGES RECEIVED FROM AN UNMANNED AERIAL VEHICLE

A. MIKHEEVA, V. YALTYKHOV, P. PARADNYA

Considered use in small organizations of unmanned aerial vehicles. for shooting small objects using household digital cameras that are far from perfect, therefore, the resolution of the images taken will be low. The resolution of the image largely depends on the aperture of the digital camera, which can be set in a large range. According to literary sources, the survey is performed at an aperture of 2.2, but studies on the admissibility of such an aperture have not been carried out. However, even in professional digital cameras, in which the lenses are an order of magnitude better, a 2.2 aperture has never been established, since with an aperture of less than four, aberrations have an image quality. In most cases, digital cameras mounted on unmanned aerial vehicles are not calibrated. In this study, the calculation of the resolution was made at aperture 4.

Keywords: *unmanned aerial vehicle, digital camera, aperture, aberration, calibration.*

УДК 528.21

ОПРЕДЕЛЕНИЯ ГЕОИДА НА ЛОКАЛЬНОЙ ТЕРРИТОРИИ

*канд. техн. наук, доц. О.Н. ПИСЕЦКАЯ**(Белорусская государственная сельскохозяйственная академия, Горки);**д-р техн. наук, проф. А.С. ЯРМОЛЕНКО**(Новгородский государственный университет им. Ярослава Мудрого, Россия)*

Рассмотрены результаты исследований по определению моделей геоида и квазигеоида на локальной территории с использованием различных методов. Определены задачи по разработке локальной модели геоида с использованием доступных измерений на земной поверхности. Отмечено, что построение локальной системы высот с использованием метода коллокации выполняются путем аппроксимации линейных уравнений, но возможно использование полиномов.

Ключевые слова: геоид, нормальная высота, спутниковые измерения, аномалии высот, локальный квазигеоид, гравиметрические сети, метод коллокации.

На практике встречаются различные методы построения моделей геоида: астрономо-геодезический, гравиметрический, совместное использование GNSS-измерений и нивелирных сетей, совместное использование гравиметрии и спутниковой альтиметрии, спутниковая градиентометрия [1].

Возможность использования того или иного метода зависит от наличия исходных данных, в качестве которых могут быть приняты все доступные точные геодезические измерения. При этом особое внимание уделяется результатам нивелирования.

Целью данного исследования выступает анализ состояния изученности вопроса определения моделей геоида и квазигеоида на локальной территории. Выявление направления построения адекватной по точности модели.

Основные задачи – *изучить возможности и особенности вычисления нормальных высот по результатам спутниковых измерений; выполнить анализ построения моделей геоида и квазигеоида на локальную территорию с использованием различных методов; поставить конкретные задачи решения* проблемы вывода локальной модели геоида с использованием доступных измерений на земной поверхности.

Основная часть. Высоты, полученные по материалам геометрического нивелирования, относятся к системе нормальных высот. Результатом спутниковых измерений являются геодезические высоты. Используя результаты спутникового нивелирования определяется нормальная высота как разность геодезической высоты и высоты квазигеоида [2].

В [3] рассмотрена методика вычисления нормальных высот по результатам спутниковых измерений без привлечения гравиметрических съемок на основе зависимости геодезической высоты от значений декартовых координат, с учетом параметров отсчетного эллипсоида. Но при переходе от общеземной системы координат к национальной референцной системе координат возникает задача их преобразования по совмещенным пунктам. В геодезических сетях кроме случайных ошибок пунктов существуют искажения их положения, вызванные различными причинами. Поэтому вычисленные параметры преобразования также будут отягощены такими ошибками. Кроме этого, необходимо учитывать и погрешность радиуса кривизны первого вертикала, которая будет присутствовать в вычисляемых нормальных высотах [3].

В данной работе описан алгоритм вычисления нормальных высот по результатам высокоточных спутниковых измерений с вычислением параметров оформляющей поверхности. Такая поверхность наиболее близка к изучаемой поверхности в данном районе и может быть описана математическими уравнениями. Но при передаче нормальных высот на десятки километров неизбежно появление расхождения между оформляющей поверхностью и реальной поверхностью квазигеоида, что указывает на необходимость привлечения результатов гравиметрических съемок для достижения высокой точности определения нормальных высот. В [4] исследуется возможность определения квазигеоида на территории Вьетнама.

Приведены вычисления ортометрической высоты (H_p) на основе геопотенциального числа (C_p):

$$H_p = \frac{C_p}{\bar{g}}, \quad (1)$$

где $\bar{g}$ – среднее значение модуля силы тяжести, получаемое из геометрического нивелирования и гравиметрии по формуле (2).

$$\bar{g} = \frac{1}{H_p} \int_L^{(P)} g dH. \quad (2)$$

Здесь L – точка пересечения криволинейной векторной линии реального потенциала силы тяжести с поверхностью геоида; P – точка на земной поверхности.

В данной работе отмечено, что положение векторной линии реального геопотенциала и значение силы тяжести на ней можно указать приближенно, что приводит к приближенности ортометрических высот, а точные вычисления можно производить только в рамках определенной модели геопотенциала (нормального потенциала U), соблюдая ряд условий:

- 1) модуль реальной силы тяжести g заменяется модулем нормальной силы тяжести γ ;
- 2) за начальную точку принимается точка пересечения векторной линии нормального потенциала с поверхностью эллипсоида;
- 3) конечная точка выбирается на той же векторной линии так, чтобы геопотенциальное число осталось без изменения.

Таким образом, и в данной работе отсутствует строгое решение проблемы высот из-за невозможности строгого определения $\bar{g}$.

Данные условия приводят к заключению, что для вычисления аномалии высоты необходимо знать нормальное поле и возмущающий потенциал, а также значение потенциала на той поверхности, которая принята за геоид. При этом необходимо, чтобы исходные для моделирования данные с достаточной плотностью равномерно покрывали всю Землю.

Если использовать аномалии высот, вычисляемые по гравиметрическим данным, получим глобальный квазигеоид, соответствующий общеземному эллипсоиду и уровенной поверхности, которая наилучшим образом аппроксимирует усредненную топографическую поверхность моря.

Нормальная высота может быть получена из формулы

$$h_p = H_p^\gamma + \zeta_p, \quad (3)$$

где h_p – геодезическая высота, определенная с помощью GPS/ГЛОНАСС; ζ_p – гравиметрическая аномалия высоты.

Совокупность точек, полученных указанным методом, определяет единую систему высот и является ее носителем. При этом нивелирные сети – высокоточное средство распространения системы нормальных высот относительно всей указанной совокупности точек, что приводит к деформации масштабного коэффициента высот и смещению получаемого локального квазигеоида относительно соответствующей глобальной поверхности на определенную величину [4].

Отмечено, что при использовании данного метода необходимо вводить поправки в геодезические высоты, определенные относительно референц-эллипсоида, который отличается от общеземного.

Приведенные в материалах статьи [4] апробированы с указанием, что устанавливается определенное соответствие между аномалиями высот геометрическими и гравиметрическими, что уточняет отчетную поверхность высот. Данная коррекция (калибровка) приводит к изменениям аномалий силы тяжести и, как следствие, к изменению аномалий высот. Следует отметить, что территория Вьетнама разбивалась на 30 районов и для каждого района использовалась своя ковариационная модель. Для определения гравиметрических аномалий использовались наземные значения аномалий силы тяжести в свободном воздухе. Указано, что для определения локального квазигеоида необходимо развитие гравиметрии и нивелирования.

Работа [5] отражает результаты вычислений и их точностные характеристики с заключением о целесообразности использования гравитационной модели EGM2008 для уточнения квазигеоида на исследуемой территории. Следует отметить, что для построения модели аномалий силы тяжести на территории Вьетнама использовались результаты многолетних наземных измерений силы тяжести на суше [6], помимо использования спутниковых альтиметрических данных. Среднее квадратическое отклонение определения высоты геоида этой модели составило приблизительно 0,4 м, что говорит о необходимости проведения дальнейших исследований по построению моделей гравитационного поля Земли для территории Вьетнама. Поставлена задача по созданию алгоритма вычисления чистых аномалий силы тяжести (Δg) и аномалий высот (ζ) с помощью алгоритма вычисления чистых аномалий силы тяжести EGM2008 на исследуемую территорию, что позволит уточнить модель с использованием данных наземных и спутниковых измерений, а также вычислить аномалии высот и силы тяжести в любой точке с помощью методов интерполяции [6].

В [7] рассмотрены задачи по уравниванию государственных высотных сетей I и II класса для получения модели геоида путем преобразования измеренных превышений в разности геопотенциальных величин dC_{ij} в нормальном гравитационном поле эллипсоида.

Превышения в разности геопотенциальных величин dC_{ij} в нормальном гравитационном поле эллипсоида определим следующим образом:

$$dC_{ij} = \left[\bar{\gamma}_{ij} - 0,1543 \cdot 10^{-6} \bar{H}_{ij} + (g - \gamma)_{ij} \right] h_{ij}. \quad (4)$$

Здесь $\bar{\gamma}_{ij}$ – среднее значение ускорений нормальной силы тяжести между марками i и j ; $\bar{H}_{ij}$ – средняя нормальная высота; $(g - \gamma)_{ij}$ – среднее значение аномалий силы тяжести между марками i и j ; h_{ij} – измеренное превышение между марками i и j в реальном гравитационном поле Земли [7].

Но измеренное превышение находится в средней приливной системе, а должно соответствовать нулевой приливной системе, что требует введения поправки δdC_{ij} в разность геопотенциальных величин dC_{ij} :

$$\delta dC_{ij} = -0,28841(\sin^2 B_j - \sin^2 B_i) - 0,00195(\sin^4 B_j - \sin^4 B_i), \quad (5)$$

где B_i , B_j – геодезические широты марок i и j .

На основании материалов данной работы, отмечено, что при использовании геоида есть возможность повышения точности локального квазигеоида, гравитационного поля Земли на локальной территории, что позволит модернизировать государственную высотную систему локальной территории [7].

В материалах исследования по построению модели геоида на территорию Республики Бенин [8] рассмотрено построение модели геоида с использованием спутниковых наблюдений на пунктах нивелирных и гравиметрических сетей с известными ортометрическими высотами, полученными из нивелирования. Указано, что на территории Республики Бенин были получены высоты геоида в отдельных хаотично расположенных точках нивелирной сети, по которым требовалось восстановить поверхность геоида на всю территорию страны. Точность такого геоида будет зависеть от степени совпадения области применения используемой математической зависимости и области расположения опорных точек, свойств математической зависимости, характера расположения опорных точек и точности исходных данных [8].

Решение задачи осуществлялось способом сплайн-аппроксимации функции двух переменных с использованием сплайнов с дифференциальным функционалом качества. Преимущество данного способа заключается в достаточно хороших результатах при невысокой плотности опорных точек с исключением резких пиков или провалов в восстанавливаемой функции. В решении были задействованы нивелирные и гравиметрические пункты [8].

На территории Республики Беларусь исследована методика создания локальной модели высот квазигеоида геометрическим методом на основе глобальных гравитационных моделей Земли с применением спутниковых наблюдений. Методика апробирована на территории города Минска и его окрестностей без привлечения гравиметрических данных [9].

В данном случае суть геометрического метода заключалась в оптимальном комбинировании разнородных высот с целью выполнения детализации и корректировки глобальной модели высот квазигеоида методом среднеквадратической коллокации.

Основная задача коллокации – прогнозирование непрерывной поверхности с использованием дискретных наблюдений.

Математическая модель используемой функции представлена уравнением:

$$l = Ax + t + n, \quad (6)$$

где l – вектор измерений; Ax – параметрическая модель; t – вектор сигналов в точках измерений; n – вектор шума в точках измерений.

В материалах статьи [9] приведен реализованный алгоритм вычислений.

По результатам проведенных исследований отмечено, что вычисленное отклонение нормальных высот с использованием данной модели дает более точные результаты по отношению к аналогичным данным, полученным по результатам вычислений с использованием модели EGM2008.

Экспериментальным путем установлено, что для создания модели высот квазигеоида на территорию Республики Беларусь с точностью, соответствующей современным требованиям, необходима достаточно густая сеть пунктов с известными геодезическими и нормальными высотами, что практически выполнить нецелесообразно, и для возможности использования данной модели необходимо развитие гравиметрической сети на территории республики [9].

К предложенному методу исследований в статье [9] следует внести некоторые уточнения.

Метод коллокаций не предполагает наличия систематических ошибок, аномалии должны быть центрированными, т.е. математическое ожидание $\Delta\zeta$ должно равняться нулю:

$$M[\Delta\zeta] = 0. \quad (7)$$

В материалах [9]

$$M[\Delta\zeta] = Ax, \quad (8)$$

где

$$x = \begin{pmatrix} X \\ Y \end{pmatrix}, \quad (9)$$

или

$$x = \begin{pmatrix} B \\ L \end{pmatrix}. \quad (10)$$

Следовательно,

$$\Delta\zeta_{\text{цен}} = \Delta\zeta - Ax, \quad (11)$$

где A – коэффициенты уравнения, а остальные обозначения соответствуют принятым в [9].

Далее с учетом уточнений производится решение по поиску центрированных аномалий.

Заключение. На основе даже неполного анализа в настоящей работе ставятся следующие задачи:

1. В работе [10] доказано, что при плотности чистых аномалий силы тяжести один пункт на 10 квадратных километров возможно определение высоты глобального геоида (квазигеоида) над эллипсоидом с точностью 3 мм. Но при этом необходима такая плотность указанных аномалий по всей Земле, что к настоящему времени недостижимо. Однако при наличии данных геометрического нивелирования, геодезических высот, других точных геодезических измерений (смешанных аномалий силы тяжести, аномального потенциала и др.) на локальной территории возможно определение высот геоида над эллипсоидом с данной миллиметровой точностью.

2. Необходимо также обобщить задачу интерполяции высот геоида над эллипсоидом с использованием модели EGM2008 методом коллокации с учетом того, что на ограниченной территории известны неоднородные данные. Например, в части пунктов известны аномалии высот ζ , а на остальной части – уклонения отвесных линий ξ , η , аномалии силы тяжести, превышения между точками (по нормальным, геодезическим высотам), значения аномального потенциала.

Следует отметить, что построение локальной системы высот с использованием метода коллокации выполняются путем аппроксимации линейных уравнений, но возможно использование полиномов [11]. Данная операция – приспособление модели EGM2008 к локальной территории, названная калибровкой, выполняется по разности измеренных и вычисленных высот, но возможно ее применение на основе иных данных, приведенных в начале этого пункта.

3. Из-за недостатка исходных данных (в данном случае гравиметрических) использование аппроксимирующих функций (сферических, шаровых) в глобальном масштабе может приводить к искажению результатов (сглаживанию). Поэтому в соответствии с предложением профессора Ю.М. Неймана следует разрабатывать такую методику построения точного геоида, при которой данные гравиметрических измерений, выполненные с низкой плотностью пунктов, не имели отрицательного влияния на результаты, получаемые с использованием измерений, выполненных на территориях с высокой плотностью расположения гравиметрических пунктов. При этом должны применяться другие аппроксимирующие функции, отличные от сферических и шаровых.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гофман-Велленгоф, Б. Физическая геодезия / Б. Гофман-Велленгоф, Г. Мориц ; пер. с англ. Ю.М. Неймана, Л.С. Сугаиповой ; под ред. Ю.М. Неймана. – М. : Изд-во МИИГАиК, 2007. – 426 с.
2. Лазарев, Г. Е. Основы высшей геодезии : учеб. пособие для техникумов / Г.Е. Лазарев, Е.М. Самошкин. – М. : Недра, 1980. – 424 с.

4. Кравчук, И.М. Особенности вычисления нормальных высот по результатам спутниковых измерений / И.М. Кравчук // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2010. – № 4. – С. 35–40.
5. Нейман, Ю.М. Локальный квазигеоид изолированной территории / Ю.М. Нейман, Фам Хоанг Лан // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2010. – № 5. – С. 31–36.
6. Ву Хонг Куонг. Результаты вычисления аномалий высот и аномалий силы тяжести по спутниковым измерениям на территории Вьетнама / Ву Хонг Куонг // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2013. – № 4. – С. 8–13.
7. Ву Хонг Куонг. Исследование моделей гравитационного поля Земли по наземным и спутниковым измерениям / Ву Хонг Куонг // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2013. – № 1. – С. 20–25.
8. Ха Минь Хоа. Развитие государственной высотной системы Вьетнама на основе использования локальной модели геоида / Ха Минь Хоа // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2015. – № 2. – С. 10–13.
9. Жосмин М. Йессуру. Построение моделей геоида на территорию Республики Бенин / Жосмин М. Йессуру // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2015. – № 6. – С. 13–17.
10. Ларионов, А.А. Создание локальной модели высот квазигеоида геометрическим методом / А.А. Ларионов, Н.И. Рудницкая // Земля Беларуси. – 2016. – № 1. – С. 36–41.
11. Писецкая, О.Н. Определение фигуры Земли с использованием GPS-измерений : дис. ... канд. техн. наук : 25.00.32 / О.Н. Писецкая. – Новополоцк, 2007. – 124 л.
12. Абакушина, М.В. Оценка точности моделей гравиметрического геоида в континентальных районах / М.В. Абакушина, В.Б. Непоклонов // Изв. вузов. Геодезия и аэрофотосъемка. – 2016. – № 6. – С. 17–23.

Поступила 11.04.2018

THE DEFINITIONS OF THE GEOID ON THE LOCAL TERRITORY

O. PISETSKAYA, A. YARMOLENKO

The results of determining of the geoid and quasi-geoid models on the local area with using of the different methods have been considered. The tasks of developing a local geoid model with using of the available measurements on the Earth's surface have been defined. It is noted that the construction of a local system of heights using the collocation method is performed by approximating linear equations, but it is possible to use polynomials.

Keywords: *geoid, normal height, satellite measurements, anomalies of heights, local quasi-geoid, gravimetric network, collocation method.*

УДК 630*907.1

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ АВТОКОРРЕЛЯЦИИ ДЛЯ ВЫЯВЛЕНИЯ СКРЫТОЙ ПЕРИОДИЧНОСТИ В ДЕНДРОХРОНОЛОГИЧЕСКИХ РЯДАХ

**Е.В. ДЕГТЯРЕВА; канд. с.-х. наук, доц. А.А. БОЛБОТУНОВ;
канд. техн. наук, доц. А.М. ДЕГТЯРЕВ
(Полоцкий государственный университет)**

*Рассматривается возможность использования автокорреляции для выявления периодичности в шкалах радиального прироста хвойных пород. Приведены примеры использования метода для сосны обыкновенной (*Pinus sylvestris*). На основании ряда шкал Белорусского Поозерья вычислены наиболее вероятные периоды динамики роста сосны в различных условиях местопроизрастания.*

Ключевые слова: дендрохронология, автокорреляция, периодичность, анализ временных рядов, ширина годичного кольца, хвойные породы деревьев, радиальный прирост хвойных.

Введение. Периодичность колебаний ширины годичных колец – один из наиболее актуальных вопросов в дендроклиматологии. Если периодичность в дендрошкалах существует и сохраняется достаточно длительное время, появляется возможность, используя циклические математические модели, достаточно точно прогнозировать величину радиального прироста, а значит и обуславливающие прирост внешние факторы. В этой области велись обширные исследования, подробно описанные в литературе [1–3]. Периоды выявлялись в разных условиях на разных континентах и для различных древесных пород. Выявлены как короткие (2–6 лет), так и длинные (до 300 лет) ритмы роста. Родоначальник дендрохронологии А.Э. Дуглас исследовал цикличность многовековых шкал секвойи и сосны желтой [4]. Русский климатолог Ф. Шведов в 1892 году заметил периодичность в ширине годичных колец белой акации и сделал прогноз наступления очередной засухи, который полностью оправдался.

На территории Советского союза большая часть исследований проводилась в Западной Сибири, на Урале, в Забайкалье в условиях роста древесных растений на крайнем пределе своего существования, там, где динамика роста в наибольшей степени обусловлена климатическими факторами и цикличность проявляется в большей мере [3; 5; 6].

В условиях, близких к условиям Белорусского Поозерья, этот вопрос рассматривали литовские исследователи [1]. Так, например, по результатам их исследований для сосны обыкновенной на свежих местопроизрастаниях в Литве преобладают ритмы годичного прироста 9–13 лет [1]. В Беларуси также проводятся дендрохронологические исследования [2; 7–9].

Циклы, обнаруженные в радиальном приросте деревьев, изменчивы по длительности, амплитуде и форме. По длительности обычно подразделяются на внутривековые, вековые и сверхвековые [3]. Для выявления цикла необходимо, чтобы протяженность ряда данных была по крайней мере в два раза больше предполагаемого цикла. Разработанные нами дендрошкалы для Белорусского Поозерья имеют продолжительность до 270 лет, а значит, внутривековые (до 60 лет) и вековые (60–120 лет) циклы могут быть обнаружены. Сверхвековые (свыше 120 лет) циклы роста хвойных древесных пород на территории Беларуси можно получить, лишь используя археологические образцы древесины.

Методы исследований. Ранее периоды выявлялись в основном визуально по шкале, а значит, использовались только те шкалы, где циклы проявлялись явно и отчетливо. Используя скользящее среднее добивались наиболее четкой картины, а изменяя величину окна, выявляли циклы различной длительности. Как правило, величина окна изменялась от 5 до 30 лет для внутривековых циклов и до 50 лет для вековых. Брать окно больше этого значения не имеет смысла, поскольку из-за малой амплитуды (меньше 10%) график вырождается в линию.

Другие математические методы выявления цикличности в шкалах достаточно изучены. Самые известные из них – коррелограмма, построенная по автокорреляции; периодограмма по коэффициентам ряда Фурье; сингулярное разложение: анализ главных компонент; другие [3; 6].

Для примера возьмем две шкалы радиального прироста сосны обыкновенной, на одной из которых явно видны повторяющиеся циклы (рисунок 1), на второй визуальное выделение периодов затруднено (рисунок 2). На рисунке 1 представлена дендрохронологическая шкала, разработанная для сосны на постоянной пробной площади (ППП) № 14 в гидроморфных условиях произрастания (сосняк багульниково-сфагновый). Значения представлены в относительных величинах (%), которые получают делением на скользящее среднее (окно 20 лет), тем самым убирая тренд, характерный для всех дендрошкал в силу особенностей роста дерева в разном возрасте (гиперболический тренд – период большого роста) [1]. На графике хорошо заметна цикличность величины радиального прироста.



Рисунок 1. – Динамика ширины годичного кольца на ППП № 14



Рисунок 2. – Динамика ширины годичного кольца на ППП № 9

Еще один пример выявления периода рассмотрим для дендрохронологической шкалы, разработанной для соснового древостоя на ППП 9 в полугидроморфных условиях (сосняк черничный). Как видно, на рисунке 2 визуальное определение периода затруднительно.

На рисунках 3 и 4 представлены эти же данные, сглаженные скользящим средним, по которым можно подсчитать количество лет между верхними или нижними пиками и усреднить значение, тем самым получив средний период.

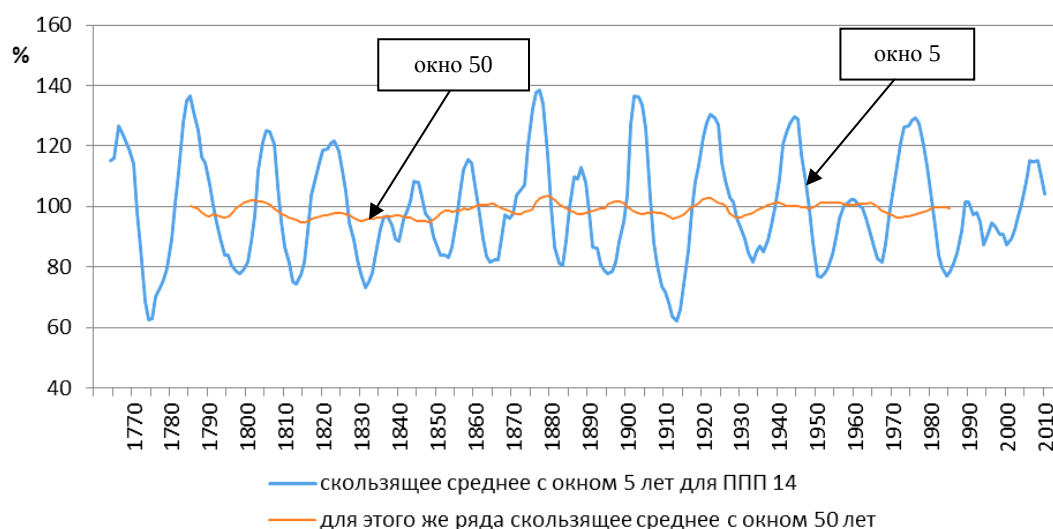


Рисунок 3. – Сглаженные ряды радиального прироста пробной площади № 14

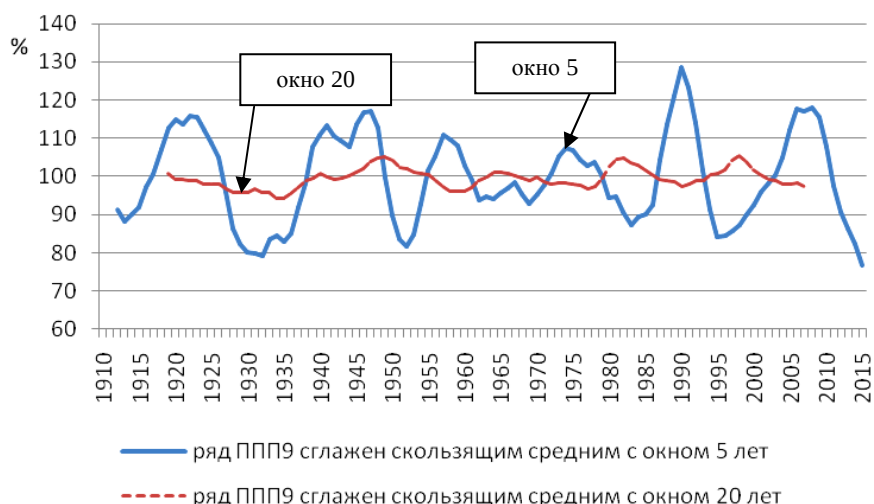


Рисунок 4. – Сглаженные ряды радиального прироста пробной площади № 9

При сглаживании шкалы ППП14 усредненный период равен 17-ти годам, амплитуда колебаний до 70%. Увеличивая окно до 50 лет, получаем едва заметный период в 75 лет с амплитудой около 8%. Для ППП9 просматривается цикл в 16–17 лет, а при дальнейшем сглаживании еще один, слабо выраженный цикл, порядка 35 лет. Очевидно, что интерпретация данных и конечный результат сильно зависят от выбранного окна и личного опыта исследователя.

Автокорреляционный метод. Выявление цикличности методом корреляционного анализа может выполняться как вручную, так и в любом математическом программном продукте, в том числе в Excel. Суть метода достаточно проста – найти наибольший парный коэффициент корреляции Пирсона (r) между исследуемым рядом и этим же рядом, но сдвинутым на 1, 2 и так далее элементов (шаг или лаг автокорреляции).

Максимальный сдвиг при расчете автокорреляции обычно допускают от 0,1 до 0,5 длительности ряда [10]. В дендрохронологических рядах достаточно большое количество элементов и статистическая достоверность обеспечивается и при $n/2$ шагов (0,5 ряда). Это позволяет не только выявить цикл, но и подтвердить его, а при необходимости и скорректировать на 1–2 года.

Построенная на рисунке 5 коррелограмма (гистограмма значений коэффициентов автокорреляции по шагам) показывает наибольшие коэффициенты при сдвиге на 18 лет ($r = 0,31$). Обычно на этом результате и останавливаются, проанализировав следующие всплески, которые приходятся на 36, 53, 69, 85, 100, 118 лет, можно несколько скорректировать вывод – в этих цифрах лучше просматривается 17-летний цикл. Этот вывод для данной шкалы можно подтвердить и визуальным, сдвинув на графике исходный ряд на 17 лет, достаточно хорошо будет заметно совпадение экстремальных лет.

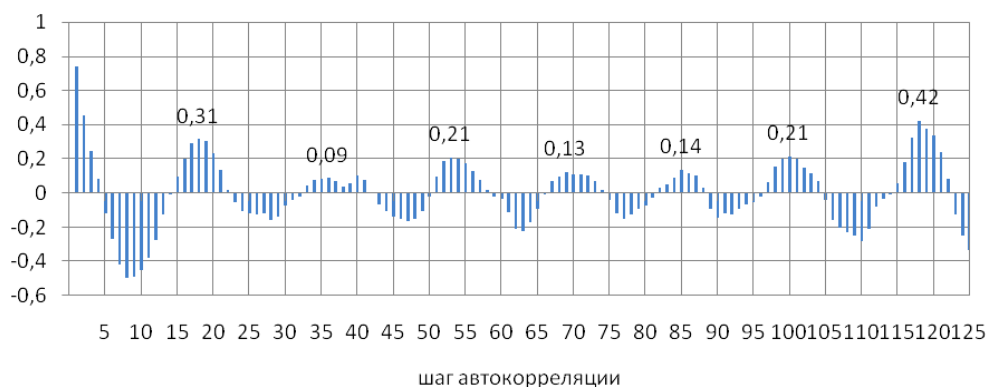


Рисунок 5. – Коррелограмма дендрохронологической шкалы ППП14

Повышение коэффициентов корреляции на шаге 53 и 100 лет дает основания полагать о наличии полувектовой цикличности. Достаточно высокий коэффициент автокорреляции на 118-м шаге ($r = 0,42$)

свидетельствует о вековом цикле длительностью более 100 лет, который в силу протяженности шкалы пока нельзя подтвердить и скорректировать.

Значимость коэффициентов автокорреляции можно проверить по следующей формуле:

$$-\frac{t}{\sqrt{n-i}} \leq r_i \leq \frac{t}{\sqrt{n-i}}, \quad (1)$$

где n – число элементов в исходном ряде; i – шаг автокорреляции; t – вероятностный коэффициент [10].

Для вероятности 0,95 этот коэффициент будет равен $t = 1,96$. Коэффициент автокорреляции можно считать значимым с вероятностью 0,95, если он не попадает в интервал, рассчитанный по формуле (1).

Для рассматриваемых на коррелограмме (рисунок 5) пиков автокорреляции интервалы будут соответственно $\pm 0,13$; $\pm 0,13$; $\pm 0,14$; $\pm 0,15$; $\pm 0,15$; $\pm 0,16$; $\pm 0,17$. В данном случае в интервал попадает только коэффициент $r = 0,09$, вычисленный при шаге 36. Таким образом, его можно считать незначимым, остальные – значимыми с вероятностью 0,95.

Построенная коррелограмма для ППП9 (рисунок 6) также явно показывает наличие цикличности процесса. Наибольшие коэффициенты получены при сдвиге на 17, 33, 49 лет. Значимость коэффициентов автокорреляции подтверждается рассчитанными по формуле (1) интервалами, которые соответственно равны $\pm 0,20$; $\pm 0,22$; $\pm 0,25$. Таким образом, период у этой шкалы 16...17 лет.

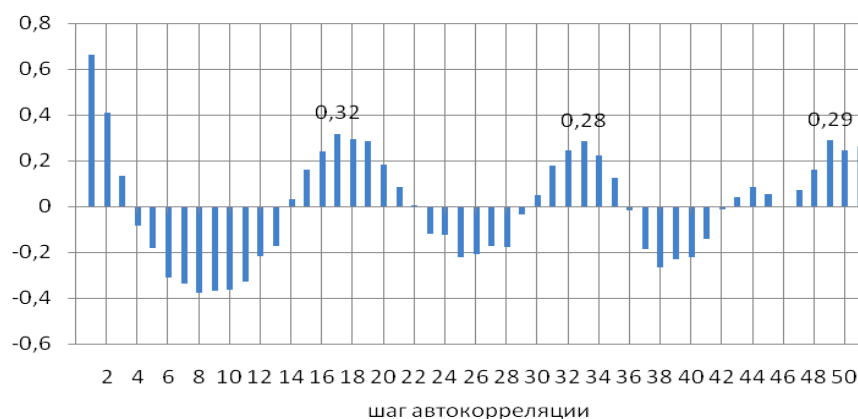


Рисунок 6. – Коррелограмма дендрохронологической шкалы ППП9

Как показали исследования, метод выявления цикличности через коэффициенты корреляции для дендрошкел достаточно стабилен. При удалении от 1 до 20 первых элементов (начало ряда) или стольких же последних (конец ряда) коррелограмма меняется незначительно. Изменяются, как правило, величины коэффициентов, а не расположение пиков. Период в этом случае изменяется не более чем на год, что вполне допустимо для естественных процессов такой длительности.

В таблице 1 представлены результаты определения периодов радиального прироста сосны Белорусского Поозерья в разных условиях местопроизрастания.

Таблица 1. – Периоды дендрошкел сосны обыкновенной Белорусского Поозерья

№	Название пробной площади	Длина шкалы, лет	Тип леса, условия местопроизрастания	Коэффициент вариации	Период	Коэффициент автокорреляции	Интервал значимости
1	2	3	4	5	6	7	8
<i>Гидроморфные условия</i>							
1	ППЗ04	118	сфагновый, А ₅	0,27	19	0,20	0,20
2	Ельня	79	сфагновый, А ₅	0,21	14	0,29	0,24
3	ППП15	245	багульниковый, А ₄ –А ₅	0,29	21	0,36	0,13
4	ППП14/1	251	багульниково-сфагновый, А ₄	0,23	17	0,31	0,13

Окончание таблицы 1

1	2	3	4	5	6	7	8
5	ППП14/2	163	чернично-сфагновый, А ₄	0,17	16	0,18	0,16
6	Колпино	156	багульниково-сфагновый, А ₅	0,31	15*	0,14	0,16
7	ППП60	110	багульниковый, А ₄ –А ₅	0,27	14	0,23	0,20
8	ППП10	109	чернично-долгомошный, В ₄	0,23	17	0,32	0,20
9	Лесопарк	93	чернично-долгомошный, А ₄	0,27	14	0,17	0,22
<i>Полугидроморфные условия</i>							
1	ППП9	108	черничный, В ₃	0,17	17	0,32	0,21
2	кв35	99	кисличный, В ₃	0,17	21*	0,15	0,22
3	ППП41	126	елово-черничный, В ₃	0,13	20	0,19	0,19
4	ППП51	98	кисличный, В ₃	0,14	12*	0,17	0,22
5	мк8-10	118	мшисто-брусничный, А ₂ –А ₃	0,12	21	0,21	0,20
6	ППП5	109	черничный, А ₃	0,18	10*	0,05	0,20
7	Мостовуха	141	орляково-кисличный, С ₂ –В ₂	0,15	19*	0,15	0,18
8	ППП19	108	орляково-черничный, В ₂	0,18	12*	0,17	0,20
9	ПП108	140	орляково-мшистый, А ₂ –В ₂	0,16	18*	0,05	0,18
10	Парк Сш4	61	газон	0,19	5*	0,25	0,25
<i>Автоморфные условия местопроизрастания</i>							
1	ППП8	100	мшисто-черничный, А ₂	0,16	17	0,30	0,22
2	ППП40	127	брусничный, А ₂	0,17	18	0,24	0,19
3	ГБ невр	143	газон, А ₂	0,26	17	0,22	0,17
4	ПП 270	85	мшистый, А ₂	0,15	17	0,20	0,26
5	ППП4	118	мшисто-черничный, А ₂	0,14	13*	0,14	0,19
6	ГБ род	135	мшистый, А ₂	0,17	18	0,26	0,18
7	ПП 30-31	139	брусничный, А ₂	0,17	20	0,18	0,18
8	ППП1	93	брусничный, А ₂	0,18	13	0,45	0,22
9	ППП6	119	вересково-брусничный, А ₂	0,15	13*	0,11	0,19
10	Козьянки	119	брусничный, А ₂	0,27	20	0,29	0,20
11	ПП116	157	брусничный, А ₂	0,17	16	0,19	0,16
* – вероятность значимости коэффициента меньше 0,95 и результат не подтвержден последующими вычислениями.							

В некоторых случаях, когда шкалы составлены для насаждений с ярко выраженным техногенным, пирогенным, мелиоративным воздействием, с длительными или временными рекреационными нагрузками природные циклы выражены гораздо слабее или не видны вовсе.

Две рассмотренные выше шкалы, также находясь в санитарно защитной зоне города Новополоцка, подвергались и большому количеству атмосферных выбросов промышленного узла, и некоторому изменению водного режима (ППП14) в связи с осушением прилегающей территории под гаражи. Но и это обстоятельство не нарушило их естественную периодичность. В ходе исследований встречались и дендрошкалы, не позволявшие выявить цикличность, например, древостои, попавшие из гослесфонда в город-

ское озеленение и подвергавшиеся реконструкциям, или естественные древостои, чья периодичность хоть и заметна, но статистически не значима.

Обращает на себя внимание и подтверждается численно (см. таблицу 1) давно замеченный факт, что чем ближе находится насаждение к пределу своего существования, тем больше разброс значений ряда радиального прироста (выше коэффициент вариации) и тем ярче выражена периодичность. В наиболее оптимальных, полугидроморфных, условиях циклы выявлялись с меньшей достоверностью.

Диаграммы частоты и длительности периодов дендрошквал сосны, исключив неблагонадежные результаты, представлены на рисунке 6. Величина циклов варьируется от 10 лет до 21 года. Наибольшая встречаемость у периода составляет 17 лет.

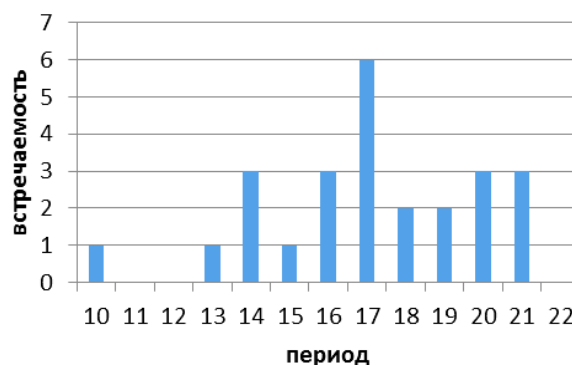


Рисунок 6. – Встречаемость периодов
в шкалах радиального прироста сосны Белорусского Поозерья

У девяти исследованных дендрошквал ели европейской коэффициент вариации в среднем составил 0,22, периодичность – 12...19 лет. Для лиственницы было просчитано 7 шкал: коэффициент вариации в среднем – 0,25, периодичность – 11...19, 28 лет.

Выводы

У большинства, исследованных дендрошквал хвойных пород подтверждается наличие цикличности, что показывает возможность использования периодических моделей для математического моделирования и дальнейшего прогнозирования динамики радиального прироста, а также климатических условий как основного фактора, лимитирующего рост дерева.

Определение периодичности радиального прироста деревьев возможно с помощью коэффициентов автокорреляции. Этот метод показал себя математически простым и при этом достаточно объективным, наглядным, эффективным и устойчивым. В сравнении с методом скользящего среднего использование автокорреляции в большей степени исключает личностный фактор при анализе процесса.

Результаты исследований показали:

- периодичность роста сосновых насаждений на территории Белорусского Поозерья составляет порядка 13...20 лет;
- главным фактором, обуславливающим появление периодичности в дендрохронологических рядах, является климат, однако длительность, амплитуда и форма периодов зависят также и от условий местопроизрастания, и от влияния неклиматических факторов (техногенных, биогенных);
- в наиболее благоприятных для роста условиях цикличность шкал выражена слабее, а дисперсия и коэффициент вариации у таких рядов меньше.

ЛИТЕРАТУРА

1. Битвинскас, Т.Т. Дендроклиматические исследования / Т.Т. Битвинскас. – Л. : Гидрометеиздат, 1974. – 170 с.
2. Хвойные леса Беларуси в современных климатических условиях (дендроклиматический анализ) / В.Н. Киселев [и др.] ; под общ. ред. В.Н. Киселева. – Минск : Право и экономика, 2010. – 202 с.
3. Шиятов, С.Г. Дендрохронология верхней границы леса на Урале / С.Г. Шиятов. – М. : Наука, 1986. – 138 с.
4. Douglass, A.E. Climatic cycles and tree growth / A.E. Douglass. – Carnegie Institution of Washington, V. 1–3. – Washington, 1936.

5. Ваганов, Е.А. Дендроклиматические исследования в Урало-Сибирской Субарктике / Е.А. Ваганов, С.Г. Шиятов, В.С. Мазепа. – Новосибирск : Наука, 1996. – 246 с.
6. Шишов, В.В. Нелинейное оценивание дендроклиматических данных и его применение для территории Сибири / В.В. Шишов, М.И. Попкова, И.И. Тычков. – Красноярск : ОООРПБ «Амальгама», 2016. – 128 с.
7. Болботунов, А.А. Дендрохронологический мониторинг реперных лет экстремальных значений радиального прироста хвойных пород в национальном парке «Нарочанский» / А.А. Болботунов, Е.В. Дегтярёва // Вестник Полоцкого государственного университета. Сер. F, Строительство. Прикладные науки. – 2014. – № 8. – С. 120–125.
8. Пугачевский, А.В. Динамика лесного покрова Беларуси в условиях меняющегося климата / А.В. Пугачевский, М.В. Ермохин, А.Г. Герасимович // Отечественная геоботаника: основные вехи и перспективы: материалы Всерос. конф., Санкт-Петербург, 20–24 сент. 2011 г. – СПб., 2011. – Т. 2 : Структура и динамика растительных сообществ. Экология растительных сообществ. – С. 189–193.
9. Смоляк, Л.П. Влияние рельефа на изменчивость радиального прироста сосны / Л.П. Смоляк, А.А. Болботунов, В.С. Романов // Дендрохронология и дендроклиматология. – Новосибирск, 1986. – С. 114–122.
10. Андерсон, Т. Статистический анализ временных рядов / Т. Андерсон. – М. : Мир, 1976. – 756 с.

Поступила 02.04.2018

USING AUTOCORRELATION FOR DETECTION HIDDEN PERIODICITY IN DENDROCHRONOLOGICAL SERIES

E. DEGTJAREVA, A. BOLBOTUNOV, A. DEGTJAREV

*The article considers the possibility of using autocorrelation to determine the periodicity in the radial increment of coniferous species. Examples of the use of the method for pine (*Pinus sylvestris*) are given. Based on a number of dendroscale in the northern part of Belarus, the most probable periods of pine growth dynamics have been calculated under various conditions of the site of occurrence.*

Keywords: dendrochronology, autocorrelation, periodicity, time series analysis, the width of the annual ring, coniferous trees, the radial increment of conifers.

УДК 528.21

ОЦЕНКА ВЛИЯНИЯ НЕПРИЛИВНЫХ ВАРИАЦИЙ ГРАВИТАЦИОННОГО ПОЛЯ НА ПАРАМЕТРЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ЗЕМНОЙ КОРЫ БЕЛАРУСИ

канд. техн. наук, доц. Г.А. ШАРОГЛАЗОВА; К.И. МАРКОВИЧ
(Полоцкий государственный университет)

Представлены результаты анализа влияния вариаций гравитационного поля на характеристики вертикальных движений земной коры, найденные из повторного геометрического нивелирования, для территории Республики Беларусь. Определены величины изменения наклона отвеса при условии равновероятности возмущения силы тяжести по каждой из трех осей декартовых координат. Вычислены поправки в результаты геометрического нивелирования, находящегося в местах, экстремальных по изменению наклона отвеса.

Ключевые слова: вариации гравитационного поля, изменения наклона отвеса, повторное геометрическое нивелирование, вертикальные движения земной коры.

При изучении современных деформационных процессов природного и техногенного характера в форме деформаций земной коры методом повторных геодезических измерений на геодинамических полигонах необходимым условием является строгий учет и исключение факторов, искажающих реальную картину деформаций. Поскольку геодезические измерения выполняются в реальном гравитационном поле и зависят от его состояния, к таким факторам следует отнести и вариации гравитационного поля (ВГП) во времени, в результате которых сравниваемые циклы геодезических измерений на геодинамических полигонах (ГДП) окажутся выполненными при различных состояниях этого поля.

Наиболее ощутимо влияние ВГП может проявиться при анализе результатов повторного нивелирования. Известно [1; 2], что при исследовании современных вертикальных движений земной коры (СВДЗК) методом повторного геометрического нивелирования необходимо различать собственно вертикальные перемещения точек земной коры и смещения уроне́нных поверхностей, вызванные возможными ВГП. Так, изменение направления Θ отвеса относительно земной поверхности в направлении хода геометрического нивелирования может быть ошибочно интерпретировано как δh вертикальное перемещение точек земной поверхности – эффект Фоглера [2]. Представленный эффект Фоглера обусловлен систематическим изменением положения уроне́нной поверхности, что при работе с нивелиром будет проявляться в перемещении пузырька уровня (направления отвеса) на угол Θ (рисунок 1).

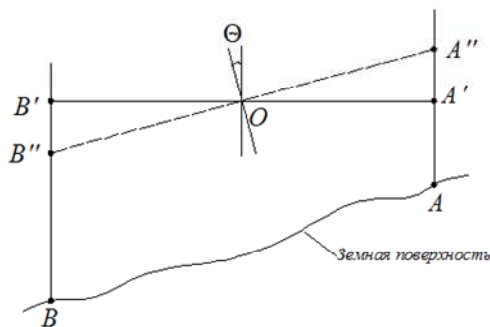


Рисунок 1. – Изменение разности высот на участке $l \approx A'B'$, обусловленное изменением Θ направления отвеса (точка O – положение нивелира)

Из рисунка 1 следует, что изменение разности высот на участке $l \approx A'B'$, обусловленное изменением направления отвеса, выразится формулой:

$$\delta h = l \cdot \operatorname{tg} \Theta, \quad (1)$$

где δh – влияние на превышение на станции изменения положения уроне́нной поверхности.

При определении разностей высот точек земной поверхности методом геометрического нивелирования непосредственно измеренной величиной является разность потенциалов $W_O - W_M$ [3; 4]:

$$W_O - W_M = \int_{OM} g dh \approx \sum_{OM} g \Delta h, \quad (2)$$

где g – значения силы тяжести в пунктах нивелирного хода; dh – элементарное нивелирное превышение; Δh – превышение между некоторыми промежуточными реперами на пути от точки O к точке M .

Исходя из сказанного выше, можно сделать вывод, что если между эпохами нивелирования произошло изменение разности потенциалов, тогда из (2) данное изменение может быть представлено как [1]

$$\delta(W_0 - W_M) = \int_{OM} (\delta g \cdot dh + g \cdot \delta dh) \approx \sum_{OM} (\delta g \cdot \Delta h + g \cdot \delta \Delta h), \quad (3)$$

где $\delta(W_0 - W_M)$ – изменение разности потенциалов силы тяжести; δg – изменение ускорения силы тяжести; δdh и $\delta \Delta h$ – изменение соответствующих превышений.

Из (3) следует, что изменение разности потенциалов силы тяжести, наблюдаемое между эпохами нивелирования, может быть вызвано как изменениями ускорения силы тяжести (δg), так и изменениями превышений ($\delta \Delta h$).

Вопрос о влиянии изменения наклона уровенных поверхностей на результаты повторного геометрического нивелирования подробно рассмотрен более века назад в работе Фоглера [5], однако лишь с недавнего времени появилась возможность вычислить изменение наклона Θ и его влияние на результаты геометрического нивелирования на основании производства повторных гравиметрических съемок и появления карт вариаций ускорения силы тяжести.

Оценка влияния изменения наклона уровенных поверхностей на результаты повторного геометрического нивелирования ранее выполнялась различными авторами [1; 6–12]. Так, в работе [1] на основании совместного анализа повторных гравиметрических и нивелирных наблюдений показано, что в равнинных районах при наблюдаемых изменениях нивелирных превышений и силы тяжести преобладающее влияние на изменение потенциалов окажет последний член под знаком суммы в (3). Согласно [1], для равнинных территорий формулу (3) можно упростить и переписать в следующем виде:

$$\delta(W_0 - W_M) \approx \sum_{OM} (g \cdot \Delta h). \quad (4)$$

Согласно (4) для равнинных районов вертикальные перемещения земной коры соответствуют изменению разности потенциалов, выявленному из повторного нивелирования, и в таком случае нет необходимости в производстве повторных измерений силы тяжести.

В практике нивелирных работ предполагается, что вопрос учета приливных поправок в результаты повторного нивелирования на ГДП обычно не возникает ввиду проложения на ГДП нивелирных ходов малой протяженности, в отличие от протяженных линий государственного нивелирования. Однако неприливные ВГП, т.е. обусловленные техногенными перемещениями масс, извержениями вулканов, землетрясениями, миграцией подземных вод и т.д., могут достигать значительных величин и исказить реальную картину деформаций на ГДП [12].

Следует отметить, что изменения превышений при абсолютной неподвижности исследуемых точек могут быть объяснены даже малыми вариациями положения отвеса. В таблице 1 представлены длины L нивелирных ходов, период времени T между нивелировками, изменения превышений Δh и объясняющие эти изменения наклоны отвеса Θ .

Таблица 1. – Изменения превышений, объясняющиеся изменением положения отвеса [13]

Нивелирный ход	L , км	T , лет	Δh , м	Θ , "
Омск – Павлодар	424	20	+0,23	0,11
Новосибирск – Семипалатинск	670	23	+0,24	0,07
Челябинск – Ачинск	2021	35	+0,73	0,07
Курган – Иргиз	1056	12	+0,18	0,04

Применим все вышесказанное к анализу влияния вариаций гравитационного поля на характеристики вертикальных движений земной коры, найденные из повторного геометрического нивелирования, для территории Республики Беларусь.

В качестве общей оценки вариаций гравитационного поля на территории Республики Беларусь выбран Белорусский геодинимический гравиметрический полигон (рисунок 2), линии которого проходят через все крупные тектонические структуры страны. Данный полигон проложен по линии «Лида – Россоны – Борисов – Калинковичи – Лида» и состоит из 29 пунктов (шаг 30...50 км), расположенных как на стабильных блоках земной коры, так и в зонах глубинных разломов.

Вариации гравитационного поля на Белорусском гравиметрическом полигоне определялись на основании результатов гравиметрических измерений, выполненных в 1996 и 1998 годах Институтом геологических наук НАН Беларуси. В 1996 году приращения ускорения силы тяжести между пунктами поли-

гона определены двумя гравиметрами ГНУКС со средней ошибкой $\pm 0,039$ мГал, а в 1998 году – двумя гравиметрами ГНУКС и одним гравиметром ГНУКВ со средней ошибкой $\pm 0,020$ мГал [14].

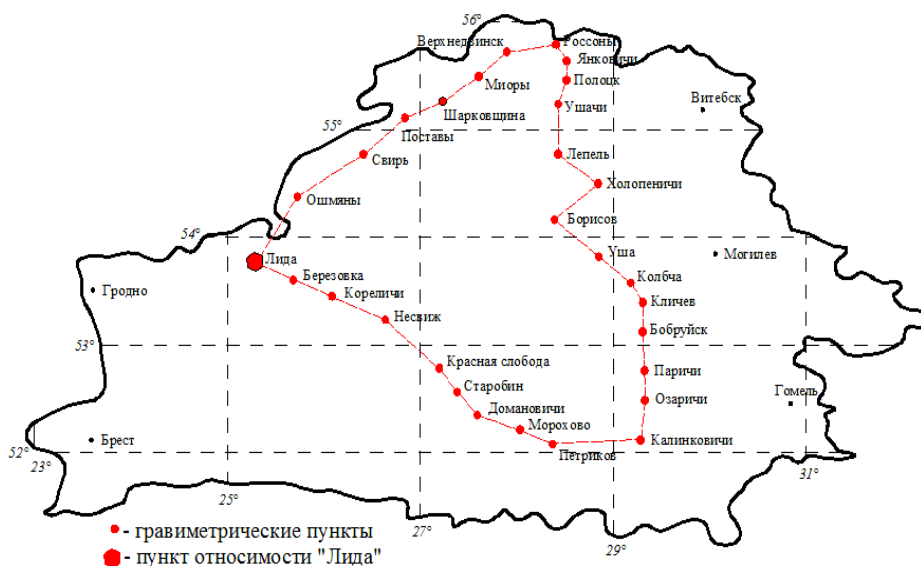


Рисунок 2. – Схема геодинимического гравиметрического полигона Беларуси

Для обеспечения высокой точности измерений использовался относительный метод с быстрым возвращением на исходный пункт по схеме $A(t'_A) \rightarrow A(t_B) \rightarrow A(t''_A)$. Согласно [14], если $t''_A - t'_A$ менее 3-х часов, лунно-солнечные возмущения и дрейф нуля отечественных гравиметров изменяются линейно на отрезке AB . Постулировалось положение, что приращение поля $g(A, t''_A) - g(A, t'_A)$ за столь малый промежуток времени практически равно нулю (или изменяется линейно). Такая схема наблюдений исключала влияние указанных факторов на измеряемое между пунктами A и B приращение поля силы тяжести, которое можно отнести к моменту времени t'_A . Приращения ускорения силы тяжести на соседних пунктах полигона варьируются в пределах от $+56$ до -67 мГал.

Результаты повторных гравиметрических измерений относительно опорного гравиметрического пункта “Лида”, расположенного на стабильном Вильнюсском блоке земной коры, представлены в [14].

Визуальная оценка вариаций условного поля силы тяжести относительно опорного гравиметрического пункта “Лида” для территории Белорусского геодинимического гравиметрического полигона (ГДП) за период 1996–1998 годов отображена на рисунке 3.

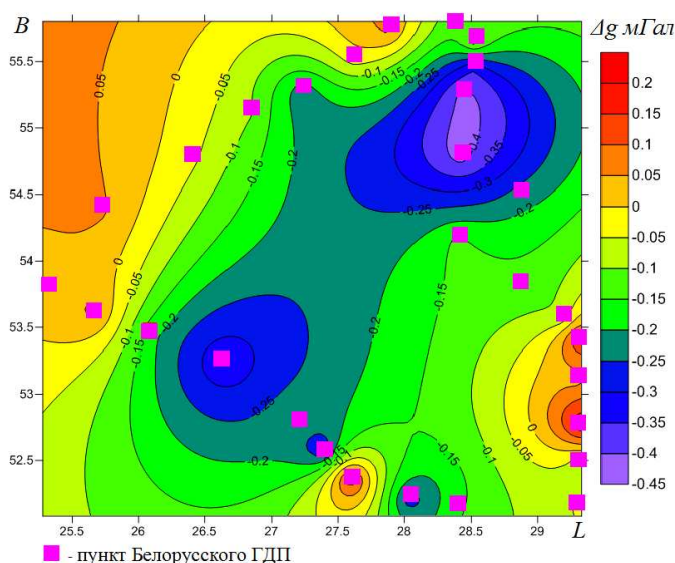


Рисунок 3. – Схема пространственного распределения Δg_i вариаций поля силы тяжести относительно пункта “Лида” (1996–1998 гг.) на Белорусском геодинимическом гравиметрическом полигоне

Величины изменения наклона Θ для пунктов Белорусского геодинамического гравиметрического полигона за период (Т) 1996–1998 годов получены при условии равновероятности возмущения силы тяжести по каждой из трех осей декартовых координат, что вполне оправданно для равнинной территории Беларуси. Таким образом, можно вычислить псевдовариацию Δg_t силы тяжести по углу Θ [2]:

$$\Delta g_t = g \frac{\Theta}{2T}. \quad (5)$$

Связь Δg_t изменения силы тяжести с углом Θ согласно (5) вполне соответствует выводам для равновероятного изменения горизонтальных и вертикальных составляющих силы тяжести: изменениям углов отбеса $0,1'' \dots 0,2''$ соответствуют изменения силы тяжести $0,5 \dots 1$ мГал, приведенные в [13].

Величины Θ для пунктов Белорусского геодинамического гравиметрического полигона за период 1996–1998 годов согласно (5) представлены в таблице 2. Ускорение силы тяжести получено согласно модели поля силы тяжести Земли EGM2008.

Таблица 2. – Величины Θ для пунктов Белорусского геодинамического гравиметрического полигона за период 1996–1998 годов

Название гравиметрических пунктов	Величины изменения Θ , "	Название гравиметрических пунктов	Величины изменения Θ , "
Лида	0	Колбча	0,016
Ошмяны	0,012	Кличев	0,028
Свирь	0,008	Бобруйск	0,005
Поставы	0,019	Паричи	0,039
Шарковщина	0,046	Озаричи	0,015
Миоры	0,007	Калинковичи	0,009
Верхнедвинск	0,012	Петриков	0,031
Россоны	0,031	Морохово	0,055
Янковичи	0,015	Домановичи	0,028
Полоцк	0,068	Старобин	0,059
Ушачи	0,082	Красная Слобода	0,040
Лепель	0,084	Несвиж	0,068
Холопеничи	0,046	Кореличи	0,036
Борисов	0,028	Березовки	0,012
Уша	0,027		

Схема пространственного распределения вариаций направления отбеса Θ относительно земной поверхности согласно данным таблицы 2 для территории Белорусского геодинамического гравиметрического полигона за период 1996–1998 годов представлена на рисунке 4.

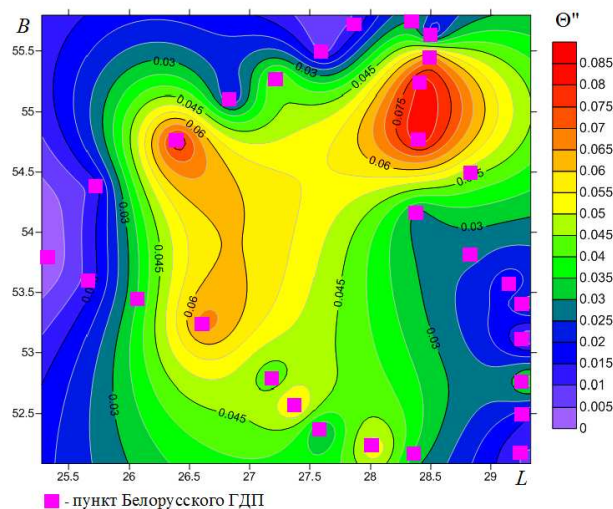


Рисунок 4. – Схема пространственного распределения вариаций направления Θ отбеса для территории Белорусского геодинамического гравиметрического полигона относительно пункта “Лида” (1996–1998)

Согласно таблице 2, максимальные вариации направления отвеса Θ за период 1996–1998 годов наблюдаются в районе Полоцка.

Выполним расчет влияния изменения наклона отвеса Θ за представленный период на результаты геометрического нивелирования, проложенного по линии «Полоцк – Ушачи – Лепель» (таблица 3). Влияние на превышение между точками i и $i + 1$ составит [2]:

$$\Delta h = l \cdot \operatorname{tg} \left(\frac{\theta_i + \theta_{i+1}}{2} \right). \quad (6)$$

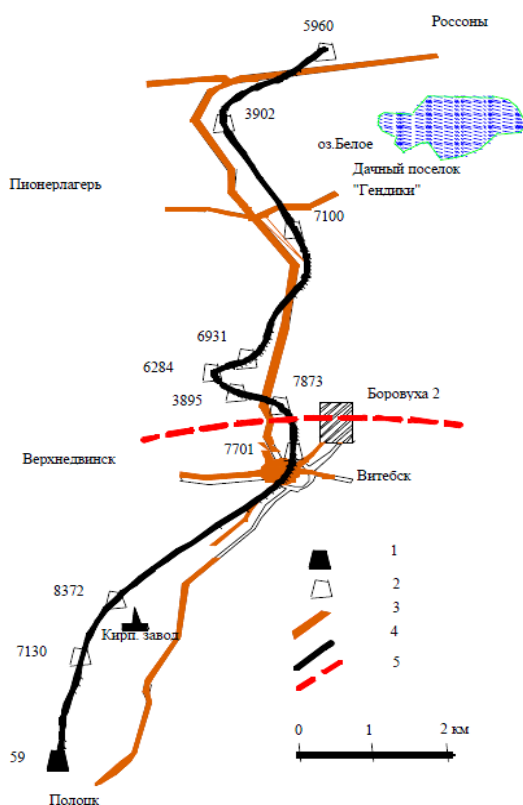
Таблица 3. – Влияние изменения наклона отвеса Θ за период 1996–1998 годов на результаты геометрического нивелирования по линии «Полоцк – Ушачи – Лепель»

Нивелирный ход	L , км	Θ_i , "	Θ_{i+1} , "	Θ_{cp} , "	Δh , мм
Полоцк – Ушачи	45	0,068	0,082	0,075	16,4
Ушачи – Лепель	41	0,082	0,084	0,083	16,5

Согласно таблице 3, представленное изменение высот получено при абсолютной неподвижности исследуемых точек. Рассчитанная величина Δh больше ошибок высокоточного нивелирования. При средней квадратической случайной ошибке $\eta = \pm 0,8$ мм и систематической $\sigma = \pm 0,08$ мм на 1 километр нивелирного хода I класса [15] для нивелирных линий в таблице 3 получим:

$$m = \pm \sqrt{0,8^2 L + 0,08^2 L^2} \approx 6,4 \text{ мм} \text{ – для линии Полоцк – Ушачи} \quad (7)$$

$$m = \pm \sqrt{0,8^2 L + 0,08^2 L^2} \approx 6,1 \text{ мм} \text{ – для линии Ушачи – Лепель}$$



- 1 – нивелирный репер государственной сети;
2 – вновь заложенный нивелирный репер; 3 – дорога;
4 – линия нивелирования; 5 – предполагаемый разлом

Рисунок 5. – Схема расположения реперов на Полоцком геодинатическом профиле

Приняв нивелирную секцию длиной $l = 5$ км для представленных в таблице 3 нивелирных ходов, получим следующее влияние изменения отвеса на превышение по секции: $\Delta h = 1,8$ мм – линия «Полоцк – Ушачи»; $\Delta h = 2,0$ мм – линия «Ушачи – Лепель».

С целью более детального изучения влияния вариаций силы тяжести на выводы вертикальных движений земной коры Беларуси из повторного геометрического нивелирования были привлечены результаты геодезических и гравиметрических измерений на Полоцкий геодинатический профиль.

Геодинатические исследования на Полоцком геодинатическом профиле включали теоретические и практические вопросы определения количественных характеристик современных движений земной коры с максимально возможной точностью по данным повторных геодезических, гравиметрических и магнитометрических измерений. Полоцкий геодинатический профиль включает в себя 12 нивелирных реперов, центры которых заложены на глубину 3,0 метра. Одиннадцать реперов, кроме репера № 59, который входит в ранее созданную сеть государственного высокоточного нивелирования, заложены в 2004 году.

Схема расположения реперов на Полоцком геодинатическом профиле представлена на рисунке 5.

Вариации ускорения силы тяжести на Полоцком профиле определялись на основании инструментальных гравиметрических измерений (таблица 4), выполненных Институтом геохимии и геофизики НАН Беларуси в год выполнения нивелирных работ на профиле (месяц/год): 08.2006–09.2006; 08.2007–09.2007; 08.2008; 08.2009).

Таблица 4. – Вариации силы тяжести на пунктах Полоцкого геодинимического профиля относительно начального цикла – 2006 год

Наименования пунктов	Разности приращений, мГал		
	2007–2006 гг.	2008–2006 гг.	2009–2006 гг.
59	0	0	0
7130	–0,032	–0,353	–0,463
8372	0,994	0,782	1,079
7701	–2,817	–1,879	–2,541
7873	2,447	2,8	1,964
3895	–1,807	–1,454	–0,271
6284	–0,913	–0,871	–0,375
6931	–0,276	1,48	0,417
7100	0,1	–0,892	–0,217
3902	0,163	0,273	0,455
5960	–0,219	–1,084	–0,805

Величины изменения наклона отвеса Θ для пунктов Полоцкого геодинимического профиля для циклов измерений 2007–2006 гг., 2008–2006 гг., 2009–2006 гг. получены при условии равновероятности возмущения силы тяжести по каждой из трех осей декартовых координат согласно (5). Влияние изменения наклона отвеса Θ на результаты повторного геометрического нивелирования, выполненного на Полоцком геодинимическом профиле в различные годы относительно начального цикла (2006 г.), показано в таблице 5. В таблице 6 представлены изменения превышений по секциям, полученные по результатам повторного геометрического нивелирования на профиле.

Таблица 5. – Влияние изменения наклона отвеса Θ на результаты повторного геометрического нивелирования по секциям

№ секции	L, км	Изменения наклона отвеса Θ_{cp} , "			Изменение превышений из-за Θ , Δh , мм		
		2007–2006	2008–2006	2009–2006	2007–2006	2008–2006	2009–2006
59–7130	1,5	0,003	0,035	0,046	0,02	0,25	0,33
7130–8372	1,1	0,103	0,114	0,154	0,55	0,61	0,82
8372–7701	2,2	0,381	0,266	0,362	4,06	2,84	3,86
7701–7873	0,9	0,526	0,468	0,451	2,29	2,04	1,97
7873–3895	0,7	0,425	0,425	0,224	1,44	1,44	0,76
3895–6284	0,5	0,272	0,233	0,065	0,66	0,56	0,16
6284–6931	0,9	0,119	0,235	0,079	0,52	1,02	0,34
6931–7100	2,5	0,038	0,237	0,063	0,46	2,87	0,76
7100–3902	2,5	0,026	0,117	0,067	0,31	1,42	0,81
3902–5960	1,3	0,038	0,136	0,126	0,24	0,86	0,79

Таблица 6. – Изменения превышений по секциям профиля, полученные по результатам повторного геометрического нивелирования [16]

№ секции	2007–2006, мм	2008–2006, мм	2009–2006, мм
59–7130	1,5	–0,3	0,6
7130–8372	–0,4	0	–1,3
8372–7701	–0,3	–0,8	–0,2
7701–7873	0,7	0,8	1,3
7873–3895	0,8	0,8	0,3
3895–6284	0,1	0	0
6284–6931	0,1	0,1	0,3
6931–7100	–1,7	–1,7	–1,6
7100–3902	0,9	–0,1	0,6
3902–5960	0,1	0,1	–0,9

Анализируя изменение превышений по секциям Полоцкого геодинимического профиля (таблица 6) и влияние изменения наклона отвеса Θ на результаты повторного геометрического нивелирования по секциям (таблица 5), можно отметить:

- присутствие связи между максимальными изменениями превышений по секциям, полученными по результатам повторного нивелирования, и максимальными изменениями наклона отвеса;
- для некоторых секций профиля рассмотренные поправки из таблицы 5 сравнимы с выводимыми вертикальными движениями земной коры;
- практически для всех секций профиля изменение превышений из-за изменения наклона отвеса сопоставимо либо превосходит точность нивелирования I класса.

В заключение проведенного исследования можно сделать следующие **выводы**:

- 1) на равнинной территории Беларуси, являющейся спокойной в геологическом отношении, присутствуют значительные изменения поля силы тяжести во времени. Максимальные вариации силы тяжести, по данным Белорусского геодинимического гравиметрического полигона, присутствуют в районе Полоцка и подтверждаются результатами гравиметрических измерений на Полоцком геодинимическом полигоне;
- 2) анализ максимального влияния изменения наклона отвеса на результаты повторного нивелирования указывает на необходимость учета изменения наклона отвеса как при проложении линий государственного нивелирования, так и при выполнении повторных нивелирных работ на геодинимических полигонах страны;
- 3) расчет влияния вариаций гравитационного поля на результаты геометрического нивелирования как для линий Белорусского геодинимического гравиметрического полигона, так и для Полоцкого геодинимического профиля показал, что величины изменения превышений из-за изменения наклона отвеса могут быть достаточно велики, а порой сопоставимы и даже превышать ошибки высокоточного нивелирования;
- 4) представленный анализ влияния изменения наклона отвеса на результаты повторного геометрического нивелирования на Полоцком геодинимическом профиле свидетельствует о том, что фиксируемые геометрическим нивелированием вертикальные движения земной коры в какой-то степени являются кажущимися в связи с влиянием выявленных вариаций поля силы тяжести.

Таким образом, вывод о существовании вертикальных движений, если он основан только на результатах измерений, можно сделать лишь на основании совместной обработки результатов повторного нивелирования и данных по изучению вариаций поля силы тяжести во времени.

ЛИТЕРАТУРА

1. Юркина, М.И. О совместном определении изменений гравитационного поля и вертикальных движений по повторным гравиметрическим и нивелирным наблюдениям / М.И. Юркина, // Современные движения земной коры. – Новосибирск : Наука, 1976. – С. 154–158.
2. Фотиади Э.Э. Современные движения земной коры (исследования на геодинимических полигонах) / Э.Э. Фотиади : сб. докл. V Межведомственного совещания по изучению современных движений земной коры на геодинимических полигонах. – Новосибирск : Изд-во «Наука», 1978. – 220 с.
3. Огородова, Л.В. Высшая геодезия / Л.В. Огородова. – Москва : Геодезкартиздат, 2006. – 384 с.
4. Закатов, П.С. Курс высшей геодезии / П.С. Закатов. – М. : Недра, 1976. – 510 с.
5. Volger Chr. August. Uber Zeile und Hulfsmittel geometrischer Pracisions-Nivellements / Volger Chr. August. – Munchen : Literarisch-artistische Austalt (Th. Riedel) vormalis der Cotta'schen Buch-handlung, 1873.
6. Файтельсон, А.Ш. Влияние вековых изменений силы тяжести на результаты повторного нивелирования / А.Ш. Файтельсон, М.И. Юркина // ДАН СССР. – 1973. – Т. 213, № 6. – С. 1274–1275.
7. Файтельсон, А.Ш. О вековых изменениях силы тяжести и современных вертикальных движениях земной коры / А.Ш. Файтельсон, М.И. Юркина // Геодезия и картография. – 1974. – № 7. – С. 13–19.
8. Буланже, Ю.Д. Неприливные изменения силы тяжести / Ю.Д. Буланже // Повторные гравиметрические наблюдения. Вопросы, теория и результаты : сб. науч. тр. – М., 1980. – С. 44–21.
9. Файтельсон, А.Ш. Вековые изменения силы тяжести и современные вертикальные движения земной коры / А.Ш. Файтельсон, М.И. Юркина // Прикладная геофизика / М-во геологии СССР. Всесоюзный НИИ геофизических методов разведки. – М. : Недра, 1974. – С. 125–129.
10. Юркина, М.И. Определение изменений гравитационного поля и вертикальных движений земной коры по повторным гравиметрическим и нивелирным наблюдениям / М.И. Юркина // Повторные гравиметрические наблюдения : сб. тр. по исследованию неприливных изменений силы тяжести и со-

- путствующих разработок в области аппаратуры и методики работ. – М. : Межведомственный геофизический комитет при Президиуме АН СССР, 1978. – С. 4–9.
11. Файтельсон, А.Ш. Медленные изменения гравитационного поля Земли и современные движения земной коры / А.Ш. Файтельсон, Н.Т. Миронов, М.И. Юркина // Современные движения земной коры (исследования на геодинамических полигонах). – Новосибирск : Наука (Сиб.е отд-ние), 1978. – С. 154–162. – Русский текст доклада 1975 г.
 12. Шароглазова, Г.А. Применение геодезических методов в геодинамике / Г.А. Шароглазова. – Новополоцк : ПГУ, 2006. – 196 с.
 13. Еремеев, В.Ф. Теория высот в гравитационном поле Земли / В.Ф. Еремеев, М.И. Юркина // Труды ЦНИИГАиК. – М. : Недра, 1972. – Вып. 191.
 14. Структура мониторинговой геофизической сети и неприливные вариации во времени поля силы тяжести / А. Сас-Ухрыновски [и др.] // Літасфера. – 2001. – № 1. – С. 120–130.
 15. Государственная нивелирная сеть Республики Беларусь. Порядок создания : ТКП 166-2008 (03150) / Госкомимущество. – Минск, 2008.

Поступила 04.06.2018

**EVALUATION OF INFLUENCE OF NON-FOREIGN VARIATIONS OF THE
GRAVITATIONAL FIELD ON PARAMETERS OF VERTICAL DEFORMATIONS
OF THE EARTH CRUST OF BELARUS**

G. SHAROGLAZOVA, K. MARKOVICH

The paper presents an analysis of the influence of variations of the gravitational field on the characteristics of vertical movements of the earth's crust, obtained from repeated geometric leveling, for the territory of the Republic of Belarus. The sizes of change of inclination of plumb are certain on condition of equiprobability of indignation of gravity on each of three axes of cartesian coordinates. The corrections to the results of geometrical leveling, located in places with an extreme change in the slope of the plumb, are calculated.

Keywords: *variations of the gravitational field, changes in the slope of the plumb, repeated geometric leveling, vertical movements of the earth's crust.*

УДК 528.4+528.7

**РЕКОМЕНДУЕМЫЙ АЛГОРИТМ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ
ВНЕШНЕГО ОРИЕНТИРОВАНИЯ ЦИФРОВОГО СНИМКА,
ПОЛУЧЕННОГО С ПОМОЩЬЮ ОБЗОРНОЙ КАМЕРЫ ЭЛЕКТРОННОГО ТАХЕОМЕТРА**

*канд. техн. наук, доц. А.А. МИХЕЕВА; канд. техн. наук, доц. В.В. ЯЛТЫХОВ
(Полоцкий государственный университет);*

Д.О. ВОЛКОВ

(Витебское агентство по государственной регистрации и земельному кадастру)

Рассматривается процесс создания панорамы или плана фасада здания (сооружения) по снимкам, полученным обзорной камерой электронного тахеометра. Показано, что для этого необходимо знать элементы внешнего ориентирования цифрового снимка. В ходе работы с электронным тахеометром определяются углы на измеряемые точки, в том числе и для цифрового снимка, полученного обзорной камерой. Измеренные углы и координаты точек, с которых выполнялась съёмка, не являются элементами внешнего ориентирования снимка. Кроме того, система координат для измерений на точки отличается от системы фотограмметрических координат, в которой необходимо знать элементы внешнего ориентирования снимка. Предложена последовательность процедур и формулы перехода от определенных тахеометром углов и координат точек к элементам внешнего ориентирования снимков.

Ключевые слова: цифровые снимки, электронный тахеометр, обзорная камера, элементы внешнего ориентирования снимка.

На основе предоставленных результатов цифровой съёмки здания обзорной камерой тахеометра LeicaNovaMS50, приведенного на рисунке 1, рассмотрим процесс определения элементов внешнего ориентирования снимка.

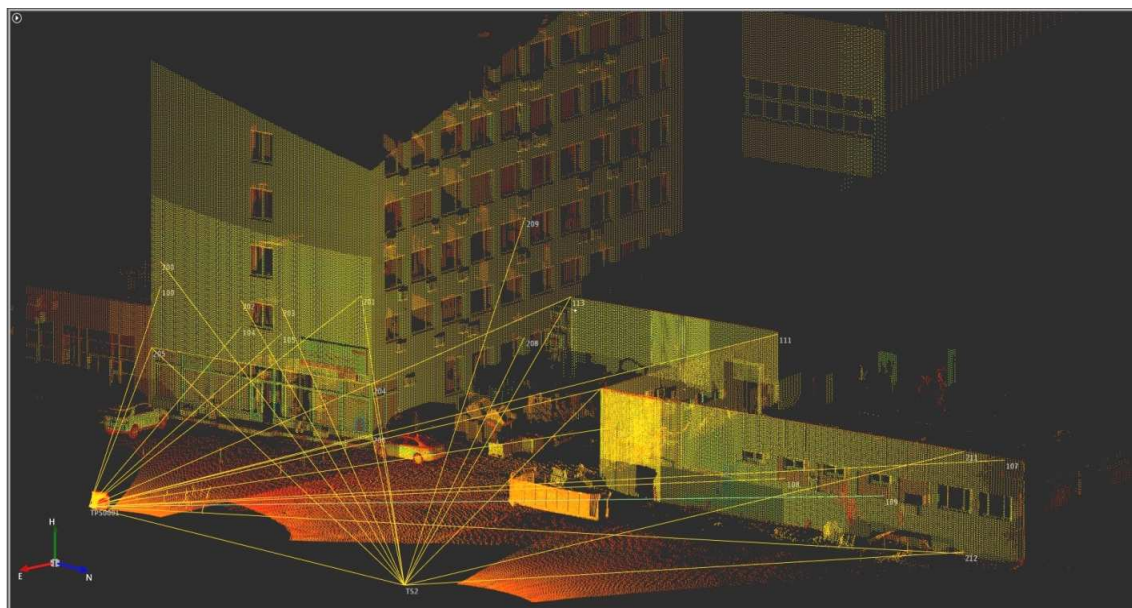


Рисунок 1. – Результаты цифровой съёмки здания

Измерение углов и расстояний выполнялось в условной (X_Y, Y_Y, Z_Y) системе координат (рисунок 2) с началом ($X_Y = 0, Y_Y = 0, Z_Y = 0$) в геометрическом центре тахеометра на первой точке стояния *I*. За направление оси *X* и за начальное направление принято направление на точку *II*.

Для решения задачи воспользуемся системой координат, принятой в наземной фототеодолитной съёмке. Так как снимки, полученные с разных точек, имеют малое перекрытие, решать задачу будем фотограмметрическим методом, в котором для измерительных целей используют одиночные снимки.

Фотограмметрический метод используют, когда необходимо определить положение на снимке деталей сооружений в одной плоскости, как правило, в плоскости *XZ*, параллельно которой обычно устанавливается плоскость снимка. Съёмку выполняют с одной фотостанции [1]. В нашем случае снимков много и все они не параллельны зданию. Однако и в этих условиях задачу можно решить.

Фотограмметрический метод дает возможность получить фотоплан или чертёжный план фасада здания или его частей. Планы фасадов зданий выполняют в широком диапазоне масштабов – от 1:1 до 1:2000 – в зависимости от требуемой точности обмерных работ [1].

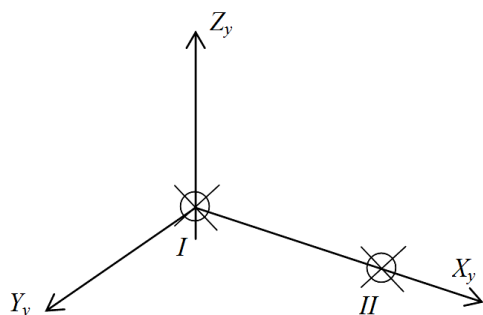


Рисунок 2. – Условная система координат

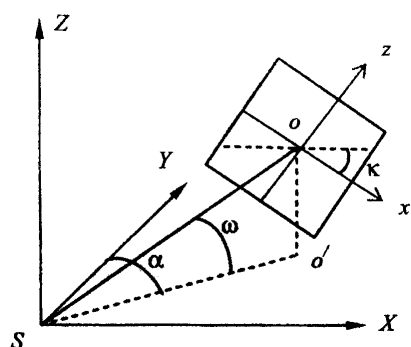


Рисунок 3. – Элементы внешнего ориентирования

Для определения по снимкам координат точек объекта необходимо знать положение снимка в пространстве. Это положение определяется девятью параметрами – тремя элементами внутреннего и шестью элементами внешнего ориентирования [1].

Элементы внутреннего ориентирования [1]:

- f – фокусное расстояние фотокамеры;
- x_0, z_0 – координаты главной точки снимка.

Так как цифровая камера не калибровалась, примем примерное значение $f = 21$ мм, указанное в работе [2], а координаты главной точки снимка – $x_0 = z_0 = 0$ мм.

Элементы внешнего ориентирования показаны на рисунке 3 [1]:

- X_S, Y_S, Z_S – координаты центра фотографирования S в заданной системе координат;

- *элементы углового ориентирования снимка*: α, ω, κ , где α – дирекционный угол оптической оси – горизонтальный угол между направлением оси Y и проекцией оптической оси на горизонтальную плоскость XY ;

- ω – угол наклона оптической оси, угол в вертикальной плоскости между проекцией оптической оси на плоскость XY и самой оптической осью;

- κ – угол крена снимка, угол в плоскости снимка, составленный осью x снимка и следом плоскости, проходящей через главную точку снимка o параллельно плоскости XY .

Примем систему координат X, Y, Z , приведенную на рисунке 3, в которой:

- ось Y направлена перпендикулярно фасаду здания и

в пересечении с плоскостью образует точку N (проекция точки надира на плоскость фасада здания);

- начало фотограмметрической системы координат ($X = 0, Y = 0, Z = 0$) в центре проекции S .

На рисунке 4 схематично показано направление осей координат в принятой нами системе координат применительно к объекту, показанному на рисунке 1.

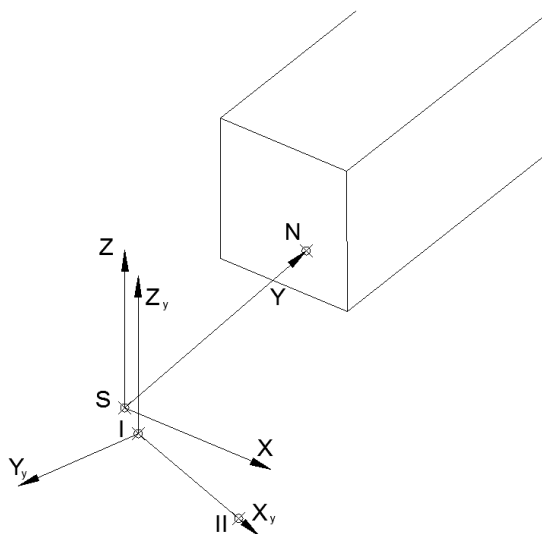


Рисунок 4. – Направление осей координат применительно к объекту

Чтобы определить, как расположены оси фотограмметрической системы координат в пространстве, необходимо найти проекцию точки надира на плоскость фасада здания N и восстановить перпендикуляр к плоскости здания.

На фасаде здания имеются опорные точки, по которым можно определить плоскость здания. Запишем уравнение прямой линии, проходящей через точку перпендикулярно к плоскости [3]:

$$AX_Y^i + BY_Y^i + CZ_Y^i + D = 0, \quad (1)$$

где X_Y^i, Y_Y^i, Z_Y^i – координаты опорной точки (i – номер точки) в условной системе координат; A, B, C, D – коэффициенты, определяющие положение прямой и плоскости в пространстве.

В формуле (1) имеем четыре неизвестных коэффициента, каждая точка даёт одно уравнение, значит, для решения задачи нам необходимо четыре точки.

Для приведения формулы (1) к нормальному виду необходимо умножить уравнение (1) на нормирующий множитель, тогда получим [3]:

$$l_i = \frac{AX_Y^i + BY_Y^i + CZ_Y^i + D}{\sqrt{A^2 + B^2 + C^2}}. \quad (2)$$

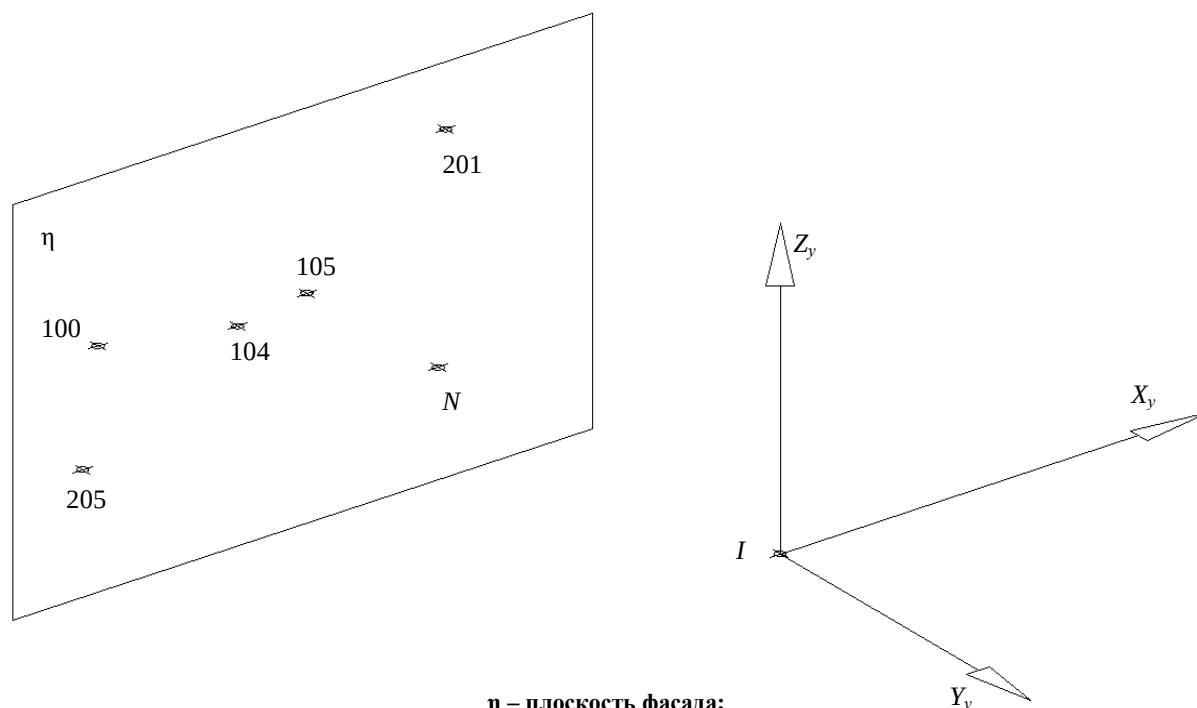
Здесь $\frac{1}{\sqrt{A^2 + B^2 + C^2}} = \lambda$ – нормирующий множитель.

Для определения координат точки основания перпендикуляра спроецируем точку с координатами центра проекции в условной системе координат на плоскость фасада здания. В итоге будем иметь следующие формулы [3]:

$$\begin{aligned} X_Y^N &= X_Y^S - Al_i, \\ Y_Y^N &= Y_Y^S - Bl_i, \\ Z_Y^N &= Z_Y^S - Cl_i, \end{aligned} \quad (3)$$

где X_Y^N, Y_Y^N, Z_Y^N – проекция точки S на плоскость фасада здания η (рисунок 5) в условной системе координат; X_Y^S, Y_Y^S, Z_Y^S – координаты центра проекции в условной системе координат.

Для уточнения результатов вычисления коэффициентов A, B, C, D мы взяли пять точек. Расположение опорных точек на фасаде здания показано на рисунке 5, а их координаты приведены в таблице 1.



η – плоскость фасада;
 I – номер станции; 105 – номер опорной точки;
 N – проекция точки надира на плоскость фасада здания

Рисунок 5. – Расположение опорных точек на фасаде здания

Таблица 1. – Координаты опорных точек и центра проекции S в условной системе координат

№ точек	Координаты точек		
	X_Y^i , м	Y_Y^i , м	Z_Y^i , м
100	–19,550	–23,724	5,862
104	–13,637	–24,870	4,369
105	–10,701	–25,447	4,347
201	–4,827	–26,576	7,349
205	–20,200	–23,587	2,257
S	–0,0027	–0,0381	0,0739

По данным таблицы 1 составили систему уравнений, подставив координаты опорных точек в формулу (1). Решив эту систему уравнений по методу наименьших квадратов, получили коэффициенты, представленные в таблице 2.

Таблица 2. – Вычисленные значения коэффициентов

Коэффициент	A	B	C	D
Значение	0,1906342	0,9816610	0,0005888	27,00991

Подставив определенные коэффициенты в уравнение (1), получили незначительные расхождения, не превышающие 5 мм, обусловленные шероховатостью здания. Коэффициенты, приведенные в таблице 2, будем использовать для вычисления координат точки надира.

В предоставленных нам данных приведены результаты калибровки, где указаны угловые элементы взаимного положения оптической оси цифровой камеры по отношению к визирной оси тахеометра и линейные элементы, показывающие смещение главной точки объектива (центра проекции S) относительно геометрического центра тахеометра (ΔX_Y^{I-S} , ΔY_I^{I-S} , ΔZ_I^{I-S}).

Угловые элементы взаимного ориентирования будут неизменными для любых полученных снимков, а линейные будут меняться с изменением измеряемых горизонтальных и вертикальных углов. Линейные элементы взаимного положения главной точки объектива S и геометрического центра тахеометра I – ΔX_Y^{I-S} , ΔY_I^{I-S} , ΔZ_I^{I-S} , полученные в ходе калибровки, приведены в таблице 3.

Таблица 3. – Данные определения линейных элементов взаимного положения главной точки объектива и геометрического центра тахеометра

Приращения координат	ΔX_Y^{I-S}	ΔY_I^{I-S}	ΔZ_Y^{I-S}
Значения, м	0,060772	0,015872	0,054600

В таблице 3 приведены данные применительно к принятой нами системе координат.

В рассматриваемом электронном тахеометре определяются линейные приращения координат между центром проекции S и геометрическим центром тахеометра I (ΔX_Y^{I-S} , ΔY_I^{I-S} , ΔZ_I^{I-S}) для всех получаемых снимков. Эти данные для рассматриваемого нами снимка приведены в последней строке таблицы 1.

Чтобы получить координаты центра проекции в условной системе координат (X_Y^S , Y_Y^S , Z_Y^S), необходимо к координатам станции I (X_Y^I , Y_Y^I , Z_Y^I) прибавить приращения координат (ΔX_Y^{I-S} , ΔY_I^{I-S} , ΔZ_I^{I-S}).

Поскольку координаты станции I равны нулю, то приращения координат будут равняться координатам центра проекции в условной системе координат.

Далее по формулам (3) определили координаты проекции точки надира на плоскость фасада здания, приведенные в таблице 4.

Таблица 4. – Координаты проекции точки надира N на плоскость фасада в условной системе координат

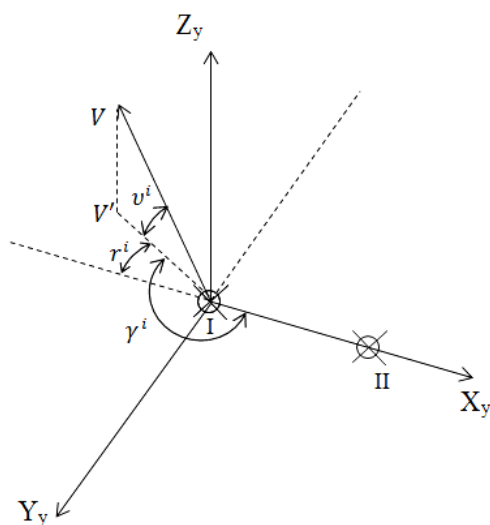
Координаты	X_Y^N	Y_Y^N	Z_Y^N
Значения, м	–5,14452	–26,51549	0,05806

Для проверки правильности вычислений подставим данные таблицы 4 в уравнение (1). Полученное расхождение $3,02254 \cdot 10^{-7}$ можно считать пренебрегаемо малой величиной.

С помощью проекции точки надира можно восстановить перпендикуляр к плоскости здания и получить направление оси Y в принятой нами системе координат. Относительно этого направления вычислим угловые элементы внешнего ориентирования.

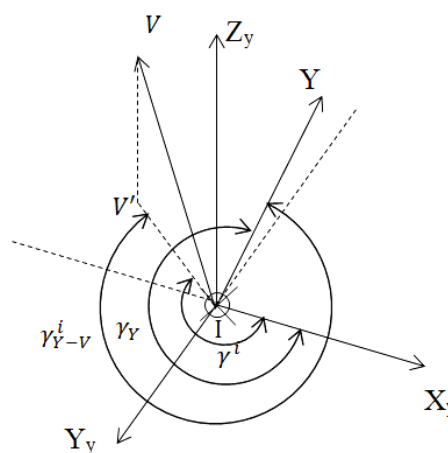
Во время фотосъемки тахеометр записывает отчёты по вертикальному и горизонтальному кругу. В нашем случае горизонтальный угол будет являться углом γ^i – углом между проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$ и направлением оси X_y , а вертикальный угол v^i – углом между проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$ и визирной осью тахеометра V (рисунок 6).

Для того чтобы найти дирекционный угол оптической оси α (см. рисунок 3) для каждого снимка относительно перпендикуляра к зданию, воспользуемся последовательностью решения, представленной на рисунке 7.



V – визирная ось тахеометра;
 V' – проекция визирной оси на плоскость $X_y Y_y$;
 v^i – вертикальный угол между осью V и её проекцией V' для снимка с номером i ;
 γ^i – горизонтальный угол между проекцией визирной оси V' и осью X_y для снимка с номером i ; r – румб угла γ

Рисунок 6. – Угловые элементы внешнего ориентирования



V – визирная ось тахеометра;
 V' – проекция визирной оси на плоскость $X_y Y_y$;
 Y – ось Y в принятой нами системе координат;
 γ^i – горизонтальный угол между осью X_y и проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$;
 γ_Y – горизонтальный угол между осью X_y и осью Y ;
 γ_{Y-V} – горизонтальный угол между осью Y и проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$ в момент фотографирования для снимка i

Рисунок 7. – Угловые элементы внешнего ориентирования

Найдём угол γ_Y между осью Y и осью X_y в условной системе координат относительно начального направления X_y из обратной геодезической задачи. Чтобы определить направления, необходимо найти румб искомого угла. В геодезии румб определяется от ближайшего конца меридиана до направления на искомую точку. В нашей задаче определим румб направления от точки S на N , которое будет соответствовать направлению оси Y в принятой нами системе координат (см. рисунок 4), относительно оси X_y условной системы координат по формуле:

$$r_{S-N} = \arctg \left(\frac{\Delta Y_Y^{S-N}}{\Delta X_Y^{S-N}} \right), \quad (4)$$

где r_{S-N} – румб направления от точки S на точку N ; ΔY_Y^{S-N} , ΔX_Y^{S-N} – приращения координат от точки S до точки N .

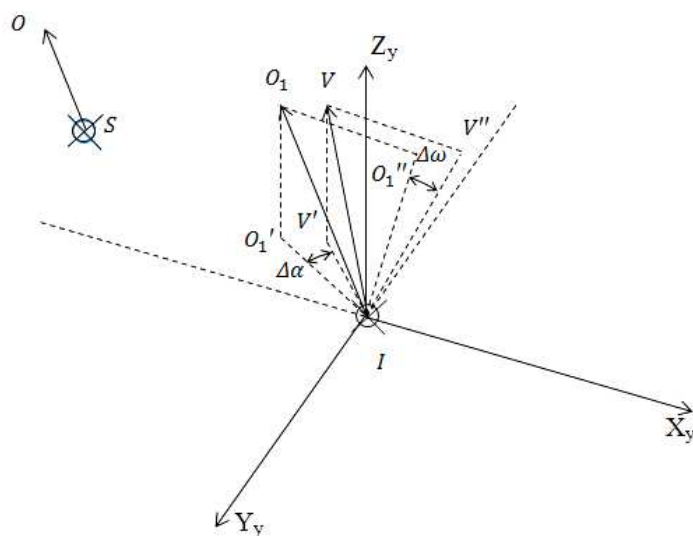
Затем необходимо определить, в какой четверти находится румб, по общепринятой методике.

Отняв от угла γ^i угол γ_Y^i между осью X_y и осью Y , получим горизонтальный угол между осью Y и проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$ в момент фотографирования (см. рисунок 7).

Горизонтальный угол между осью Y и проекцией визирной оси тахеометра на плоскость $X_y Y_y$ в момент фотографирования для снимка i вычисляем по формуле:

$$\gamma_{Y-V} = \gamma_i - \gamma_Y. \quad (5)$$

Прибавив к углу γ_{Y-V} поправку в дирекционный угол оптической оси $\Delta\alpha$ (рисунок 8), которая определена в результате калибровки, получим направление оптической оси цифровой камеры α относительно оси координат Y .



SO – фрагмент оптической оси цифровой камеры, вынесенный вне рисунка, чтобы его не загромождать; **IO₁** – линия, параллельная оптической оси **SO**;
IO'₁ – проекция **IO₁** на плоскость **XyYy**; **IO''₁** – проекция **IO₁** на плоскость **ZyYy**;
IV' – проекция визирной оси на плоскость **XyYy**; **IV''** – проекция визирной оси на плоскость **ZyYy**;
Δα – поправка в дирекционный угол оптической оси; **Δω** – поправка в угол наклона оптической оси

Рисунок 8. – Углы отклонения оптической оси цифровой камеры от визирной оси тахеометра

Поправки по результатам калибровки определения взаимных углов между визирной осью тахеометра и оптической осью обзорной камеры приведены в таблице 5.

Таблица 5. – Результаты калибровки

Угол	$\Delta\alpha$	$\Delta\omega$	$\Delta\kappa$
Значение	0°21'38",2	0°07'38",6	0°13'59",7

Угол внешнего ориентирования α для снимка с номером i (см. рисунок 3) можно вычислить по формуле:

$$\alpha = \gamma_{Y-V}^i + \Delta\alpha^i. \quad (6)$$

Чтобы найти угол внешнего ориентирования ω (см. рисунок 3), необходимо найти вертикальный угол ν_Y^i (см. рисунок 6) из выражения:

$$\nu^i = Mz - \theta_i, \quad (7)$$

где Mz – место зенита; θ – зенитное расстояние для снимка с номером i .

Прибавив к полученному значению зенитного расстояния результат калибровки, угол внешнего ориентирования ω для снимка под номером i уменьшится, следовательно

$$\omega^i = \nu^i - \Delta\omega. \quad (8)$$

Рассчитаем угловые элементы внешнего ориентирования для снимка `Img_pano_00_01_040615_153357` (далее – № 357) на основе измерений во время фотографирования, приведенных в таблице 6.

Результаты всех вычисления сведём в таблицу 7.

Таблица 6. – Измеренные горизонтальный угол γ_{357} , зенитное расстояние θ_{357} и вычисленный вертикальный угол ν^{357} во время фотографирования

Название	Обозначение	Значение
Горизонтальный угол для снимка 357	γ_{357}	241°20'44",7
Зенитное расстояние для снимка 357	θ_{357}	73°13'49",6

В таблице 7 приведем также приращения координат между точками S и N в условной системе координат, горизонтальный γ_Y , вертикальный ν_Y углы и элементы внешнего ориентирования для снимка 357.

Таблица 7. – Вычисленные значения элементов внешнего ориентирования для снимка под номером № 357

Названия	Обозначения	Вычисленные значения
Приращения координат между точками S и N	ΔY_Y^{S-N}	–26,47739 м
	ΔX_Y^{S-N}	–5,141788 м
Румб направления $S-N$	r_{S-N}	79°00'36.748" (III четверть)
Горизонтальный угол между осью X_Y и осью Y	γ_Y	259°00'36.748"
Линейные элементы внешнего ориентирования, м	X_Y^S	–0,002732
	Y_Y^S	–0,038100
	Z_Y^S	0,073941
Горизонтальный угол между осью Y и визирной осью тахеометра для снимка 357	γ_{Y-V}^{357}	342°20'07,961"
Дирекционный угол оптической оси	α^{357}	342°20'07,961" + 0°21'38",2 = 342°41'46",16
Измеренный вертикальный угол	ν_Y^{357}	16°46'10",4
Угол наклона оптической оси	ω^{357}	16°46'10",4 – 0°07'38",6 = 16°38'31",8
Угол поворота снимка	κ^{357}	0°13'59",7

Таким образом, по полученным углам α , ω и κ можно выполнить трансформирование снимка и получить панораму здания или план фасада здания.

ЛИТЕРАТУРА

1. Михеева, А.А. Фотограмметрия. Наземная стереофотограмметрическая съемка : учеб.-метод. компл / А.А. Михеева, В.В. Ялтыхов. – Новополюцк : ПГУ, 2008. – 88 с.
2. Техническая документация компании Artina. Светочувствительная матрица МТ9Р031.
3. Александров, П.С. Лекции по аналитической геометрии, дополненные необходимыми сведениями с приложением собрания задач, снабженных решениями / А.С. Пархоменко, П.С. Александров. – М. : Наука, 1968. – 912 с.

Поступила 27.12.2017

SUGGESTED ALGORITHM FOR THE DEFINITION OF THE OUTER ORIENTATION DATA OF THE DIGITAL PLATE MADE WITH THE OVERVIEW CAMERA OF THE ELECTRONIC TACHOMETER

A. MIKHEEVA, V. YALTYKHOV, D. VOLKOV

In order to create the panorama or the plan of the building façade of using the digital plates made with the overview camera of the electronic tachometer it is necessary to know the outer orientation data of the digital plate. Working with the electronic tachometer one should determine the angles for the measured points, including the digital plate made with the overview camera. The measured angles and the coordinates of the points, from which the survey was conducted, are not the data of the outer orientation of the plate. Moreover, the system of the coordinates for the measurement at the point is different from the survey coordinates, for which the data of the outer orientation is necessary. The paper suggests the sequence of procedures and formulas of transition from the angles and points coordinates determined with the tachometer to the data of the outer orientation.

Keywords: digital images, electronic total station, survey camera, elements of external orientation of the image.

УДК 332.54:528.9:349.41(476)

**О СОВЕРШЕНСТВОВАНИИ НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ
ЗЕМЕЛЬНО-ИНФОРМАЦИОННОЙ СИСТЕМЫ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ****М.В. МАКАРОВА***(Полоцкий государственный университет)*

Рассматривается нормативно-техническое обеспечение ведения земельно-информационной системы Республики Беларусь. Проанализирован новый Технический кодекс установившейся практики, отражены основные нововведения, касающиеся выполнения работ по созданию и ведению (эксплуатации и обновлению) земельно-информационных систем, составлению проектно-сметной документации и технических отчетов, а также изменения информационной структуры базы данных.

Ключевые слова: земельный фонд, земельно-информационная система, проектно-сметная документация, технические отчеты.

Введение. Земельно-информационная система Республики Беларусь (далее – ЗИС) – это комплекс программно-технических средств, баз пространственно-атрибутивных данных, каналов информационного обмена и других ресурсов, обеспечивающих автоматизацию накопления, обработки, хранения и предоставления сведений государственного земельного кадастра в электронном виде, в том числе с использованием средств геоинформационных технологий [1].

В настоящее время основной целью эксплуатации ЗИС является получение объективных сведений о реальном состоянии земельного фонда страны и ведение государственного земельного кадастра. Исходя из этого предприятиями, подчиненными Госкомимуществу, выполняются работы по поддержанию ЗИС в актуальном состоянии [2].

О необходимости модернизации ЗИС неоднократно высказывался ряд авторов [2–4].

Согласно [2], в ближайшей перспективе на базе ЗИС планируется создать такие модули, как:

- подсистема «ЛЕСФОНД»;
- подсистема мониторинга земельного фонда с помощью данных дистанционного зондирования Земли (далее – ДЗЗ);
- подсистема автоматизации реестра водных ресурсов;
- подсистема по установлению водоохранных зон и прибрежных полос водных объектов;
- подсистема границ особо охраняемых природных территорий.

Модернизация ЗИС по вышеназванным направлениям способствует развитию информационного взаимодействия государственного земельного кадастра с другими кадастрами природных ресурсов Республики Беларусь. Таким образом, необходимость разработки Технического кодекса установившейся практики (далее – Технический кодекс, ТКП), соответствующего современным требованиям производства, обусловлена постоянным развитием ЗИС, связанным со значительным увеличением спроса на информацию, представленную в ней, и расширением круга задач, решаемых с помощью ЗИС.

Целью работ по совершенствованию нормативно-технического регулирования в землеустроительной отрасли, а конкретно в учете земель Республики Беларусь, должно стать устранение пробелов и противоречий нормативного и нормативно-технического регулирования, обеспечение актуальности установленных требований, создание системы технических требований, понятной всем субъектам землеустроительной деятельности. Необходимость обновления технических нормативных правовых актов (ТНПА) также обусловлена развитием технологий производства в отрасли. На наш взгляд, геодезическое оборудование, программное обеспечение, ГИС- и WEB-технологии, в том числе методы производства, могут существенно обновляться менее чем за десятилетие.

Основная часть. В настоящее время техническое регулирование функционирования ЗИС осуществляется новым Техническим кодексом установившейся практики 610-2017 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Порядок создания и ведения (эксплуатации, обновления), который утвержден и введен в действие приказом Государственного комитета по имуществу Республики Беларусь от 18 июля 2017 г. № 128 взамен следующих нормативных документов, которые ранее определяли состав, содержание, порядок создания и эксплуатации ЗИС:

- ТКП 010-2005 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Основные положения;
- ТКП 012-2005 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Порядок эксплуатации;
- ТКП 013-2005 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Правила заполнения формуляра Локальной ЗИС;
- ТКП 020-2005 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Порядок контроля и приемки работ по созданию земельно-информационной системы;

- ТКП 034-2006 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Правила построения, изложения, оформления и содержания технических отчетов о выполненных работах по созданию локальных ЗИС;

- ТКП 055-2006 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Порядок создания;

- ТКП 235-2009 Земельно-информационная система Республики Беларусь. Правила построения, изложения и оформления технических проектов на производство работ по созданию (обновлению) локальных ЗИС.

Рассматриваемый Технический кодекс устанавливает общие требования к содержанию ЗИС, в том числе к структуре базы данных и правилам её контроля. Помимо этого, Технический кодекс устанавливает порядок выполнения работ по созданию и ведению (эксплуатации, обновлению) ЗИС, правила составления проектно-сметной документации на выполнение вышеуказанных работ, заполнения (ведения) формуляра ЗИС, составления технического отчета о выполненных работах.

Новый документ содержит в себе основные положения утративших силу и перечисленных выше ТКП в сжатом, обобщенном виде. Помимо этого, имеется ряд изменений и дополнений, которые будут рассмотрены далее.

Термины и определения, обозначения и сокращения. В рассматриваемом Техническом кодексе приведены термины и их определения, ранее не использованные в ТКП, относящихся к ЗИС. Ряд определений расширен или заменен на более универсальные.

1. Взамен *базы географических данных (БГД), базы данных локальной ЗИС* дано общее определение *базы данных земельно-информационной системы*; *БД ЗИС* – как совокупности взаимосвязанных пространственных и непространственных данных, организованной на машинных носителях по определенным правилам, предусматривающим возможности хранения, доступа, отображения, обработки и управления данными в границах соответствующей административно-территориальной единицы.

2. Рассматриваемый ТКП дополнен терминами и определениями, которые дает Кодекс Республики Беларусь о земле: *государственный земельный кадастр; единый реестр административно-территориальных и территориальных единиц Республики Беларусь (реестр АТЕ и ТЕ*; также дано определение *геопортала земельно-информационной системы Республики Беларусь (Геопортала ЗИС)* как полнофункциональной геоинформационной системы, предназначенной для автоматизации хранения, обработки и предоставления пространственной информации посредством глобальной компьютерной сети Интернет заинтересованным пользователям для поддержки принятия решений по организации эффективной работы в области землеустройства, геодезии, картографии, земельного, лесного кадастра и кадастра недвижимости, а также в иных сферах управленческой, производственной, научной и образовательной деятельности.

3. Развитие дистанционных технологий, в том числе для ведения и актуализации ЗИС, обусловило введение специализированной терминологии: *данные дистанционного зондирования Земли, дешифрирование данных дистанционного зондирования Земли, камеральное дешифрирование, мониторинг состояния земельных ресурсов по данным дистанционного зондирования Земли (мониторинг по данным ДЗЗ), цифрование*.

4. Расширена терминология, относящаяся к технической части ведения ЗИС, касающейся объектно-предметной среды: *класс отношений, класс пространственных объектов, тип (подтип) слоя*, также впервые дано определение *геометрической точности карты (точность карты)* как степени истинности местоположения, размеров и плановых очертаний объектов карты, оцениваемой величинами абсолютных и относительных погрешностей.

5. Приведены ранее отсутствующие термины, такие как *сводная экспликация земель, смета*.

Назначение и задачи ЗИС. Ранее в ТКП 010-2005 в качестве одного из назначений ЗИС указывалась автоматизация мониторинга земельных ресурсов, что подразумевало также создание и эксплуатацию подсистемы выявления нарушенных, деградированных земель и т.д. В принятом Техническом кодексе определена еще одна задача, которая может быть решена с использованием ЗИС – проведение мониторинга по актуальным данным ДЗЗ, что соответствует современным тенденциям и открывает больше возможностей, расширяя область применения ЗИС (мониторинг водных объектов, экологическая обстановка, обнаружение незаконных вырубок и захват земель, строительство в охранных зонах, мониторинг нефтепроводов и т.д.). Как было указано выше, в настоящее время в рамках ЗИС такая автоматизированная система только создается. В том числе согласно Программе Союзного государства «Мониторинг-СГ» осуществляется «Разработка космических и наземных средств обеспечения потребителей России и Беларуси информацией дистанционного зондирования Земли», создана система оперативного дистанционного мониторинга состояния сельскохозяйственных земель (система ОМЗ), которая должна обеспечить предоставление информации о состоянии сельскохозяйственных земель Республики Беларусь, а также анализ изменений (временных и пространственных), происходящих в их структуре [5].

Таким образом, в новом Техническом кодексе дано определение мониторинга земель как процесса внесения в ЗИС изменений, произошедших в результате антропогенного воздействия (характера использования, выхода из строя мелиоративных систем, неиспользования земельных участков и нарушения земель), либо природных факторов (естественного зарастания, заболачивания) по актуальным данным ДЗЗ.

Общие положения. В ТКП 610-2017 приведена комплексная технологическая схема (рисунок 1), общая для работ по созданию и ведению (эксплуатации, обновлению) ЗИС, состоящая из шести этапов и отражающая конкретные виды и материалы, полученные в результате выполнения каждого этапа работ.

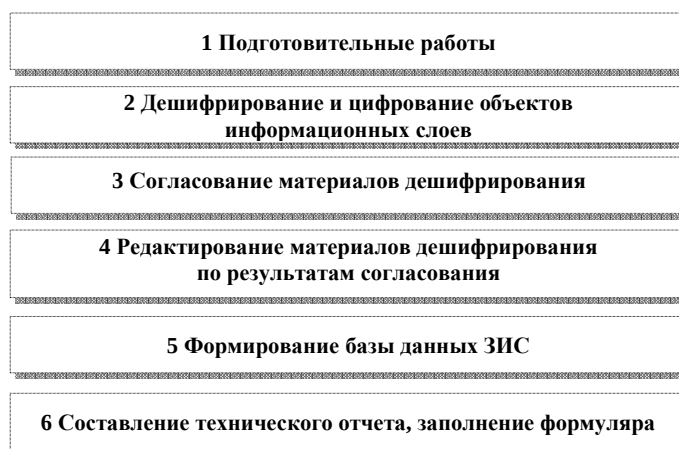


Рисунок 1. – Технологическая последовательность выполнения этапов работ по созданию и ведению (эксплуатации, обновлению) ЗИС

Отдельно стоит отметить добавление пункта *Дешифрирование и цифрование объектов*, определяющих технологию и особенности данного процесса, а также определение основных принципов, которыми необходимо руководствоваться при производстве работ. Также впервые добавлен пункт, касающийся согласования материалов дешифрирования и цифрования, а также редактирования БД ЗИС по результатам согласования. Под процессом согласования материалов дешифрирования и цифрования подразумевается процесс придания им максимальной достоверности, который осуществляется за счет комплексного рассмотрения материалов с целью установления их соответствия фактическому состоянию.

Структура и содержание ЗИС. Ранее, согласно ТКП 010-2005 ЗИС Республики Беларусь имела трехуровневую структуру и состояла из следующих систем: *локальной ЗИС*, создающейся в границах районов (населённых пунктов) Республики Беларусь; *региональной ЗИС*, создающейся в границах областей Республики Беларусь по данным локальных ЗИС; *центральной ЗИС*, создающейся в пределах государственной границы Республики Беларусь по данным локальных и региональных ЗИС. Каждый территориальный уровень ЗИС Республики Беларусь содержал набор свойственных ему объектов и их характеристик.

Согласно новому ТКП данная классификация отменена, а создание и ведение (эксплуатация, обновление) ЗИС осуществляется в отдельных базах данных в границах районов Республики Беларусь, городов областного подчинения и города Минска. Взамен термина «Центральная ЗИС» введено понятие единой информационной инфраструктуры ЗИС. Также указано, что независимо от масштаба, в котором созданы ЗИС, базы данных имеют одинаковый состав объектов.

Информационная структура БД ЗИС. Со времен создания ЗИС также претерпела изменения информационная структура базы пространственных данных, что отразилось на количестве и составе слоев. Ранее выделяли семь групп слоев, в новом ТКП приведено содержание пространственных информационных слоев базы данных ЗИС по четырем группам. Схема изменения и объединения представлена на рисунке 2.

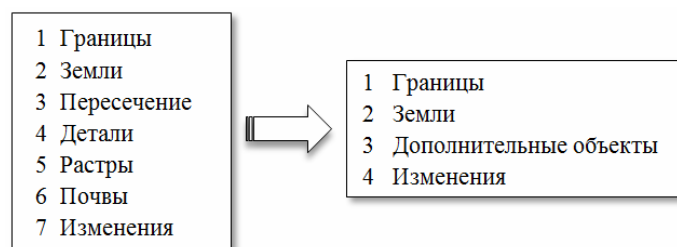


Рисунок 2. – Схема пространственно-информационных слоев ЗИС

Рассмотрим изменения по группам слоев в порядке их формирования.

В группу слоёв *Границы* добавлен полигональный слой *Земельные участки, предоставленные гражданам (Lots_GR)*, содержащий земельные участки, предоставленные гражданам, зарегистрированные в регистре недвижимости.

Из группы слоёв *Земли* исключен слой *Виды застройки (TerType)*, однако добавлен полигональный слой *Почвы (Soil)*.

Помимо слоя *Пересечение границ административно-территориальных единиц, видов застройки, участков, ограничений, земель и мелиорации (CROSTAB)*, также отсутствуют слои *Ограждения (Fence)* *Аннотации (Text)*. Отдельно не выделяют группу слоёв *Растры*, содержащую каталоги изображений на территории.

Группа слоёв изменений, которая формируется при выполнении работ по ведению (эксплуатации) ЗИС, ранее включавшая девять типов слоёв, теперь состоит из трех полигональных: *Изменения ЗИС (PolyUp)*; *Изменения по результатам мониторинга по данным ДЗЗ (Monitoring)*; *Изменения (уточнения) земельных участков, зарегистрированных в регистре недвижимости с нефиксированными границами (LotsNew)*.

Также в рассматриваемом ТКП подробно отражены особенности формирования и цифрового описания объектов информационных слоёв и таблиц ЗИС.

Содержание таблиц справочной информации ЗИС. Рассмотрим *Справочную таблицу вида прав на земельный участок (STATES)*. Значения кодов изменены и приведены в соответствие с регистром недвижимого имущества. Это изменение обусловлено необходимостью взаимодействия землеустроительных служб местных исполнительных комитетов и организаций, которые осуществляют регистрацию прав на предоставленные земельные участки (таблица 1).

Таблица 1. – Изменение справочной таблицы кодов земель в ТКП 610-2017

ТКП 012-2005		ТКП 610-2017	
Код	Наименование	Код	Наименование
	В государственной собственности, в том числе:	1000	Частная собственность
1	в пожизненном наследуемом владении	2000	Пожизненное наследуемое владение
2	в постоянном пользовании	3000	Постоянное пользование
3	во временном пользовании	4000	Временное пользование
4	арендуемых	8000	Аренда
5	не предоставленных во владение, пользование	9000	Субаренда частной собственности
6	В частной собственности (не вошедшие в строку 7)	10	Земельный участок не предоставлен во владение
7	в том числе арендуемых		
8	Земли граждан		

В новом ТКП произошло изменение типов границ земельного участка (таблица 2). Наименование границы земельного участка в справочной таблице *Способы формирования границы земельного участка (BorderType)* приведено в соответствие с Кодексом Республики Беларусь о земле.

Таблица 2. – Изменение справочной таблицы границы земельного участка» (BorderType)

ТКП 012-2005			ТКП 610-2017		
Код	Тип	Примечание	Код	Описание	Примечание
1	Отдешифрованная	Определенная аэрогеодезическими методами	1	Фактическая граница	Граница сформирована в БД ЗИС посредством цифрования данных ДЗЗ. Земельный участок в регистре недвижимости не зарегистрирован, землеустроительное дело по установлению границы не оформлено
2	Определенная	Определенная наземными геодезическими методами	2	Измеренная граница	Граница сформирована в БД ЗИС с использованием данных регистра недвижимости или землеустроительного дела по установлению границы без изменения местоположения участка, длин линий и площади
3	Неопределенная	Определенная наземными геодезическими методами без привязки к государственной геодезической сети	3	Перемещенная граница	Граница сформирована в БД ЗИС с использованием данных регистра недвижимости или землеустроительного дела по установлению границ без изменения длин линий и площади
4	Восстановленная	Неопределенная граница, восстановленная в пределах допуска во время согласования	4	Измененная граница	Граница сформирована в БД ЗИС с использованием данных регистра недвижимости или землеустроительного дела по установлению границ с изменением длин линий и площади участка
5	Измененная	Определенная или восстановленная граница, измененная в пределах допуска во время согласования			

Соответственно, видоизменилось и приложение Ж, в котором приведены допустимые погрешности определения координат точек поворота смежных границ и площадей земельных участков базы данных ЗИС. Также определена общая формула (1) определения допустимого расхождения площади земельного участка f_p :

$$f_p = \frac{0,05 \cdot M}{10000} \cdot \sqrt{P}, \quad (1)$$

где M – значение знаменателя численного масштаба точности создания ЗИС; P – площадь земельного участка, га.

Изменению также подлежали следующие справочные таблицы: *Типы землепользователей (USERTYPE)*, значение кодов приведены в соответствие кодам регистра недвижимости; *Дополнительные признаки земельного участка*; *Типы, подтипы и подписи слоя «Виды земель» (LandTypes, LandCodes, LandTexts)*; *Типы и подтипы слоя «Мелиоративное состояние земель» (MelioTypes, MelioCodes)*; *Виды изменений ЗИС (ChangeTypes)* и *Состояние изменений ЗИС (UpdateNotes)*. Добавлены рекомендации по формированию информационной таблицы *Развернутые коды СОАТО (COATO)*, которая является дополнительной таблицей, содержащей более полную информацию об объектах административно-территориального деления.

Программно-техническое обеспечение выполнения работ по созданию и ведению (эксплуатации, обновлению) ЗИС не претерпело особых изменений, однако в новом ТКП произведена классификация программного обеспечения на базовое (системное) и специализированное, включающее не только геоинформационную систему платформы ArcGIS, но и программное обеспечение, применяемое при составлении по данным ЗИС отчета о наличии и распределении земель и иных форм ведомственной отчетности.

Заключение. В результате проведенного сравнительного анализа обновленной нормативно-технической базы в области создания и ведения (эксплуатации, обновления) ЗИС с ранее использовавшейся можно сделать следующие *выводы*: В новом ТКП успешно реализована необходимость постоянного обновления нормативно-технического обеспечения ЗИС в связи с дальнейшим развитием и совершенствованием технологий, расширением функциональных возможностей ЗИС и перспективы решения большего круга задач в различных сферах деятельности в Республике Беларусь. Вместе с тем в рассматриваемом документе не получило достаточного отражения решение самой, на наш взгляд, актуальной задачи – необходимость систематического обновления созданных ЗИС по актуальным данным ДЗЗ. Решение этой задачи прямо связано с периодичностью аэрофотосъемки, соответствующей современным требованиям ЗИС разрешения (не реже чем 5лет), но в Беларуси в некоторых районах созданные ЗИС не обновлялись более чем 15 лет.

ЛИТЕРАТУРА

1. Кодекс Республики Беларусь о земле, 23 июля 2008 г. // Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2008. – № 187. – 2/1522.
2. Литреев, А.В. О результатах работы в области использования и охраны земель, геодезической и картографической деятельности в 2017 году и задачах на 2018 год / А.В. Литреев // Земля Беларуси. – 2018. – № 1. – С. 7–11.
3. Салтыков, К.С. Обоснование необходимости модернизации земельно-информационной системы Республики Беларусь [Электронный ресурс] / К.С. Салтыков ; Общественное объединение «Земельная реформа». – Минск, 2015. – Режим доступа: <http://land-reform.com/wp/2015/04/07/>. – Дата доступа: 12.03.2018.
4. Помелов, А.С. Структурирование земельных ресурсов и регулирование землепользования в Беларуси / А.С. Помелов. – Минск : РУП «БелНИЦзем», 2013. – 528 с.
5. Крючков, А.Н. Система оперативного дистанционного мониторинга земель сельскохозяйственного назначения / А.Н. Крючков, Л.Н. Соболев, И.П. Самсоненко // Геодезия, картография, кадастр, ГИС – проблемы и перспективы развития : материалы междунар. науч.-практ. конф., Новополоцк, 9–10 июня 2016 г. : в 2 ч. ; Полоц. гос. ун-т ; редкол.: Г.А. Шароглазова (отв. ред.) [и др.]. – Новополоцк : ПГУ, 2016. – Ч. 2. – С. 59–63.

Поступила 05.06.2018

ABOUT IMPROVEMENT OF NORMATIVE AND TECHNICAL SUPPORT LAND INFORMATION SYSTEM OF THE REPUBLIC OF BELARUS

M. MAKAROVA

The article is devoted the regulatory and technical support for the land information system of the Republic of Belarus. The new technical code of the established practice is analyzed and the main innovations related to the implementation of works on the creation and maintenance (maintenance and updating) of land information systems, the preparation of design estimates and technical reports, as well as changes in the information structure of the database are reflected.

Keywords: land Fund, land information system, design and estimate documentation, technical reports.

УДК 622.22:504.062:556.56

ГИДРОЛОГИЧЕСКИЙ РЕЖИМ ТОРФЯНЫХ МЕСТОРОЖДЕНИЙ РАЗНОЙ КАТЕГОРИИ НАРУШЕННОСТИ

О.Н. РАТНИКОВА*(Институт природопользования НАН Беларуси, Минск)*

Сформулированы основные проблемы торфяных месторождений в результате влияния антропогенных факторов. Проанализированы результаты исследований нарушенных торфяных месторождений Беларуси в результате выбытия из промышленной эксплуатации, а также неэффективного использования этих участков в сельском, лесном и водном хозяйствах. Проанализирован гидрологический режим – среднегодовые и среднегодовые значения уровней грунтовых вод и амплитуды их колебаний – естественных, нарушенных и восстанавливаемых участков торфяных месторождений. Приведены результаты анализа среднегодовых значений УГВ и амплитуды их колебаний на участках торфяных месторождений разной категории нарушенности, а также после проведения мероприятий по экологической реабилитации. Выявлены оптимальные и критические среднегодовые значения уровней грунтовых вод и амплитуды их колебаний для произрастания болотных фитоценозов.

Ключевые слова: нарушенные торфяные месторождения, оценка нарушенности, гидрологический режим, уровни грунтовых вод, экологическая реабилитация.

В Беларуси систематические исследования влияния мелиорации земель на гидрологический режим торфяных месторождений начались в 1953 году, а наибольшее развитие получили с 1965 года. Необходимость решения вопроса о влиянии мелиораций на экологические комплексы особенно остро встала в 1966 году после широкого развития мелиорации земель для получения высоких и устойчивых урожаев зерновых и других сельскохозяйственных культур на торфяных месторождениях. В мелиоративной практике начался переход от мелких локальных мелиоративных систем к системам крупным, охватывающим водосборы рек и комплексно решающим вопросы регулирования водного режима. В этих условиях необходима была оценка возможных негативных последствий мелиорации и разработка мероприятий по их предупреждению [1]. Исследования, проведенные на низинных болотах Полесья, показали, что неизбежные последствия их осушения выражаются в уменьшении глубины торфяного слоя вследствие осадки залежи и минерализации органического вещества, а также в снижении уровней грунтовых вод (УГВ) на прилегающих территориях на расстоянии 1,5...2,0 км, реже до 5,0 км. Так, В.Ф. Шебеко установлено, что регулирование водного режима болота оказывает влияние на водные ресурсы всего водосбора [1].

Поверхностный и подземный сток с торфяного месторождения осуществляется за счет фильтрационных процессов в горизонтальном и вертикальном направлениях. Процессы горизонтальной и вертикальной фильтрации имеют существенные различия для разных слоев торфяной залежи и зависят от их водопроницаемости. Толщина торфогенного слоя принимается равной расстоянию от поверхности болота до среднего многолетнего минимального уровня грунтовых вод в меженный период и для подавляющего числа болот колеблется от 30 до 70 см [2; 3]. Горизонтальная фильтрация воды осуществляется в основном через верхний активный слой торфа, состоящий из живых и частично разложившихся растений и обладающий более высокой пористостью по сравнению с нижележащими слоями [2; 3].

В течение последних десятилетий большое внимание уделялось природоохранной роли торфяных месторождений и влиянию антропогенных факторов на их динамику [4; 5]. По экспертному заключению ученых [6], принято, что в Беларуси площадь торфяных месторождений, входящая в природоохранные объекты различного назначения, должна составлять около 15...20% от общей площади торфяного фонда. Основные изменения на торфяном месторождении связаны с нарушением его гидрологического режима. Ранее опубликованные данные [1] подтверждают, что мелиорация влияет на водный режим как осушаемого торфяного месторождения, так и прилегающих участков. Увеличение расходных составляющих водного баланса болот за счет сброса грунтовых вод приводит к потере их запасов, перераспределению на смежных территориях и понижению уровня подземных вод.

Торфяные месторождения являются неотъемлемой частью ландшафта. По экспертному заключению ученых [7–10], любое антропогенное воздействие на торфяное месторождение приводит к *изменению*:

- количества и качества пресной воды в торфяной залежи;
- микроклимата не только региона, но и республики в целом: в результате осушения усиливается дневной перегрев и ночное выхолаживание, что приводит к увеличению заморозков в вегетативный период;
- газового состава атмосферы;
- качества лесных и сельскохозяйственных земель – низкая эффективность использования. Например, в Любаньском и Пуховичском районах торфяники занимают 31 и 30% соответственно от общей площади районов и являются единственным доступным типом земельных угодий;

- условий уникального комплекса биологического разнообразия, имеющего глобальную значимость;
- жизнеобеспечения многочисленных семей в сельской местности Республики Беларусь за счет сбора и заготовки дикорастущих ценных ягод (клюква, морошка, голубика, брусника), медоносных и лекарственных растений (вахта, сабельник, багульник, роснянки, сфагнум) и др.

В Беларуси территория торфяных месторождений, нарушенных в результате промышленной эксплуатации, составляет 284 788 га. Из них 143 339 га подлежат экологической реабилитации, более 83 826 га частично или полностью обводнены и находятся в процессе восстановления, остальные (58 533 га) эффективно используются для сельского и лесного хозяйств. Из 83 826 га обводненных торфяных месторождений, нарушенных в результате промышленной эксплуатации, 27 000 га обводнено в рамках международных проектов, остальные 56 826 обводнены в результате естественных процессов заболачивания или рекультивации торфобрикетными заводами. Также выявлены 154 участка болот площадью 89 835 га с нарушенным гидрологическим режимом, рекомендуемые для экологической реабилитации. Общая территория торфяных месторождений, подлежащих экологической реабилитации в Республике Беларусь, составляет 233 174 га, поэтому восстановление нарушенных торфяных месторождений является весьма актуальной проблемой [11].

Торфяные месторождения в естественном состоянии выполняют различные биосферные функции, одна из которых – гидрологическая [7], чутко реагирующая на изменение антропогенной нагрузки.

На основании результатов проведенных исследований [12] предложена *оценка нарушенности торфяных месторождений*, позволяющая выявить четыре *категории*: I – ненарушенные; II – слабо нарушенные; III – средне нарушенные; IV – сильно нарушенные. В данной методике одним из основных параметров, определяющим нарушенность торфяных месторождений, является *гидрологический режим*.

Цель исследования – изучение гидрологического режима (среднемесячные и среднегодовые значения УГВ и амплитуды их колебаний) естественных, нарушенных и восстанавливаемых торфяных месторождений разной категории нарушенности.

Работа основана на материалах экспедиционных и лабораторных исследований, проведенных автором в период 2006–2016 годов на участках:

- естественных и нарушенных верховых (*Ельня, Галое, Докудовское*) и низинных (*Пешанка*) торфяных месторождений;

- неэффективно осушенных торфяных месторождений для сельскохозяйственного и лесохозяйственного использования: *Рудянец* (участок Червень-2) и *Копыш* Пуховичского района Минской области; *Гайна-Бродня* (Мгле и Юрьево) Смолевичского района Минской области; *Полажа* (Бобровка) Славгородского района Могилевской области;

- выработанных торфяных месторождений: *Каролины* Несвижского района; *Гала-Ковалевское, Ореховский Мох* Пуховичского района; *Гричино-Старобинское* Солигорского района и *Ивановское* Березинского района Минской области; *Выгоношанское* Ляховичского района Брестской области; *Усвиж-Бук* Толочинского района Витебской области.

Для изучения параметров гидрологического режима на естественных, нарушенных и восстанавливаемых участках торфяных месторождений разных типов автором установлены 20 автоматических датчиков измерения УГВ [13; 14]. Принцип работы датчиков основан на автономном измерении значений давления и температуры воды и воздуха. Встроенная память в общей сложности обеспечивает 24 000 записей и автоматически фиксирует дату и время измерения. Перед установкой датчики запрограммировали для ввода параметров режима измерений при помощи программы «Diver Office». Для исследуемых торфяных месторождений установленный режим работы датчиков предусматривает измерения два раза в сутки, в 9.00 и 21.00. Далее составили картосхему торфяного месторождения с маршрутами и географическими координатами мест установки датчиков. На запланированном участке наблюдений были установлены датчик измерения УГВ (далее – Д-УГВ) и датчик компенсации атмосферного давления (далее – Д-АД). Два раза в год в полевых условиях снимались показания Д-УГВ и Д-АД и обрабатывались в лабораторных условиях. При обработке данных принят гидрологический год, начинающийся с 1 октября.

В результате проведенных исследований получены следующие показатели гидрологического режима для исследуемых торфяных месторождений: минимальные, максимальные и среднегодовые значения УГВ и амплитуды колебаний (таблица 1).

На участках торфяных месторождений Ельня 1–8 и 10, Званец-1, Докудовское-1 **I категории** нарушенности покрытие осушительной сетью составляет 0...10% [12]. На этих участках в течение гидрологического года наблюдается корреляция УГВ с количеством выпавших осадков и температурой воздуха. Также прослеживается динамика изменения УГВ в зависимости от сезона года (рисунок 1): повышение УГВ весной в период интенсивного снеготаяния на 5 см выше поверхности земли; постепенное снижение уровней, достигающих летнего минимума 25 см ниже поверхности земли, обусловлено повышенным суммарным испарением с болот; осеннее повышение уровней вызвано сокращением испарения в связи со снижением температуры воздуха и увеличением осадков; зимний минимум обусловлен отсутствием осадков.

Таблица 1. – Параметры гидрологического режима исследуемых торфяных месторождений за период 2012–2016 годов

Название торфяного месторождения, № (название) участка	Максимум	Минимум	Среднегодовое значение	Среднегодовая амплитуда колебания
Великий Лес, Званец-2	57**	12**	32**	45
Великий Лес, Званец-3	49**	1**	21**	48
Докудовское-1*	16**	2	8**	18
Ельня, 4	15**	16	0	31
Великий Лес, Званец-1	26**	19	2	45
Ельня-5	8**	28	8	36
Ельня-7	2**	25	8	27
Ельня-10	3**	39	10	42
Ельня-1	3**	36	11	40
Ельня-6	3**	34	11	38
Ельня-8	0	35	13	36
Ельня-3	2**	40	13	42
Докудовское-2*	1	48	16	47
Докудовское-3*	5**	49	17	54
Гайна-Бродня, Мгле	0	50	17	50
Гайна-Бродня, Юрьово	13**	70	20	83
Святое-1	0	60	21	59
Ельня-9	4	51	22	47
Рудянец, Червень-1	5**	68	23	73
Пешанка, Споровский-2	5	105	39	100
Пешанка, Споровский-1	5	112	39	107
Копыш-1	12	73	40	61
Пешанка, Споровский-3	13	105	47	92
Докудовское-5*	10	113	50	103
Ивановское-1	27	87	54	60
Пешанка, Споровский-4	40	125	75	85
Полажа, Бобровка	40	120	90	80

* на участках проведены мероприятия по экологической реабилитации; ** УГВ расположен выше поверхности земли.

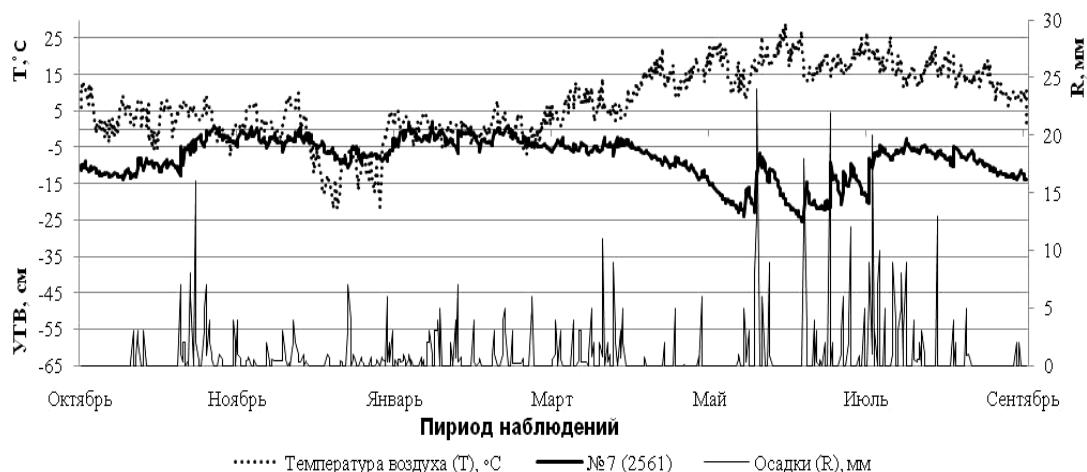


Рисунок 1. – Наблюдения за изменениями УГВ для I категории нарушенности на торфяном месторождении Ельня-7

Для торфяных месторождений верхового типа, на которых отсутствует осушительная сеть или встречаются единичные неглубокие каналы, среднегодовые значения УГВ составили от 8 см выше поверхности земли до 15 см ниже поверхности земли. В зависимости от типа микроландшафта и уклона поверхности амплитуда колебания УГВ в течение гидрологического года составляет 35...50 см. Для низинного типа среднегодовые значения УГВ – от 32 см выше поверхности земли до 15 см ниже поверхности земли, с амплитудой колебания УГВ 35...50 см (см. таблицу 1).

Для участков торфяных месторождений II категории нарушенности (Пешанка, Мгле и Островское), на которых покрытие осушительной сетью составляло 11...30%, среднегодовые значения УГВ дости-

гали 15...20 см ниже поверхности земли (см. таблицу 1). В зоне влияния осушительных каналов амплитуда колебания УГВ увеличилась до 50...120 см за счет более высоких максимальных и более низких минимальных значений УГВ.

Следует отметить, что понижение УГВ на 20 см от поверхности земли является критическим для произрастающих болотных фитоценозов, особенно для мохового яруса. На торфяных месторождениях верхового типа под влиянием антропогенной нагрузки вдоль каналов мохового микроландшафта резко усилился рост сосны и доля кустарников, произошла смена в количественных соотношениях видового состава мохового и травяного яруса. На торфяном месторождении низинного типа наблюдалось увеличение покрытия древесного яруса и кустарников.

Для торфяных месторождений **III категории** нарушенности (участки Ельня-9, Юрьево, Копыш, Червень-1, Святое-1) покрытие участков осушительной сетью составило 31...60%, среднегодовые значения УГВ равнялись 20...40 см ниже поверхности земли, амплитуда колебаний составила более 50 см. На нарушенных участках верхового (Копыш) и низинного (Юрьево) типов не прослеживалась четкая динамика изменения УГВ в зависимости от сезона года. Наблюдалось незначительное повышение в зимний период, связанное с отрицательной температурой воздуха с декабря по февраль, и, как следствие, имело место промерзание торфяной залежи. Прослеживается изменение УГВ от выпавших осадков, однако торфяная залежь не способна удерживать влагу и при отсутствии осадков УГВ в летний период (август) резко понижается до 65 см ниже поверхности земли (рисунок 2).

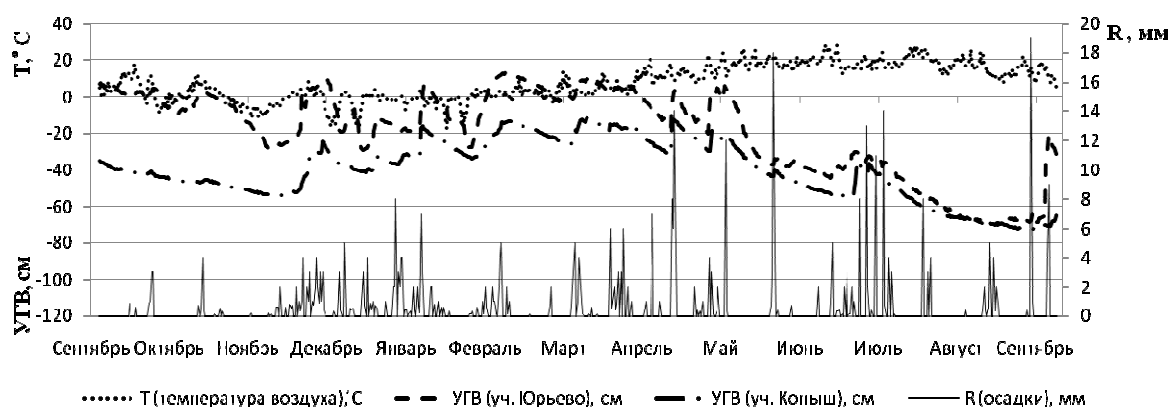


Рисунок 2. – Динамика изменения температуры воздуха, УГВ и осадков участков торфяных месторождений III категории нарушенности

К **IV категории** нарушенности относятся выработанные участки торфяных месторождений – Ивановское, Бобровка; покрытие участков осушительной сетью составило 85 и 90% соответственно. Для исследуемых участков торфяных месторождений динамика изменения УГВ в зависимости от сезона года и кривая депрессии имеют невыраженный характер (рисунок 3). На всей территории среднегодовой УГВ большую часть года ниже 40 см поверхности земли.

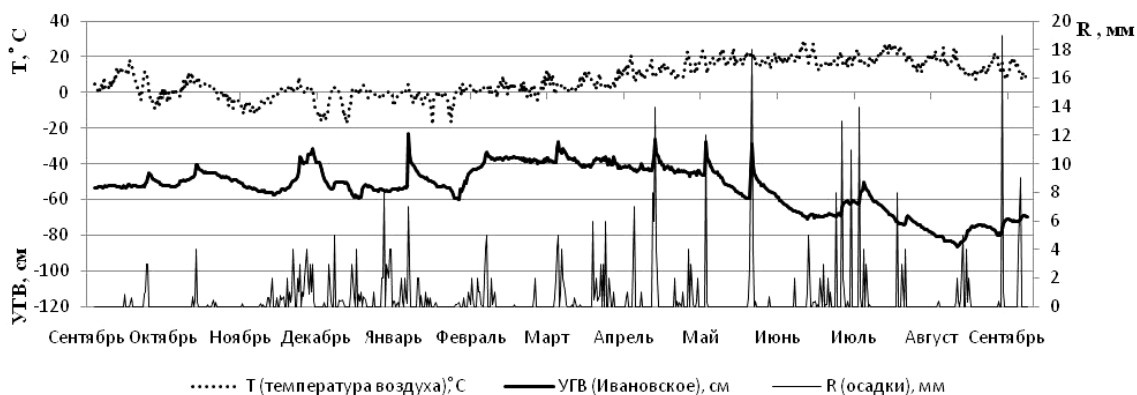


Рисунок 3. – Динамика изменения температуры воздуха, УГВ и осадков участков торфяных месторождений IV категории нарушенности

Подъем УГВ на сильно нарушенных участках торфяных месторождений начинается, как правило, одновременно с началом снеготаяния и достигает 20 см ниже поверхности. Величина весеннего подъема УГВ

не превышает 30 см ниже поверхности. Верхний 0,25 м слой торфяной залежи постоянно находится в осушенном состоянии, в результате происходит пересыхание и зазольнение торфа. Исследования свойств торфа в 0...25 см слое торфяной залежи торфяного месторождения Ивановское и Бобровка показали, что влажность составляет 26,9 и 71,1%, зольность – 86 и 50% соответственно.

Торфяные месторождения в естественном состоянии – это экологическая система, которая характеризуется специфической флорой и фауной. Болото- и торфообразовательные процессы происходят на переувлажненных участках суши, обладающих рядом геоморфологических, гидрологических, гидрохимических и других особенностей. Любое антропогенное воздействие на преобразование торфяного месторождения и его водосбора приводит к нарушению экосистемы. Возвращение нарушенных в результате антропогенного воздействия торфяных месторождений в исходное или приближенное к естественному состояние возможно путем проведения *мероприятий по экологической реабилитации* для восстановления условий, существовавших до преобразования торфяного месторождения. При восстановлении торфяного месторождения речь идет о возвращении только ключевых абиотических процессов. Например, при невозможности восстановления рельефа воссоздаем гидрологический режим.

На поверхности нарушенного торфяного месторождения, складываются неблагоприятные условия для развития характерных болотных фитоценозов, в первую очередь, в результате нарушенного гидрологического режима, а именно из-за низкого положения УГВ в меженный период и большой амплитуды его колебания в течение гидрологического года. Таким образом, для возобновления естественного болотообразовательного процесса на нарушенных участках торфяных месторождений необходимо осуществить мероприятия по максимально возможному задержанию воды в торфяной залежи путем поднятия УГВ с последующей его стабилизацией [10].

Под термином *экологическая реабилитация* понимается комплекс мер по восстановлению способности торфяных месторождений к выполнению биосферных функций, направленных на сохранение среды, воспроизводства ресурсов, в том числе воспроизводства и сохранения биологического разнообразия, продуктивности и устойчивости [15].

Мероприятия по экологической реабилитации направлены, в первую очередь, на поднятие УГВ равномерно по всей площади восстанавливаемого участка до уровня 0...20 см ниже поверхности земли и стабилизации амплитуды колебаний УГВ не более 50 см в течение гидрологического года, что обеспечивает восстановление болотообразовательного процесса и исключение возможности торфяных пожаров [12].

В осенне-зимний период 2015 года на торфяных месторождениях Копыш, Ивановское, Святое, Рудянец I (участок Червень), Полажа (Бобровка) и Гайна-Бродня (Мгле и Юрьево) реализованы мероприятия по экологической реабилитации в рамках проекта международной технической помощи ПРООН-ГЭФ № 82884. На участках наблюдений пилотных территорий проекта проведенные мероприятия по экологической реабилитации привели к повышению среднегодовых УГВ на практически всех наблюдаемых участках. Полевые исследования 2016 года на нарушенных и сильно нарушенных участках: Копыш, Ивановское, Святое, Юрьево, Червень-2 и Мгле – показали, что повышение среднегодовых УГВ на 34, 26, 16, 8, 7 и 3 см соответственно увеличило проектное покрытие болотными фитоценозами, особенно в мховом ярусе, но уменьшился прирост сосны на участках Копыш, Ивановское и Червень.

Наблюдения за гидрологическим режимом на исследуемом участке Червень-2 торфяного месторождения Рудянец I проводились в несколько этапов: до экологической реабилитации с июня 2014 года до октября 2015 года и после проведения мероприятий с октября 2015 года по настоящее время.

Сезонные колебания УГВ связаны с годовыми климатическими факторами (атмосферными осадками и температурой воздуха). Весеннее снеготаяние вызывает подъем УГВ – весенний максимум в 1-й декаде апреля 2015 года достигал 1 см ниже поверхности земли, во 2-й декаде марта 2016 года – 1 см выше поверхности земли.

Повышение температуры воздуха, а также развитие фитоценозов и связанное с этим увеличение испарения обуславливали постепенное снижение УГВ до летних минимумов во 2-й декаде июля 2015 и 2016 годов – 46 и 20 см ниже поверхности земли соответственно. Гидрологический режим после экологической реабилитации (2016 г.) характеризовался повышением минимальных значений УГВ в летний и осенний периоды до уровня 25 см (июль) и 24 см (сентябрь) ниже поверхности земли и уменьшением амплитуды колебаний.

Понижение температуры с наступлением осени при наличии атмосферных осадков вызывает осенний подъем УГВ, однако осенний максимум наблюдался в различные сроки двух гидрологических лет: в ноябре и декабре 2015 года и декабре 2016 года.

Исследования гидрологических параметров, проведенные на участке Червень до и после проведения работ по экологической реабилитации, показали, что среднее значение УГВ повысилось с 23 до 16 см ниже поверхности земли, амплитуда колебаний уменьшилась с 74 до 67 см (рисунок 3).

Положение УГВ относительно поверхности земли в меженный период второго года наблюдений имеет сглаженный характер. Летние минимумы второго года наблюдения достигали 20 см ниже поверх-

ности земли, что на 50 см выше аналогичного периода первого года. Стоит отметить, что сравниваемые гидрологические годы имели разные климатические условия, в первый год наблюдений выпало на 214 мм меньше осадков [5; 6], чем за аналогичный период второго года наблюдений. Однако в два раза большее количество выпавших осадков в августе – сентябре 2015 года по сравнению с аналогичным периодом 2016 года ни привело к повышению УГВ. Среднемесячные значения УГВ составили 68 см, а в 2016 г. – 14 см ниже поверхности земли, что свидетельствует о положительном эффекте проведенных мероприятий по экологической реабилитации.

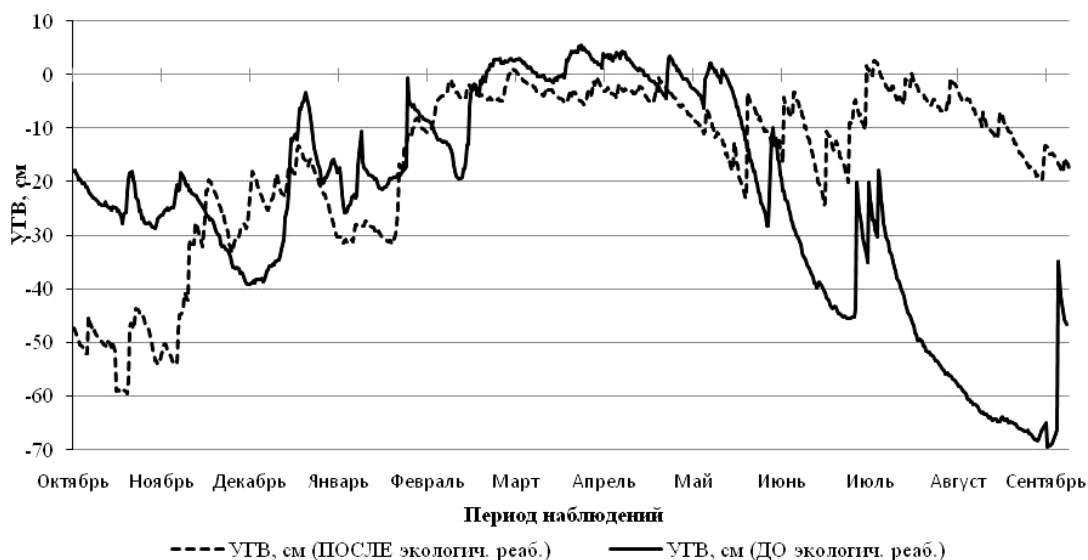


Рисунок 4. – Изменения УГВ в период 2014–2016 гг. на мониторинговом участке Червень-2

Заключение. Анализ параметров гидрологического режима на торфяных месторождениях разной категории нарушенности показал, что для обеспечения восстановления болотообразовательных процессов и исключения возможности торфяных пожаров при планировании мероприятий по экологической реабилитации нарушенных торфяных месторождений необходимо соблюдать основное *правило*: поднятие уровня грунтовых вод равномерно по всей площади заболачиваемого объекта до уровня на 0...20 см ниже поверхности земли и стабилизации амплитуды колебаний УГВ менее 50 см в течение гидрологического года, что соответствует I–II категории нарушенности. Критические для произрастания болотных фитоценозов среднегодовые значения УГВ составляют 21...40 см от поверхности земли, амплитуда колебания – более 50 см, что соответствует III–IV категориям нарушенности.

Экологическая реабилитация нарушенных торфяных месторождений позволит улучшить экологическую обстановку в Беларуси как на местном, так и на региональном уровнях за счет прекращения торфяных пожаров, снижения выбросов парниковых газов, улучшения микроклимата и стабилизации гидрологического режима не только самого восстановленного участка, но и его водосбора. В результате реализации мероприятий по восстановлению нарушенных торфяных месторождений для населения появляются места для отдыха, рыбалки, охоты и сбора дикорастущих ягод [9].

ЛИТЕРАТУРА

1. Шебеко, В.Ф. Влияние осушительных мелиораций на водный режим территорий / В.Ф. Шебеко. – Минск : Урожай, 1983. – 200 с.
2. Иванов, К.Е. Основы гидрологии болот лесной зоны и расчеты водного режима болотных массивов / К.Е. Иванов. – Л. : Гидрометеиздат, 1957. – 500 с.
3. Особенности формирования стока и зон влияния осушенных и выработанных участков болот на прилегающие территории / Н.И. Тановицкая [и др.] // Природопользование. – Минск, 2009. – Вып. 15. – С. 88–95.
4. Тановицкий, И.Г. Антропогенные изменения торфяно-болотных комплексов / И.Г. Тановицкий, Ю.М. Обуховский ; под ред. Н.Н. Бамбалова. – Минск : Наука и техника, 1988. – 165 с.
5. Лиштван, И.И. Влияние осушения торфяных месторождений и их сельскохозяйственного освоения на химический состав торфяно-болотных вод / И.И. Лиштван, А.В. Быстрая, А.А. Тереньтьев // Торфяная промышленность. – М., 1979. – № 11. – С. 23–26.

6. Радзевич, Л.Ф. Торфяной фонд БССР и основные направления его охраны и рационального использования / Л.Ф. Радзевич ; БелНИИТИ, серия 87.51.15. – Минск, 1991. – 15 с.
7. Бамбалов, Н.Н. Роль болот в биосфере / Н.Н. Бамбалов, В.А. Ракович. – Минск, 2005. – 208 с.
8. Изменения климата Беларуси и их последствия / В.Ф. Логинов [и др.] ; ред. В.Ф. Логинов ; Ин-т проблем использования природных ресурсов и экологии НАН Беларуси. – Минск : Тонпик, 2003. – 330 с.
9. Козулин, А.В. Методические рекомендации по экологической реабилитации нарушенных болот и по предотвращению нарушений гидрологического режима болотных экосистем при осушительных работах / А.В. Козулин, Н.И. Тановицкая, И.Н. Вершицкая. – Минск, 2010. – 40 с.
10. Тановицкая, Н.И. Экологическое состояние выработанных торфяных месторождений и первоочередные мероприятия по их реабилитации / Н.И. Тановицкая // Актуальные проблемы экологии : материалы I междунар. науч. конф. – Гродно, 2005. – Ч. 2. – С. 129–132.
11. Козулин, А.В. Болота Беларуси : на пути к устойчивому использованию / А.В. Козулин, Н.И. Тановицкая, Н.Н. Бамбалов. – Минск, 2017. – 105 с.
12. Тановицкая, Н.И. Методика оценки нарушенности торфяных месторождений / Н.И. Тановицкая, О.Н. Ратникова // Природопользование : сб. науч. тр. ; Ин-т природопользования НАН Беларуси. – Минск, 2017. – Вып. 31. – С. 94–104.
13. Тановицкая, Н.И. Создание автоматизированной системы наблюдений за гидрологическим режимом на болоте Ельня / Н.И. Тановицкая, Ю.Ю. Навоша, О.Н. Ратникова // Природопользование : сб. науч. тр. ; Ин-т природопользования НАН Беларуси. – Минск, 2013. – Вып. 23. – С. 56–61.
14. Тановицкая, Н.И. Исследования гидрологического режима болота Ельня и рекомендации по его оптимизации / Н.И. Тановицкая, О.Н. Ратникова // Природопользование : сб. науч. тр. ; Ин-т природопользования НАН Беларуси. – Минск, 2014. – Вып. 26. – С. 31–38.
15. Охрана окружающей среды и природопользование. Территории. Порядок и правила проведения работ по экологической реабилитации выработанных торфяных месторождений и других нарушенных болот и предотвращению нарушений гидрологического режима естественных экологических систем при проведении мелиоративных работ : ТКП 17.12-02-2008 (02120). – Введ. 31.10.2008. – Минск : РУП «БелНИЦ «Экология», 2015. – 13 с.

Поступила 06.02.2018

HYDROLOGICAL REGIME OF PEAT DEPOSITS OF DIFFERENT CATEGORY OF DISORDER

O. RATNIKOVA

The article outlines the main problems of peatlands as a result of the influence anthropogenic factors. Research results of disturbed peatlands in Belarus as a result of their retirement from industrial exploitation, also an ineffective use of these areas in agriculture, forestry and water sectors were analyzed. The hydrological regime (mean monthly and mean annual values of groundwater levels and the amplitude of their oscillations) of natural, disturbed and restored areas of peatlands was analyzed. The results of the analysis of the average annual values of the GWL and the amplitude of oscillations in the areas of peatlands of different categories of disturbance are presented, also after ecological rehabilitation. The optimal and critical mean annual values of the GWL and the amplitude of the oscillations for the growth of mire phytocenoses were identified.

Keywords: disturbed peat deposits, assessment of impairment, hydrological regime, groundwater levels, ecological rehabilitation.

СОДЕРЖАНИЕ

АРХИТЕКТУРА

<i>Габрусь Т.В.</i> Паміж Дняпром і Заходняй Дзвіной: гісторыка-архітэктурная спадчына Друцка-Талачынскага рэгіёна.....	2
<i>Боровкова А.А.</i> Оптимальная жилая среда общежитий для студентов.....	11
<i>Лазаренко О.В., Чулкова К.В.</i> Функционально-планировочное решение специальных домов для людей с ограниченными возможностями	16
<i>Евстратенко А.В.</i> Особенности архитектурного формирования автозаправочных станций в Беларуси.....	22
<i>Лазаренко О.В., Мониц С.А., Чулкова К.В.</i> Особенности вертикального озеленения интерьера	29

СТРОИТЕЛЬНЫЕ МАТЕРИАЛЫ

<i>Бакатович А.А.</i> Основные свойства теплоизоляционных плит с применением мха сфагнума, тростника и соломы.....	35
<i>Калиновская Н.Н., Котов Д.С., Щербицкая Е.В.</i> Аналитические зависимости и методика проектирования современных составов бетона многоспустотных плит перекрытия	43
<i>Шведов А.П., Шпилевская Н.Л.</i> Разработка организационно-технологической документации на бетонирование массивных фундаментных плит.....	49
<i>Шабанов Д.Н., Хватынец В.А., Трамбицкий Е.А.</i> Создание высокопрочных оснований за счет дисперсного армирования цементной матрицы	56
<i>Парфенова Л.М., Высоцкая М.Н., А.Л. Фернандес Пауло</i> Комплексное вяжущее на основе портландцемента и золошлаковых отходов теплоэлектростанции	60
<i>Дубатовка А.И., Твердохлебов Р.В.</i> Обзор технических свойств целлюлозной изоляции.....	67
<i>Калиновская Н.Н., Котов Д.С., Щербицкая Е.В.</i> Усадочные деформации модифицированного бетона. Причины и способы устранения	82
<i>Парфенова Л.М., Хватынец В.А.</i> Лёгкие бетоны дисперсно-армированные отходами щелочестойкой стеклосетки	88

СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

<i>Рак Н.А.</i> К расчету контактных деформаций при местном сжатии элементов из высокопрочного тяжелого бетона и керамзитобетона	93
<i>Тур В.В., Надольский В.В., Верёвка Ф.А.</i> Принципы составления расчетных сочетаний воздействий в соответствии с ТКП EN 1990	102
<i>Бондарь В.В.</i> Конструкционный керамзитобетон в строительстве. Опыт и перспективы применения.....	112
<i>Надольский В.В.</i> Расчет и конструирование фланцевого соединения элементов прямоугольного сечения, подверженных центральному растяжению	121
<i>Тур В.В., Пецольд Т.М., Рак Н.А.</i> Новое в проектировании конструкций из бетона: второе поколение еврокодов и национальные нормы.....	131

ИНЖЕНЕРНЫЕ СЕТИ

<i>Глухов Д.О., Глухова Т.М., Андриевский А.П., Янушонок А.Н.</i> Алгоритм расчета товарно-транспортной работы магистрального газопровода в рамках неизотермической стационарной модели транспортировки газа.....	147
<i>Иманов Р.Н., Мамедова С.И., Бирюк В.А.</i> Проблемы оценки риска возникновения аварий на резервуарных парках нефтеперерабатывающих предприятий Республики Азербайджан	152
<i>Нияковский А.М., Сидорова А.Ю., Нияковский А.А.</i> Особенности подбора пластинчатых теплообменников горячего водоснабжения в модернизируемых тепловых пунктах жилых зданий	158
<i>Кульбей А.Г., Киселев Д.А.</i> Стенд для гидравлического испытания запорной арматуры.....	165

ГЕОДЕЗИЯ И ГЕОЭКОЛОГИЯ

<i>Ярмоленко А.С., Скобенко О.В.</i> Использование вейвлетов в фильтрации и сжатии геоинформации	169
<i>Шароглазова Г.А., Долгий П.С.</i> Многодисциплинарный подход к моделированию геодинамических процессов.....	179
<i>Михеева А.А., Ялтыхов В.В., Парадня П.Ф.</i> Анализ разрешающей способности снимков, полученных с беспилотного летательного аппарата.....	184
<i>Писецкая О.Н., Ярмоленко А.С.</i> Определения геоида на локальной территории.....	193
<i>Дестярева Е.В., Болботунов А.А., Дестярев А.М.</i> Использование автокорреляции для выявления скрытой периодичности в дендрохронологических рядах.....	198
<i>Шароглазова Г.А., Маркович К.И.</i> Оценка влияния непривливых вариаций гравитационного поля на параметры вертикальных деформаций земной коры Беларуси.....	205
<i>Михеева А.А., В.В. Ялтыхов, Волков Д.О.</i> Рекомендуемый алгоритм определения элементов внешнего ориентирования цифрового снимка, полученного с помощью обзорной камеры электронного тахеометра	213
<i>Макарова М.В.</i> О совершенствовании нормативно-технического обеспечения земельно-информационной системы Республики Беларусь.....	220
<i>Ратникова О.Н.</i> Гидрологический режим торфяных месторождений разной категории нарушенности.....	225