

2004

СТРОИТЕЛЬСТВО И АРХИТЕКТУРА

ПРИЛОЖЕНИЕ

**Материалы XI Международного научно-методического
межвузовского семинара "Перспективы развития новых
технологий в строительстве и подготовке инженерных
кадров Республики Беларусь"**

Часть 2

Вестник

БРЕСТСКОГО

ГОСУДАРСТВЕННОГО

ТЕХНИЧЕСКОГО

УНИВЕРСИТЕТА

Брест

25-27 ноября 2004 г.

УДК (691+624+693)(082)

Приложение к Вестнику Брестского государственного технического университета. Строительство и архитектура (Материалы XI Международного научно-методического межвузовского семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь"). Часть 2

НАУЧНЫЙ КОМИТЕТ СЕМИНАРА

Председатель научного комитета:

проф. *Пецольд Т.М.*

Сопредседатели научного комитета:

проф. *Блещик Н.П.*

проф. *Борисевич А.А.*

проф. *Аладов В.Н.*

Члены научного комитета:

Болтрык М. (Белостокская Политехника, Польша);

Босаков С.В. (БНТУ);

Бусел А.В. (БелДорНИИ);

Винокуров Е.Ф. (БНТУ);

Гончарик В.Н. (НИИСМ);

Круль М. (Люблинская Политехника, Польша);

Лазовский Д.Н. (ПГУ);

Леонович С.Н. (БНТУ);

Мартынов Ю.С. (БНТУ);

Мордич А.И. (БелНИИС);

Никитенко М.И. (БНТУ);

Пастушков Г.П. (БНТУ);

Пилипенко В.Ф. (НИПТИС);

Пойта П.С. (БГТУ);

Рак Н.А. (БНТУ);

Семенюк С.Д. (Росс.-Бел. Университет);

Талецкий В.В. (БелГУТ);

Тур В.В. (БГТУ);

УДК (691+624+693)(082)

ISBN 985-6584-98-1

© Учреждение образования "Брестский
государственный технический университет", 2004

ОГЛАВЛЕНИЕ

Строительные материалы

<i>Афонин А.В.</i> О механизме влажностной усадки капиллярно-пористых материалов.....	5
<i>Батяновский Э.И.</i> О механизме действия добавок ускорителей твердения бетона.....	11
<i>Гуров И.Н.</i> Легкие и особолегкие бетоны на основе микросферы.....	16
<i>Иванов А.Д.</i> ИСО 9000 и сертификация технологического процесса производства строительных конструкций.....	20
<i>Кофанов В.А., Никитин В.И.</i> Влияние атмосферных осадков и параметров влагопереноса материала ограждающих конструкций на их влагосодержание.....	25
<i>Кузьменков М.И., Трахимчик О.Е., Марковка Д.М.</i> Новый пропиточный материал "Сифтом" для повышения долговечности бетона.....	29
<i>Левчук Н.В., Добрунова В.М.</i> Влияние коллоидного раствора кремнезема на прочностные свойства цементно-песчаных растворов.....	34
<i>Марковский М.Ф., Туровец Г.А.</i> Опалубка и технология возведения ребристых и наклонных монолитных перекрытий въезда подземного центра в Минске.....	36
<i>Остапенко В.И.</i> Филтпропрессовая технология изготовления и физико-механические свойства мелкозернистого декоративного бетона.....	41
<i>Павлова И.П., Тур В.В.</i> Использование структурной модели расширяющегося композита при параметрических исследованиях процесса расширения напрягающего бетона.....	44
<i>Сафончик Д.И., Бозылев В.В.</i> Суперпластификатор СМБ для бетонов, полученный с использованием сырьевых материалов республики Беларусь.....	66
<i>Якимович В.Д.</i> Элементы теории твердения цемента.....	70
<i>Астафьев Я.В.</i> Применение положений теории "излишка пасты" при проектировании составов самоуплотняющихся бетонов на основе напрягающего цемента.....	73
<i>Блещик Н.П., Рак А.Н., Рыскин М.Н.</i> К построению расчетной модели усадки цементного камня с позиций физико-химической механики дисперсных систем.....	81
<i>Блещик Н.П., Рак А.Н., Рыскин М.Н.</i> Расчетные модели усадки бетонных и железобетонных конструкций.....	93
<i>Блещик Н.П., Щербицкая Е.В.</i> Влияние структурно-механических и технологических факторов на прочностные характеристики свежееотформованного бетона.....	104
<i>Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Ашмян М.Л.</i> Оценка распалубочной прочности монолитного бетона на основе комплексного использования средств неразрушающего контроля.....	110
<i>Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Мулярчик В.С.</i> Результаты мониторинга прочностных характеристик монолитных бетонных плит на основе неразрушающих методов контроля.....	115
<i>Леонович С.Н., Ширей В.П.</i> Усиление конструкций дробильно-сортировочного отделения ОАО "Красносельскстройматериалы" с учетом воздействия подвижной нагрузки.....	121
<i>Снежков Д.Ю.</i> Совершенствование аппаратных средств ультразвукового контроля бетона.....	125
<i>Bobko T.</i> Modelowanie odporności mrozowej betonu w technologiach energooszczędnych.....	128
<i>Bołtryk M., Nikitin V., Backiel-Brzozowska B.</i> Wpływ wybranych parametrów technologicznych na wytrzymałość na ściskanie ceramiki budowlanej.....	137
<i>Calusiński P.</i> Metodologia wydłużania żywotności stanowisk badawczych przez ich modernizację.....	141
<i>Rajczyk J., Rajczyk Z., Bolotny W.</i> Sposób analizy struktury geometrycznej elementu roboczego maszyny do obróbki powierzchni betonu.....	145
<i>Филимонова Н.В.</i> К расчету деформаций усадки цементного камня.....	148

Архитектура и строительная физика

<i>Липко В.И.</i> Методика расчета ограждающих конструкций теплого чердака с учетом исключения конденсации влаги.....	157
<i>Липко В.И.</i> Совершенствование методов теплотехнического расчета наружных ограждающих конструкций.....	160
<i>Липко В.И., Багель А.Б.</i> Совершенствование технологии воздушного обогрева гражданских зданий.....	165
<i>Липко В.И., Борвонов В.А., Багель А.Б.</i> Пути совершенствования технологии вентиляции герметизированных зданий.....	169

<i>Lis Anna.</i> Perspectives of development of energysavings activities determining the indoor environment quality in the building.....	174
<i>Lis Anna.</i> Material-construction indexes in correlation to thermal requirements of building	179
<i>Lis Piotr.</i> Energy use for heating as a housing selection criterion	183
<i>Lis Piotr.</i> Energy consumption in Polish building sector.....	187
<i>Кожухар В.М., Лукутцова Н.П.</i> Денежный эквивалент общественно оправданных затрат на снижение дозы радиационного облучения населения и проблемы его оценки	190

Геотехника и фундаментостроение

<i>Грицук М. С., Чумичова Н.В., Поповска И.</i> Составные плиты для ленточных фундаментов.....	192
<i>Дедок В.Н.</i> Механические характеристики намывных песчаных грунтов	196
<i>Колпашиников Г.А.</i> Особенности риска проявления опасных геологических процессов в строительстве	199
<i>Кравцов В.Н., Назаров Н.А.</i> Исследование и особенности применения грунтобетона для свайных фундаментов и упрочнения грунтов	200
<i>Лях В.Н.</i> Расчетные характеристики песчаных грунтов упрочненных оснований набивных фундаментов с микросваями	205
<i>Пойта П.С., Пчелин В.Н., Чернюк В.П.</i> Уплотнение грунта многомассовыми трамбовками, обеспечивающими создание в грунте возрастающих динамических контактных напряжений	207
<i>Попов О.В., Анисимов Ю.В.</i> Практическое применение теории дилатантной прочности несвязанных грунтов к расчету отсечной конструкции из буронабивных свай	211
<i>Пчелин В.Н., Пойта П.С., Петринич В.А.</i> Уплотнение грунта универсальными трамбовками, обеспечивающими создание в грунте возрастающих динамических контактных напряжений	216
<i>Ребеко В.Я.</i> Особенности конструктивного решения шпунтовых стенок из буропускных свай при строительстве офисного центра в границах ул. Гагарина-Пролетарская в г. Гомеле	220
<i>Синякевич П.М.</i> Интерпретация результатов испытаний свай с повторными циклами их загрузки вертикальными вдавливающими нагрузками.....	222
<i>Чернюк В.П., Самкевич В.А., Пчелин В.Н.</i> Винтовые сваи и расчет их несущей способности	227
<i>Чернюк В.П., Сташевская Н.А.</i> Анкерная свая и ее несущая способность.....	233
<i>Уласик Т.М.</i> Модель контактного сдвига в прочностных испытаниях грунтов	239
<i>Пойта П.С., Тарасевич А.Н.</i> Эффективные методы проектирования и строительства оснований и фундаментов зданий и сооружений.....	244
<i>Дедок В.Н.</i> Способы намыва и свойства намывных грунтов.....	248
<i>Талецкий В.В., Бондаренко В.М.</i> Экспериментально-теоретические исследования осадки жёсткого штампа на искусственно-анизотропном основании в условиях плоской деформации.....	249
<i>Никитенко М. И., Сернов В. А., Синякевич П. М., Куриленко Я. А., Воробьев Ф. В.</i> Оценка взаимодействия с основанием свай вместе с низкими ростверками	252

Дорожное строительство

<i>Савченко Е.А., Бусел А.В.</i> Методика определения силикатного распада шлака текущего производства Белорусского металлургического завода для применения в асфальтобетоне	256
<i>Шуляков Л.В.</i> Автоматизация проектирования автомобильных дорог: применение компьютерных технологий проектирования в учебном процессе	259

Экономика и организация строительства

<i>Павлючук Ю.Н., Русакевич В.А.</i> Оптимизация решений при выборе технологии выполнения отделочных работ на основе оценки их конкурентоспособности.....	261
---	-----

Надежность

<i>Пецольд Т.М., Тур В.В., Рак Н.А.</i> Применение методов статистического моделирования для обеспечения безопасности строительных объектов, возводимых из железобетона.....	266
--	-----

УДК 697.137.2

Афонин А.В.

О МЕХАНИЗМЕ ВЛАЖНОСТНОЙ УСАДКИ КАПИЛЛЯРНО-ПОРИСТЫХ МАТЕРИАЛОВ

1. ВВЕДЕНИЕ

При оценке долговечности строительных конструкций необходимо иметь возможность рассчитывать напряженно-деформационные поля, возникающие в капиллярно-пористых строительных материалах под воздействием влаги, проникающей вовнутрь материала путем диффузии. Для этого следует иметь представление о механизме усадки и набухания. Целью данной работы является установление физического механизма изотермической сорбционной усадки материала и получение его математического описания.

2. УРАВНЕНИЯ ТЕОРИИ УПРУГОСТИ С УЧЕТОМ СОРБЦИОННОЙ УСАДКИ МАТЕРИАЛА

2.1 Описание механизма сорбционной усадки

В настоящее время существует несколько гипотез и теорий [1, 2], описывающих механизм усадки строительных материалов. Теория Фрейсине [1], объясняющая возникновение усадки капиллярно-пористых материалов за счет давления под менисками жидкости, заполняющей капилляры, представляется автору данной работы неадекватной по двум причинам:

- при сорбционном увлажнении материала мениски жидкости могут отсутствовать, особенно у крупнопористых и гидрофобных материалов, хотя усадка наблюдается и для них;
- при полном водонасыщении, наблюдаемом после погружения образца материала в воду, давление под менисками близко к нулю. Таким образом, согласно теории Фрейсине, абсолютно сухой образец (без менисков жидкости) будет иметь объем, равный объему образца, погруженного в воду. В то же время, согласно опыту, абсолютно сухой образец занимает минимальный возможный объем, а полностью водонасыщенный – максимальный.

Предлагаемая в данной работе модель лишена недостатков вышеупомянутой теории. Она описывает усадку материала за счет увеличения поверхностного натяжения твердого скелета материала, покрытого адсорбционной пленкой, при уменьшении парциального давления водяного пара согласно уравнению адсорбции Гиббса [3, 4, 5]:

$$\frac{\partial \gamma}{\partial \mu^*} = -\Gamma, \quad (2.1)$$

где γ – поверхностное натяжение на границе «твердое тело – влажный воздух»;

μ^* – химический потенциал воды;

Γ – величина адсорбции.

Учитывая, что химический потенциал равен (согласно [4])

$$\mu^* = \mu_0^*(T) - RT \ln \frac{E}{e}, \quad (2.2)$$

где R – универсальная газовая постоянная;

T – абсолютная температура;

E – максимальное парциальное давление водяного пара при данной температуре;

e – парциальное давление водяного пара, а величина адсорбции –

$$\Gamma = \frac{\rho}{M} h, \quad (2.3)$$

где ρ – плотность жидкости;

M – молярная масса водяного пара;

h – толщина сорбционного слоя, будем иметь уравнение

$$\frac{\partial \gamma}{\partial e} = -\frac{\rho R T h}{M e}, \quad (2.4)$$

из которого и следует увеличение поверхностного натяжения твердого скелета при уменьшении парциального давления водяного пара, поскольку правая часть этого уравнения всегда отрицательна.

Как известно, поверхностное натяжение приводит к уменьшению площади поверхности. Поскольку поверхность скелета капиллярно-пористого материала велика, это уменьшение играет существенную роль и ведет к уменьшению объема материала.

2.2 Поверхностная энергия

Рассмотрим пору изотропного материала в виде куба со стороной b_0 . Площадь поверхности поры в недеформированном состоянии будет равна

$$s_0 = 6b_0^2. \quad (2.5)$$

При деформации каждая из сторон куба удлинится на величину, равную соответствующей диагональной компоненте тензора деформаций ϵ_{ij} и площадь поверхности поры станет равной

$$s = 2b_0^2(1 + \epsilon_{11})(1 + \epsilon_{22}) + 2b_0^2(1 + \epsilon_{22})(1 + \epsilon_{33}) + 2b_0^2(1 + \epsilon_{33})(1 + \epsilon_{11}) \quad (2.6)$$

Здесь мы пренебрегли влиянием недиагональных компонент тензора деформаций, которые вносят эффект, квадратичный по сравнению с диагональными компонентами. Раскрывая скобки и считая деформации малыми, получим

$$s = 2b_0^2(1 + \epsilon_{11} + \epsilon_{22}) + 2b_0^2(1 + \epsilon_{22} + \epsilon_{33}) + 2b_0^2(1 + \epsilon_{33} + \epsilon_{11}) \quad (2.7)$$

или

$$s = 6b_0^2 + 4b_0^2(\epsilon_{11} + \epsilon_{22} + \epsilon_{33}) = s_0 \left(1 + \frac{2}{3} \epsilon_{ii} \right). \quad (2.8)$$

Свободная поверхностная энергия стенок поры будет равна $s\gamma$ согласно [4].

Вычислим свободную поверхностную энергию в единице объема Ψ_s деформируемого капиллярно-пористого тела с удельной поверхностью (отношением поверхности пор к объему тела), равной S_V . Получим

$$\Psi_s = S_V \gamma \left(1 + \frac{2}{3} \epsilon_{ii} \right). \quad (2.9)$$

2.3 Закон Гука с учетом усадки

Добавляя к упругой свободной энергии [6] поверхностную свободную энергию, будем иметь

$$\Psi = \frac{1}{2} E_{ijkl} \epsilon_{ij} \epsilon_{kl} + S_V \gamma \left(1 + \frac{2}{3} \epsilon_{ii} \right) + f(T), \quad (2.10)$$

где E_{ijkl} – тензор модулей упругости;

$f(T)$ – некоторая функция температуры.

Согласно известной формуле [6]

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon_{ij}}. \quad (2.11)$$

Подставляя (2.10) в (2.11), получим

$$\sigma_{ij} = E_{ijkl} \epsilon_{kl} + \sigma^s \delta_{ij}. \quad (2.12)$$

где введено обозначение для усадочного напряжения

$$\sigma^s = \frac{2}{3} S_V \gamma. \quad (2.13)$$

Записывая тензор модулей упругости для изотропного тела с помощью упругих постоянных Ламе λ и μ [6], получим закон Гука с учетом усадки:

$$\sigma_{ij} = (\lambda \epsilon_{kk} + \sigma^s) \delta_{ij} + 2\mu \epsilon_{ij}. \quad (2.14)$$

Выражая значения компонент тензора деформаций через вектор перемещений u_i

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}), \quad (2.15)$$

будем иметь

$$\sigma_{ij} = (\lambda u_{k,k} + \sigma^s) \delta_{ij} + \mu(u_{i,j} + u_{j,i}). \quad (2.16)$$

Полагая в уравнении (2.14) $\sigma_{ij} = 0$, получим, что $\varepsilon_{ij}|_{i \neq j} = 0$, $\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = \varepsilon_{33} = \varepsilon^f$, причем деформации свободной усадки ε^f равны

$$\varepsilon^f = -\frac{\sigma^s}{3\lambda + 2\mu} = -\frac{\sigma^s}{3K}, \quad (2.17)$$

где K – объемный модуль упругости.

Если материал равномерно высыхает, т. е. парциальное давление водяного пара падает, то поверхностное натяжение стенок скелета растет согласно (2.4), а с ним увеличивается и усадочное напряжение σ^s по формуле (2.13). Поэтому абсолютное значение отрицательных деформаций свободной усадки будет также возрастать.

При заполнении некоторых пор материала жидкостью суммарное поверхностное натяжение становится еще меньше, чем при сорбционном увлажнении, поскольку коэффициент поверхностного натяжения на границе «твердое тело – жидкость» у гидрофильных материалов всегда меньше, чем коэффициент поверхностного натяжения на границе «твердое тело – влажный воздух». Поэтому при образовании менисков жидкости свободное набухание материала становится еще больше, чем в чисто сорбционном случае.

Уравнения закона Гука с учетом усадки могут быть записаны также с вычетом некоторых фиксированных усадочных напряжений σ_0^s , при которых деформации свободной усадки считаются равными нулю:

$$\sigma_{ij} = (\lambda \varepsilon_{kk} + \sigma^s - \sigma_0^s) \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}. \quad (2.18)$$

Если считать разность усадочных напряжений в (2.18) малой, то закон Гука можно записать также в терминах изменения парциального давления пара

$$\sigma_{ij} = (\lambda \varepsilon_{kk} - \vartheta(e - e_0)) \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}, \quad (2.19)$$

где введен коэффициент набухания при изменении парциального давления пара:

$$\vartheta = -\frac{\sigma^s - \sigma_0^s}{e - e_0} \approx -\frac{d\sigma^s}{de} = -\frac{2}{3} S_v \frac{dy}{de} = \frac{2\rho RT \omega_v}{3Me}, \quad (2.20)$$

причем ω_v – объемная влажность материала, равная $S_v h$, или же в терминах изменения объемной влажности материала:

$$\sigma_{ij} = (\lambda \varepsilon_{kk} - \beta(\omega_v - \omega_{v0})) \delta_{ij} + 2\mu \varepsilon_{ij}, \quad (2.21)$$

где введен коэффициент набухания при изменении объемной влажности материала:

$$\beta = \frac{2\rho RT \omega_v}{3Me} \frac{de}{d\omega_v}. \quad (2.22)$$

2.4 Уравнения Ламе с учетом усадки

Подставляя значения компонент тензора напряжений в уравнения равновесия [6]

$$\sigma_{ij,j} + F_i = 0, \quad x \in V, \quad (2.23)$$

$$\sigma_{ij} n_j = T_i, \quad x \in S, \quad (2.24)$$

где F_i – вектор объемных внешних сил;

T_i – вектор поверхностных внешних сил;

x – координаты;

V – объем тела,

S – поверхность тела, получим уравнения Ламе с учетом усадки:

$$(\lambda + \mu)u_{k,ki} + \mu u_{i,kk} + \sigma_{,i}^s + F_i = 0, \quad x \in V, \quad (2.25)$$

$$\left[(\lambda u_{k,k} + \sigma^s) \delta_{ij} + \mu (u_{i,j} + u_{j,i}) \right] n_j = T_i, \quad x \in S. \quad (2.26)$$

Входящие в (2.25) производные от усадочных напряжений можно выразить через производные от парциального давления водяного пара с помощью уравнения адсорбции Гиббса (2.4):

$$\sigma_{,i}^s = \frac{2}{3} S_v \frac{dy}{de} e_{,i} = -\frac{2\rho RT S_v h}{3Me} e_{,i}. \quad (2.27)$$

Произведение $S_v h$, входящее в правую часть формулы (2.27), при сорбционном увлажнении равно объемной влажности материала ω_v . Поэтому

$$\sigma_{,i}^s = -\frac{2\rho RT \omega_v}{3Me} e_{,i}. \quad (2.28)$$

3. ПРИМЕР РАСЧЕТА УСАДКИ ШАРА

3.1 Основные соотношения

Рассмотрим пример расчета усадки изделия в виде шара. Предположим, что распределение влажности в шаре является сферически-симметричным. Пренебрегая внешними силами, получим, что все величины, записанные в сферических координатах, в том числе напряжения и деформации, зависят от одной координаты – радиуса r .

Решим задачу сначала в декартовых координатах, а результат представим в сферических, как это сделано в работе [6] при расчете концентрации напряжений у сферической полости.

При наличии сферической симметрии перемещения направлены по радиусам, выходящим из центра симметрии. Компоненты перемещения u_i будут проекциями вектора радиального перемещения u_r на направления соответствующих осей, т. е.

$$u_i = u_r(r) \frac{x_i}{r}. \quad (3.1)$$

Для дальнейших выкладок нам понадобятся очевидные равенства:

$$\frac{\partial r}{\partial x_i} = \frac{x_i}{r}, \quad x_k x_k = r^2. \quad (3.2)$$

Дифференцируя (3.1) по x_j и учитывая первое из равенств (3.2), получим соотношения для тензора деформаций:

$$\varepsilon_{ij} = u_{i,j} = \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) \frac{x_i x_j}{r} + \frac{u_r}{r} \delta_{ij}. \quad (3.3)$$

Сворачивая (3.3), получим выражение для первого инварианта (следа) тензора деформаций:

$$\varepsilon_{kk} = u_{k,k} = \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) r + 3 \frac{u_r}{r}. \quad (3.4)$$

Дифференцируя (3.3) по x_k

$$u_{i,jk} = \frac{d^2}{dr^2} \left(\frac{u_r}{r} \right) \frac{x_i x_j x_k}{r^2} + \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) \left(\delta_{jk} \frac{x_j}{r} + \delta_{jk} \frac{x_i}{r} + \delta_{ij} \frac{x_k}{r} - \frac{x_i x_j x_k}{r^3} \right), \quad (3.5)$$

и производя свертки, получим выражения для производных от компонент вектора перемещений, входящие в уравнения Ламе:

$$u_{i,kk} = u_{k,ki} = \frac{d^2}{dr^2} \left(\frac{u_r}{r} \right) x_i + 4 \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) \frac{x_i}{r}. \quad (3.6)$$

Подставляя величины (3.6) в уравнения Ламе (2.25), где $F_i = 0$, получим дифференциальное уравнение для неизвестной $u_r(r)$:

$$(\lambda + 2\mu) \left[r \frac{d^2}{dr^2} \left(\frac{u_r}{r} \right) + 4 \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) \right] + \frac{d\sigma^s}{dr} = 0. \quad (3.7)$$

Введя обозначение

$$y(r) = \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right), \quad (3.8)$$

будем иметь линейное дифференциальное уравнение первого порядка:

$$r \frac{dy}{dr} = -4y - \frac{1}{\lambda + 2\mu} \frac{d\sigma^s}{dr}, \quad (3.9)$$

решением которого является, согласно [7]

$$y = \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) = \frac{1}{r^4} \left(C_1 - \frac{1}{\lambda + 2\mu} \int_0^r r'^3 \frac{d\sigma^s}{dr'} dr' \right). \quad (3.10)$$

Для того, чтобы перемещения не возрастали в центре шара при $r = 0$ до бесконечности, следует положить в (3.10) $C_1 = 0$. Таким образом, имеем:

$$\frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) = -\frac{1}{(\lambda + 2\mu)r^4} \int_0^r r'^3 \frac{d\sigma^s}{dr'} dr'. \quad (3.11)$$

Интегрируя (3.11), получим

$$u_r = r \left(C - \frac{1}{\lambda + 2\mu} \int_0^r \frac{1}{r'^4} \int_0^{r'} r''^3 \frac{d\sigma^s}{dr''} dr'' dr' \right), \quad (3.12)$$

где C – некоторая константа, определяемая из граничных условий.

Подставляя (3.3) и (3.4) в выражения (2.14) закона Гука, получим выражение для тензора напряжений:

$$\sigma_{ij} = \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) \left(\lambda r \delta_{ij} + 2\mu \frac{x_i x_j}{r} \right) + \frac{u_r}{r} (3\lambda + 2\mu) \delta_{ij} + \sigma^s \delta_{ij}. \quad (3.13)$$

Чтобы найти компоненты тензора напряжений в сферических координатах, положим в формуле (3.13)

$$x_1 = r, \quad x_2 = 0, \quad x_3 = 0. \quad (3.14)$$

Получим, что касательные напряжения $\sigma_{ij}|_{i \neq j}$ равны нулю. Компонента нормального напряжения, направленного вдоль радиуса, равна

$$\sigma_r = \sigma_{11} = (\lambda + 2\mu) r \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) + (3\lambda + 2\mu) \frac{u_r}{r} + \sigma^s, \quad (3.15)$$

а нормальные напряжения, перпендикулярные радиусу

$$\sigma_t = \sigma_{22} = \sigma_{33} = \lambda r \frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) + (3\lambda + 2\mu) \frac{u_r}{r} + \sigma^s. \quad (3.16)$$

Для того, чтобы определить напряжения, следует в формулы (3.15), (3.16) подставить перемещения из формулы (3.12), постоянная C в которой определяется из граничного условия, представляющего собой равенство нулю поверхностных сил на границе шара радиуса R :

$$\sigma_r|_{r=R} = 0. \quad (3.17)$$

3.2 Линейное распределение усадочных напряжений

Предположим, что изменение усадочного напряжения внутри шара подчиняется линейному закону:

$$\frac{d\sigma^s}{dr} = a = \text{const}. \quad (3.18)$$

Это может выполняться, например, в случае, когда объемная влажность материала пропорциональна парциальному давлению пара (согласно закону сорбции Генри), а относительная влажность воздуха внутри шара линейно зависит от радиуса.

Подставляя соотношение (3.18) в (3.11) и интегрируя, получим

$$\frac{d}{dr} \left(\frac{u_r}{r} \right) = - \frac{a}{4(\lambda + 2\mu)} \quad (3.19)$$

Интегрируя (3.19) по r , будем иметь выражение для радиального перемещения:

$$u_r = r \left(C - \frac{ar}{4(\lambda + 2\mu)} \right) \quad (3.20)$$

После подстановки выражений (3.19) и (3.20) в формулу (3.15), получим выражения для радиальной компоненты тензора напряжений:

$$\sigma_r = - \left(1 + \frac{\lambda}{\lambda + 2\mu} \right) \frac{ar}{2} + (3\lambda + 2\mu)C + \sigma^s(r) \quad (3.21)$$

Постоянную C найдем из граничного условия (3.17):

$$C = \frac{1}{3\lambda + 2\mu} \left[\left(1 + \frac{\lambda}{\lambda + 2\mu} \right) \frac{aR}{2} - \sigma^s(R) \right] \quad (3.22)$$

Интегрируя (3.18) по r , будем иметь:

$$\sigma^s(r) - \sigma^s(R) = -a(R - r) \quad (3.23)$$

После подстановки полученных выражений в формулы (3.21) и (3.16) получим

$$\sigma_r = \frac{a\mu}{\lambda + 2\mu} (r - R) \quad (3.24)$$

$$\sigma_t = \frac{\lambda a\mu}{\lambda + 2\mu} \left(\frac{3}{2}r - R \right) \quad (3.25)$$

Таким образом, перпендикулярные радиусу главные напряжения на границе шара равны

$$\sigma_t|_{r=R} = \frac{a\mu R}{2(\lambda + 2\mu)} \quad (3.26)$$

Переходя к техническим постоянным E (модуль упругости) и ν (коэффициент Пуассона) с помощью формул

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}, \quad \lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3.27)$$

будем иметь

$$\sigma_t|_{r=R} = \frac{1-2\nu}{4(1-\nu)} aR \quad (3.28)$$

При сушке градиент упругости водяного пара направлен к центру изделия, а градиент усадочных напряжений согласно формуле (2.28) – наружу. Поэтому постоянная a в этом случае положительна, и на поверхности шара возникают растягивающие (положительные) напряжения.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выполненные теоретические исследования показывают, что при уменьшении парциального давления водяного пара в порах капиллярно-пористый материал претерпевает усадку, вызванную увеличением поверхностного натяжения скелета материала, покрытого адсорбционным слоем.

Решена задача об усадке шара со сферически-симметричным распределением влажности. Приведен пример расчета при линейных по радиусу усадочных напряжениях, который показывает, что в процессе сушки максимальные растягивающие напряжения в шаре положительны и возникают на его поверхности, что может привести к растрескиванию изделия.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов. – М.: Стройиздат, 1979. – 344 с.
2. Barogel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatere T., Coussy O. Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials / Cement and Concrete Research 29 (1999). – P. 1225-1238.

3. Гиббс Дж. В. Термодинамика. Статистическая механика. – М.: Наука, 1982. – 584 с.
4. Ландау Л.Д., Лифшиц Е.М. Статистическая физика. Часть 1. («Теоретическая физика», том V). – М.: Изд-во «Наука»; Гл. ред. физ.-мат. лит. – 584 с.
5. Ребиндер П.А. Поверхностные явления в дисперсных системах. Коллоидная химия. Избранные труды. П.А. Ребиндер. – М.: Наука, 1978. – 368 с.
6. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. – М.: Наука. Главная редакция физико-математической литературы, 1979. – 744 с.
7. Зайцев В.Ф., Полянин А.Д. Справочник по обыкновенным дифференциальным уравнениям. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2001. – 576 с.

УДК 666.972.16

Батяновский Э.И.

О МЕХАНИЗМЕ ДЕЙСТВИЯ ДОБАВОК УСКОРИТЕЛЕЙ ТВЕРДЕНИЯ БЕТОНА

Состояние вопроса. Из многообразия химических веществ, используемых в современной технологии для модификации свойств бетонной смеси и бетона, в настоящей работе рассмотрим воздействие на процессы гидратации и твердения цемента добавок ускорителей его твердения. Опыт использования химических ускорителей твердения цементного бетона практически не имеет явно выраженного авторского приоритета, поскольку получил распространение в строительной практике наряду с расширением использования этого строительного материала. Накопление эмпирического опыта в 20-30 гг. XX века, развертывание масштабного строительства в 50-60 гг. требовало интенсификации процесса упрочения бетона, т.к. это обеспечивало высокий темп работ в строительстве в целом. Одним из наиболее доступных и простых решений этой проблемы оказался способ воздействия на цементный бетон путем введения в смесь на стадии приготовления химических веществ-электролитов. Эти добавки, диссоциирующие в водной среде на ионы, активно вовлекаются в процесс взаимодействия вяжущего вещества с водой, способствуют ускоренному и углубленному развитию процессов сорбции, гидратации, возникновения новых фаз, становления коагуляционной и кристаллогидратной структур цементного геля и камня, и, как следствие, обеспечивают повышению темпа роста прочности цементного бетона во времени [1-5].

Постепенное накопление знаний в рассматриваемой области позволило ученым сформулировать целый ряд гипотез о механизме взаимодействия химических добавок в виде хлористого кальция (CaCl_2), нитрата кальция ($\text{Ca}(\text{NO}_3)_2$), нитрит-нитрата кальция ($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2 + \text{Ca}(\text{NO}_3)_2$), сульфата натрия (Na_2SO_4) и ряда других веществ, которые входят в современные реестры добавок ускорителей твердения. Наиболее значимыми из известных предложений по разновидностям механизма воздействия добавок - электролитов на цементное вяжущее в бетоне являются следующие представления, которые изложены по принципу последовательности развития процессов, имеющих место после контакта цемента с водой в присутствии добавки.

Например, это изменение (ускорение) растворимости клинкерных минералов вяжущего вещества под влиянием добавки и, как следствие, повышение темпа протекания процессов гидратации и образования новых фаз, становления и упрочения структуры цементного геля, а затем - камня. При этом разновидности данного механизма воздействия добавок видят как в прямом повышении растворимости клинкерных минералов (вследствие роста «ионной силы» жидкой фазы, из-за присутствия в ней ионов вещества добавки), так и благодаря воздействию на гидратационный процесс за счет связывания продуктов их гидратации (в частности, гидроокись кальция), что смещает реакцию гидратации в сторону ускорения и косвенно способствует повышению растворимости клинкерных минералов.

По другой гипотезе добавки – электролиты, диссоциируя на разноименно заряженные ионы, влияют на адсорбцию воды поверхностью вяжущего, изменяют энергетический баланс двойного электрического слоя, что приводит к ускоренной дезагрегации цементных флокул в присутствии добавки, способствует вовлечению дополнительной реакционноспособной поверхности вяжущего к взаимодействию с водой. Так, при контакте цемента с водой затвердения, последняя вначале адсорбируется на внешней стороне цементной флокулы, а затем устремляется вглубь ее под воздействием потенциала поверхности вяжущего. Проникая в зону соприкосновения частиц, составляющих флоку-

лу, «пленка» жидкости утоньшается, вплоть до образования монослоев. В результате ориентации поляризованных молекул воды силовым полем твердой фазы появляется эффект взаимного отталкивания этих слоев жидкости («эффект Ребиндера»), который направлен по нормали к поверхности твердой фазы и стремится разъединить контактирующие частицы вяжущего. Введение в воду затворения бетона добавок-электролитов, которые вместе с ней проникают в зону соприкосновения частиц, значительно усиливает этот эффект за счет зарядов диссоциировавших ионов, что вызывает ускоренное распадение цементных флокул (их «пептизацию») на составляющие зерна. В результате «вскрываются» дополнительные реакционноспособные поверхности вяжущего, интенсивнее развивается процесс гидратации, и в единице объема системы «цемент-вода» возникает большее количество новообразований, чем в бетоне без добавки. Формируется более однородная и плотная коагуляционная структура цементного геля, а на этом фоне – и кристаллогидратная структура цементного камня. Повышается темп роста прочности бетона.

Весьма основательно в научно-технической литературе представлена гипотеза о механизме ускорения твердения цемента за счет химических реакций в водной среде с веществом добавки, сопровождающихся образованием новых соединений. При этом возможно протекание как прямых реакций добавок с минералами портландцементного клинкера, так и с продуктами их гидратации. Например, известны представления об эффекте ускорения за счет взаимодействия вещества добавок с наиболее быстро формируемыми новообразованиями в виде кристаллов гидросульфатоалюмината кальция. В бетоне без добавок их образование приводит к некоторой стабилизации реагирующей системы цемент-вода, за счет формирования гелеобразной «пленки» у поверхности вяжущего. Введение электролитов, способных взаимодействовать с гидросульфатоалюминатом, препятствует ее образованию и уплотнению, чем обеспечивает ускоренное протекание гидратационного процесса. Наиболее детально развиты представления о химическом взаимодействии добавок – электролитов с гидратными новообразованиями кальция и алюмоферритов, в результате которого образуются вторичные и двойные соли, уплотняющие коагуляционную структуру цементного геля, а в конечном итоге – цементного камня.

При этом, различают характер развития реакций, которые могут протекать как реакции присоединения и в виде обменных. Итоговым результатом развития процесса воздействия химической добавки на процесс гидратации цемента является рост плотности структуры и прочности цементного камня за счет коагуляции пор (дефектов структуры) трудно растворимыми соединениями, а также образования в системе вместо первичных (низкопрочных) соединений – вторичных, двойных солей гидратов, характеризующихся значительно большей прочностью, что обеспечивает рост прочности бетона.

Все больший интерес проявляется к механизму воздействия на гидратирующийся и твердеющий цемент «добавок-затравок», представляющих собой тонкодисперсную твердую фазу, являющуюся подложкой, инициирующей ускорение образования новых фаз в цементном геле, т.е. снижающих энергетический порог начала образования кристаллогидратов. В результате вокруг готовых (привнесенных в виде добавки) центров кристаллизации с меньшими потерями энергии в системе цемент-вода формируются микрокристаллы силикатов, что способствует ускоренному росту прочности бетона. Эффект применения данного типа добавок (например, микрокремнезема) основывается на том, что образование и формирования новых фаз из водного раствора является энергетически невыгодным (затратным) процессом. Его развитие может быть инициировано введением готовых «центров» кристаллизации, обладающих сродством по отношению к реагирующему с водой вяжущему веществу.

Анализ приведенных гипотез влияния химических добавок на процессы гидратации и твердения цемента позволяет сделать вывод, что каждая из них обоснована и может быть принята априори, как имеющая место. Но, на наш взгляд, ни одна из них не дает исчерпывающего ответа по означенной проблеме. Разработчики этих гипотез ратовали за особую значимость той, приверженцами которой они являлись, и изучали наиболее тщательно и глубоко связанные с ней явления. Очевидно, что обобщающая теория, способная отразить многообразие явлений при воздействии химических веществ на процессы гидратации и твердения цемента с целью их ускорения, это дело будущего. Но можно с уверенностью утверждать, что это воздействие многоплановое, оно включает все приведенные ранее посылки в их взаимозависимости и взаимовлиянии на процессы первичного взаимодействия твердой фазы (цемента) и жидкости, гидратацию вяжущего, становление коагуляционной структуры и возникновение гелеобразных масс новообразований, появление и развитие зародышей кристаллогидратов, возникновение и упрочение кристаллогидратной структуры цементного камня. Для объяснения протекающих при этом процессов и роли в них добавок-ускорителей твердения рационально и целесообразно привлечь фундаментальные представления коллоидной и физической химии

в вопросах, относящихся к взаимодействию дисперсных твердых фаз с жидкостями и, в частности, положений теории двойного электрического слоя:

Теоретическая модель взаимодействия химических добавок- электролитов, ускоряющих твердение цементного бетона, может быть представлена рядом последовательных стадий непрерывно развивающегося процесса, начало которому дает контакт вяжущего с водным раствором добавки.

Известно, что наличие поверхностного потенциала частиц тонко измельченной твердой гидрофильной фазы (в нашем случае цемента) проявляется образованием при контакте с водой сольватной оболочки, толщина которой, при достаточном количестве жидкости, полностью поглощает этот потенциал, сводя его к нулю. При этом толщина слоя сольватной оболочки (δ) прямо зависит от содержания в жидкости заряженных ионов растворенных в ней веществ:

$$\delta = \frac{1}{2Fa} \sqrt{\frac{\epsilon RT}{C_k \cdot \pi(Z_a + Z_k)}}$$

В формуле Гуи, полученной на базе теории Больцмана, Z_a и Z_k - валентности анионов и катионов соответственно, которые находятся в жидкой фазе. С ростом их значений величина δ будет снижаться. Следует отметить, что приведенная формула далеко не абсолютно отражает полноту явления и, в частности, не учитывает объема ионов (тем более их собственных "сольватных" оболочек), приводя их к "точечным" зарядам. Вместе с тем, она дает достаточное представление по рассматриваемой нами проблеме.

Рассмотрим начальную фазу взаимодействия цемента и воды в присутствии ионов добавки-электролита на основе классических представлений [6] Штерна о двойном электрическом слое в системе "твердое тело - жидкость", исходя из соответствия толщин сольватной оболочки и двойного электрического слоя величине « δ ».

Последний представляет собой (см. рисунок), условно говоря, два взаимосвязанных слоя: адсорбционный и диффузный. Первый - с жестко зафиксированными энергетическим полем потенциалобразующих ионов поверхности частицы противоионами, находящимися в жидкости (воде), и поляризованными молекулами воды на условную толщину $\delta_{ад}$. А также диффузный слой $\delta_{диф}$, в котором объемно размещен заряд, компенсирующий избыток общего потенциала поверхности (ψ_0), над затраченным на образование адсорбционного слоя.

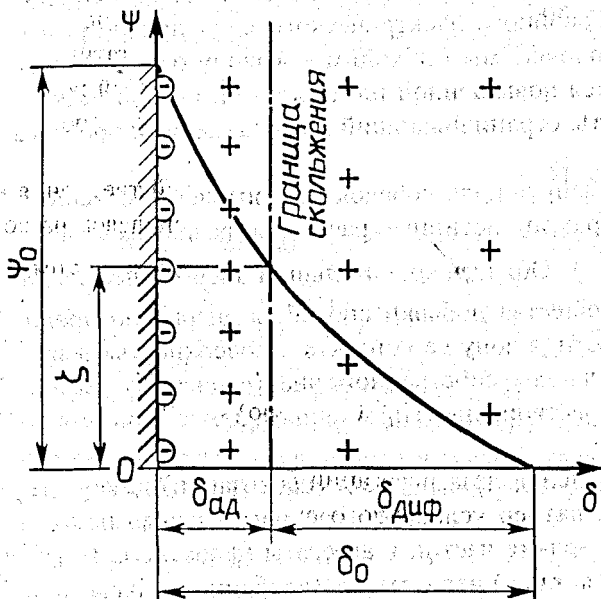
В абстрактном случае (затворение цемента дисциплированной водой и пренебрежение реакцией гидратации) можно предположить, что роль противоионов и объемного "заряда" диффузного слоя играли бы поляризованные молекулы воды при существенно большей толщине двойного электрического слоя.

При использовании для затворения воды, которая кроме «естественных» солей содержит растворенное вещество химической добавки-ускорителя в виде разноименных по заряду ионов, следует предположить, что поверхностный заряд цементной частицы будет стремиться к самоликвидации путем притяжения противоионов противоположного знака из раствора. В результате их концентрация будет выше у поверхности частиц цемента, а максимальной - у ее активных центров.

Если рассматривать классический для коллоидной и физической химии вариант образования двойного электрического слоя, в котором ядро мицеллы не вступает в химическое взаимодействие (или растворение) с жидкостью его окружающей, то можно выделить несколько особенностей, важных для понимания процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой.

Во-первых, сформированный в классическом случае двойной электрический слой устойчив и достаточно статичен.

Во-вторых, прослеживается изменение



плотности жидкой фазы по глубине сольватной оболочки, с максимумом в адсорбционном, практически неподвижном, слое. Это же установлено и для воды, но в случае адсорбции ее не на цементе, а на не реагирующей с ней основе (например, кварце).

В-третьих, при увеличении концентрации "противоионов" имеет место изменение (уменьшение) толщины двойного электрического слоя и перемещение в сторону поверхности условной границы скольжения, т.е. снижается величина электро-кинетического или «дзета» потенциала.

На основании изложенного теоретическую модель начальной фазы взаимодействия цемента с водой можно представить следующим образом.

При взаимном контакте вода адсорбируется у поверхности частицы (флокулы) вяжущего, стремясь компенсировать толщиной сольватной оболочки потенциал ее поверхности (ϕ_0). Возникает подобие классического двойного электрического слоя с ядром мицеллы – цементным зерном (флокулой) и водной сольватной оболочкой. Последняя представляет собой слой жидкости, часть которой в зоне контакта с активными центрами поверхности твердой фазы ориентируется в ее силовом поле, образуя "гроздь" плотно взаиморасположенных поляризованных молекул воды, выполняющих роль противоиона.

Если бы усилие, с которым элементарная частица твердой фазы (в нашем случае – цемента) удерживается в ионнокристаллической решетке твердого вещества, превышало совокупное усилие адсорбированных в ее зоне молекул воды, то растворение (гидратация) не имело бы места и наблюдалось бы формирование классического двойного электрического слоя (классических "мицелл") со всеми присущими ему свойствами.

Отличие реагирующей системы "цементное ядро – жидкость сольватной оболочки" состоит в том, что периодически формирующиеся у активных центров поверхности твердой фазы клинкерных минералов цемента группы молекул воды со временем создают усилие, превышающее энергию связи внутри объема твердой фазы. Тем самым, по определению Д.И. Менделеева, обеспечивается необходимое и достаточное условие для растворения последней.

Таким образом, при сохранении общего вида двойного электрического слоя в форме мицелл в системе "цемент – вода", зона раздела твердой и жидкой фаз находится в постоянном спонтанном движении (изменении). Его можно представить в чередующихся локально возникающих и самоликвидирующихся "квази" 2-х электрических слоев с периодом существования на время адсорбции данным участком твердой фазы такого количества молекул воды, которое необходимо для отрыва ее элементарной частицы.

То есть, реагирующая поверхность раздела фаз представляет собой постоянно «пульсирующую» зону со спонтанно развивающимся, последовательно углубляющимся процессом возникновения и самоликвидации множества точечных проявлений 2-го электрического слоя.

Представления о полном соответствии строения мицеллы в системе «цемент-вода» их классическому варианту, без учета развития реакции между твердой фазой и жидкостью, непродуктивны. Если прямо следовать закономерностям образования двойного электрического слоя при не реагирующих между собой ядре мицеллы и сольватной оболочке, мы приходим к выводу о статичности адсорбционных слоев жидкой фазы, характеризующихся повышенной плотностью и низкой реакционной способностью. На наш взгляд, это тупиковый путь, ограничивающий понимание сути процесса реакции цемента с водой.

В свете изложенных представлений логично прояснить роль добавок-ускорителей твердения в процессе гидратации цемента. В водной среде они образуют истинные растворы, распадаясь на составляющие ионы (например, $\text{Na}_2\text{SO}_4 \rightarrow \text{Na}^{++} + \text{SO}_4^{--}$). Обладая значительным энергетическим, и, соответственно, адсорбционным потенциалом ионы вещества добавки способны энергично проникать с молекулами воды в адсорбционные слои жидкости, в зону ее контакта с поверхностью вяжущего. Вследствие значительно большего, чем у молекул воды, собственного энергетического поля их присутствие приводит к росту сил, обеспечивающих растворение (гидратацию) ионов клинкерных минералов и интенсифицирует этот процесс.

Кроме того, эффект проявляется в углублении явления дезагрегации (пептизации) цементных флокул. Известно, что вследствие различных причин размер условного среднего «зерна» цемента выше, чем это есть на самом деле, из-за объединения мелких частиц в агрегаты (флокулы). Защемленный в межзерновом пространстве флокул цемента воздух препятствует (особенно на начальной стадии взаимодействия) включению в реакцию с водой значительной реакционноспособной поверх-

ности вяжущего, что снижает темп роста прочности бетона. Самопроизвольная дезагрегация цементных флокул под воздействием воды развивается благодаря возникновению отталкивающих (расклинивающий эффект) усилий тонких пленок жидкости при смачивании поверхности контактирующих частиц вяжущего. В результате в устье таких «трещин» формируются пленки жидкости, переходящие в монослои из ориентированных молекул воды, возникает усилие взаимного отталкивания одноименно заряженных поверхностей ее пленок. Присутствие в воде ионов электролита значительно повышает усилие взаимного отталкивания, проявляется в более интенсивном развитии процесса дезагрегации (пептизации) и, как следствие, сопровождается вовлечением в реакцию с водой дополнительной поверхности вяжущего, что способствует росту плотности и прочности цементного камня (бетона).

Следует отметить, что присутствие в воде затворения ионов добавок-ускорителей способствует сжатию (уменьшению толщины) двойного электрического слоя при соответствующем уменьшении «водоудерживающей способности» цемента. Следствием является кратковременный эффект пластификации за счет перехода части жидкости диффузного слоя сольватной оболочки мицелл в свободное состояние.

В дальнейшем роль добавок-ускорителей твердения бетона проявляется в ускоренном формировании коагуляционной структуры цементного геля по мере развития изложенных ранее процессов взаимодействия вяжущего с водой и ее трансформации в кристаллогидратную структуру цементного камня. При этом на начальной стадии взаимодействия вяжущего с водой превалирующее значение имеют физико-химические процессы, подготавливающие необходимые условия для развития химических реакций с образованием новых фаз, накопление которых сверх критических значений приводит к возникновению зародышей кристаллогидратов, образованию и развитию кристаллогидратных комплексов, формированию и упрочению кристаллогидратной структуры в целом.

Обоснованность положения о непосредственном включении веществ химических ускорителей твердения в химические реакции образования кристаллогидратных новых фаз, как продукта гидратационного процесса взаимодействия цемента с водой, многократно доказана и не вызывает сомнений. Вместе с тем следует отметить, что процесс становления кристаллогидратной структуры цементного камня во многом определяется совокупностью физико-химических явлений. Так, вслед за химической реакцией образования микрокристаллов новых фаз следует их постепенное сближение через физический процесс – утоньшение прослоек перераспределяющейся в системе жидкости, который не всегда завершается прямым контактом и образованием связи непосредственно между поверхностями твердой фазы. Практически всегда в системе присутствует жидкость, что при благоприятных условиях длительный период поддерживает гидратационный процесс, то есть имеет место сложное сочетание физических и химических явлений, которые отражают сущность процесса твердения цемента и проявляются в свойствах цементного камня и бетона (например, в явлениях ползучести, усадки – набухания и др.).

Заключение. Изложенные представления о начальном периоде процесса гидратации цемента в присутствии добавок-ускорителей твердения могут вызвать дискуссию, в результате которой будет полнее рассмотрена и освещена проблема эффективного использования этих веществ в технологии цементного бетона.

ЛИТЕРАТУРА

1. Ратинов В.Б., Розенберг Т.Т., Смирнова И.А. О механизме действия добавок-ускорителей твердения бетона // Бетон и железобетон, №6. 1964.
2. Вавржин Ф., Крчма Р. Химические добавки в строительстве. - М.: Стройиздат, 1964.- 288 с.
3. Ахвердов И.Н., Шалимо М.А., Довнар Н.И. О влиянии хлористого кальция на формирование структуры цементного камня и бетона. - Доклады АН БССР, 1975. Т. 19, №17.
4. Ратинов В.Б., Розенберг Т.И. Добавки в бетон. - 2-ое изд., перераб. и доп. - М.: Стройиздат, 1989. -188 с.
5. Ахвердов И.Н., Батыновский З.И. Прочность бетона сухого формования с добавками.: Сб.научн.тр. /Вопросы строительства и архитектуры - Мн. Вышэйшая школа, 1987. Вып. 16.
6. Фридрихсберг Д.А. Курс коллоидной химии. - Л.: Химия, 1984. - 368 с.

УДК 614.841.33

Гуров И.Н.

ЛЕГКИЕ И ОСОБОЛЕГКИЕ БЕТОНЫ НА ОСНОВЕ МИКРОСФЕРЫ

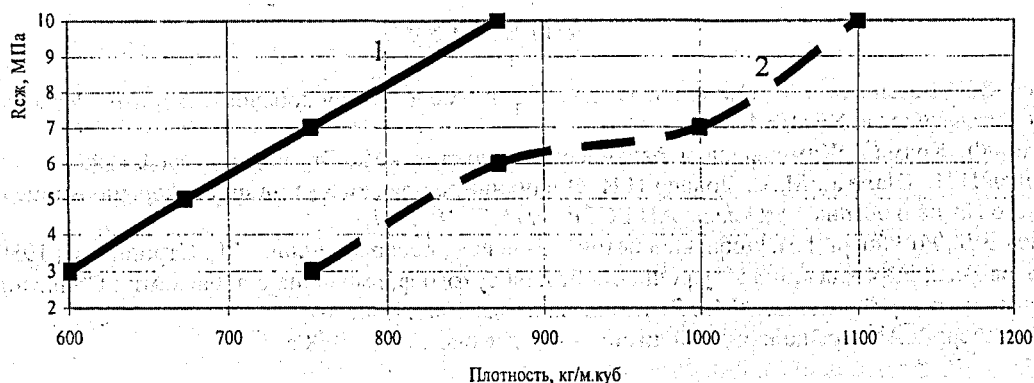
Целью настоящей работы являлось создание эффективных легких бетонов на основе аппретированной полых стеклянной микросферы (АПСМС) и изучение их основных физико-механических и теплофизических свойств.

В соответствии с поставленной целью в работе решались следующие частные задачи:

1. Изучить основные физико-механические и физико-химические свойства АПСМС и других компонентов бетона.
2. Разработать составы теплоизоляционно-конструкционного бетона марки М50÷М75 (В3.5÷В5) и конструктивных марки М100÷М150 (В7.5÷В12.5) с минимальными средней плотностью и расходом цемента. Исследовать влияние характеристик состава на основные свойства бетонной смеси.
3. Исследовать основные прочностные и деформативные свойства бетона на основе АПСМС.
4. Исследовать теплопроводность, сорбцию, паропроницаемость, морозостойкость, а также защитные свойства бетонов по отношению к стальной арматуре.
5. Исследовать макро- и микро структуры бетонов с АПСМС и провести рентгенофазовый анализ.

Результаты проведенных комплексных исследований позволили сделать следующие выводы:

1. Полые стеклянные микросферы имеют высокую адсорбционную активность и за счет этого достаточно высокую водопотребность цементно-песчаной системы с АПСМС. Такая система имеет плотный контактный слой на микросфере и рыхлую структуру между комплексами АПСМС - контактный слой. Это происходит из-за притяжения поверхностными силами микросфер ионов и продуктов гидратации цемента, что приводит к разрыхлению межкомплексной зоны.
2. АПСМС уменьшает водопотребность системы, модифицируют (уплотняют) структуру и равномерно гидрофобизируют цементно-песчаную матрицу. При этом образуется гель кремнекислоты на поверхности аппретированной микросферы. Водопотребность также снижается и за счет экранирования аппретом поверхностных сил полых стеклянных микросфер. Введение АПСМС улучшает свойства цементно-песчаной системы по сравнению с системами с обычными микросферами.
3. Применение в качестве добавки СЗ также улучшает структуру цементно-песчаного композита с АПСМС по сравнению с бездобавочным, уплотняя ее. Однако уплотнение структуры из-за микродефектов, возникающих при пропаривании, не дает резкого прироста прочностных характеристик.
4. Комплексное изучение свойств и результатов рентгеноструктурного анализа цементно-песчаного композиционного материала с АПСМС дали возможность высказать гипотезу о характере структурообразования и получить физическую структуру данного композита. Она включает в себя исходные материалы, их перемешивание, уплотнение полученной смеси, условия твердения композита, составляющие структуры и влияние микросфер на ее формирование.
5. Установлена принципиальная возможность получения легкого бетона на АПСМС классов В2.5÷В12.5 (М35-М150) при расходе цемента 300 кг/м^3 . Средняя плотность такого бетона составляет $600..1000 \text{ кг/м}^3$, что на 20..25 % ниже, чем у легких бетонов на традиционных заполнителях.



1 - бетон на АПСМС; 2 - керамзитобетон.

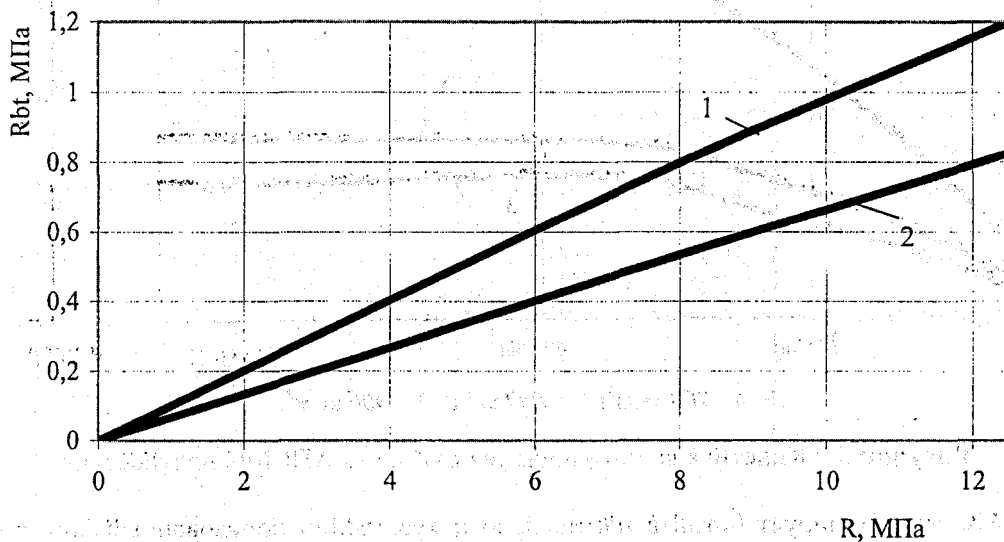
Рисунок 1 - Зависимость прочности от плотности легкого бетона

6. Тонкодисперсная АПСМС с высокой удельной поверхностью обладает мощной гидравлической активностью. Это свойство мелкодисперсной микросферы обеспечивает образование микрокристаллической структуры (с центрами кристаллизации). При определенном содержании АПСМС взамен цемента, прочность бетона возрастает до 3,5%.
7. Плотные и умеренно поризованные легкие бетоны на АПСМС марок М50-М150 (В3.5-В12.5) обладают высоким К.К.К. (отношение прочности к плотности), который на 20..30 % выше, чем у легких бетонов на традиционных обжиговых заполнителях, например, керамзитобетона. Деформативные характеристики легкого бетона на АПСМС, а также их прочность на сжатие, призмная прочность, модуль упругости и др. удовлетворяют нормативным требованиям.

Прочность легкого бетона на АПСМС при сжатии по сравнению с бетонами на традиционных обжиговых заполнителях при одинаковой средней плотности на 20..25 % выше, а прочность на растяжение на 8..12 % ниже, чем у керамзитобетона. Усадка и ползучесть у бетона на АПСМС ниже, чем у аналоговых легких бетонов марок М35-М150 (В2.5-В12.5) и составляет соответственно 0,3÷1,1 мм/м.

Таблица 1 – Основные физико-механические и деформативные свойства бетонов на АПСМС

Марка бетона	Марка по средней плотности	R_{28} , МПа	R_{180} , МПа	W, %	$E_b \cdot 10^3$, МПа		Коэффициент Пуассона
					Опытное	Нормативное	
35	600	3,7	4,8	19	3,12	-	0,14
50	700	5,8	7,5	17	4,52	-	0,14
75	800	8,0	10,3	16	5,65	4,5	0,14
100	900	10,3	12,4	13	7,15	6,3	0,15
150	1000	14,9	17,9	13	8,50	8,0	0,15



1 – керамзитобетон; 2 – бетон на АПСМС.

Рисунок 2 – Прочность легкого бетона на АПСМС при осевом растяжении

8. Сорбционная влажность легких бетонов на АПСМС не превышает требований БНБ 2.01.01-93, предъявляемых к керамзитобетону, и составляет для зоны А и Б соответственно 2,6 и 7,0 %, что в 2 и 1,6 раза меньше значений БНБ, приведенных для керамзитобетона. Паропроницаемость бетонов на АПСМС на 50..60 % ниже, чем для керамзитобетона.
9. Теплопроводность бетонов на АПСМС классов В2.5-В12.5 (М35-М150) составляет соответственно 0,14..0,24 Вт/м⁰С, что на 20..25 % ниже, чем у керамзитобетона.
10. Морозостойкость бетонов на АПСМС удовлетворяет требованиям ГОСТ10060. Образцы после испытаний при пониженной температуре -164 °С выдержали 15 циклов попеременного замораживания и оттаивания без потери массы. По мнению некоторых исследователей [1-12] морозостойкость бетона тесно связана с его поровой структурой.

Таблица 2. – Паропроницаемость бетонов на АПСМС

№	Высота образца, $\times 10^{-2}$ м.	Паропроницаемость, μ , мг/м.ч.Па	ρ , кг/м ³	Среднее экспериментальное для бетона на АПСМС
I	1	0,037±0,003	582	0,044
	2	0,051±0,002		
	3	0,044±0,003		
II	1	0,033±0,001	726	0,034
	2	0,032±0,001		
	3	0,037±0,002		
III	1	0,01±0,006	846	0,012
	2	0,015±0,008		
	3	0,011±0,007		

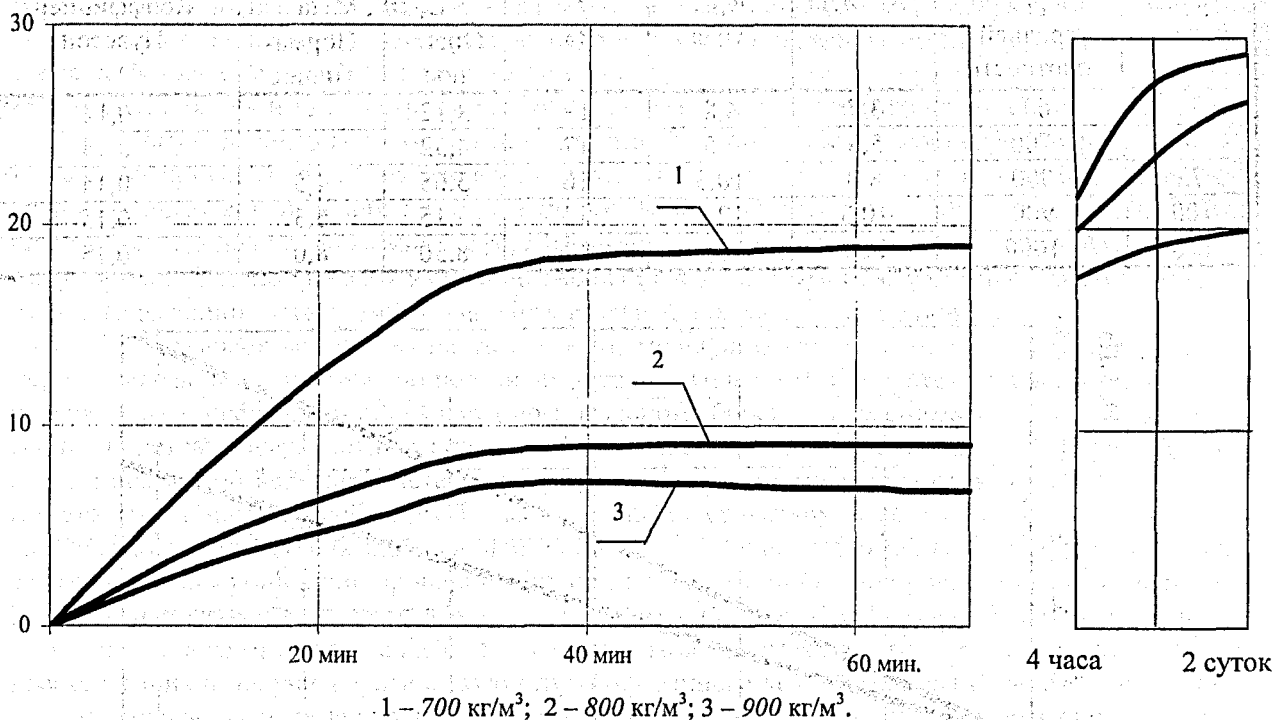


Рисунок 3 – Кинетика водопоглощения бетона на АПСМС плотностью:

АПСМС модифицирует бетон в плотный, но искусственно поризованный конгломерат, что предполагает высокую его стойкость к морозной деструкции.

Таблица 3 – Коэффициент теплопроводности легкого бетона на АПСМС

Марка по плотности	Коэффициент теплопроводности в сухом состоянии, Вт/м.°С	Расчетное массовое отношение влаги в материале, %		Коэффициент теплопроводности, Вт/м.°С	
		Зона А	Зона Б	Зона А	Зона Б
600	0,14	5	10	0,155	0,17
700	0,16	5	10	0,185	0,21
800	0,19	5	10	0,220	0,25
900	0,22	5	10	0,260	0,30
1000	0,24	5	10	0,300	0,36

11. Бетоны на АПСМС (без тонкодисперсных фракций) обеспечивают сохранность арматуры в конструкциях. При введении мелкофракционных АПСМС более определенного значения арматура находится в активном состоянии. В таких случаях необходимо предусматривать защитные меры.

Таблица 4 – Результаты исследования морозостойкости бетона на АПСМС.

Класс Бетона	Количество циклов замораживания и оттаивания									
	25		35		50		75		75	
Предел прочности при сжатии насыщенных водой образцов перед началом замораживания, МПа	Предел прочности при сжатии, МПа. после замораживания, R_m	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз} = R_m/R_{к}$	Предел прочности при сжатии, МПа. после замораживания, R_m	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз} = R_m/R_{к}$	Предел прочности при сжатии, МПа. после замораживания, R_m	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз} = R_m/R_{к}$	Предел прочности при сжатии, МПа. после замораживания, R_m	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз} = R_m/R_{к}$	Предел прочности при сжатии, МПа. после замораживания, R_m	Коэффициент морозостойкости, $K_{мрз} = R_m/R_{к}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	10
	54,6	46,5		46,9		52,9		53,7		
	51,9	49,9		57,4		53,9		51,9		
	51,3	54,9		55,0		64,0		52,7		
Ср.	52,6	51,6	0,98	53,1	1,01	56,9	1,08	52,8	1,00	1,00
	79,3	75,3		79,1		74,2		66,2		
	69,8	75,5		76,3		71,2		86,1		
	74,2	72,9		69,8		78,4		72,6		
Ср.	74,4	74,9	1,01	75,1	1,01	74,5	1,00	74,9	1,01	1,01
	95,8	87,4		96,7		93,4		97,8		
	92,4	95,3		89,2		95,9		93,2		
	92,0	96,2		93,4		94,0		89,5		
Ср.	93,3	93,6	1,00	93,1	1,00	94,4	1,01	93,5	1,01	1,0

12. Рентгено-фазовый анализ показал, что стеклофаза АПСМС составляет высокий процент. Тепло-влажностная обработка АПСМС не вносит существенных изменений в характер распределения фаз АПСМС.
13. В образце из АПСМС, песка, цемента можно выделить новообразования CaCO_3 и гидросиликаты CSH , C_2SH , C_3SH_4 , тепловлажностная обработка обеспечивает более полную гидратацию минералов цементного клинкера. Процесс гидратации вызывает активизацию составляющих АПСМС.
14. Микроскопические исследования показали, что контактная зона между заполнителем и цементно-песчаной матрицей, несмотря на гладкую остеклованную поверхность АПСМС в плотных бетонах, бездефектная.

ЛИТЕРАТУРА

1. С.М.Ицкович и др. Технология заполнителей бетона. - М.: Высшая школа, 1991.-с.272
2. И.Н. Ахвердов. Основы физики бетона. - М.: Стройиздат, 1981.- с.373.
3. Горчаков Г.И. Исследование морозостойкости бетона в связи с расчетными характеристиками его пористости и прочности.//Авт.дисс.-М.,1983.-30с.
4. Горчаков Г.М.,Лифанов И.Н., Муратов Э.Г., Повышение трещиностойкости и водостойкости легких бетонов.-М.:Стройиздат.-1981.-158с.
5. Долговечность плотных легких бетонов на пористых заполнителях.-М.:НИИЖБ,1988.-36с.
6. Иванов И.А. Технология легких бетонов на искусственных пористых заполнителях.-М.:Стройиздат.1974.-287 с.
7. Кунцевич О.В. Бетоны высокой морозостойкости для сооружений Крайнего Севера.- Л.: Стройиздат. Ленинградское отделение.- 1983.-131с.
8. Легкие бетоны. Проектирование и технология.Перевод с английского книги:"Lightwright concrete aggregate", под ред.к.т.н. В.Н.Ярмаковского.-М.:Стройиздат.1981.-239с.
9. Brooks G.G.,Wainwright P., Neville A.M. Super plasticizer effect on time- dependant properties of air entrained concrete.-Concrete, 2979.v.13,№6.
10. Coffey H.,Reynolds J.J., Clark R.C., A Ten-Pound Cement Slurry for Oil Wells.,Jr.,in Trans-Actions, Aime,Vol.201(1954),pp.146-148.
11. Juzuka M., Kazoma C., Hattori K. Properties of flowing concrete prepared by redosing of a superplasticizer. Rev.33-th Cen.Meet.Cem Assoc.Jap.Techn.Sess.,Tokyo,2003,p.239-241.
12. Nagataki Sh., Jon Rure A. Stadies of the volume changes of high stengh concrete with superplasticizer.-J.of PCEA,v.20,2000,p.26-33

УДК 666.97

Иванов А.Д.

ИСО 9000 И СЕРТИФИКАЦИЯ ТЕХНОЛОГИЧЕСКОГО ПРОЦЕССА ПРОИЗВОДСТВА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Борьба с выпуском недоброкачественных изделий ведется постоянно и непрерывно как на местном уровне, так и в масштабах всего государства. Велась она и в бывшем СССР. Вспомним некоторые постановления правительства СССР по данному вопросу:

- в 1952 году об усилении борьбы против выпуска недоброкачественной и некомплектной продукции и о мерах дальнейшего улучшения качества продукции;
- в 1962 году о порядке создания отделов технического контроля (ОТК), их правовом положении;
- в 1965 году о службах стандартизации, об испытаниях промышленных образцов продукции, об аттестации продукции, о планировании и технико-экономической оценке качества;
- в 1967 году о порядке аттестации продукции;
- в 1970 о повышении роли стандартов в в управлении качеством;
- в 1971 году об отнесении промышленной продукции к категории новой, о порядке планирования и стимулирования выпуска новой продукции;
- в 1973 году о планировании и оценке качества.

Этот перечень можно продолжить и дальше, однако приведенного достаточно, чтобы увидеть, как интенсивно велась бумажная борьба за повышение качества продукции.

Что касается фактического улучшения качества продукции, то заметных успехов нет, в том числе и при производстве бетонных и железобетонных изделий.

В настоящее время много внимания уделяется вопросу ИСО 9000. Поможет ли новое модное течение в вопросах повышения качества при производстве бетонных и железобетонных изделий.

Наличие сертифицированной системы качества по ИСО 9000 возможно и является гарантом качества продукции, действительно свидетельствует о высоком уровне культуры построения хозяйственного механизма внутри организации. Однако в состоянии ли одни документы обеспечить высокий уровень качества продукции? Думаю, что нет. Нужна система не только организационных, но и технических мероприятий, которые технологически обеспечили бы высокий уровень качества продукции. Причем не для отдельного изделия или отдельной партии, а для всей продукции, которая выпускается на данном производстве по принятой на нем технологии. Нужна стабилизация результата технологического процесса производства продукции. Когда употребляют выражение "высокий уровень" это не точно. Уровень качества должен быть ни высоким, ни низким, он должен быть таким, какой предъявляется к конкретному изделию в конкретных условиях.

Чрезвычайно важным является на первоначальном этапе оценка состояния производства, прежде всего технического, с позиции его готовности к выпуску продукции в соответствии предъявляемым требованиям. Нужна сертификация производства, его технологического процесса. Можно разработать для предприятия два десятка документов, рассказывающих, как улучшить качество, потратив на их разработку средства и потеряв время, а затем выяснить, что дозирующее оборудование, например, не может обеспечить дозирование материала с точностью, которую требуют эти документы.

Поясню, что понимается под термином "сертификация технологического процесса производства бетонных изделий". Это означает, что дается оценка способности технологии, оборудования, производственного персонала обеспечить выполнение технологических операций, составляющих технологический процесс, таким образом, чтобы их результат соответствовал заранее заданным требованиям. Например, нормативная точность дозирования щебня 2%, следовательно, нужно проверить обеспечивают ли дозаторы, весы, алгоритм управления дозированием эту точность дозирования. Далее необходимо выяснить, знает ли оператор дозирующей установки как правильно работать на дозирующей установке, имеет ли навык работы. Если какие-то элементы не соответствуют предъявляемым требованиям, должны быть приняты меры, приводящие этот элемент в соответствие. Иногда для этого нужно просто отремонтировать оборудование, иногда нужно его заменить, иногда найти решение через систему управления. И так по каждому дозатору. На каждый дозатор должен быть составлен акт (предварительный сертификат). При наличии таких документов по всем дозаторам выдается сертификат на дозирующее оборудование. Конечно, это хлопотное дело, но как иначе обеспечить точность дозирования. Кто-то скажет, что именно так и поступают на заводах - прекрасно, тогда зачем бояться сертификации технологического процесса.

Известно, что важнейшим условием приготовления бетонной смеси является соблюдение заданного водоцементного отношения. Должно быть установлено, как это обеспечивается и с какой точностью. Действующие нормы не устанавливают допуск на соблюдение в бетонной смеси водоцементного отношения. Этот пробел должен быть устранен. Действительно, бессмысленно добиваться точности дозирования воды в 1%, если изменение влажности заполнителей относительно принятой в расчете на этот же 1% меняет содержание воды в бетонной смеси на 10%. Без решения проблемы обеспечения заданного содержания воды в бетонной смеси наивно вести разговоры о внедрении на заводе по производству сборного железобетона системы стандартов ИСО 9000. Так же, как и при отсутствии должного управления процессом уплотнения бетонной смеси или процессом твердения бетона.

Нужно оценить принципиальную возможность на имеющемся оборудовании по существующей технологии и из доступных полуфабрикатов и материалов получения изделий требуемого или желательного уровня качества. На основе такой оценки должны быть выполнены вначале предварительные, а затем и точные расчеты средств, необходимых для модернизации существующего производства.

Основной целью сертификации технологического процесса является не подгонка технологии и оборудования под требования каких-то документов, а трезвая оценка того, что эта технология и оборудование могут дать в результате проведения технологического процесса, выявить элементы технологического процесса, где нужно решить какие-то конкретные проблемы. В значительной мере эта часть сертификации технологического процесса близка по форме аттестации производства, попытка которой имела место лет 15-20 тому назад. По форме, но не по содержанию.

На основе этого этапа сертификации может быть выдан сертификат соответствия технологического процесса или его части требованиям, предъявляемым к выпуску конкретной продукции или виду (типу) изделий. Например, технологическая операция по приготовлению бетонной смеси может

получить такой сертификат соответствия; так как бетонную смесь можно рассматривать как самостоятельный товар.*

Сертификация должна проводиться независимым органом, а не работниками предприятий. Это принципиально.

Может быть проведена сертификация не только технологического процесса, но и всего производства в целом. Где, наряду с технологией и оборудованием, в процесс сертификации могут быть включены инженерные службы: заводская лаборатория, технологический отдел, отдел технического контроля и вспомогательное, для технологического процесса, производство: склады хранения материалов, например. Следует отметить, что, например, открытые склады для хранения заполнителей не могут служить препятствием для выдачи сертификата соответствия производству в целом, если решен вопрос учета влажности заполнителей на этапе проведения технологической операции по приготовлению бетонной смеси.

Чрезвычайно актуальным является оценка (ревизия) существующей нормативной базы с целью установления, во-первых, действительной необходимости заложенных в стандартах норм и их количественных характеристик, а, во-вторых, реальной их достижимости на существующем производстве, даже при условии его модернизации.

Возможно, будет необходимо рассмотреть целесообразность корректировки отдельных норм в сторону их послабления. Не для того, чтобы облегчить жизнь производителю, а чтобы сделать эти нормы реально достижимыми. Если норма не достижима, она все равно не выполняется, более того, отклонения от этой нормы являются в большинстве случаев не минимально достижимыми, а как получится, ведь всё равно норма не соблюдается.

Очень часто разрабатывая положения, в которых оговариваются ответственность и полномочия инженерно-технического и производственного персонала по занимаемой должности и не только в области качества, мы оказываемся в сложной ситуации. Написать неправильные с точки зрения норм положения не можем, записав правильные - не знаем, как их будет персонал выполнять. Как итог такой двойственной ситуации - нет должного спроса за соблюдение этих положений. Они превращаются в формальность.

Возможно, что нужно рискнуть и дать объективную оценку соответствия выпускаемой продукции промышленностью стройматериалов, включая стройиндустрию, и выполняемых строительно-монтажных работ действующим нормативным документам. Объективный, не предвзятый, не ведомственный (со стороны какого бы то не было ведомства) анализ результатов такой оценки позволит реально взглянуть на нормативную базу в строительстве, увидеть реальные упущения производственного персонала. Такая оценка станет базой для принятия организационных и технических решений, направленных на стабилизацию результатов строительного производства.

Имеются примеры, когда здания и сооружения по тем или иным причинам разрушались, иногда катастрофически. Но имеется неизмеримо больше примеров, когда здания и сооружения выполняют свои функции много лет, дольше, чем предполагалось. Как понять, когда и какое здание разрушится, а какое простоит долго. В чём причины такого положения дел? Ответ ясен - в нестабильности результатов строительного производства. Не страшны сами по себе низкие значения характеристик строительных конструкций, хотя понятно, что лучше иметь высокие. Беда кроется в непредсказуемости этих результатов, в их случайном значении. Для компенсации возможных (предполагаемых) низких значений результатов строительного производства тратятся огромные ресурсы. По этой причине многие здания и стоят дольше, чем предполагалось. Но уверенности в том, что поставленная цель достигнута при перерасходе материалов, например, цемента, нет. Так как имеются примеры, когда здания разрушаются, не выстояв нормативного срока.

Если результат строительного производства будет иметь низкое, но конкретное значение, всегда можно принять точные по ресурсам меры. Нас ведь не смущает, что прочность бетона на сжатие ниже, чем прочность на сжатие стали. Просто назначаем большее рабочее сечение конструкции, если она из бетона. Проблемы строительного производства именно в непредсказуемости результата, который является прямым следствием массового несоблюдения норм и попыткой компенсировать это на стадии проектирования, производства и строительства.

Из сказанного не следует, что всё плохо на заводах, выпускающих строительные конструкции. Там трудится много прекрасных специалистов, любящих и знающих свое дело. Нужно просто оказать им конкретную помощь: методическую, финансовую, нормативную.

Целью сертификации производства является органичное соединение реальных возможностей производства (имеется в виду корректировка нормативной базы) и требований нормативной базы (имеется в виду модернизация существующего производства). Если какая-то норма не достижима в реальном производстве, то ее нужно снизить до реально выполнимых значений, а это вынужденное снижение учесть в проекте здания. Если какая-то норма реально достижима, но не выполняется на каком-то конкретном производстве, то это производство должно быть или модернизировано, или остановлено.

Можно сказать, что сертификации должна быть подвергнута и нормативная база.

Существует ошибочное мнение, что для того, чтобы работала система качества необходимо просто работать так, как написано в документации системы качества, и что проблемы в людях, которые привыкли, что написано одно, а делать необходимо другое. Как было бы просто, если так и было бы. Те, кто так утверждает, не хотят осмыслить, а могут ли эти "нехорошие" люди сделать так, как написано. Жесткий контроль со стороны руководства необходим, кто спорит, но объективная оценка состояния дел на реальном производстве, а мною обследованы десятки строительных организаций практически во всех регионах бывшего Советского Союза, показывает, что контроль-необходимое, но явно не достаточное условие для получения не только нормативного, но даже просто стабильного, результата строительного производства. Необходимы новые технологии управления строительным производством. Необходима обстоятельная оценка состояния как производства, так и нормативной базы.

С другой стороны, понятно, что существуют нормы, отклонение от которых недопустимо. Эти нормы должны быть выделены в действующей нормативной базе. Предприятия и организации должны быть обязаны так организовать производство, чтобы эти нормы выполнялись. Не получается – нужно останавливать такое производство. Необходимость выделения этих первоочередных (так скажем) норм обусловлено и тем, что средств на модернизацию всего производства может просто не быть, и необходимо сориентировать производителей на первоочередные задачи. Например, для заводов сборного железобетона и КЖД важнейшими параметрами производства продукции являются: точность дозирования компонент бетонной смеси, степень уплотнения бетонной смеси, соблюдение режимов тепловой обработки.

Так как содержание воды в бетонной смеси решающим образом влияет на прочность бетона и его долговечность, то нормативная точность дозирования (2 %-для заполнителей, 1 %-для цемента и воды) является грубой и должна быть повышена. Возможно, следует изменить стандарт, который устанавливает точность дозирования в сторону его ужесточения. В России, например, точность дозирования заполнителей нормируется в пределах 1 %. Технические и технологические (алгоритмические) средства для повышения точности дозирования имеются, стоимость их невелика. Затраты окупаются после выпуска 25-30 тысяч метров кубических бетона. Необходимо ввести стандарт на отклонение от рассчитанного значения водоцементного отношения в бетонной смеси.

Необходимо через нормы (стандарты) заставить производителей внедрять научно-технические разработки. Если какой-то положительный результат, например, экономия цемента или стабилизация прочности бетона, может быть достигнут, например, вибросмешиванием компонент бетонной смеси или повторным вибрированием бетона или автоматизированной системой управления, то они должны и применяться. Не нужно выслушивать объяснения, нужно внедрять научные разработки.

Начало реальной работы по внедрению ИСО 9000 это сертификация производства строительных изделий и конструкций.

Стандарт ИСО 9000 в версии 2000 года при глубоком анализе наглядно показывает, что сертификации подвергается не сама продукция, а производство, процесс, выпускающий эту продукцию. Таким образом, нужна сертификация технологических процессов и, на основании сертификации технологических процессов, сертификация всего производства и, как результат, – сертификат ИСО 9001 и 9004, не нужно слушать никакие отговорки или нужно отказаться от необходимости достижения этого результата. Другое дело, если желаемый результат технологически или организационно не достижим на данном этапе развития производства, а также науки и техники, тогда нужно изменять желания, т.е. менять нормативную базу. И в таком подходе нет никакого регресса, напротив, есть огромный прогресс: поднимется уровень производства, начнут внедряться новые технологии, появится смысл развивать науку, тратить на нее средства.

Производство бетонных и железобетонных изделий, как минимум, должно обеспечивать: – возможность строительства из этих изделий зданий и сооружений (ограничения по весу и габаритам изделий, их монтируемость, устойчивость при транспортировке и монтаже);

- несущие характеристики изделий (прочность бетона, класс, диаметр и расположение арматуры, соблюдение расчетных сечений);
- соответствие эксплуатационных характеристик изделий требованиям проекта зданий, сооружений (теплопроводность, объемный вес, водонепроницаемость, внешний вид изделий);
- способность у изделий сохранять свои характеристики во времени, т.е. их долговечность (морозостойкость, биологическая стойкость, теплотехнические свойства, коррозионная стойкость арматуры и бетона, усталость под действием нагрузки и т.д.).

Можно говорить о необходимости обеспечить надежность производства бетонных и железобетонных изделий.

Подавляющее большинство этих и других свойств изделий закладывается на стадии подготовки производства и при проведении технологического процесса изготовления изделий.

Решению задачи повышения уровня надежности производства бетонных и железобетонных изделий посвящено ряд работ, выполненных у нас в Республике Беларусь и за ее пределами. Однако предлагаемые в них решения не в полной мере обеспечивают повышение уровня надежности производства с минимальными экономическими затратами, так как недостаточно учитывают изменчивость условий проведения технологических операций и характеристик исходных материалов, а также влияние подготовки производства на конечный результат технологического процесса.

Сертификация технологического процесса производства бетонных и железобетонных изделий будет способствовать решению этой задачи.

Есть несколько общих замечаний по проведению сертификации технологического процесса.

Сертификацию должен проводить независимый орган, назначенный Минстройархитектуры, при участии заводских специалистов, но только при участии в качестве поясняющей стороны.

Сертификации должен быть подвергнут технологический процесс и составляющие его технологические операции, а не технологическое оборудование завода. Можно выдать сертификат на то, что дозирование компонент бетонной смеси или какой-либо другой смеси проводится в соответствии с такими-то и такими нормами. А не на то, что дозаторы дозируют с такой-то точностью.

Сертификат должен выдаваться при условии соответствия конечного продукта, выпускаемого при проведении сертифицируемого технологического процесса, действующим нормам.

Сертификат может быть выдан и на технологическую операцию, составляющую технологический процесс, если выпускаемая на этой операции продукция может рассматриваться как конечный продукт, имеющий самостоятельное использование, и его качество соответствующим образом нормируется. Например, приготовление бетонной смеси является составной частью технологического процесса изготовления бетонных и железобетонных изделий, однако сама бетонная смесь может быть товаром, если она отпускается сторонним потребителям.

Сертификация технологического процесса или технологической операции подтверждается выдачей соответствующего сертификата соответствия продукции, произведенной при проведении данного технологического процесса требованиям нормативных документов на эту продукцию.

На первом этапе проведение сертификации технологических процессов не является обязательным. Это элемент конкурентоспособности завода, который может использоваться как аргумент в тендерах, но может использоваться и в ценовой политике, в том числе через узаконенные наценки. Решение о введении таких наценок должно приниматься в установленном порядке.

Задача достижения соответствия продукции нормам может быть достигнута не только аппаратно (с помощью оборудования), но и алгоритмически (через управление технологическим процессом) для выдачи сертификата соответствия это не имеет значения. Например, если дозаторы сами по себе не обеспечивают требуемую точность дозирования, но алгоритм дозирования обеспечивает эту точность, то задача считается решенной. Сертификат выдается и в том и в другом случае.

На основании сертификатов отдельных технологических операций выдается общий сертификат на весь завод (производство).

Для проведения этой большой работы по сертификации прежде необходимо обеспечить подготовку методики оценки технологического процесса на его надежность, т.е. соответствие его нормативным требованиям. Использование такой методики позволит заводам самостоятельно выявлять узкие места в производственном процессе. Позволит подготовить технологический процесс и предприятие в целом к сертификации по ИСО 9000.

Вопрос требует обсуждения.

УДК 624.012.45:666.973

Кофанов В.А., Никитин В.И.

ВЛИЯНИЕ АТМОСФЕРНЫХ ОСАДКОВ И ПАРАМЕТРОВ ВЛАГОПЕРЕНОСА МАТЕРИАЛА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ НА ИХ ВЛАГОСОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ

Долговечность ограждающих конструкций в значительной мере определяется влажностным состоянием материалов этих конструкций. В свою очередь, влажностное состояние материалов конструкций зависит от видов воздействий окружающей среды, которые характеризуются температурой, относительной влажностью воздуха, атмосферными осадками, солнечной радиацией и т.д. В настоящее время в инженерных расчетах влажностного состояния ограждающих конструкций учитывается только воздействия температуры и относительной влажности. На наш взгляд при расчетах влажностного состояния ограждающих конструкций необходимо учитывать атмосферные осадки в виде дождя.

В данной работе расчетным путем с помощью разработанной нами модели [1] делается попытка оценить влияние дождя. Для этого в указанную модель были внесены дополнительные зависимости, учитывающие особенности контактирования дождевой влаги с поверхностью материала ограждающей конструкции.

ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА

Для учета атмосферных осадков на влажностное содержание материалов ограждающих конструкций необходимо располагать данными о количестве жидкой влаги, попадающей на поверхность материала во время дождя. Количество жидкой влаги, попадающей на поверхность, зависит от интенсивности дождевого потока на эту поверхность, который в свою очередь зависит от различных факторов, среди которых следует отметить скорость ветра и положение поверхности ограждения относительно поверхности земли.

Интенсивность дождевого потока на вертикальную поверхность материала W_B будем определять по формуле:

$$W_B = k \cdot W_T, \quad (1)$$

где W_T — интенсивность дождевого потока на горизонтальную поверхность материала, $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$;

k — переходной коэффициент, учитывающий соотношение между W_B и W_T и принимающий значение от 0 до 1. При выполнении расчетов значение этого коэффициента принималось равным 0,5, 0,7 и 1,0.

Количество жидкой влаги, поглощаемой материалом через поверхность, зависит от его всасывающей способности и других показателей, характеризующих материал в отношении влагопереноса. Поглощающая способность материала учитывалась с помощью коэффициента капиллярного всасывания A , $\text{кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{с}^{0.5})$.

Текущее содержание дождевой влаги $\omega(t)$ в наружном расчетном слое отслеживалось с учетом интенсивности дождевого потока W_B , коэффициента капиллярного всасывания A и коэффициента влагопроводности β с помощью разработанного вычислительного алгоритма.

В качестве материала ограждения рассматривался песчаник плотностью $2100 \text{ кг}/\text{м}^3$, для которого в работе [2] имелись все необходимые для расчета данные. Эти данные получены на образцах размерами $5 \times 5 \times 25 \text{ см.}$, которые перед испытанием были высушены до постоянной массы, а затем гидроизолированы со всех сторон, кроме одной поверхности испарения $5 \times 5 \text{ см.}$ Для этого материала значение коэффициента капиллярного всасывания составляет $A = 0,02 \text{ кг}/(\text{м}^2 \cdot \text{с}^{0.5})$. Используемая изотерма сорбции представлена на рис. 1а. Зависимость коэффициента влагопроводности β от влагосодержания представлена на рис. 1б.

Коэффициент теплоотдачи α и сопротивление паропроонианию R_n на поверхности ограждения соответственно равны $\alpha = 17 \text{ Вт}/(\text{м}^2 \cdot \text{с})$ и $R_n = 3,7 \text{ м}^2 \cdot \text{ч} \cdot \text{Па}/\text{г}$. Значение удельной теплоемкости принято постоянным и равным $c = 0,85 \text{ кДж}/(\text{кг} \cdot \text{°C})$, а значение коэффициента теплопроводности определяем в зависимости от влагосодержания материала ω по формуле:

$$\lambda = 1,6 + 0,128 \cdot \omega \text{ Вт}/(\text{м} \cdot \text{°C}). \quad (2)$$

Значение коэффициента паропроониания μ принято постоянным и равным $3,8 \cdot 10^{-5} \text{ г}/(\text{м} \cdot \text{ч} \cdot \text{Па})$ [3].

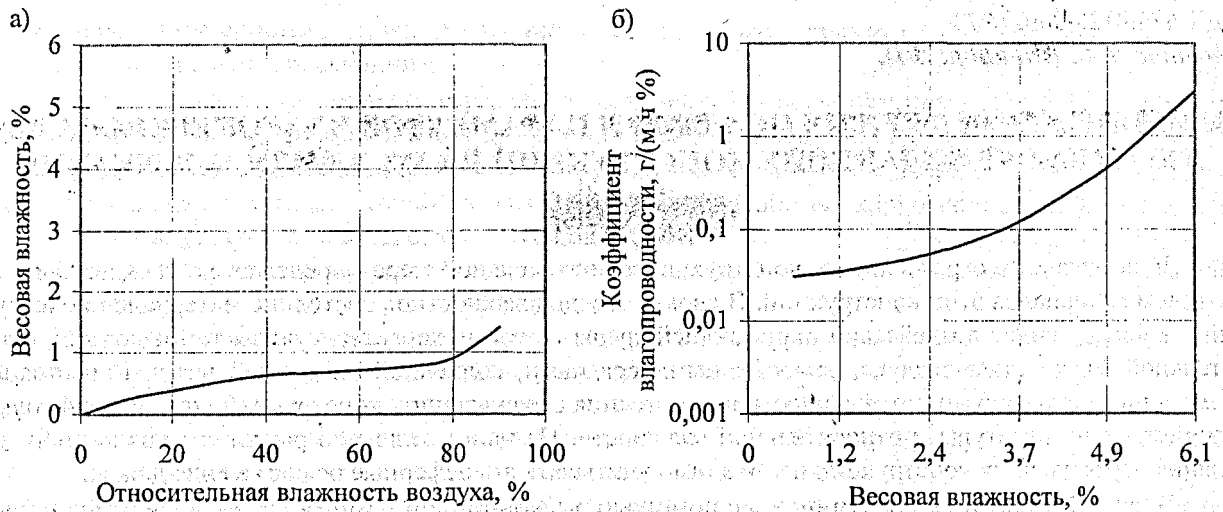


Рисунок 1 – Изотерма сорбции песчаника (а) и зависимость коэффициента влагопроводности песчаника от его влагосодержания (б)

В начальный момент времени температура t и влагосодержание ω по длине образцов приняты постоянными и равными: $t = 10^\circ\text{C}$, $\omega = 0\%$. В течение восьмидесяти дней незаизолированные поверхности образцов находились под воздействием внешней среды, характеризуемым двумя параметрами (относительная влажность воздуха и количество осадков), изменение которых во времени показано на рис. 2. При этом значения относительной влажности воздуха являются среднесуточными, а количество осадков – суммарными за день. В расчетах температура воздуха на протяжении всего времени находилась на уровне 10°C .

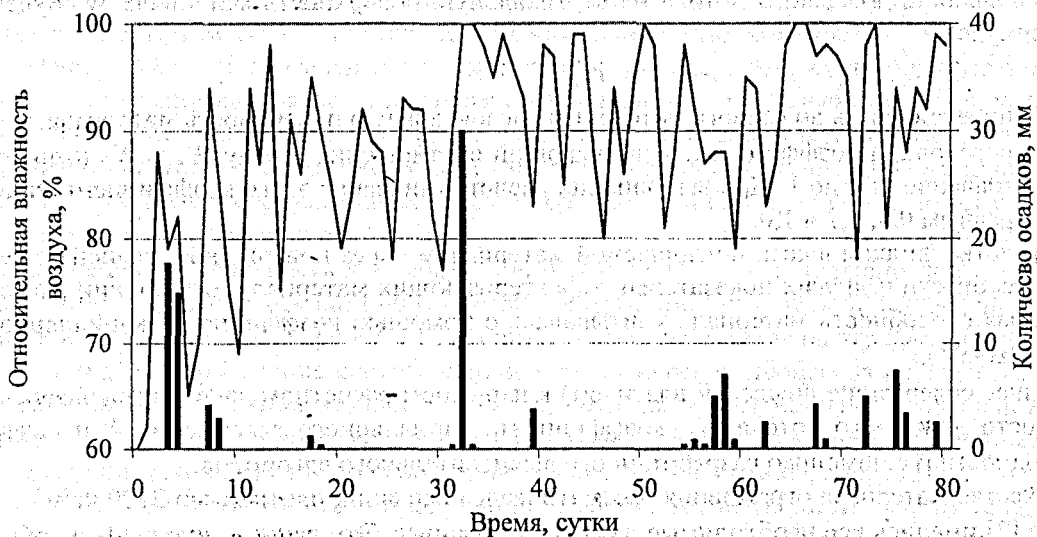


Рисунок 2 – Изменение относительной влажности воздуха и количества осадков за рассчитываемый период

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ВЫЧИСЛИТЕЛЬНОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Результаты вычислительного эксперимента, отражающие изменения во времени среднего значения весовой влажности по толщине образца показаны на рисунках 3 (при различных значениях переходного коэффициента κ) и 4 (при различных коэффициентах влагопроводности β). Следует отметить, что по данным работы [2] коэффициент влагопроводности для различных образцов одного и того же материала может изменяться в очень широком диапазоне (на порядок).

Из рис. 3 видно, что при снижении переходного коэффициента κ , учитывающего соотношение между количеством осадков на единице горизонтальной и вертикальной поверхностях, с единицы до

0,7 привело к снижению рассчитываемого влагосодержания материала к концу рассматриваемого периода на 10 %. Снижение коэффициента k с единицы до 0,5 уменьшило влагосодержание уже на 25 %. Нижняя линия на рисунке 3 показывает изменение среднего значения влагосодержания по длине образца без учета дождя ($k = 0$). На восьмидесятый день среднее значение влагосодержания материала составило лишь четверть от среднего значения влагосодержания, полученного при $k = 1$. Из этого следует, что воздействие дождя оказывает существенное влияние на влагосодержание материала [4] и его нужно учитывать в расчетах.

Из рис. 4 видно, что десятикратное изменение коэффициента влагопроводности значительно изменяет влагосодержание образца. С увеличением коэффициента влагопроводности быстрее происходит перераспределение влаги по толщине образца, что дает возможность поверхностным слоям больше впитывать воды во время дождя.

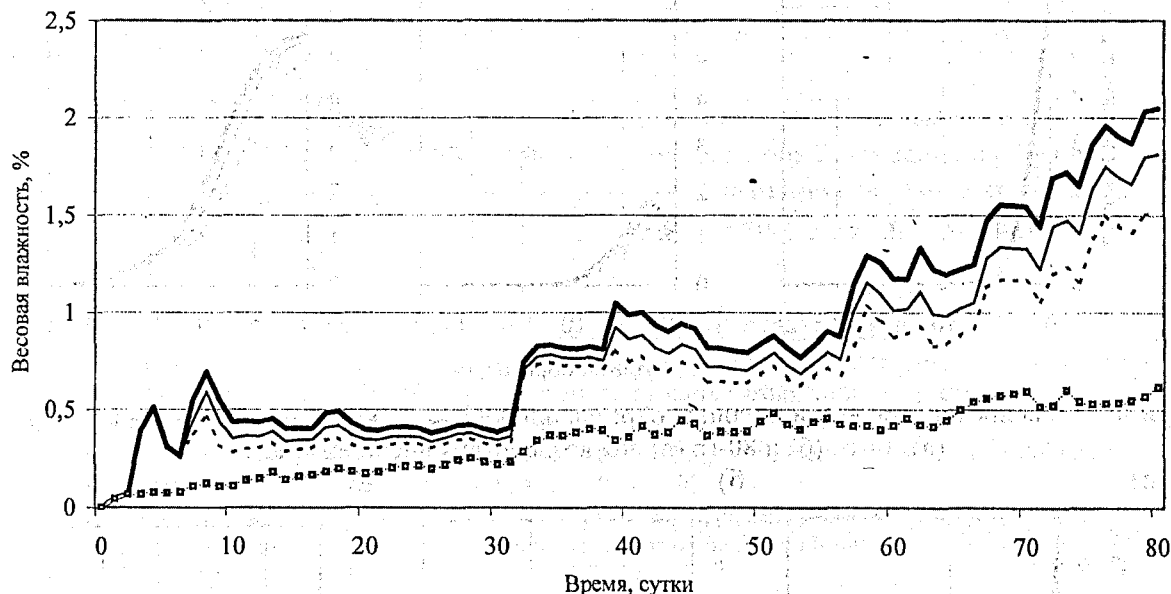


Рисунок 3 – Изменение среднего значения влагосодержания по длине образца при $k=1$ — —, $k=0.7$ — —, $k=0.5$ ----, $k=0$ за рассчитываемый период

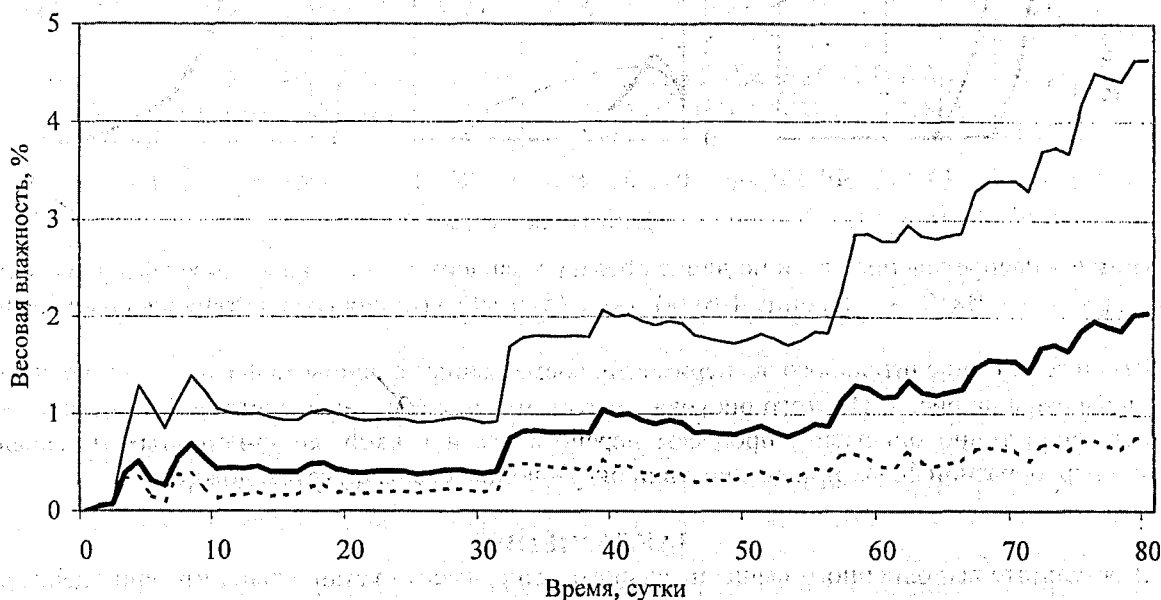


Рисунок 4 – Изменение среднего значения влагосодержания по длине образца в зависимости от времени и значений коэффициента $\beta \times 1$ — —, $\beta \times 10$ — —, $\beta \times 10^{-1}$ ---- за рассчитываемый период

На рис. 5 и 6 показано влагосодержание по толщине образца в различные моменты времени. Высокое влагосодержание поверхностного слоя материала характерно для дождливых дней (рис. 5а, 5в, 6а и 6в). При этом влагосодержание в поверхностном слое может достигать максимального водонасыщения. Распределение влаги по длине образца, показанное на рисунках 5б и 6б, характерно для дней следующих за дождливыми днями.

Как видно из рисунка 5, изменение коэффициента κ практически не повлияло на характер распределения влаги по длине образца на протяжении всего рассматриваемого периода. Варьирование в широком диапазоне коэффициента влагопроводности значительно изменяет качественную и количественную стороны процесса влагопереноса (рис. 6).

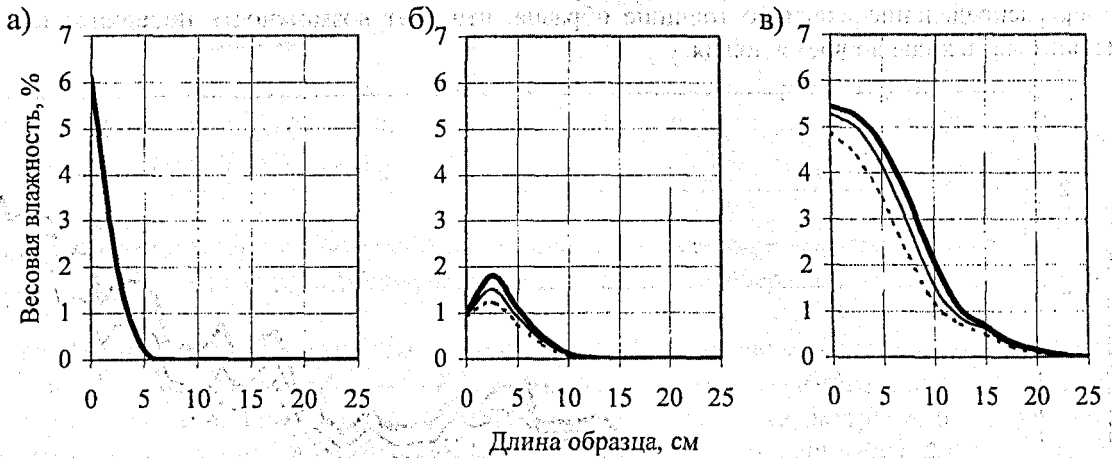


Рисунок 5 – Распределение влаги по длине образца при $\kappa=1$ — —, $\kappa=0.7$ —, $\kappa=0.5$ - - - к концу 4-го (а), 14-го (б) и 80-го (в) дня воздействия внешней среды

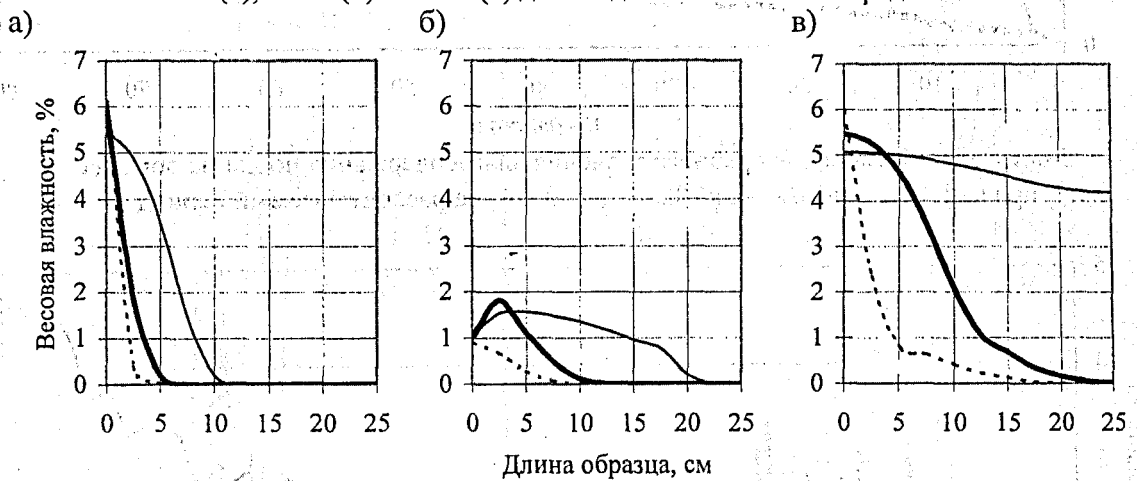


Рисунок 6 – Распределение влаги по длине образца в зависимости от значений коэффициента $\beta \times 1$ — —, $\beta \times 10$ —, $\beta \times 10^{-1}$ - - - к концу 4-го (а), 14-го (б) и 80-го (в) дня воздействия внешней среды

Результаты вычислительного эксперимента, совмещенные с данными физического эксперимента [2], приведены на рис. 7. Из этого рисунка следует, что разработанная система имитации в состоянии достаточно точно описывать процессы переноса влаги в капиллярно-пористых материалах в жидкой и парообразной фазах при воздействии окружающей среды с учетом дождя.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате выполненного вычислительного эксперимента установлено, что при оценке влажностного состояния материала ограждающей конструкции необходимо учитывать не только изменения относительной влажности воздушной среды, но и количество дождевых осадков, которые приводят к увеличению градиентов влажности в толще материала. Вследствие этого в материале возникают дополнительные напряжения, которые приводят к снижению его долговечности. Кроме этого переувлажненный материал имеет пониженные теплозащитные характеристики.

Разработанная нами математическая модель позволяет проводить вычислительные эксперименты, результаты которых создают основу для формирования информационной базы для принятия более обоснованных проектных решений, обеспечивающих необходимые теплозащитные качества и долговечность ограждающих конструкций.

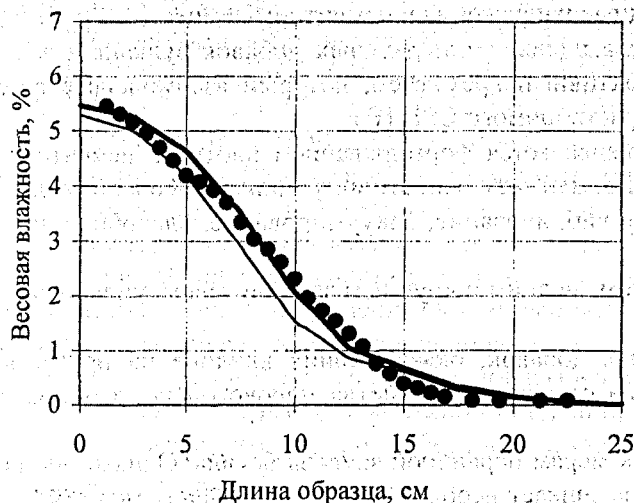


Рисунок 7 — Распределение влаги по длине образца по опытным данным $\bullet\bullet\bullet\bullet$ и вычисленным при коэффициенте $\kappa=1$ — —, $\kappa=0.7$ — на восьмидесятый день

СПИСОК ИСПОЛЪЗУЕМЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Никитин В.И., Ракетский В.М., Лапко А., Прусел И.А. Имитация тепло- и влагопереноса в теплоизоляционных материалах // Вестник БГТУ. Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика, экология. — 2001. — №2(8). — С. 56-60.
2. Künzel H.M. Simultaneous heat and moisture transport in building components. One- and two-dimensional calculation using simple parameters // IRB Verlag Suttgart, — 1995. — 66 s.
3. Фокин К.Ф. Строительная теплотехника ограждающих частей зданий, — М.: Стройиздат, — 1973. — 287 с.
4. Krus M. Hygrothermal calculations applied to water-repellent surfaces — validation and application. // ETH Zürich, — 1998. — s. 169-176.

УДК 666.97.058

Кузьменков М.И., Трахимчик О.Е., Марковка Д.М.

НОВЫЙ ПРОПИТОЧНЫЙ МАТЕРИАЛ «СИФТОМ» ДЛЯ ПОВЫШЕНИЯ ДОЛГОВЕЧНОСТИ БЕТОНА

Сооружения из бетона и железобетона, как из всякого другого материала, со временем подвергаются разрушению. В этой связи актуальной проблемой является обеспечение проектной долговечности железобетонных конструкций.

В условиях эксплуатации на цементный камень действуют: природные воды под давлением или просто омывающие сооружения; промышленные и бытовые стоки, периодически и многократно повторяющиеся теплосмены (сезонные и дневные колебания температур), процессы увлажнения и высыхания (колебания атмосферной влажности, специфические условия службы). Кроме того, влияют механические воздействия — удары волн, выветривание, истирание, а также биологические — вредные воздействия бактерий. Следует отметить, что в реальных условиях эксплуатации имеет место воздействие не одного какого-либо фактора, а их различное сочетание: например, дорожные покрытия подвергаются одновременно воздействию воды, солей-антиобледенителей, мороза; на аэродромные покрытия дополнительно воздействуют высокотемпературные газодинамические потоки от двигателей самолетов; морские гидротехнические сооружения работают в условиях воздействия высококонцентрированных растворов сульфатов и хлоридов, попеременного увлажнения и высушивания. В этой связи проблема повышения долговечности бетона крайне сложна.

В настоящее время разработан ряд мероприятий обеспечивающих снижение агрессивного воздействия на бетон, основными из которых являются:

- применение специальных цементов с относительно малым содержанием алита, трехкальцевого алюмината и четырехкальцевого алюмоферрита. Алит при гидратации выделяет большое количество $\text{Ca}(\text{OH})_2$, который при фильтрации воды легко вымывается или вступает в реакции замещения. Алюминаты и алюмоферриты кальция при наличии в воде сульфат-иона становятся источником образования этtringита, вызывающего вредные напряжения в цементном камне;
- введение в состав цемента при помоле клинкера кислых минеральных добавок вулканического или осадочного происхождения, содержащих активный кремнезем, который взаимодействует с выделяющимся $\text{Ca}(\text{OH})_2$ с образованием труднорастворимого CSH (В);
- повышение тонкости помола цемента, что сопровождается формированием плотного цементного камня с высокой водонепроницаемостью, исключая возможность миграции агрессивной среды;
- хорошее уплотнение бетонной массы, применяя вибрирование, вакуумирование, адсорбционную опалубку;
- правильный подбор соотношения между цементом, мелким и крупным заполнителем, уменьшение водоцементного отношения;
- введение в состав бетонной смеси специальных добавок, оказывающих влияние на процессы структурообразования бетона и прежде всего на строение и свойства порового пространства и проницаемость.

Вышеперечисленные мероприятия относятся к мерам первичной защиты бетона. Однако они не всегда приводят к желаемому результату. Поэтому возникает необходимость применения мер вторичной защиты, которые предполагают поверхностную обработку (пропитку) сформированного бетона различными составами, изменяющими физико-химические и физико-механические свойства цементного камня и бетона. В настоящее время для указанной цели предлагается целый ряд реагентов, начиная с растительных масел и заканчивая растворами и эмульсиями на основе неорганических и органических соединений. В частности, это пропиточные составы импортного производства: CHEM-CRETE CCC100 и CHEM-CRETE CCC1000 (фирма CHEM-CRETE, США), SikaGard 700S, SikaGard 702W и SikaFerroGard 903 (фирма Sika, Швейцария), ПЕНЕКО ЭКСТРА R и ГИДРОФОБ (фирма СТАХЕМА, Словакия), BURKE-O-LITH (фирма BURKE, США) и другие и отечественного производства: САК (ДУП «Мадикор» РУП «БелдорНИИ»), СТРОП (ООО «Полихим»), АУТОКРИН-177 (НПО «Алкид»), ГРУНТОВКА ГИДРОФОБИЗИРУЮЩАЯ Г-88 (ЗАО «Парад») и другие. Однако, указанные пропиточные композиции широкого распространения не получили по одной из нижеследующих причин: дефицитность, высокая стоимость, токсичность.

Одним из эффективных способов поверхностной обработки бетона является флюатирование — пропитка изделий растворами гексафторсиликатов магния, кальция, цинка и других металлов (флюаты). Водный раствор флюата, нанесенный на поверхность бетона, проникает по порам внутрь камня и взаимодействует с гидроксидом и карбонатом кальция. В результате протекающих реакций, образуются не растворимые соединения CaF_2 , MgF_2 и SiO_2 в порах, которые заполняют их и предотвращают проникновение агрессивных сред внутрь бетона. Однако и это направление практического применения не нашло, из-за отсутствия в странах СНГ, в том числе и в Республике Беларусь, производства флюатов.

На кафедре химической технологии вяжущих материалов Белорусского государственного технологического университета проведены лабораторные исследования по синтезу гексафторсиликата магния; оптимизированы технологические параметры и разработан технологический процесс его получения. Полученные результаты переданы на ОАО «Гомельский химический завод», где в апреле 2003 года выпущена опытная партия продукта, который прошел испытания в лаборатории минеральных вяжущих РУП «БелдорНИИ».

Для проведения испытаний были изготовлены образцы-кубы с размером ребра 70 мм из бетонной смеси состава, кг/м^3 : цемент — 350, щебень фракции 5-20 мм — 1220, песок с модулем крупности 2,4 — 750, вода — 155. В бетонную смесь вводили пластификатор С-3 в количестве 0,7 % от массы цемента. Образцы подвергали тепловлажностной обработке и до достижения ими возраста 28 суток хранили в ванне с гидравлическим затвором в нормальных условиях по ГОСТ 10180-90.

Непосредственно перед обработкой антикоррозионным составом, разработанным на основе гексафторсиликата магния и названным нами «Сифтом», производили подготовку образцов, включающую обезжиривание, очистку проволочной щеткой и обеспыливание поверхностей граней путем промывки под струей воды; а также высушивание в сушильном шкафу при температуре 80 ± 5 °С в течение одних суток.

В связи с отсутствием стандартизированных методов испытаний пропиточных составов для антикоррозионной защиты бетона в качестве контрольных для оценки эффективности защитных свойств состава «Сифтом» использовались бетонные образцы без пропитки и образцы, пропитанные материалом-аналогом Burke-0-Lith, представляющего собой раствор гексафторсиликата магния и (или) цинка в воде.

Рабочую концентрацию растворов состава «Сифтом» назначали 5, 7, 10, 15, 20 и 25 %.

Из материала Burke-0-Lith готовили рабочие растворы при соотношении (по объему) Вода : Burke-0-Lith = 3:1, 2:1 и 1:1 в соответствии с рекомендациями фирмы «Burke».

Обработку (пропитку) образцов производили кистью в 2-3 приема, начиная с раствора минимальной концентрации, с интервалом в 1 сутки. Обработанные образцы перед испытанием хранили в течение 7..14 суток на воздухе при температуре 20..25 °С и относительной влажности воздуха 50..70 %, после чего высушивали до постоянной массы при температуре 50..60 °С.

Оценку защитных свойств растворов «Сифтом» и Burke-0-Lith проводили комплексно по величине и изменению во времени показателей водопоглощения образцов при погружении в воду, капиллярного водонасыщения, водонепроницаемости, прочности при водонасыщении, испытаниях на циклы замораживания-оттаивания и водонасыщения-высушивания.

Испытания бетона на водонепроницаемость проводили по ГОСТ 12730.5-84. Полученные результаты показали, что обработка бетона раствором «Сифтом» позволяет повысить его водонепроницаемость не менее чем в 2 раза.

Результаты испытаний на морозостойкость, приведенные в табл. 1, показали, что после 300 циклов попеременного замораживания-оттаивания прочность образцов бетона, обработанных раствором «Сифтом», возросла на 5,5÷36,2 % в то время, как контрольные образцы снизили прочность на 8,3 %. При этом максимальный прирост прочности характерен для образцов, обработанных по режимам № 2, 3, 5 и 6, что обеспечило рост морозостойкости бетона в 1,2÷1,5 раза.

Полученные результаты позволяют предположить, что наблюдаемый прирост прочности образцов в процессе испытаний может быть связан с одной стороны с уплотнением структуры бетона продуктами гидратации цемента и их реакции с гексафторсиликатом магния с образованием водонерастворимых фторидов кальция и магния и кремнегеля, с другой стороны с кристаллизацией солей в порах бетона.

Испытания образцов на капиллярное водонасыщение проводили по ГОСТ 23558-94. Результаты испытаний приведены в табл. 2.

Из результатов испытаний, приведенных в табл. 2, следует, что при увлажнении бетона посредством капиллярного подсоса в процессе наблюдений в течение 4 суток отмечено снижение водонасыщения образцов, обработанных по всем режимам. При этом, максимальный эффект в снижении капиллярного водонасыщения, равный 40..69 %, в течение четырех суток характерен для образцов бетона, обработанных по режимам № 3, 4 и 5.

Для оценки эффективности защитных свойств пропиточного состава «Сифтом» проведены комплексные сравнительные испытания образцов бетона, обработанных материалом-аналогом Burke-0-Lith.

Показатели водопоглощения образцов при погружении в воду приведены в табл. 3.

Приведенные результаты свидетельствуют о том, что в том случае, когда бетон постоянно находится в воде, защита обеспечивается в течение до 4 ч раствором «Сифтом». В сравнении с контрольными образцами величина водопоглощения бетона через 0,5 и 4 часа снизилась соответственно на 59,0, 18,1 и 3,1 %. У образцов, обработанных Burke-0-Lith, водопоглощение несколько выше, чем у контрольных.

При увлажнении бетона за счет капиллярного подсоса и по уровню эффективности защиты материал Burke-0-Lith также несколько уступает пропиточному составу «Сифтом». При этом при однократном капиллярном водонасыщении образцов бетона, пропитанных антикоррозионными составами, снижение водонасыщения у образцов, обработанных раствором «Сифтом» незначительно и составляет от 3,2 до 7,6 % в течение 1..6 суток испытаний (табл. 4).

Последующее выдерживание капиллярно насыщенных образцов, обработанных антикоррозионными составами, на воздухе в течение 14 суток и повторное их водонасыщение показало значительное увеличение защитного эффекта.

Из табл. 5 видно, что в сравнении с контрольными (без пропитки), у образцов, обработанных растворами «Сифтом» и Burke-0-Lith, наблюдается стабильное снижение водонасыщения в течение 1, 4 суток испытаний, которое составило соответственно 37,7÷47,8 % и 21,6÷35,1 %.

Таблица 1 – Морозостойкость образцов бетона, пропитанных раствором «Сифтом» различной концентрации и кратности обработки

№ режима обработки образцов	Кратность пропитки и концентрация раствора, %	Прочность на сжатие, МПа				Потеря прочности, %	K ^F
		до замораживания		после 300 циклов замораживания - оттаивания			
		R _i	R _{ср}	R _i	R _{ср}		
1	Контрольные образцы без пропитки	30,0 23,0	26,5	25,8 22,7	24,3	- 8,3	0,92
2	1 – 5 %	20,7 25,4	23,5	27,8	28,5	+ 21,3	1,21
	2 – 7 %			29,1			
	3 – 10 %			29,2			
3	1 – 5 %	21,5	23,5	29,2	27,9	+ 18,7	1,19
	2 – 10 %			26,6			
	3 – 15 %			26,6			
4	1 – 5 %	26,1 24,4	23,5	24,3	24,8	+ 5,5	1,06
	2 – 10 %			25,2			
	3 – 25 %			25,2			
5	1 – 5 %	22,5 24,0	23,5	30,2	32,0	+ 36,2	1,36
	2 – 10 %			33,8			
6	1 – 5 %	22,8	23,5	28,9	30,9	+ 31,5	1,35
	2 – 15 %			32,9			
7	1 – 10 %	23,7	23,5	27,6	27,4	+ 16,6	1,16
	2 – 25 %			27,2			

Таблица 2 – Капиллярное водонасыщение образцов бетона, пропитанных раствором «Сифтом» различной концентрации и кратности обработки

№ режима обработки образцов	Кратность пропитки и концентрация раствора, %	Капиллярное водонасыщение, % массы, через			
		1 сут	2 сут	3 сут	4 сут
1	Контрольные образцы без пропитки	1,21	1,60	1,87	2,10
2	1 – 5 %	1,02	1,41	1,66	1,84
	2 – 7 %				
	3 – 10 %				
3	1 – 5 %	0,65	1,07	1,36	1,58
	2 – 10 %				
	3 – 15 %				
4	1 – 5 %	0,52	0,80	1,03	1,26
	2 – 10 %				
	3 – 25 %				
5	1 – 5 %	0,99	1,33	1,44	—
	2 – 10 %				
6	1 – 5 %	1,07	1,43	1,57	—
	2 – 15 %				
7	1 – 10 %	1,06	1,50	1,58	—
	2 – 25 %				

Таблица 3 – Водопоглощение образцов бетона, пропитанных антикоррозионными составами

Антикоррозионный состав	Водопоглощение, % массы, через						
	0,5 ч	1 ч	4 ч	1 сут	2 сут	3 сут	6 сут
Контрольные образцы без пропитки	1,86	2,22	3,15	3,84	3,87	3,90	3,98
Сифтом							
1 – 5 %	1,17	1,51	2,58	3,72	3,79	3,83	3,89
2 – 10 %							
3 – 25 %							
Burke – O – Lith							
1 – 3:1	1,84	2,27	3,36	3,95	3,99	4,01	4,07
2 – 2:1							
3 – 1:1							

Таблица 4 – Капиллярное водонасыщение образцов бетона, пропитанных антикоррозионными составами

Антикоррозионный состав	Капиллярное водонасыщение, % массы, через			
	1 сут	2 сут	3 сут	6 сут
Контрольные образцы без пропитки	1,56	2,01	2,29	2,66
Сифтом				
1 – 5 %	1,51	1,94	2,18	2,47
2 – 10 %				
3 – 25 %				
Burke – O – Lith				
1 – 3:1	1,77	2,29	2,59	2,89
2 – 2:1				
3 – 1:1				

Таблица 5 – Капиллярное водонасыщение образцов бетона (повторно), пропитанных антикоррозионными составами, после 6 сут. водонасыщения и последующего выдерживания на воздухе в течение 14 сут.

Антикоррозионный состав	Капиллярное водонасыщение, % массы, через			
	1 сут	2 сут	3 сут	4 сут
Контрольные образцы без пропитки	1,02	1,34	1,50	1,62
Сифтом				
1 – 5 %	0,54	0,70	0,79	1,01
2 – 10 %				
3 – 25 %				
Burke – O – Lith				
1 – 3:1	0,68	0,87	1,14	1,27
2 – 2:1				
3 – 1:1				

Данные результаты могут быть связаны с медленно протекающими во времени процессами уплотнения структуры бетона за счет реакции основных компонентов, входящих в состав пропиточных растворов «Сифтом» и Burke-0-Lith с продуктами гидратации цемента. При этом, в рамках проведенного эксперимента, эффективность противодействия капиллярному водонасыщению у бетона, обработанного раствором «Сифтом» в 1,1÷2,2 раза выше, чем у Burke-0-Lith.

Из табл. 6 следует, что в рамках проведенных исследований у образцов бетона, обработанного антикоррозионными составами, наблюдается повышение морозостойкости, устойчивости к циклам водонасыщения-высушивания в сравнении с контрольными образцами, которые к моменту завершения испытаний имеют тенденцию к разрушению, характеризующимся начальным шелушением и потерей прочности. Коэффициенты морозостойкости (K_p) после 300 и 400 циклов замораживания-оттаивания и водостойкости (K_{w-c}) образцов, обработанных растворами «Сифтом» и Burke-0-Lith, выше, чем контрольных и близки между собой.

Совокупность изученных свойств позволяет полагать, что предлагаемое средство защиты бетона и железобетона «Сифтом», является достаточно эффективным и целесообразным использовать на практике.

На ОАО «Гомельский химический завод» в настоящее время проводятся мероприятия по организации производства гексафторсиликата магния как в порошкообразном виде, так и в виде раствора и пропиточного состава на его основе «Сифтом».

Таблица 6 – Прочность, водо- и морозостойкость образцов бетона, пропитанных антикоррозионными составами

Антикоррозионный состав	Прочность образцов, МПа				Коэффициенты		
	сухих	водонасыщенных	после замораживания-оттаивания, F300	после 10 циклов водонасыщения-высушивания (w-c)	K_p	K_F	K_{w-c}
Контрольные образцы без пропитки	35,5	26,8	26,7	27,2	0,75	1,00	1,01
Сифтом 1 – 5 % 2 – 10 % 3 – 25 %	35,8	27,2	27,4	30,0	0,76	1,01	1,10
Burke – O – Lith 1 – 3:1 2 – 2:1 3 – 1:1	38,1	27,4	27,3	31,1	0,72	1,00	1,13
Повторно после капиллярного водонасыщения образцов в течение 6 суток и последующего выдерживания на воздухе в течение 14 суток							
Контрольные образцы без пропитки	—	—	26,8	24,9**	0,93**		
Сифтом 1 – 5 % 2 – 10 % 3 – 25 %	—	—	27,2	28,9**	1,06**		
Burke – O – Lith 1 – 3:1 2 – 2:1 3 – 1:1	—	—	27,5	28,4**	1,03**		

** Морозостойкость F400

УДК 666.97.546

Левчук Н.В., Добрунова В.М.

ВЛИЯНИЕ КОЛЛОИДНОГО РАСТВОРА КРЕМНЕЗЕМА НА ПРОЧНОСТНЫЕ СВОЙСТВА ЦЕМЕНТНО-ПЕСЧАНЫХ РАСТВОРОВ

Анализ литературных источников в области модификации портландцементных систем показал, что на современном этапе развития этой отрасли строительных материалов практически отсутствуют исследования по модификации минеральных вяжущих на уровне образования коагуляционных структур.

Для получения бетонов с плотной структурой и наивысшей стойкостью к агрессивным агентам в цемент вводят добавки, которые не обладают вяжущими свойствами, но которые вступают в химические реакции с гидроксидом кальция с образованием силикатов. Как известно, реакции трехкальциевого силиката с водой имеют существенное значение, так как алит – главный источник механической прочности затвердевших цементов и его гидролиз является наиболее характерным процессом, который сопровождается схватыванием и твердением. Первым отщепляется гидроксид кальция, в результате чего и образуется гидросиликат кальция. Гидроксид кальция, образовавшийся при гидратации свободной извести, которого должно быть не более 1%, или гидrolитический, получающийся в результате гидратации силикатов, осаждается первоначально в виде тонкокристаллической модификации. Образование крупнокристаллического гидроксида кальция в затвердевших цементах вредно отражается на

устойчивости бетона, так как он легко разрушается агрессивными водами. Устойчивость затвердевших цементов при нагреве также зависит от присутствия гидроксида кальция. Механическая прочность его нарушается вследствие дегидратации извести. Ссылаясь на ряд авторов, наблюдавших серии кристаллических фаз в системе кремнезём- известь – вода, В.Эйтель подтверждает возможность образования моногидросиликатов типа $2\text{CaOSiO}_2\cdot\text{H}_2\text{O}$. Поэтому введение добавок, связывающих гидроксид кальция, способствует увеличению механической прочности и химической стойкости вяжущего, на чем и основано использование различных порошковых добавок с содержанием кремнезёма.

Появившийся недавно на строительном рынке модификатор МБ-01 считается эффективным средством получения бетонов с высокими технологическими и эксплуатационными свойствами, представляет собой органоминеральную композицию, включающую микрокремнезём, суперпластификатор и регулятор твердения. Известно, что основной компонент этого модификатора (микрокремнезём) является сравнительно дорогим и дефицитным материалом. Предпринимаются попытки частичной замены микрокремнезёма на золу, унос и др. материалы [1].

Теоретические возможности использования модификатора, активно участвующего в процессах гидратации портландцемента, находящегося в высокоактивной мицеллярной форме, показано в работе [2], где авторы попытались показать преимущества введения модификатора в виде, так называемого, коллоидального раствора гидроксида алюминия. Экспериментальные данные исследования модифицированных портландцементных систем (цементного камня, цементно-песчаного раствора, бетона) коллоидальным раствором гидроксида алюминия подтверждают теоретические выкладки [3].

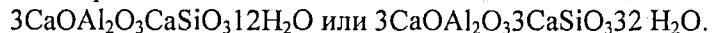
Анализируя вышесказанное, т. е. преимущества введения микрокремнезёма как высокоактивного модификатора и эффекта от введения добавки в виде коллоидального раствора со структурной единицей – мицеллой золя, можно предположить, что введение кремнезёма в коллоидальном состоянии, в виде мицеллы золя $(\text{SiO}_2)_m, n \text{SiO}_3^{2-}, 2(n-x)\text{H}^+)^{2-} \cdot 2\text{H}^+$, будет иметь преимущества перед порошковыми модификаторами. В.Эйтель [4], ссылаясь на Грехэма, в своей классической работе по исследованию кремневой кислоты показал, что это вещество в аморфном состоянии значительно отличается от кристаллического и в то же время раствор кремниевой кислоты отличается и от растворов электролитов: при флокуляции он легко образует клееподобные агрегаты. Чем меньше гетерогенная структура дисперсной системы, тем выше степень дисперсности, больше удельная поверхность материала. Поэтому использование тонкомолотого микрокремнезёма основано на увеличении активных центров в системе.

Введение коллоидного раствора кремнезёма более предпочтительнее как в химическом, так и в экономическом плане. Затраты на получение коллоидального раствора кремнезёма, получаемого из силиката щелочных металлов незначительны (стоимость силиката натрия 250 руб/кг).

Введение коллоидального раствора кремнезёма внесёт в равновесную систему гидратации силикатов определенные изменения: в результате взаимодействия золя кремнезёма с продуктами гидратации трехкальциевого силиката, а именно с гидроксидом кальция, происходит нарушение химического равновесия в сторону увеличения концентрации гидросиликатов согласно уравнению химической реакции



возможно образование низко- и высокосиликатных соединений, по типу этtringита –



Таким образом, создание интенсивной технологии бетона связано с применением химических добавок специального действия, влияющих на макро- и микроактивность и молекулярное состояние компонентов, а также регулирующих сроки схватывания и твердения, т.е. участие коллоидного раствора гидрогеля кремнезёма в процессах гидратации портландцементных клинкерных минералов должно существенным образом влиять на прочностные характеристики портландцементных систем за счет увеличения концентрации гидросиликатов.

При проведении предварительных экспериментальных исследований модифицирования песчано-цементных растворов коллоидальным раствором кремнезёма получены результаты предела прочности на сжатие образцов, которые выше контрольных, результаты исследований приведены в таблице.

В результате эксперимента подтверждается научная гипотеза об активизации процессов гидратации портландцементных систем коллоидальными растворами, содержащими активные коллоидные частицы- мицеллы, способные участвовать в химических процессах на коагуляционной стадии формирования структуры цементного камня с образованием соединений (гидросиликатов), придающих портландцементным системам значительную повышенную прочность.

№п/п,раствор затворения (н.)	Средняя плотность, г/см ³	Водо-цементное отношение	Водопоглощение, %	K= =Rизг/Rизг. контр.образца	K= =Rсж/R сж. контр.образца
1. H ₂ O	1,71	0,46	12,5	-	-
2.золь SiO ₂ 0,03	1,75	0,46	11,9	0,91	0,6
3.золь SiO ₂ 0,06	1,8	0,46	11,4	0,96	1,0
4.золь SiO ₂ 0,09	1,8	0,46	11,5	1,04	1,1
5.золь SiO ₂ 0,09	1,8	0,65	6,6	1,08	1,43
6.золь SiO ₂ 0,09(через 1 сутки)	1,8	0,46	6,0	1,1	1,35
7.золь SiO ₂ 0,09 (через 1с.)	1,8	0,65	6,1	1,12	1,58

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. С.С Каприелов, А.В. Шейнфельд Влияние состава органоминеральных модификаторов бетона серии «МБ» на их эффективность. // Бетон и железобетон. - № .-200 .-с. 11-15.
2. Левчук Н.В., Добрунова В.М. Теоретические аспекты влияния коллоидального гидроксида алюминия на процессы гидратации портландцемента // Вестник Брестского государственного технического университета. - 2002. - № 1: Строительство и архитектура. - С. 43-45.
3. Добрунова В.М. Левчук Н.В. Исследование влияния коллоидального раствора гидроксида алюминия на некоторые свойства бетона. // Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений, подготовки кадров для строительной отрасли: Материалы VIII Международного научно- практического семинара, Минск, 15-16 ноября 2001 г. /Под общ. Ред. И.Н. Ахвердова. - Минск, 2001. - С. 72-75.
4. Эйтель В. Физическая химия силикатов - М. - Изд. Иностранной литературы, 1962.- С. 183-366.

УДК 69.057.5

Марковский М.Ф., Туровец Г.А.

ОПАЛУБКА И ТЕХНОЛОГИЯ ВОЗВЕДЕНИЯ РЕБРИСТЫХ И НАКЛОННЫХ МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ ВЪЕЗДА ПОДЗЕМНОГО ЦЕНТРА В МИНСКЕ

Современная опалубочная техника и технология должна обеспечивать высокие темпы строительства, безупречное конечное качество монолитных железобетонных конструкций, безопасность и экономию. Новые здания общественного назначения всё более изобилуют неправильными формами и криволинейными поверхностями, решенными в монолитном бетоне. К тому же, именно технология теперь должна подстраиваться под архитектуру.

По мере расширения области применения монолитного бетона практика ставит перед опалубочными технологиями все новые задачи. С каждым днем эти задачи усложняются. Ответом на запросы строителей становится появление новых опалубок и современных технологий [1]. Пример сооружения, на котором решались подобные задачи – въезд-выезд паркинга подземного общественно-торгового центра на пл. Независимости в Минске. С точки зрения технологии, интерес представляют монолитные перекрытия, опирающиеся по контуру на стены (рис. 1). Высота этажа варьируется от 3 до 6 метров. Монолитные стены возводились в каркасной опалубке МОДОСТР.

Выбор той или иной опалубки из системы МОДОСТР производят применительно к строящемуся сооружению, его конструктивному решению, технологических возможностей строительной площадки, применяемого технологического оборудования и заданных темпов возведения объекта. Концепция опалубочных работ базировалась на максимальном задействовании известных и апробированных опалубок МОДОСТР.

Большая высота перекрытий и стесненность пространства – условия, приведшие к применению рамных опорных башен системы МОДОСТР. Башни выполняли одновременно роль опорных площа-

док и рабочих подмостей для подъема рабочих на высоту при монтаже. На первой захватке в качестве опалубки ребристых перекрытий применена опалубка на основе опалубочных клееных балок. Для формирования монолитных балок, выступающих из плоскости перекрытия, применены элементы стеновой каркасной опалубки МОДОСТР и индивидуальные деревофанерные щиты (рис. 2). В качестве элементов крепления применены винтовые тяжи с защитными трубками и наконечниками.

Обеспечение формоустойчивости опалубки при бстонировании являлось главной задачей во всей технологии. Для использования инвентарной и индивидуальной опалубочной техники и определения мощности бетонирования большим значением обладает надежный и экономичный расчет конструкции опалубки на основе действительных, возникающих при бетонировании, сил.

Основная технологическая задача, решаемая на данном этапе, — определение оптимального размещения тяжа по высоте монолитной балки и минимальной жесткости щитов опалубки. За критерий оптимальности принимаем равенство относительных прогибов в пролете и на консоли (рис. 26). При выводе формул приняты следующие предпосылки и допущения:

- бетонная смесь представляет несжимаемую квазиоднородную среду;
- поведение бетонной смеси при укладке в опалубку аппроксимируем гидростатическим законом (ввиду использования литых смесей);
- опалубку рассматриваем как балку постоянной жесткости.

Уравнение эпюры перемещения определяем путем интегрирования системы дифференциальных уравнений равновесия и совместности деформаций по методу начальных параметров [2].

Найдем начальные параметры — прогиб f_0 , угол поворота φ_0 и опорную реакцию X_1 , при этом влиянием деформации сдвига на прогиб можно пренебречь по сравнению с влиянием кривизны. Для определения неизвестных составляем систему уравнений:

прогиб в сечении 1 равен нулю

$$f_0 + \varphi_0 \cdot c + p_1 \cdot \frac{c^4}{24EI} + p_2 \cdot \frac{c^5}{120EI} = 0, \quad (1)$$

прогиб в сечении 2 равен нулю

$$f_0 + \varphi_0 \cdot L + X_1 \cdot \frac{(L-c)^3}{6EI} + p_1 \cdot \frac{c^4}{24EI} + p_2 \cdot \frac{L^5}{120EI} = 0, \quad (2)$$

изгибающий момент в конечном сечении 2 равен нулю

$$-X_1 \cdot (L-c) - p_1 \cdot \frac{L^2}{2} - p_2 \cdot \frac{L^3}{6} = 0, \quad (3)$$

где p_1 и p_2 — распределенные нагрузки на щит.

Решив полученную систему уравнений (1)–(3), найдем f_0 , φ_0 и X_1 , а следовательно, будем иметь все необходимые данные для составления уравнения эпюры перемещения.

Уравнение эпюры прогибов принимает следующий вид:

$$f_x = \frac{c \cdot L \cdot (3 \cdot p_2 \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^2 - 7 \cdot p_2 \cdot L^3)}{360EI} - (3 \cdot p_2 \cdot c^4 + 15 \cdot p_1 \cdot c^3 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot L \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^3 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L^2 \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^3 - 7 \cdot p_2 \cdot L^4) \cdot \frac{x}{360EI} - \frac{L^2 \cdot (3 \cdot p_1 + p_2 \cdot L) \cdot (x-c)^3}{36 \cdot (L-c) \cdot EI} + \frac{p_1 \cdot x^4}{24EI} + \frac{p_2 \cdot x^5}{120EI}, \quad (4)$$

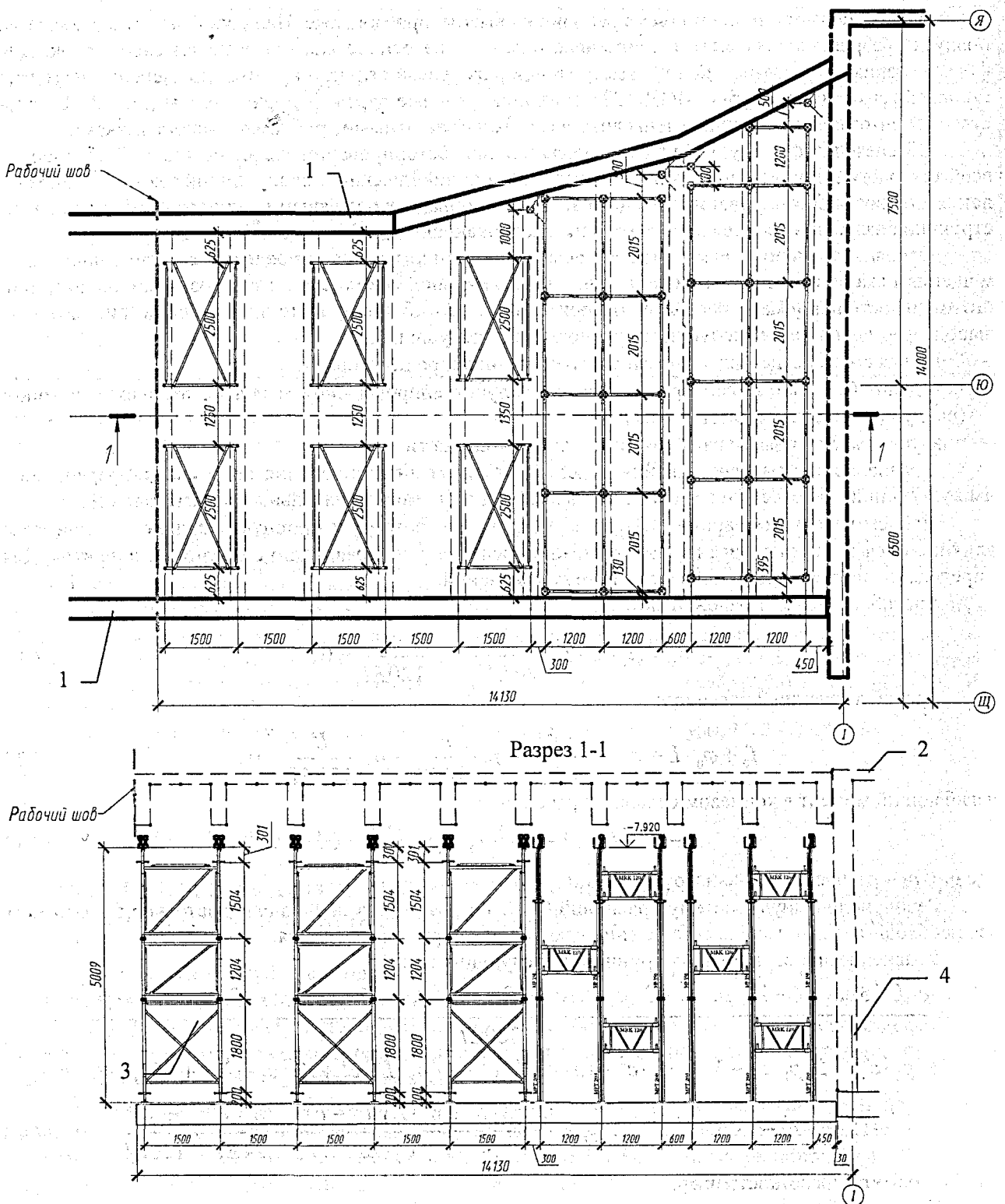
где EI — погонная жесткость щита.

Условие рационального размещения тяжа по высоте балки представляет собой равенство относительных максимальных прогибов на участке балки $L-c$ и консоли балки c . Поэтому балку разбиваем на две области (пролетную и консольную) и для каждой из них находим максимальный относительный прогиб.

На первом участке: $0 < x < c$

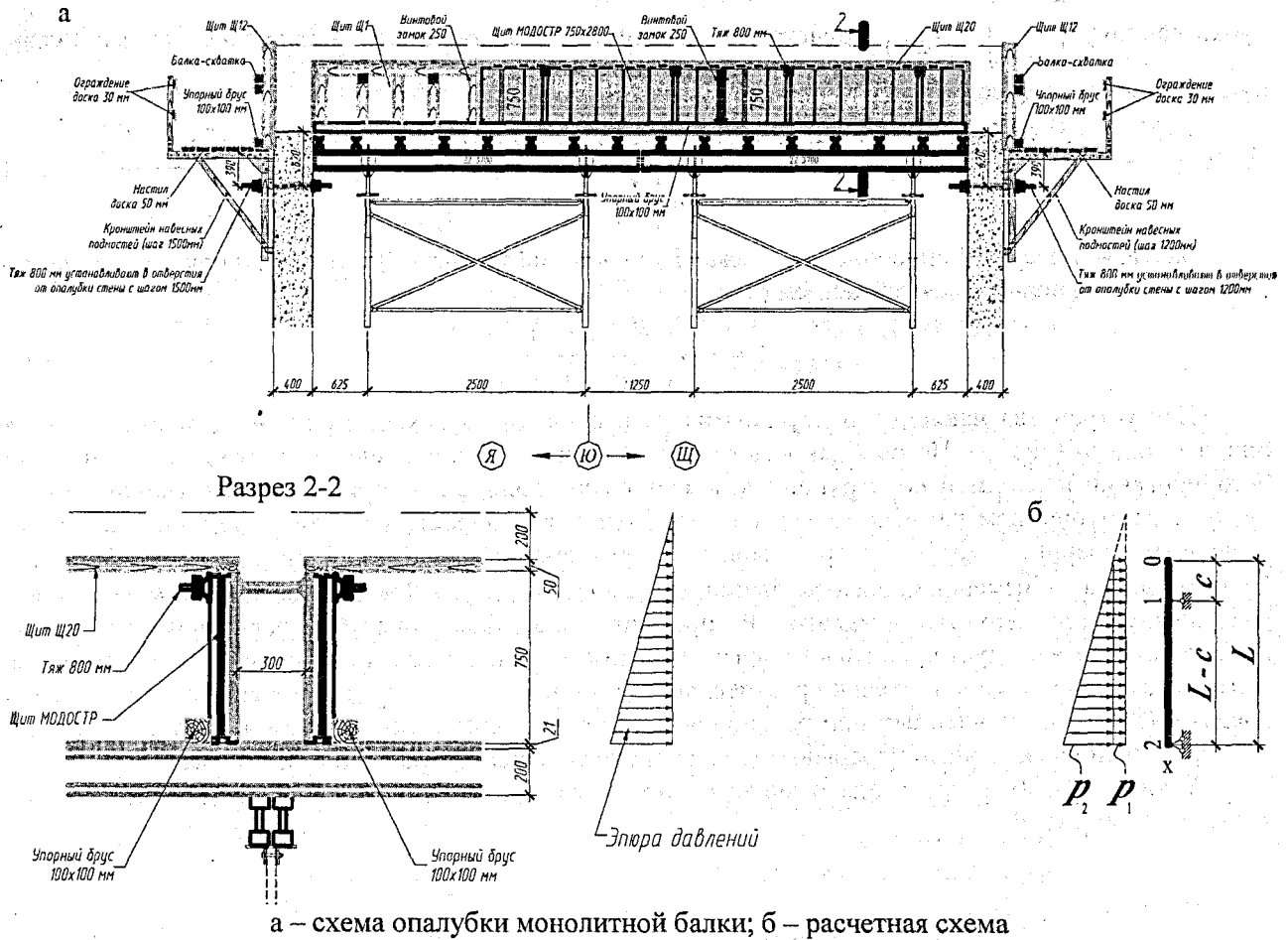
Максимальный относительный прогиб при $x = 0$ равен

$$f_{\max}^K / c = \frac{L \cdot (3 \cdot p_2 \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^2 - 7 \cdot p_2 \cdot L^3)}{360EI} \quad (5)$$



1 – монолитные стены; 2 – ребристое монолитное перекрытие;
 3 – опорная система МОДОСТР; 4 – стойки ПЕРИ.

Рисунок 1 – Схема опалубки ребристого перекрытия на первой захватке



а – схема опалубки монолитной балки; б – расчетная схема

Рисунок 2 – Опалубка балки ребристого перекрытия

На втором участке: $c < x < L$

Для нахождения координаты точки с максимальным прогибом уравнение (4) следует исследовать на максимум в граничном интервале участка и при условии (в нашем случае) $p_1 = 0,25p_2$. Выполнив данную операцию с помощью программного математического пакета Maple V, определяем, что максимум соответствует точке с координатой $0,55 \cdot (L - c)$. Таким образом, окончательно для пролета 2 получаем

$$\frac{f_{\max}^{np}}{L - c} = \frac{c \cdot L \cdot (3 \cdot p_2 \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^2 - 7 \cdot p_2 \cdot L^3)}{360EI \cdot (L - c)} - \frac{0,55 \cdot (3 \cdot p_2 \cdot c^4 + 15 \cdot p_1 \cdot c^3 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot L \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^3 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L^2 \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^3 - 7 \cdot p_2 \cdot L^4)}{360EI} - \frac{L^2 \cdot (3 \cdot p_1 + p_2 \cdot L) \cdot (0,55L - 1,55c)^3}{36 \cdot (L - c)^2 \cdot EI} + \frac{p_1 \cdot 0,55^4 \cdot (L - c)^3}{24EI} + \frac{p_2 \cdot 0,55^5 \cdot (L - c)^4}{120EI} \quad (6)$$

Приравняв выражения (5) и (6), найдем оптимальное соотношение $\frac{c}{L}$. В рассматриваемом случае для балки высотой 0,8 м оптимальное соотношение $\frac{c}{L} = 0,385$.

Приравняв уравнения (5) или (6) к допускаемому относительному прогибу для стеновой опалубки равному $\left[\frac{f}{l}\right] = 1/400$ пролета или другой заданной величине, можно получить минимальную погонную жесткость опалубки, которая составляет

$$EI \geq \frac{L \cdot (3 \cdot p_2 \cdot c^3 + 15 \cdot p_1 \cdot c^2 + 3 \cdot p_2 \cdot L \cdot c^2 + 13 \cdot p_2 \cdot L^2 \cdot c + 45 \cdot p_1 \cdot L \cdot c - 15 \cdot p_1 \cdot L^2 - 7 \cdot p_2 \cdot L^3)}{360 \left[\frac{f}{l}\right]} \quad (7)$$

Задаваясь несущей способностью тяжа (R) можно найти шаг (B) его расстановки по длине монолитной балки, пользуясь выражением (8).

$$B = \frac{6 \cdot R \cdot (L - c)}{L^2 \cdot (3 \cdot p_1 + p_2 \cdot L)} \quad (8)$$

Для устройства наклонного перекрытия на последующих захватках применена та же система опорных башен (рис. 3). Но особенность ее использования в данном случае состоит в том, что при бетонировании наклонной конструкции возникают вертикальные и горизонтальные усилия на опалубку. Преимуществом рамных башен является большая прочность на сдвиг предварительно изготовленных (сварных) рам и быстрый монтаж, исключающий ошибки. Система МОДОСТР имеет большой диапазон изменения высоты башни: ступенчато – 1,2 и 1,8 м и плавно – 0÷420 мм с помощью нижнего или верхнего домкратов. Распределительные балки опалубки перекрытия для предупреждения сдвига следует крепить к главным несущим балкам, которые, в свою очередь, закрепляются к оголовкам башен и дополнительно раскрепляют с помощью цепи с талрепом к арматурным анкерам предварительно установленным при бетонировании нижней плиты. Бетонирование выполняется снизу вверх с технологическими перерывами для предупреждения сплывания бетонной смеси.

Таким образом, разработана и внедрена технология возведения монолитных ребристых и наклонных перекрытий.

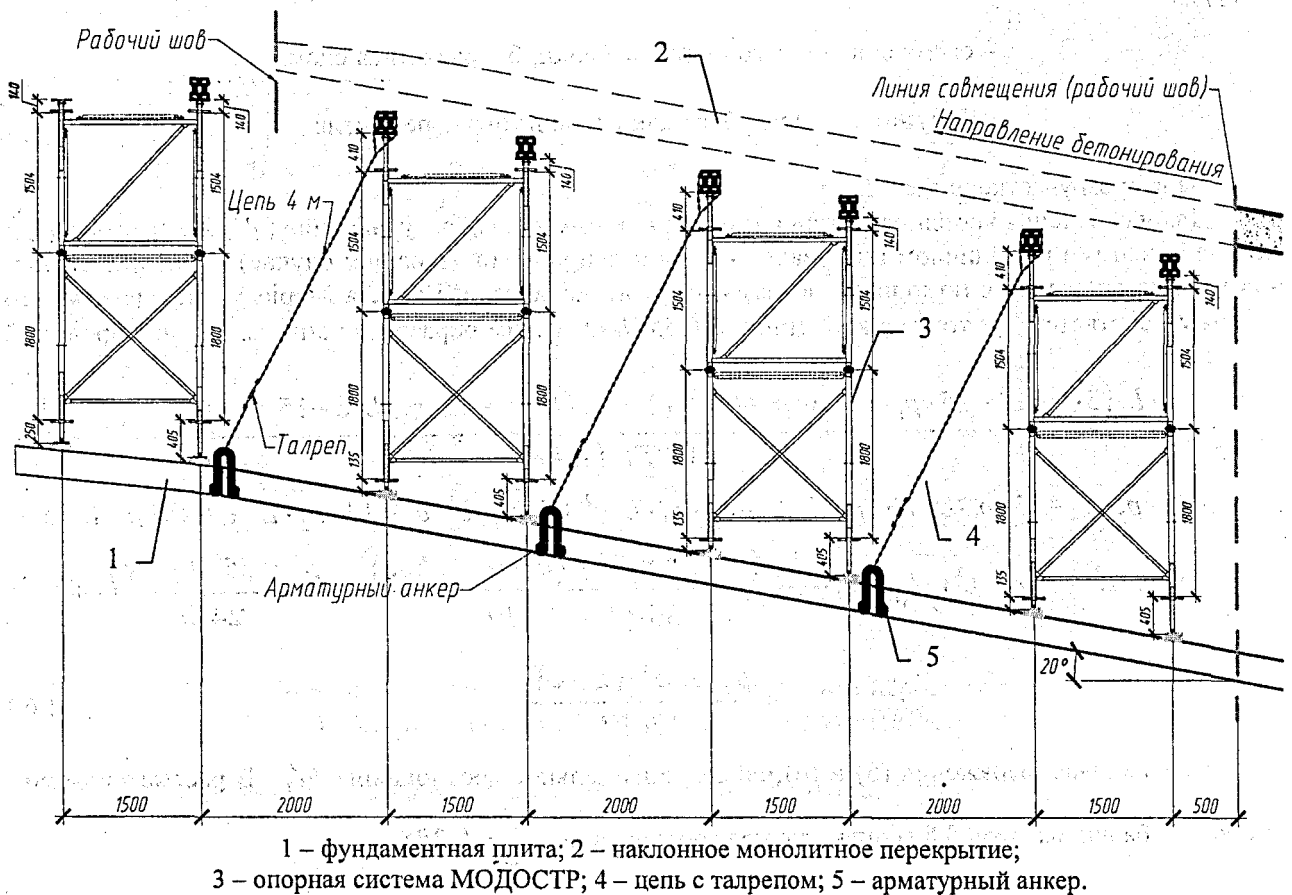


Рисунок 3 – Схема опалубки наклонного перекрытия на последующих захватках.

ЛИТЕРАТУРА

1. Опалубочная система и технология МОДОСТР. – Минск, 2003 г. – 80 с.
2. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Под редакцией А.А.Уманского. – М.1960, с. 230 – 234

УДК 693.574

Остапенко В.И. (БНТУ, г. Минск)

ФИЛЬТРПРЕССОВАЯ ТЕХНОЛОГИЯ ИЗГОТОВЛЕНИЯ И ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА МЕЛКОЗЕРНОСТОГО ДЕКОРАТИВНОГО БЕТОНА

Значительные резервы в повышении эффективности капитального строительства, ремонта, реконструкции заложены в улучшении эксплуатационных свойств, повышении долговечности и снижении энергозатрат на производство покрытий пола, в том числе использующихся при устройстве полов, а также возможность использования прессов, высвобождающихся из металлообрабатывающей промышленности. На долю устройства полов приходится до 15 % стоимости здания, а при капитальном ремонте – 30 % сметной стоимости (или 40 % от стоимости отделочных работ). По данным ЦНИИ промзданий стоимость полов (без перекрытия) составляет до 20 % стоимости общехозяйственных работ, а трудоемкость их устройства составляет 12..17 % общей трудоемкости строительства. [1].

Покрытия полов из бетонных плит для многих общественных и промышленных зданий имеют ряд существенных преимуществ перед покрытиями из других материалов. Однако обширная практика применения покрытий из бетонных плит, полученных по наиболее производительной кассетной технологии, показала, что они в ряде случаев имеют неудовлетворительное качество и недостаточный срок службы. Кроме того, изготовление бетонных, мозаичных и цементно-песчаных плит требует относительно высокого расхода цемента и продолжительной тепловлажностной обработки (до 16 часов, термосная тепловлажностной обработки – до 48 часов).

Устройство полов из плит является индустриальным решением, позволяющим максимально сократить трудоемкость отделки пола в построечных и ремонтных условиях. Кроме того, применение плиточного покрытия позволяет вводить пол в эксплуатацию в более ранний срок по сравнению со сплошным, что очень существенно при ремонте общественных и жилых зданий. Основной недостаток строительства покрытия из бетонных плит по сравнению со сплошным – большая вероятность разрушения кромок плит, сколы и дефекты углов, поэтому одна из задач этой работы – увеличение прочности таких плит.

Повышение износостойкости и беспыльности декоративного слоя, а также увеличение морозостойкости и уменьшение водопоглощения, высолобразования плит пола особенно важно для общественных и промышленных зданий (при уменьшении толщины плиты ее можно применять и как облицовочную), эксплуатация которых связана с особо интенсивным движением, переменными температурами, повышенной влажностью и солью, приносимой на обуви людей. Такие объекты, как вокзальные и торговые залы, холлы, крыльцо клиник, больниц, гостиниц и зрелищных зданий, подземные пешеходные переходы и т.п. Следовательно, проблема улучшения физико-механических и эксплуатационных свойств декоративных плит пола стоит особенно остро.

Одним из путей повышения долговечности мелкозернистого бетона является повышение его плотности, прочности и уменьшение пористости за счет снижения остаточного водоцементного отношения бетона после формования изделий. Особенность фильтрационного прессования состоит в том, что на стадии приготовления сырьевой смеси вводят обильное количество воды затворения, получают пластичную смесь, в которой начинает активно протекать процесс гидратации портландцемента. Затем осуществляют прессование смеси с удалением избыточной влаги и воздуха. При фильтрпрессовой технологии и оптимальном давлении прессования остаточное водоцементное отношение достигается 0,18÷0,22 (для гидратации портландцемента достаточно 15..17 % воды). При сжатии цементно-песчаных смесей происходит разрушение (раздавливание) цементных флокул, обводнение необводненных частиц портландцемента и песка. Вследствие этого в процесс гидратации вовлекается большее количество частиц портландцемента, а благодаря большому прессующему давлению (10..20 МПа) и комплексной химической добавке процесс гидратации протекает очень актив-

но, что позволяет отказаться от тепловлажностной обработки изделий. Плиты пола получают высокого качества из цементно-песчаных смесей с пределом прочности бетона при сжатии, соответствующего классам В30+В55 [2].

При прессовании дисперсных гидросиликатов кальция нестабильной структуры, затворенных водой за счет формирования контактно-конденсационной связи между макрочастицами, без изменения химического состава и агрегатного состояния вещества образуется прочный водостойкий камень. Интенсификация гидратации цемента в бетонах, твердеющих под давлением, происходит за счет повышения проникающей способности молекул воды, находящихся под действием гидростатического давления, и увеличения тем самым поверхностей взаимодействия цемента с водой, а также за счет снижения внутренних структурных связей в большей части объема пленок, обволакивающих зерна вяжущего. Увеличение поверхностей взаимодействия способствует росту количества новообразований, а это повышает уровень насыщения растворной составляющей (жидкой фазы) продуктами гидратации [3].

Фильтрпрессовая технология позволяет исключать недостатки других способов формования (вибропрессование, прессование, прокат, тромбование). Этот способ формования позволяет устранить также такой недостаток, как запрессовка воздуха, присущий способу полусухого прессования изделий, избежать перерасхода энергии при гиперпрессовании (с усилиями от 40 до 100 МПа). По сравнению с вибропрессованием, в процессе которого уплотнение формовочной смеси выполняется при низком давлении (0,015 МПа), фильтрационное прессование осуществляется с усилиями в сотни раз выше.

В НИИЦСМ разработана технология и определены технологические факторы, влияющие на физико-механические характеристики изделий из декоративного бетона, полученных по фильтрпрессовой технологии.

Для получения декоративного бетона плит пола и облицовочных плит применяют цемент марки 500 Д0 (активностью 51,2 МПа). В качестве заполнителя используют кварцевый песок Заславского карьера насыпной плотностью 1650 кг/м³ и модулем крупности 2,7. Комплексной химической добавкой являлся полиметаллический водный концентрат для бетонов и растворов (СТБ 1113-98) и диметилсульфоксид (ДМСО). Красителем служили железный сурик, окись хрома, сажа и др., а заполнителем – отходы гранита, мрамора и стеклобой (фракций 5,5÷5 и 5÷10 мм).

Плиты изготавливали на гидравлических прессах в пресс-формах размерами: 200×200, 600×600 мм с использованием в качестве фильтра металлической сетки и картона, который после четырехкратного использования заменялся на новый.

Расход цемента на плиты с учетом ее двухслойности составил: 310..420 кг/м³ на подстилающий слой и 480..530 кг/м³ на лицевой слой.

Применение комплексной химической добавки позволило повысить степень гидратации цемента. Присутствие в ней ДМСО позволяет получить коллоидный клей, существенно увеличивающий прочность мелкозернистого декоративного бетона, а также формированию мелкокапиллярной пористости. Это позволяет снизить водопоглощение на 0,4÷0,5 % (по сравнению со смесями без его применения) и высолообразование.

Изучено влияние модифицирующих комплексных добавок на прочность бетона в ранние сроки твердения и интенсивность изменения прочности бетона при сжатии при твердении в нормально-влажных условиях. Ударная прочность определялась на копре Педжа на образцах кубах 50×50×50 мм в 28 суточном возрасте. Водопоглощение по массе определяли на образцах 200×200×40 мм. Истираемость определялась по ГОСТ 13087 на круге истирания типа ЛКИ-3 в возрасте 28 суток на образцах 70×70 мм в плане.

Результаты по динамике набора прочности при сжатии приведены на графике, а по другим свойствам – в табл. 1.

Из табл. 1 видно, что плиты пола, произведенные по фильтрпрессовой технологии из модифицированного декоративного мелкозернистого бетона из рядового цемента 500 Д0, обладают высокими физико-механическими показателями, что существенно расширяет область их применения, а такие показатели, как истираемость и водопоглощение по сравнению с самой производительной кассетной технологией улучшились более, чем в 4 раза. При морозостойкости более 300 циклов для дорожных бетонов, плиты пола и облицовочные плиты являются долговечным и недорогим заменителем природного камня. Для сравнения свойств в табл. 1 приведены физико-механические показатели бетонов плит пола по данным Григорьев А.Б., Попов К.Н., Фиговский О.Л., Вартавян А.А., Мепаришвили Г.В. [4].

Рост прочности фильтрпрессового модифицированного мелкозернистого бетона в основном идет до 7-суточного возраста и бетон набирает к этому времени до 90..95 % прочности, а прочность бетона при сжатии, необходимую для укладки плит пола или облицовочных плит (40 МПа), набирает за трое суток при нормальных условиях и за семь суток при 5 °С за счет применения комплексной химической добавки (ДМСО + ПВК), это полностью исключает применение тепловлажностной обработки изделий.

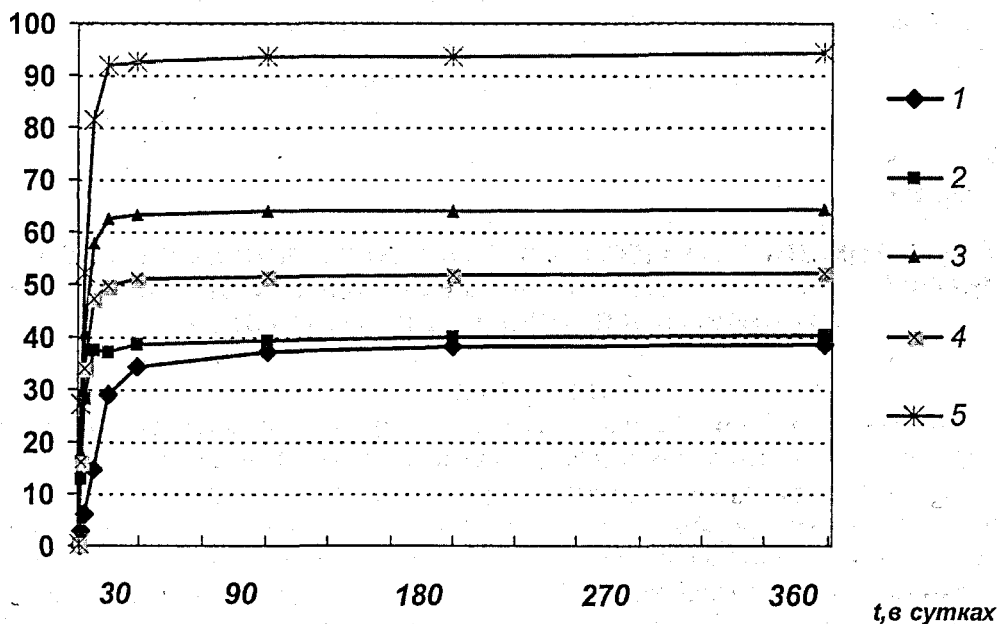


Рисунок 1 – Изменение прочности бетона при сжатии во времени: 1) вибропрессованого с пригрузом 0,15 МПа; 2) фильтрпрессованого при давлении 10 МПа; 3) фильтрпрессованого при давлении 10 МПа и комплексной химической добавкой; 4) фильтрпрессованого при давлении 20 МПа; 5) фильтрпрессованого при давлении 20 МПа и комплексной химической добавкой.

Таблица 1 – Физико-механические свойства плит

Плиты пола	Прочность при сжатии, МПа	Ударная прочность, Дж/см ³	Истираемость, г/см ²	Водопоглощение по массе, %
Фильтрпрессовые	60	85	0,65	1,5
	90	110	0,55	1
Бетонные	30	70	0,9	6,5
	40	80	0,65	5,5
Силикатно-бетонные	50	61	0,3	3,5
Цементно-песчаные	30	60	1,2	7
Мраморно-мозаичные	25	52	0,85	5,5
Мозаичные	30	65	2,2	8

Получение распалубочной прочности изделия $0,4 \pm 0,48$ МПа при расходе цемента $480..510$ кг/м³ (с учетом двухслойности плиты) позволяет осуществлять немедленную распалубку изделия. Такая распалубочная прочность достаточна для съема и транспортировки плит пола и облицовочных плит.

Суточная прочность на сжатие в $18..26$ МПа, получаемая при естественном твердении бетона, позволяет начинать упаковку плит через день-два после изготовления, чтобы на третьи сутки отправить их заказчику. Это увеличивает оборачиваемость площади цеха и делает более гибким производство.

Проведенные исследования показали, что декоративный мелкозернистый бетон обладает высокими физико-механическими показателями.

ЛИТЕРАТУРА

1. Попов К.Н., Кадло М.Б. Современные материалы для устройства полов. Журнал "Строительные материалы" №3, 2000.- 2 с.
2. Галузо Г.С., Повидайко В.Г., Остапенко В.И. и др. Технология фильтрационного способа изготовления и физико-технические свойства стеновых и облицовочных изделий из мелкозернистого бетона. Тезисы докладов международной конференции "Высокие технологии и научно-технический прогресс в строительном комплексе Республики Беларусь" - Минск 1999 -59 с.
3. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси.-Минск, 1977 - 187 с.
4. Григорьев А.Б., Попов К.Н., Фиговский О.Л. Бетон для мозаичных покрытий полов. Журнал "Строительные материалы" №2, 1992.- 2-4 с.

УДК 624.012.45

Павлова И.П., Тур В.В.

ИСПОЛЬЗОВАНИЕ СТРУКТУРНОЙ МОДЕЛИ РАСШИРЯЮЩЕГОСЯ КОМПОЗИТА ПРИ ПАРАМЕТРИЧЕСКИХ ИССЛЕДОВАНИЯХ ПРОЦЕССА РАСШИРЕНИЯ НАПРЯГАЮЩЕГО БЕТОНА

ВВЕДЕНИЕ

Одной из серьезных проблем, возникающих при производстве конструкций из высококачественных бетонов, имеющих низкое водовяжущее отношение, являются усадочные деформации, в частности, аутогенная усадка, приводящая к образованию микротрещин в структуре твердеющего бетона в раннем возрасте [14]. На протяжении целого ряда лет техническая мысль была направлена на поиск средств и способов полного исключения или частичного снижения деформаций усадки до значений, не приводящих к трещинообразованию бетона. В последнее время изучению аутогенной усадки посвящено значительное число аналитических и экспериментальных работ [19, 28, 29, 36]. Одним из возможных путей решения проблемы усадки является применение специальных вяжущих. Так, в высококачественных бетонах было предложено [30, 44] использовать взамен части портландцемента добавку метакаолинов, сульфоалюминатные и ферроалюминатные комплексы. Как отмечено в работах [19, 28], применение названных добавок позволяет не только компенсировать усадочные деформации, но и получить расширение композитной системы даже в изолированном состоянии [30, 44].

В Республике Беларусь на протяжении ряда лет ведутся целенаправленные исследования расширяющихся вяжущих, бетонов на их основе и самонапряженных конструкций [15, 16]. Использование напрягающего бетона рационально не только с позиций снижения негативных последствий усадки, но, прежде всего, из-за возможности получать регулируемое исходное напряженно-деформированное состояние элементов конструкции, положительно влияющее на их эксплуатационные характеристики и, как следствие, на ее долговечность. При проектировании составов напрягающих бетонов наряду с прогнозированием характерной для традиционных бетонов основополагающей величины прочности на сжатие возникает необходимость целенаправленного получения требуемых величин самонапряжения и свободного расширения, контролируемых соответствующим стандартом [9]. К сожалению, к настоящему времени не существует научно-обоснованных практических рекомендаций по расчету составов напрягающих бетонов исходя из получения заданных деформативно-прочностных характеристик к моменту стабилизации процесса расширения. Немногочисленные известные методики подбора составов напрягающего бетона сводятся к использованию некоторых эмпирических зависимостей [5], дающих в ряде случаев результаты, противоречащие физическому смыслу рассматриваемого явления [17].

Учитывая сложность явлений, происходящих в процессе расширения композитной системы, задачу прогнозирования характеристик свойств напрягающего бетона целесообразно решать с применением структурно-механического моделирования.

При этом, для адекватной оценки собственных напряжений необходимо рассматривать в неразрывной связи химическую (объясняющую источник и механизм расширения вяжущего), геометрическую (описывающую взаимосвязь между изменением объемов отдельных частиц и объема всей структуры в целом) и механическую (связанную главным образом с представлениями о собственных напряжениях, их релаксацией в деформирующейся структуре, прочности механических контактов и т. д.) стороны процесса расширения [15]. В настоящее время все они представляют собой достаточно разобщенные области исследовательских интересов, поэтому известные результаты зачастую не только раз-

рознены, но и противоречивы [1]. При построении структурно-механической модели расширяющегося композита необходимо систематизировать имеющиеся опытные данные и научные представления о расширяющихся композициях, соединив их на основе единого методического подхода. Несомненно, что при моделировании очень важно учесть максимально возможное количество известных фактов, оказывающих влияние на формирование расширяющейся микроструктуры. При этом надо принимать во внимание, что получение результатов сопряжено с рядом трудностей, связанных главным образом с выяснением параметров модели, получаемых на основе сложных физических экспериментов.

1. РАСЧЕТНАЯ МОДЕЛЬ РАСШИРЯЮЩЕГОСЯ КОМПОЗИТА.

ОСНОВНЫЕ ПАРАМЕТРЫ МОДЕЛИ

В большинстве отечественных и зарубежных работ [1, 2, 3, 6, 12], посвященных моделированию структуры композита, бетон рассматривается как двухкомпонентный материал, состоящий из матрицы в виде окаменевшего цементно-песчаного раствора, в континууме которой дискретно распределены зерна крупного заполнителя. В последнее время в ряде исследований [10, 11, 24, 33, 37] структура бетона была дополнена третьей компонентой – транзитной зоной (ТЗ), описывающей некоторое переходное состояние системы по границе между матрицей и заполнителем. Несмотря на то, что транзитная зона (ТЗ) является частью цементной матрицы, эффекты, сопутствующие ее структурообразованию, и, как результат, ее свойства, не только позволяют, но и вызывают необходимость выделить ТЗ в отдельный элемент структуры бетона. Транзитная зона отвечает за прочность сцепления по контакту «цементный камень – включение» и, по сути, является наиболее слабой компонентой структуры. Значимость влияния ТЗ на свойства композита обуславливается двумя факторами: значительными различиями в свойствах ТЗ и непосредственно цементной матрицы, а также объемной концентрацией и, как следствие, количеством перколированных транзитных зон [40].

Как следует из результатов современных исследований, формирование транзитной зоны обусловлено двумя параллельно протекающими эффектами – т.н. «эффектом стены» [32] и «эффектом одностороннего роста» [23]. Так как средний диаметр заполнителя значительно больше среднего диаметра частицы цемента ($300..500 \mu\text{м}$ к $10..20 \mu\text{м}$), то заполнитель можно представить в виде плоской пластины, по отношению к которой происходит упаковка цементных частиц. «Эффект стены» обуславливает беспорядочную упаковку цементных зерен у поверхности заполнителя и, как следствие, меньшее количество цементных частиц и большее количество капиллярных пор, заполненных водой, чем в остальной цементной матрице. Снижение количества цементных частиц в ТЗ приводит к повышению водоцементного отношения. Так, по данным авторов [22], при начальном w/c бетона, равном $0,4$, в зависимости от объемной концентрации заполнителя в смеси; w/c в ТЗ может достигать значений вплоть до $0,5$, а в остальном объеме цементной системы снижаться до $0,35$.

В процессе гидратации поры цементной системы заполняются продуктами новообразований, которые поступают со всех направлений. Однако у поверхности заполнителя рост новообразований осуществляется с одной стороны, что также способствует повышению пористости транзитной зоны (рис. 1.1).

Ввиду того, что ионы, обладающие значительной мобильностью (такие как Ca^{++} , Al^{3+} и SO_4^{2-}) имеют возможность диффундировать в более пористую транзитную зону, здесь наблюдается преобладание кристаллов гидроксида кальция (СН) и этtringита. Ионы Si^{++} , обладая низкой мобильностью, образуют продукты гидратации вблизи источников растворения. Учитывая то обстоятельство, что в ТЗ содержится изначально меньшее количество цементных зерен, новообразования в ней характеризуются низким содержанием СSH.

Высокая пористость и отличие в морфологии продуктов гидратации ТЗ по сравнению с остальной цементной матрицей вызывают необходимость рассматривать ТЗ при моделировании структуры композита как отдельный элемент. Формирование кристаллов этtringита в заведомо более пористой структуре ТЗ напрягающего бетона скорее всего приведет только к снижению пористости. Поэтому, на наш взгляд, существенных деформаций расширения в ТЗ наблюдаться не будет. И, при моделировании расширяющегося композита обоснованным допущением будет считать, что транзитная зона является неактивной компонентой структурной модели.

При прогнозировании свойств напрягающего бетона превалирующей характеристикой будет являться величина самонапряжения, нормируемая в стандарте [9]. В данных исследованиях для определения величины самонапряжения предложено использовать трехкомпонентную пространственную модель композита [7], состоящую из заполнителя, цементной матрицы и расположенной между ними транзитной зоны, схематически показанную на рис 1.2.

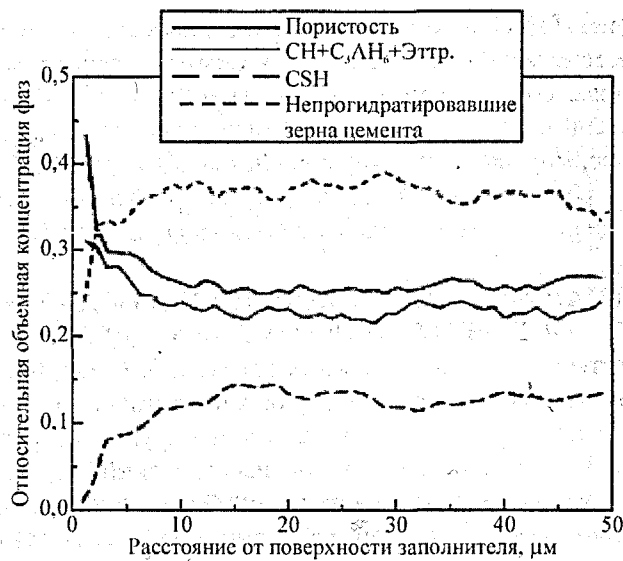


Рисунок 1.1 – Распределение основных фаз цементной системы в ТЗ в зависимости от расстояния от поверхности заполнителя, $w/c = 0,45$, 70 % гидратация, согласно [22]

При построении модели в данной работе приняты следующие предпосылки:

- расширяющийся композит можно условно представить в виде континуума активной матрицы, в теле которой дискретно расположен пассивный заполнитель;
- рассматриваемая моделируемая система расширяется равномерно по объему без нарушения сплошности контактов.

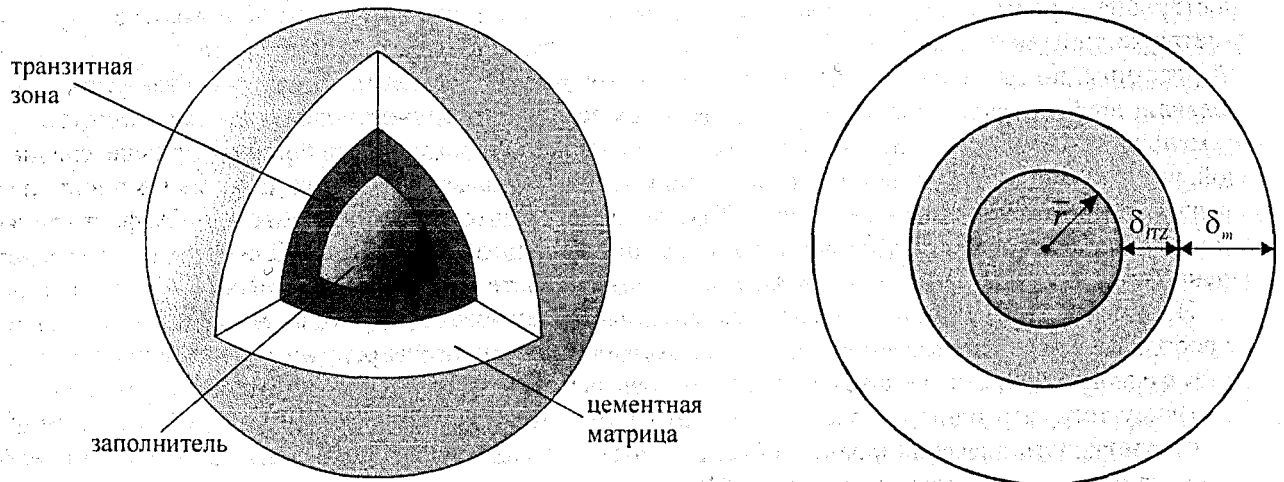


Рисунок 1.2 – Схематическое изображение структуры напрягающего бетона в виде трехкомпонентной модели

При прогнозировании процесса расширения для упрощения расчетов в модели был использован ряд допущений, не искажающих физической смысл рассматриваемого явления:

- моделируемая система содержит равномерно распределенные по объему матрицы равновеликие шарообразные зерна заполнителя;
- в процессе расчета в качестве пассивной компоненты рассмотрен заполнитель с ТЗ вокруг него, для которого согласно основных положений D – ЕМТ [25] рассчитываются некоторые усредненные деформативные характеристики (подробно это изложено в п.1.2.).

Схема упаковки зерен заполнителя принята регулярной с переменным координационным числом n , которое может быть назначено в зависимости от реальной пустотности смеси заполнителя (см. рис. 1.3).

Пустотность ϕ бинарной смеси крупного и мелкого заполнителя предложено прогнозировать с помощью модели Toufar [26]:

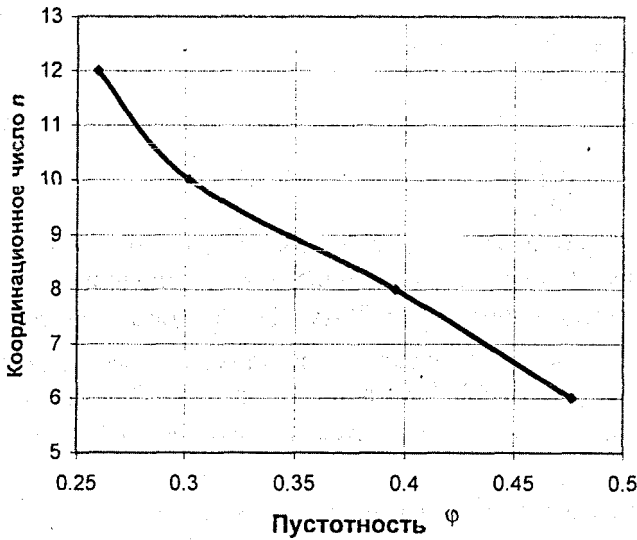


Рисунок 1.3 – Зависимость координационного числа n от пустотности ϕ моноразмерного заполнителя согласно [20]

$$\phi = 1 - \frac{1}{\left[\frac{c_m}{\phi_m} + \frac{c_{кр}}{\phi_{кр}} - c_{кр} \left(\frac{1}{\phi_{кр}} - 1 \right) k_d k_s \right]}, \quad (1)$$

где k_d, k_s – параметрические коэффициенты, определяемые по формулам:

$$k_d = \frac{d'_{кр} - d'_m}{d'_{кр} + d'_m}, \quad (2)$$

$$k_s = 1 - \frac{1 + 4x}{(1 + x)^4}, \quad (3)$$

$$x = \frac{c_m}{c_{кр}} \cdot \frac{\phi_{кр}}{\phi_m} \cdot \frac{1}{1 - \phi_{кр}}, \quad (4)$$

где $c_m, c_{кр}$ – объемная концентрация соответственно мелкого и крупного заполнителя в смеси заполнителей;

$\phi_m, \phi_{кр}$ – степень упаковки соответственно крупного и мелкого заполнителей, равная отношению плотности в виброуплотненном состоянии к истинной плотности заполнителя:

$$\phi_{кр} = \frac{\rho_{кр}^в}{\rho_{кр}}, \quad \phi_m = \frac{\rho_m^в}{\rho_m}.$$

1.1. Геометрические характеристики модели

При переходе от реальной системы, содержащей заполнитель различных размеров, к идеализированной с моноразмерным заполнителем, радиус r зерна последнего принимается интегрально из условия равенства удельной поверхности зерен модели фактической удельной поверхности заполнителя и определяется по следующей формуле:

$$\bar{r} = \frac{3}{S_{уд} \rho_0} \quad (5)$$

Для определения фактической удельной поверхности заполнителя использованы данные ситового анализа и средний радиус зерна заполнителя для каждого сита:

$$S_{уд} = \sum_{i=1}^n S_i a_i, \quad (6)$$

где S_i – удельная поверхность заполнителя с радиусом r_i ,

$$S_i = \frac{3}{r_i \rho_0}, \quad (7)$$

здесь r_i – средний радиус зерна заполнителя на i -ом сите

$$r_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{4} \quad (8)$$

Важным этапом расчета геометрических характеристик модели является определение объема содержания транзитной зоны в бетоне. Объем транзитной зоны определяют исходя из предположительного размера толщины прослойки транзитной зоны $\delta_{itz} \approx 30 \mu\text{м}$. Необходимо отметить, что принятый размер прослойки транзитной зоны подтверждается экспериментальными исследованиями микроструктуры [38, 39]. Как показано в работах [20, 31, 42, 43], начиная с граничной объемной концентрации заполнителя $c_{agg} = 0,29$ в структуре бетона наблюдается явление полной перколяции транзитных зон.

Так как реальный бетон в своем составе содержит изначально большее количество заполнителя, объем транзитной зоны с учетом перколированных участков согласно Lu и Torquato [29] может быть рассчитан по формулам:

$$V_{itz} = 1 - e_v(\delta_{itz}) - c_{agg}, \quad (9)$$

$$e_v(\delta_{itz}) = (1 - c_{agg}) \cdot \exp[-\pi \cdot N(c\bar{r} + d\bar{r}^2 + f\bar{r}^3)], \quad (10)$$

где c, d, f, ε_2 – коэффициенты, определяемые согласно [31] по формулам (12)–(15):

$$N = \frac{3c_{agg}}{4\pi\bar{r}^3}, \quad (11)$$

$$c = \frac{4\bar{r}^2}{(1 - c_{agg})}, \quad (12)$$

$$d = \frac{4\bar{r}}{(1 - c_{agg})} + \frac{12\varepsilon_2\bar{r}^2}{(1 - c_{agg})^2}, \quad (13)$$

$$f = \frac{4}{3(1 - c_{agg})} + \frac{8\varepsilon_2\bar{r}}{(1 - c_{agg})^2}, \quad (14)$$

$$\varepsilon_2 = \pi \cdot N \cdot \bar{r} / 3 \quad (15)$$

Объем цементной матрицы V_m за вычетом объема, занимаемого транзитной зоной, может быть рассчитан:

$$V_m = 1 - c_{agg} - V_{itz} \quad (16)$$

Тогда толщина прослойки цементной матрицы соответственно составит:

$$\delta_m = \left[\sqrt[3]{\frac{3}{4\pi N}} - (\bar{r} + \delta_{itz}) \right] \quad (17)$$

1.2. Жесткостные характеристики элементов модели и их изменение во времени

Как указывалось ранее, в силу специфики структурообразования расширяющегося композита, транзитную зону в дальнейшем рассматриваем как неактивную компоненту, вынужденными деформациями которой с целью упрощения расчетов можно пренебречь. В расчетной модели в качестве заполнителя рассматривается некоторый идеализированный сферический заполнитель с размером зерна, равным размеру зерна заполнителя с транзитной зоной вокруг него, и с усредненными, так называемыми эффективными, упругими характеристиками (см. рис. 1.4). Для определения эффективных деформативных характеристик идеализированного моноразмерного заполнителя использованы

положения Дифференциальной Теории Эффективной Среды (англ. *Differential Effective Medium Theory*, в дальнейшем D-EMT) [25].

В соответствии с правилами, сформулированными в D-EMT, частица заполнителя с размером \bar{r} и деформативными характеристиками G_{agg} , K_{agg} , помещенная в транзитную зону размером $\bar{r} + \delta_{itz}$ с деформативными характеристиками G_{itz} , K_{itz} , заменяется новой эффективной частицей с размером $a = \bar{r} + \delta_{itz}$ и соответствующими деформативными характеристиками G_{id} , K_{id} .

Для пространственной модели эффективный модуль сдвига G_{id} композитного включения с учетом транзитной зоны находят из решения соответствующего квадратного уравнения [25]:

$$A \left(\frac{G_{id}}{G_{itz}} \right)^2 + 2B \left(\frac{G_{id}}{G_{itz}} \right) + C = 0, \quad (18)$$

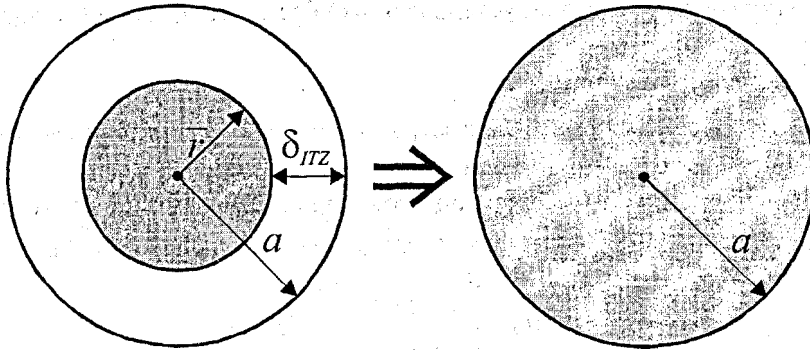


Рисунок 1.4 – Трансформация композитного включения в эффективную частицу с размером a в соответствии с правилами D-EMT [25]

Коэффициенты которого рассчитывают по формулам (19)–(26):

$$A = 8z(4 - 5v_{itz})\eta_{\alpha}p^{10/3} - 2[63z\eta_{\beta} + 2\eta_{\alpha}\eta_{\gamma}]p^{7/3} + 252z\eta_{\beta}p^{5/3} - 50z[7 - 12v_{itz}^3 + 8v_{itz}^2]\eta_{\beta}p + 4(7 - 10v_{itz})\eta_{\beta}\eta_{\gamma} \quad (19)$$

$$B = -2z(1 - 5v_{itz})\eta_{\alpha}p^{10/3} + 2[63z\eta_{\beta} + 2\eta_{\alpha}\eta_{\gamma}]p^{7/3} - 252z\eta_{\beta}p^{5/3} + 75z(3 - v_{itz})\eta_{\beta}v_{itz}p + \frac{3}{2}(15v_{itz} - 7)\eta_{\beta}\eta_{\gamma} \quad (20)$$

$$C = 4z(5v_{itz} - 7)\eta_{\alpha}p^{10/3} - 2[63z\eta_{\beta} + 2\eta_{\alpha}\eta_{\gamma}]p^{7/3} + 252z\eta_{\beta}p^{5/3} + 25z(v_{itz}^2 - 7)\eta_{\beta}p - (7 + 5v_{itz})\eta_{\beta}\eta_{\gamma} \quad (21)$$

$$\eta_{\alpha} = z(7 - 10v_{itz})(7 + 5v_{agg}) + 105(v_{agg} - v_{itz}) \quad (22)$$

$$\eta_{\beta} = z(7 + 5v_{agg}) + 35(1 - v_{agg}) \quad (23)$$

$$\eta_{\gamma} = z(8 - 10v_{itz}) + 15(1 - v_{itz}) \quad (24)$$

$$z = \frac{G_{agg}}{G_{itz}} - 1, \quad (25)$$

$$p = \left(\frac{\bar{r}}{a} \right)^3 \quad (26)$$

Эффективный объемный модуль K_{id} для данного «приведенного» заполнителя с учетом свойств транзитной зоны может быть рассчитан по зависимости, предложенной в работе [25]:

$$K_{id} = K_{itz} + \frac{p(K_{agg} - K_{itz})}{1 + (1-p) \left[\frac{K_{agg} - K_{itz}}{K_{itz} + \frac{4}{3}G_{itz}} \right]}, \quad (27)$$

Пользуясь зависимостями (18)–(27), рассчитывают характеристики бетона к некоторому фиксированному моменту времени τ (как правило, к возрасту 28 сут). Однако процессы структурообразования в расширяющемся композите развиваются во времени, в течение которого в бетоне возникают как силовые, так и не силовые воздействия, приводящие к изменению деформаций системы. В настоящее время к числу фундаментальных проблем, стоящих перед физикой и механикой бетона, относятся, в частности, адекватное описание явлений старения, установление вида функции $E(\tau)$.

При прогнозировании рассматривается процесс расширения во времени, поэтому следующим допущением является вид функции $E(\tau)$. Для решения данной проблемы в настоящих исследованиях использована функция, применяемая для описания упрочняющегося во времени материала, предложенная в работе [21] и имеющая вид:

$$E(\tau) = \beta(\tau)[1 - \delta(\tau)]\bar{E}, \quad (28)$$

где \bar{E} – модуль упругости материала, установленный без учета эффектов старения при $\beta = 1$ и $\delta = 0$;

$\beta(\tau)$ – степень упрочнения материала;

$\delta(\tau)$ – степень старения материала. Параметры β и δ варьируются в пределах от 0 до 1 и монотонно возрастают с течением времени.

В работах Laube [21] для описания процессов упрочнения бетонного композита предложена функция $\beta(\alpha)$, описывающая процесс упрочнения материала в зависимости от степени гидратации $\alpha(\tau)$:

$$\beta(\alpha) = \left[\frac{\alpha(\tau) - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right]^{2/3} \geq 0. \quad (29)$$

Для определения степени гидратации портландцементного вяжущего, отвечающей за формирование связей, обеспечивающих упрочнение материала, можно воспользоваться функциональной зависимостью, предложенной Vasma и Y. Abdel-Jawad [18]:

$$\alpha(\tau) = 0,357 + 0,111 \ln \tau + 0,005T + 0,084 w/c, \quad (30)$$

где τ – расчетный период времени, сут; T – температура хранения, °C.

Как было показано ранее, эффект «одностороннего роста» и эффект «стены», возникающие в процессе структурообразования в транзитной зоне, способствуют менее плотной упаковке зерен цемента в последней, и как следствие, более высокому водоцементному отношению по сравнению с остальной цементной матрицей. J. C. Nadeau [34] для определения изменения водоцементного отношения в транзитной зоне и остальной цементной матрице предложен ряд функциональных зависимостей.

Пользуясь данными, приведенными в работе [34], водоцементное отношение w/c в i -ой фазе моделируемого композита будет равно:

$$w/c = \frac{1 - \alpha_c}{\rho_{\text{cem}} \alpha_c}, \quad (31)$$

где α_c – радиальное распределение в объемной концентрации цемента для i -ой фазы, определяемое для системы с моноразмерным заполнителем, согласно [34], по формуле:

$$\alpha_c(r) = \begin{cases} \bar{\alpha}_c \left[1 + a_c \left(\frac{r - \bar{r} - \delta_{itz}}{\delta_{itz}} \right)^2 \right] & \text{для ГЗ} \\ \bar{\alpha}_c & \text{для остальной цем. матрицы} \end{cases}, \quad (32)$$

где $\bar{\alpha}_c$ – объемная концентрация цемента в цементной матрице (вне транзитной зоны),

a_c – константа, для данной системы принимаемая $-0,5$.

$$\bar{\alpha}_c = \frac{10(1 - c_{\text{agg}})}{\left(1 + \rho_{\text{cem}} \frac{w}{c} \left[a_c c_{\text{agg}} \frac{\delta_{itz}}{\bar{r}} \left\{ \left(\frac{\delta_{itz}}{\bar{r}} \right)^2 + 5 \left(\frac{\delta_{itz}}{\bar{r}} \right) + 10 \right\} + 10(1 - c_{\text{agg}}) \right] \right)}, \quad (33)$$

В связи с тем, что в настоящих исследованиях принята к рассмотрению трехкомпонентная структурная модель, в которой помимо матрицы учитывают транзитную зону, необходимо оценить соотношение модулей упругости \bar{E}_{itz}/E_m . Helmuth и Turk [27] для определения модуля упругости цементного камня предложили использовать зависимость следующего вида:

$$\bar{E} = E_{gel}(1 - V_c)^3, \quad (34)$$

где E_{gel} – средний модуль упругости продуктов гидратации цементного камня;
 V_c – капиллярная пористость.

Таблица – Величины модулей упругости и коэффициентов Пуассона для основных продуктов гидратации цементного камня согласно [35]

Фазовый состав	$E(\times 10^{-3} \text{ МПа})$	ν
C-S-H	14	0,27
C_3S	75,9	0,3
CH	43	0,32

По результатам экспериментальных данных [35, 38, 39, 43], в возрасте 28 суток пористость транзитной зоны в бетонах на плотном заполнителе составляет в среднем 35 %, а оставшейся цементной матрицы – 7 %. Очевидно, что в бетонах на легких заполнителях картина распределения пористости будет совсем иной. Однако этот вопрос не является предметом рассмотрения в данной работе, так как параметрические исследования проводятся для напрягающего бетона на плотном заполнителе. С учетом результатов, полученных при помощи сканирующей электронной микроскопии, примерный фазовый состав транзитной зоны (см. рис. 1.1) и остальной цементной матрицы обеспечивает соотношение $\bar{E}_{itz}/E_m \approx 0,5$. Принятое соотношение, соответствующее экспериментальным данным Cohen [43], является достаточно грубой аппроксимацией, но в первом приближении позволяет оценить изменение соотношения \bar{E}_{itz}/E_m во временном интервале Δt .

1.3. Напряжения и деформации расширяющейся композитной системы

Для начала рассмотрим наиболее простой, с точки зрения реализации решения, случай одиночного включения, располагаемого в активной матрице цементного камня. В ряде работ [22, 42, 43] указывается граничная концентрация заполнителя $c_{agg}=0,05$, при которой не наблюдается эффекта влияния соседних частиц. Для случая изолированного сферического включения, окруженного оболочкой произвольной толщины, погруженного в однородную матрицу (все три фазы имеют некоторые произвольные, условные модули и деформации расширения) в работах [25, 41] получены аналитические решения, позволяющие рассчитать напряженно-деформированное состояние деформирующейся системы. В реальной структуре бетона близкое расположение частиц заполнителя будет играть важную роль, однако на начальном этапе расчета и для случая изолированного заполнителя будут сохраняться все закономерности формирования напряжений и перемещений, свойственных композиту. В данном случае, как указывалось ранее, в моделируемой системе рассматриваются только перемещения и напряжения, вызываемые расширением активной матрицы.

Для единичного сферического включения, помещенного в бесконечную активную матрицу, при определении напряженно-деформированного состояния композита использованы стандартные решения осесимметричной задачи [41] с привлечением функции напряжений $Aigu$ [24]. В сферических полярных координатах радиальная компонента перемещения, обозначенная u , будет являться функцией от радиуса r . Тогда три диагональные составляющие тензора деформаций (деформации сдвига равны 0) будут соответственно равны: $\epsilon_{rr} = \frac{\partial u}{\partial r}$, $\epsilon_{\theta\theta} = \epsilon_{\phi\phi} = \frac{u}{r}$, где θ и ϕ – углы в сферических полярных координатах.

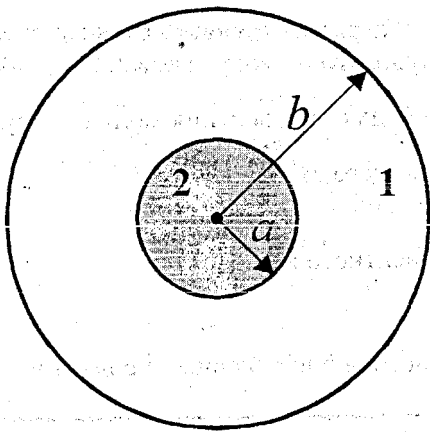


Рисунок 1.5 – Схематическое представление анализируемой системы: (1) – активная матрица, $a < r < b$, (2) – наполнитель, $0 < r < a$, где r – радиальная координата

В i -ой фазе две независимых составляющих (при $\sigma_{\theta\theta} = \sigma_{\phi\phi}$) тензора деформаций могут быть соответственно записаны:

$$\sigma_r = \left(K_i + \frac{4}{3} G_i \right) \frac{\partial u}{\partial r} + 2 \left(K_i - \frac{2}{3} G_i \right) \frac{u}{r} - 3K_i \varepsilon_i^0, \quad (35)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = \left(K_i - \frac{2}{3} G_i \right) \frac{\partial u}{\partial r} + \left(2K_i + \frac{2}{3} G_i \right) \frac{u}{r} - 3K_i \varepsilon_i^0, \quad (36)$$

где ε_i^0 – свободные деформации расширения i -ой фазы.

Для решения дифференциальных уравнений (35), (36) воспользуемся решением [41]: для i -ой фазы общее решение для радиальной компоненты вектора перемещений $u(r)$ будет иметь вид $u(r) = \alpha_i r + \frac{\beta_i}{r^2}$, где α_i и β_i – некоторые неизвестные коэффициенты, различные для каждой фазы, определяемые из соответствующих граничных условий. Тогда с учетом принятой функции перемещений, и учитывая, что для наполнителя $\beta = 0$, уравнения (35), (36) примут вид:

$$\sigma_{rr} = 3K_i \alpha_i - 4G_i \frac{\beta_i}{r^3} - 3K_i \varepsilon_i^0, \quad (37)$$

$$\sigma_{\theta\theta} = 3K_i \alpha_i + 2G_i \frac{\beta_i}{r^3} - 3K_i \varepsilon_i^0. \quad (38)$$

Для нахождения оставшихся неизвестных коэффициентов в уравнениях (37), (38) могут быть использованы:

- условия неразрывности перемещений и напряжений на границе раздела «наполнитель – матрица» при $r = a$;
- условие равенства нулю напряжений в радиальном направлении при $r = b$.

С учетом принятых граничных условий может быть записана следующая система уравнений:

$$\begin{cases} \alpha_m + \frac{\beta_m}{a^3} - \alpha_{id} = 0 \\ K_m \alpha_m - \frac{4}{3} G_m \frac{\beta_m}{a^3} - K_{id} \alpha_{id} - K_m \varepsilon_m^0 = 0 \\ K_m \alpha_m - \frac{4}{3} G_m \frac{\beta_m}{b^3} - K_m \varepsilon_m^0 = 0 \end{cases} \quad (39)$$

Система уравнений (39) справедлива для случая, когда контакт по границе «наполнитель – активная матрица» не нарушается в процессе расширения. По мере удаления от включения напряжения резко уменьшаются, стремясь к нулю. В случае, когда максимальные контактные напряжения достигают предела прочности контакта, зависящей от сопротивления материала матрицы растяжению, происходит образование микротрещины по контакту и разуплотнение структуры, при этом включение отделяется от матрицы, что неоднократно наблюдалось нами при выполнении опытов с бетонами на НЦ высокой энергоактивности (см. рис. 1.6).



1 – характерные микротрещины по контакту «матрица – включение»

Рисунок 1.6 – Разрушение образца из напрягающего бетона вследствие отрыва по контакту «цементная матрица – включение»

Относительные деформации расширения, развивающиеся в композитной системе, в общем случае будут равны: $\varepsilon_{0,CE} = \frac{u(r=b)}{b}$ или

$$\varepsilon_{0,CE} = \alpha_m + \frac{\beta_m}{b^3}, \quad (40)$$

где α_m, β_m – коэффициенты, определяемые из решения системы (39).

Получив решение для одиночного включения в соответствии с основными положениями D-EMT [25], выполняют замену существующей системы, состоящей из одиночного включения и активной матрицы (система «первого уровня»), некоторой идеализированной однородной средой, имеющей в процессе расширения относительные деформации $\varepsilon_{0,CE}$ и жесткостные характеристики:

$$K_0 = K_m + K_m k(K_{id}, K_m, G_m) \varepsilon + O(\varepsilon^2), \quad (41)$$

$$G_0 = G_m + G_m g(G_{id}, K_m, G_m) \varepsilon + O(\varepsilon^2), \quad (42)$$

где k и g – безразмерные коэффициенты, зависящие от формы моделируемых частиц и соотношения K_m/K_{id} и G_m/G_{id} .

Для сферической частицы значения k и g равны, соответственно:

$$k = \frac{\left(K_m + \frac{4}{3}G_m\right)(K_{id} - K_m)}{K_m \left(K_{id} + \frac{4}{3}G_m\right)}, \quad (43)$$

$$g = \frac{5 \left(K_m + \frac{4}{3}G_m\right)(G_{id} - G_m)}{3G_m \left(K_m + \frac{8}{9}G_m\right) + 2G_{id}(K_m + 2G_m)}, \quad (44)$$

В соответствии с положениями D-EMT [25] для данной однородной системы часть объема ($\varepsilon = 0,05$) заменяем заполнителем, и в свою очередь находим K_j и G_j воспользовавшись соответствующими уравнениями (41)–(44), заменив $K_m \rightarrow K_0$ и $G_m \rightarrow G_0$ соответственно. Затем, подставив в систему уравнений (39) соответствующие значения K_m, G_m

и $\varepsilon_m^0 = \varepsilon_{0,CE}$, найдем относительную деформацию расширения ε_j ($j = 1, 2, \dots, n$, причем $\sum_{j=1}^n c = c_{agg}$)

(«второй уровень»). Так, путем последовательной замены, переходя от уровня к уровню, для реальной концентрации заполнителя c_{agg} определяют текущие значения жесткостных характеристик K, G и относительную деформацию расширения ε композитной системы в момент времени t . Полученная деформация ε соответствует деформации «свободного» расширения композита ε_{CE} согласно [9].

Для расчета прогнозируемой величины самонапряжения в условиях стандартного ограничения идеализированный однородный массив с установленными жесткостными характеристиками и деформацией расширения ε_{CE} помещают в стальную оболочку с жесткостью, эквивалентной жесткости упругого ограничения при коэффициенте армирования $\rho_1 = 0,01$ [9]. Для модели «расширяющееся ядро в упругой оболочке», воспользовавшись уравнениями (35) и (36), была определена относительная деформация расширения бетона ε_c в условиях внешнего упругого ограничения:

$$\varepsilon_c = \frac{K_c}{K_c + 0,01K_s} \varepsilon_{CE} \quad (45)$$

где K_c – объемный модуль бетона;

K_s – объемный модуль стали;

ε_{CE} – деформация «свободного» расширения бетона.

Тогда величина самонапряжения для рассматриваемой модели определяется согласно [9] по традиционной формуле:

$$\sigma_{CE} = \varepsilon_c \rho_1 E_s \quad (46)$$

2. ПАРАМЕТРИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА САМОНАПРЯЖЕНИЯ

Целью параметрических исследований стало определение влияния и значимости параметров модели на величину самонапряжения.

2.1. Исходные данные

При выполнении параметрических исследований моделируемой системы варьировали следующие базовые переменные:

- 1) марка по энергоактивности напрягающего цемента: НЦ-1, НЦ-2, НЦ-3, НЦ-4 по СТБ 1335 [13];
- 2) удельная поверхность заполнителя $S_{уд}$. Применяли фракционированный заполнитель с удельной поверхностью $S_{уд}$, равной 0,3; 0,6; 1,2 и 4,8 м²/кг соответственно;
- 3) концентрация заполнителя c_{agg} . Параметрические исследования проводились при начальной концентрации $c_{agg} = 0,05$ и для реальных концентраций $c_{agg} = 0,5; 0,6; 0,7$ соответственно;
- 4) контрольные измерения величины самонапряжения проводились по методике, изложенной в стандарте [9] в возрасте 1; 3; 7; 14 и 28 сут соответственно.

При выполнении параметрических исследований неизменным было принято соотношение модулей упругости транзитной зоны и цементной матрицы без учета эффектов старения (при $\beta = 1$ и $\delta =$

$$0) \frac{\bar{E}_{itz}}{E_m} = 0,5.$$

Укрупненная блок-схема расчета параметров напряженно-деформированного состояния в соответствии с положениями модели представлена на рис. 2.1.

2.2. Результаты параметрических исследований и их анализ

2.2.1. Геометрические параметры

При моделировании расширяющейся композитной системы одним из основных геометрических параметров, оказывающих влияние на процесс расширения, является относительная толщина цементной матрицы $\frac{\delta_m}{(\bar{r} + \delta_{itz})}$, косвенно характеризующая соотношение активной и пассивной компонент композита. Графики изменения данной величины в зависимости от удельной поверхности $S_{уд}$ и объемной концентрации c_{agg} заполнителя в композите представлены на рис. 2.2.

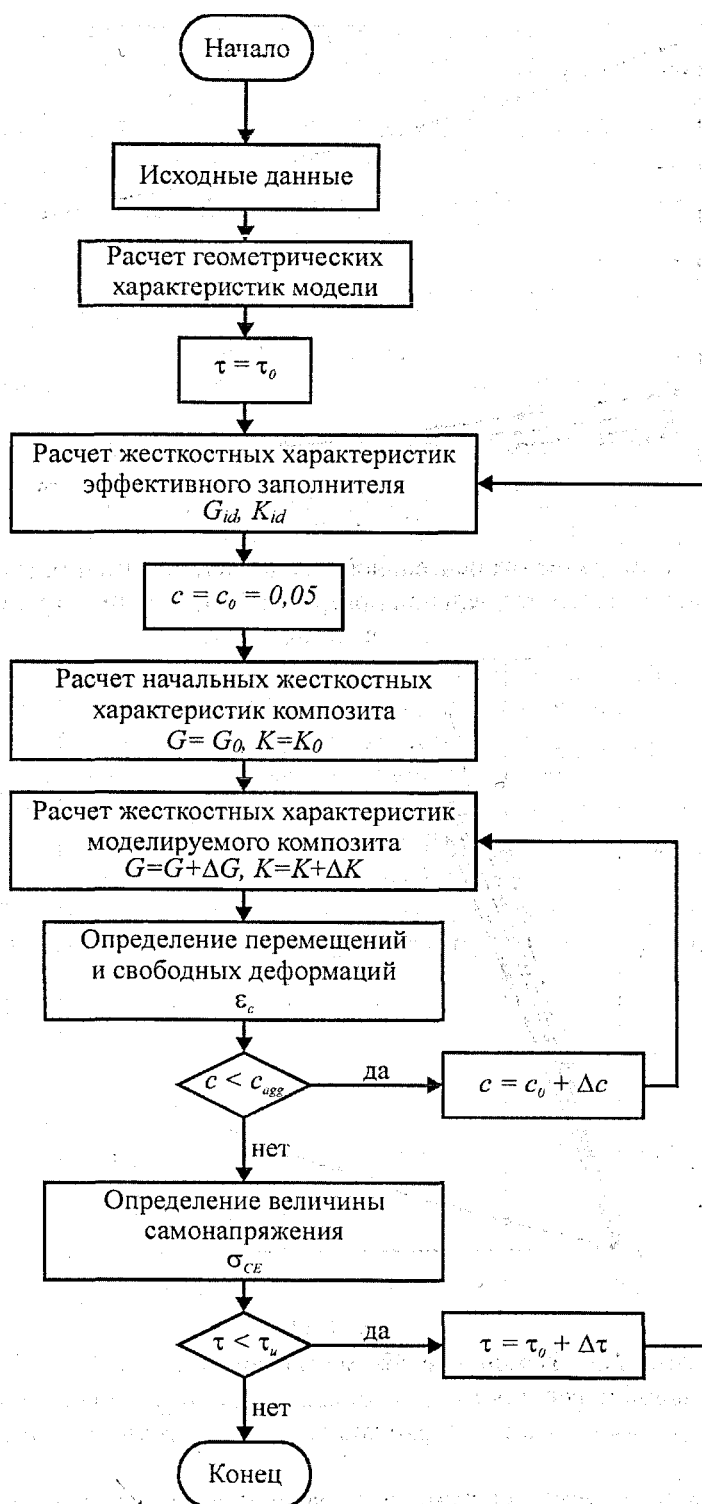


Рисунок 2.1 – Блок-схема алгоритма расчета параметров напряженно-деформированного состояния расширяющейся композитной системы.

Если для начальной концентрации $c_{agg} = 0,05$ величина $\frac{\delta_m}{(\bar{r} + \delta_{itz})}$ колеблется в пределах от 1,0 до 1,75, то для реальных объемных концентраций заполнителя в бетоне $\frac{\delta_m}{(\bar{r} + \delta_{itz})}$ достигает предельного значения 0,25 и стремится к нулю с ростом концентрации c_{agg} и удельной поверхности $S_{уд}$ заполнителя.

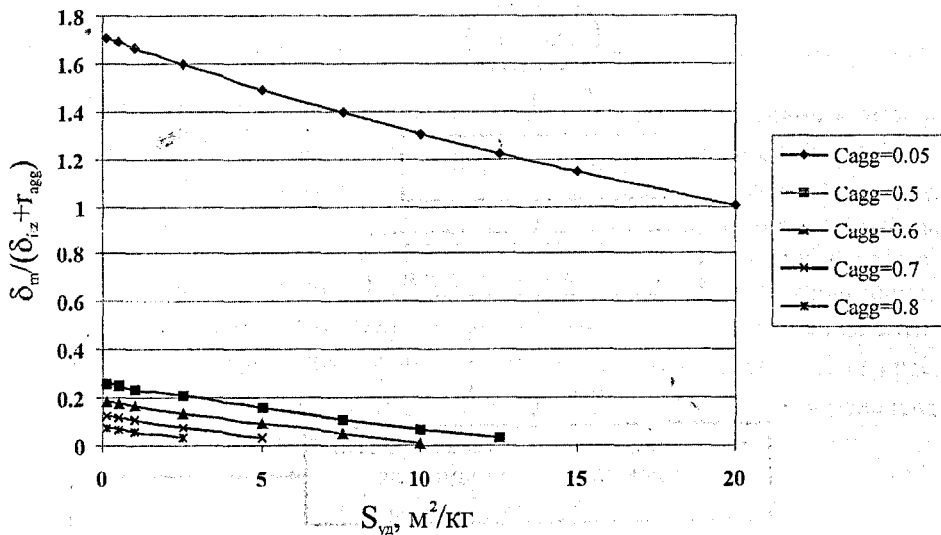


Рисунок 2.2 – Изменение относительной толщины цементной матрицы в моделируемой системе в зависимости от удельной поверхности $S_{уд}$ и концентрации c_{agg} заполнителя в композите

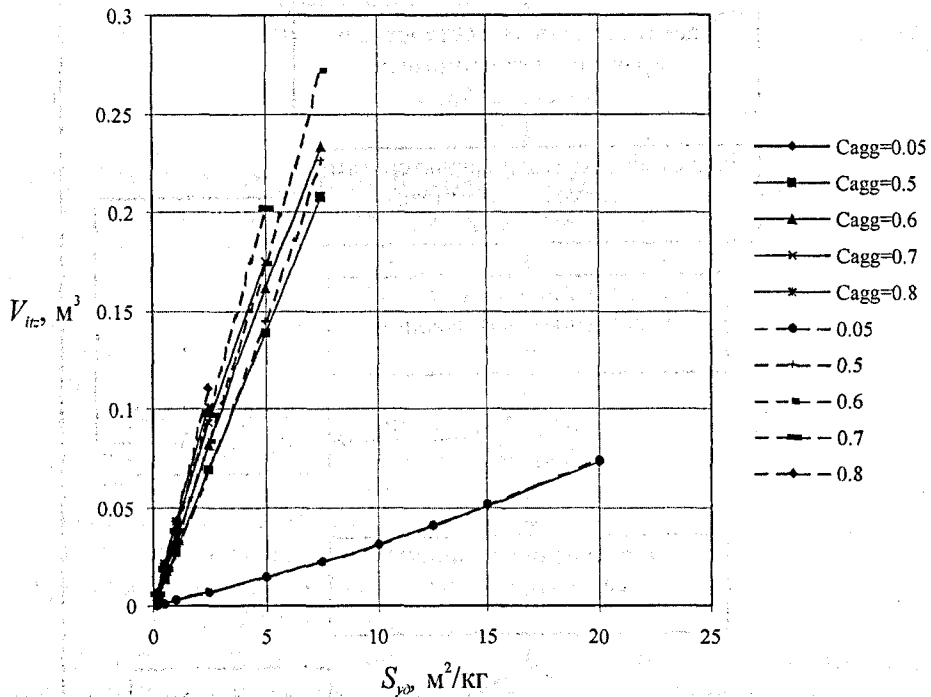


Рисунок 2.3 – Изменение объема транзитной зоны V_{ITZ} в зависимости от удельной поверхности $S_{уд}$ и концентрации c_{agg} заполнителя в композите (— — с учетом перколяции, - - - - без учета перколяции)

1.1.1

При анализе моделируемой системы и назначении ее геометрических характеристик необходимо оценить реальный объем цементной матрицы как активной компоненты в композите. На рис. 2.3 представлены результаты расчета объема транзитной зоны при изменении удельной поверхности $S_{уд}$ и объемной концентрации c_{agg} заполнителя. Как указывалось выше, в бетоне при реальных объемных концентрациях заполнителя в пределах $c_{agg} = 0,5 \div 0,8$ наблюдается перколяция транзитных зон. Для того, чтобы выявить степень влияния перколяции транзитных зон на изменение их объема, был проведен сравнительный анализ результатов расчета, полученных с учетом перколяции и, соответственно, без. Как видно из рис. 2.3, если для $c_{agg} = 0,05$ графики идентичны (при такой объемной концентрации заполнителя перколяция не наблюдается), то для реальных объемных концентраций, особенно с ростом удельной поверхности $S_{уд}$, возникают отличия, что, несомненно, влияет на итоговые значения деформаций расширения композитной системы.

2.2.2. Жесткостные характеристики моделируемого композита

Изменение жесткостных характеристик транзитной зоны и цементной матрицы моделируемой системы во времени представлено на рис. 2.4. В начальный период (до 7 сут) наблюдается более активный рост модуля деформации транзитной зоны по сравнению с остальной цементной матрицей, что объясняется процессами, протекающими при структурообразовании указанных компонентов композита. Менее плотная упаковка зерен цемента и, как следствие, более высокое водоцементное отношение в транзитной зоне способствуют более высокой степени гидратации, чем в остальной цементной матрице. Отношение \bar{E}_{itz}/\bar{E}_m в этот период стремится к значению $\sim 0,51$. При дальнейшем твердении, в более поздние сроки, изменение модулей упругости как ТЗ, так и остальной цементной матрицы во времени практически одинаково, и к моменту стабилизации процесса расширения отношение \bar{E}_{itz}/\bar{E}_m снижается до значения 0,5, что определено начальными условиями (см. п. 2.1)

Зависимость отношения модуля упругости бетона к модулю упругости цементного камня E_c/E_m во времени для различных концентраций заполнителя c_{agg} при удельной поверхности заполнителя $S_{уд}$ показана на рис. 2.5. На всех графиках для реальных концентраций заполнителя в пределах $c_{agg} = 0,5 \div 0,8$ в моделируемой системе наблюдается максимальное значение соотношения E_c/E_m в первые сутки, с резким снижением этого соотношения к 7-суточному возрасту и постепенным выравниванием к более поздним срокам твердения. Все это вытекает, как неоднократно указывалось выше, из эффектов, сопутствующих микроструктурообразованию ТЗ и остальной цементной матрицы. С ростом объемной концентрации c_{agg} заполнителя в композите при одинаковой удельной поверхности $S_{уд}$ отношение E_c/E_m возрастает, что объясняется увеличением содержания в системе элемента с более высокими жесткостными характеристиками. Изменение отношения E_c/E_m в зависимости от удельной поверхности заполнителя $S_{уд}$ проиллюстрировано на рис. 2.6. С ростом удельной поверхности наблюдается значительное снижение отношения E_c/E_m , что, очевидно, следует объяснять резким увеличением объема транзитной зоны, которая, обладая более низкими жесткостными характеристиками по сравнению с остальными элементами системы, значительно ослабляет структуру композита в целом.

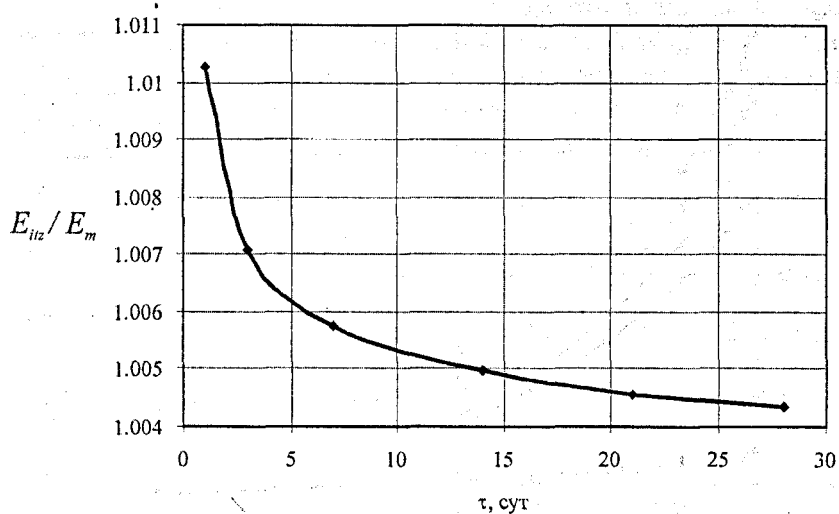


Рисунок 2.4 – Зависимость изменения отношения модуля упругости транзитной зоны к модулю упругости цементной матрицы во времени для моделируемой системы

при $\bar{E}_{itz}/\bar{E}_m = 0,5$ и водоцементном отношении $w/c = 0,3$

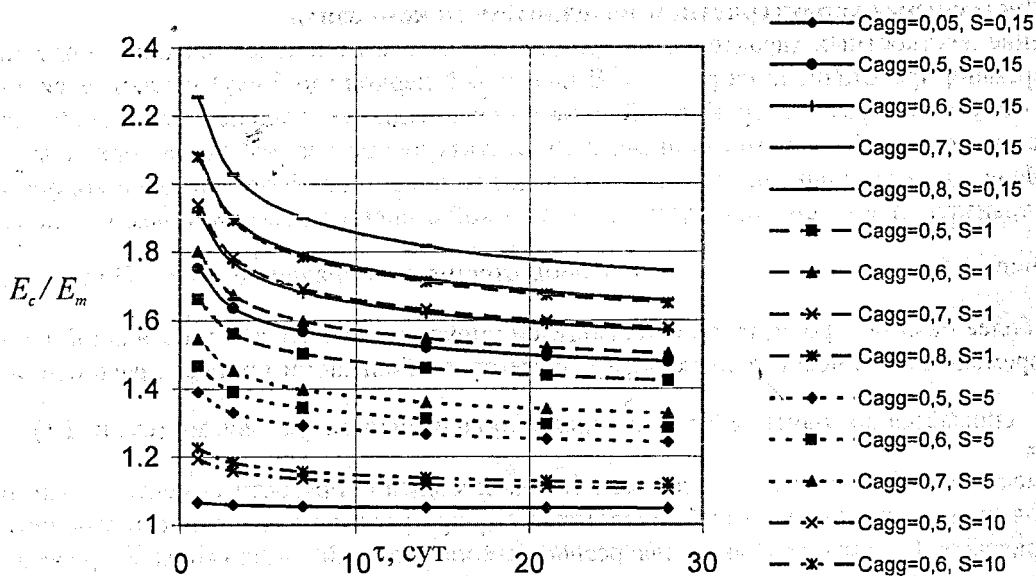


Рисунок 2.5 – Изменение отношения модуля упругости моделируемой системы к модулю упругости цементного камня E_c/E_m во времени для различных концентраций заполнителя c_{agg} при удельной поверхности заполнителя $S_{уд} = 0,15 \text{ м}^2/\text{кг}$; $S_{уд} = 1 \text{ м}^2/\text{кг}$; $S_{уд} = 5 \text{ м}^2/\text{кг}$ и $S_{уд} = 10 \text{ м}^2/\text{кг}$

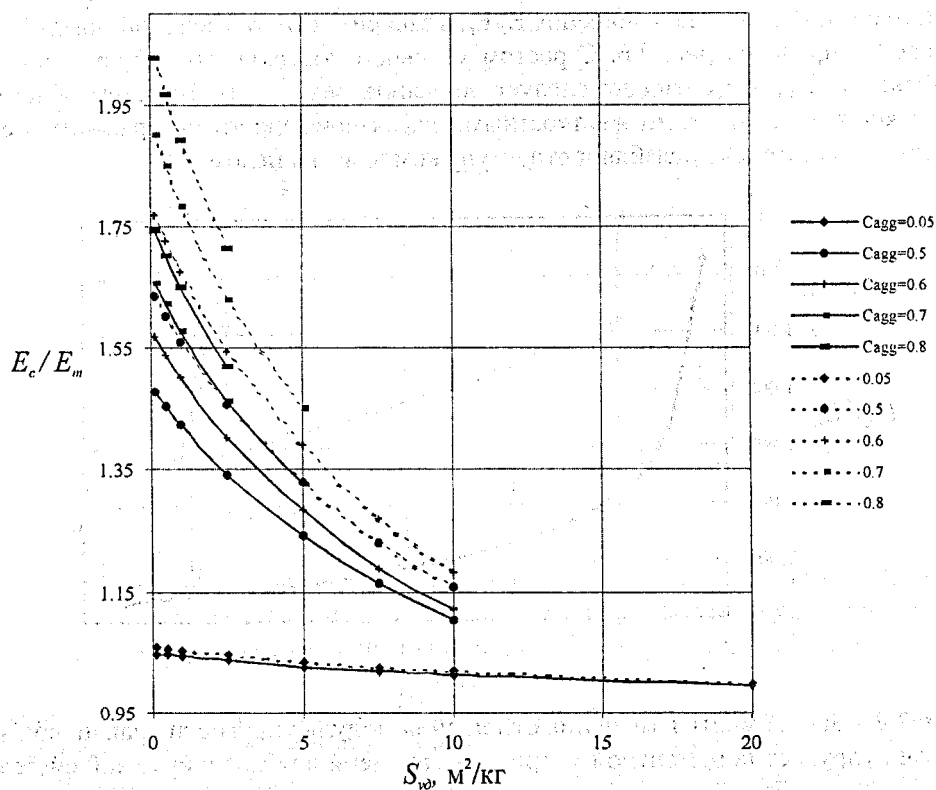


Рисунок 2.6 – Изменение соотношения модуля упругости моделируемой системы к модулю упругости цементного камня E_c/E_m в зависимости от удельной поверхности заполнителя $S_{уд}$ для различных концентраций заполнителя c_{agg} (— в момент стабилизации процесса расширения, - - - - в возрасте 3 сут)

1.1.2

1.1.3

2.2.3. Параметры расширения моделируемой системы

Изменение величины отношения «свободных» деформаций расширения моделируемой системы к деформациям расширения цементного камня $\varepsilon_{CE}/\varepsilon_0$ показано на рис. 2.7. Данные, полученные при использовании предложенной модели расширяющегося композита, не только не подтверждают, но и опровергают выводы о линейном характере зависимости соотношения собственных деформаций расширения цементного камня и бетона от концентрации цементного камня в бетоне, приведенные в работе [17]. Также не нашло подтверждения и утверждение о том, что при характерных для типичных бетонов на НЦ значениях концентраций цементного камня в бетоне, соотношение деформаций расширения в цементном камне и бетоне $\varepsilon_{CE}/\varepsilon_0$ в момент стабилизации их развития составляет примерно

0,2 [17]. Прежде всего, необходимо отметить, что в данных параметрических исследованиях момент стабилизации процесса расширения не связывается с определенным возрастом бетона (в работе [17] возраст бетона к моменту стабилизации составляет 28 сут), а зависит от различных факторов, включая энергоактивность цемента. Отношение $\varepsilon_{CE}/\varepsilon_0$ имеет более низкое значение в начальные сроки твердения и постепенно возрастает к моменту стабилизации процесса расширения, практически не изменяясь в последующие сроки, что напрямую связано с изменением жесткостных характеристик активной компоненты (цементной матрицы) и неактивной компоненты (транзитной зоны и заполнителя) во времени.

Так как в начальный период времени в ТЗ наблюдается более высокая динамика роста модуля упругости по сравнению с остальной цементной матрицей, то и отношение результирующего модуля упругости идеализированного эффективного заполнителя (неактивной компоненты) к модулю упругости активной компоненты будет иметь более высокое значение, и как следствие, в системе возникают меньшие деформации расширения. С ростом удельной поверхности заполнителя наблюдается увеличение соотношения свободных деформаций бетона к аналогичным деформациям цементного камня (см. рис. 2.9), что связано с двумя эффектами: уменьшением толщины прослойки активной матрицы вокруг заполнителя и снижением деформативных характеристик композита. Логично предположить, что уменьшение прослойки активной компоненты вокруг зерна заполнителя должно влиять в сторону снижения величины отношения деформаций расширения бетона к деформациям цементного камня. Но вероятно столь сильное снижение деформативных характеристик неактивной компоненты за счет увеличения количества ТЗ позволяет не только компенсировать это явление, но и получить прирост относительных деформаций бетона на заполнителе с более высокой удельной поверхностью. Увеличение концентрации заполнителя при прочих равных условиях приводит к значительному снижению деформаций расширения, что объясняется снижением количества активной цементной матрицы в композите.

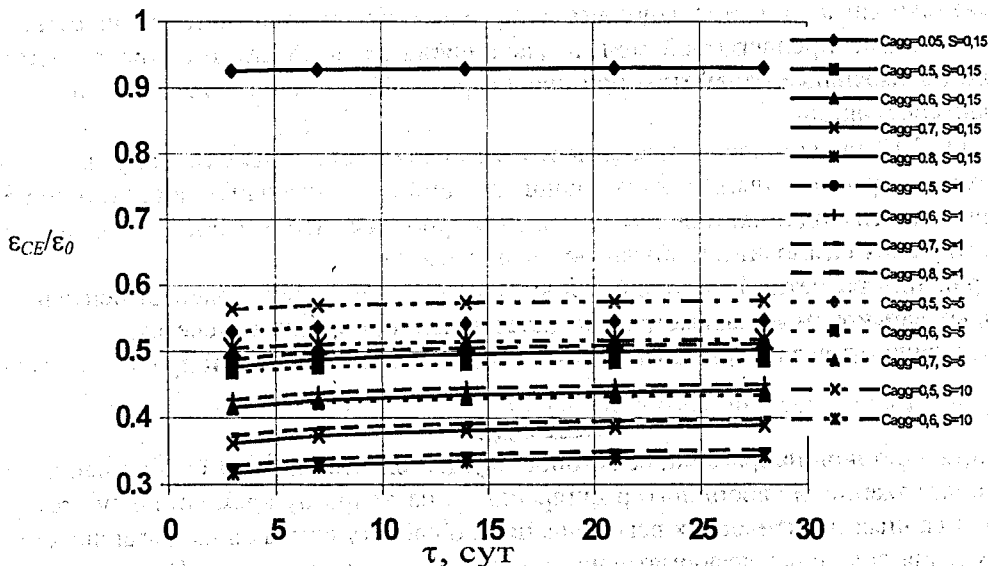


Рисунок 2.7 – Изменение величины отношения «свободных» деформаций моделируемой системы к «свободным» деформациям цементного камня $\varepsilon_{CE}/\varepsilon_0$ во времени для различных концентраций заполнителя c_{agg} при удельной поверхности заполнителя $S_{уд} = 0,15 \text{ м}^2/\text{кг}$; $S_{уд} = 5 \text{ м}^2/\text{кг}$ и $S_{уд} = 10 \text{ м}^2/\text{кг}$ соответственно.

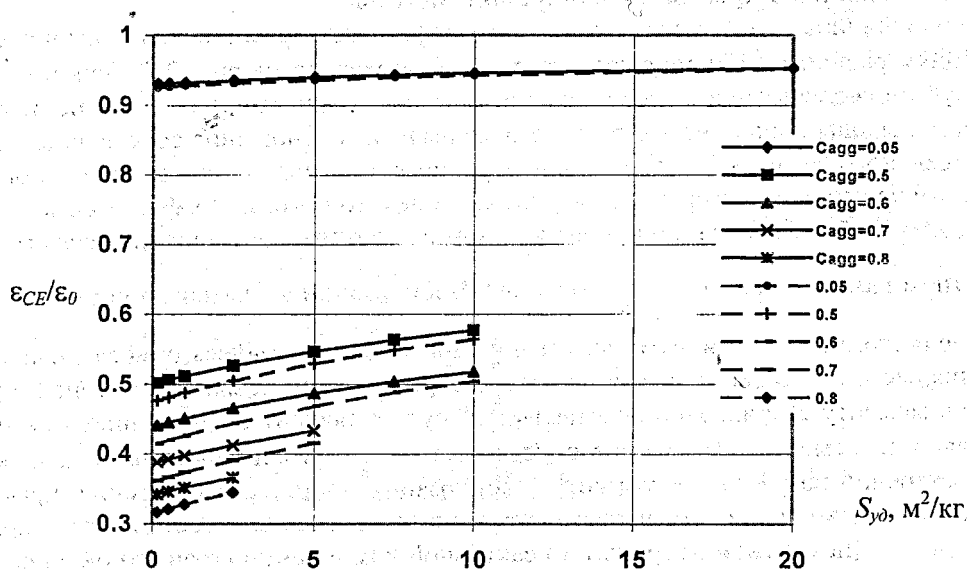


Рисунок 2.8 – Изменение величины отношения «свободных» деформаций моделируемой системы к «свободным» деформациям цементного камня $\varepsilon_{CE}/\varepsilon_0$ в зависимости от удельной поверхности заполнителя $S_{уд}$ для различных концентраций заполнителя c_{agg} (— — в момент стабилизации процесса расширения, - - - - в возрасте 3 сут)

Как видно из рис. 2.9, максимальные отличия в величинах свободных и связанных деформаций достигаются в начальные сроки твердения, что вероятно связано с высокими по отношению к последующим срокам твердения жесткостными характеристиками моделируемого композита. В дальнейшем это соотношение снижается и после стабилизации процесса расширения практически не изменяется во времени. Причем данное соотношение находится в интервале $1,0 \div 1,2$, что соответствует оптимуму [8]. Данные, представленные на рис. 2.9–2.10, ясно свидетельствуют о том, что отношение свободных деформаций к упругоограниченным деформациям не только носит нелинейный характер, но и является функцией от удельной поверхности и объемной концентрации заполнителя, что в очередной раз не совпадает с представлениями автора [17]. С возрастанием объемной концентрации заполнителя в массиве конгломерата возникает упругое ограничение из-за близкого расположения зерен заполнителя, что способствует уплотнению структуры, но этот эффект имеет и противоположное влияние. При увеличении количества заполнителя в объеме бетона снижается количество активной компоненты. С помощью предлагаемой модели расширяющегося композита можно учесть эти эффекты и выбрать оптимальные параметры при проектировании составов бетона с заданными деформативными характеристиками.

На рис. 2.11–2.12 представлены зависимости изменения величины самонапряжения σ_{CE} моделируемой системы во времени для различных концентраций c_{agg} и удельных поверхностей $S_{уд}$ заполнителя. Эти зависимости подчиняются тем же закономерностям, что и зависимости для свободных деформаций расширения композита, и объясняются аналогично.

Для верификации расчетной модели были выполнены специальные экспериментальные исследования, в которых варьируемые параметры соответствовали принятым в расчетах.

Сравнение результатов экспериментальных и модельных исследований приведено на рис. 2.13.

ВЫВОДЫ

1. Проектирование составов напрягающих бетонов осуществляется исходя из получения требуемых величин самонапряжения и свободного расширения. К настоящему времени не существует теоретически обоснованных практических рекомендаций по расчету составов напрягающих бетонов исходя из получения заданных деформативно-прочностных характеристик. Немногочисленные известные методики подбора составов напрягающего бетона сводятся к использованию необоснованных эмпирических зависимостей [5; 17].

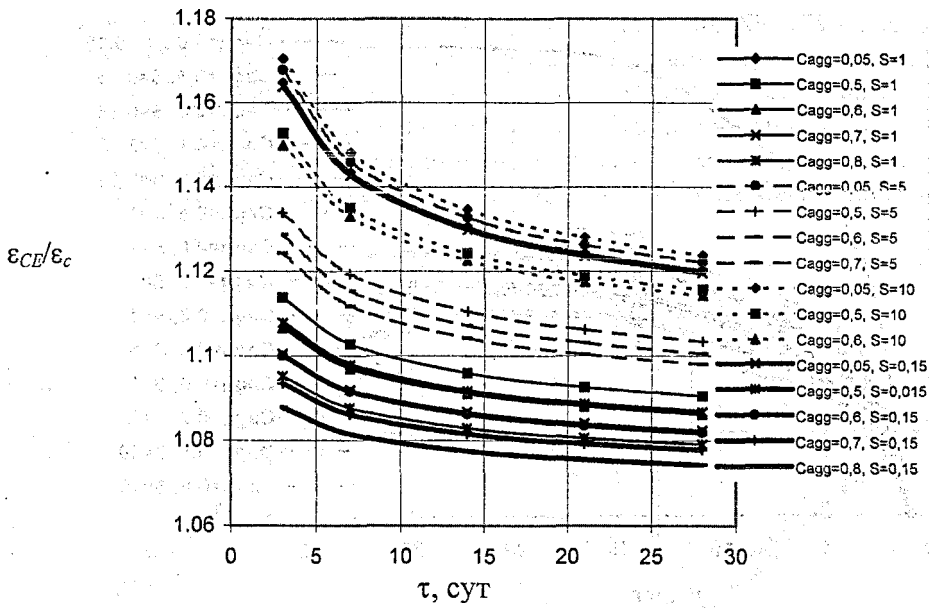


Рисунок 2.9 – Изменение отношения свободных деформаций к связанным деформациям $\frac{\epsilon_{CE}}{\epsilon_c}$ моделируемой системы во времени для различных объемных концентраций c_{agg} и удельных поверхностей $S_{уд}$ заполнителя

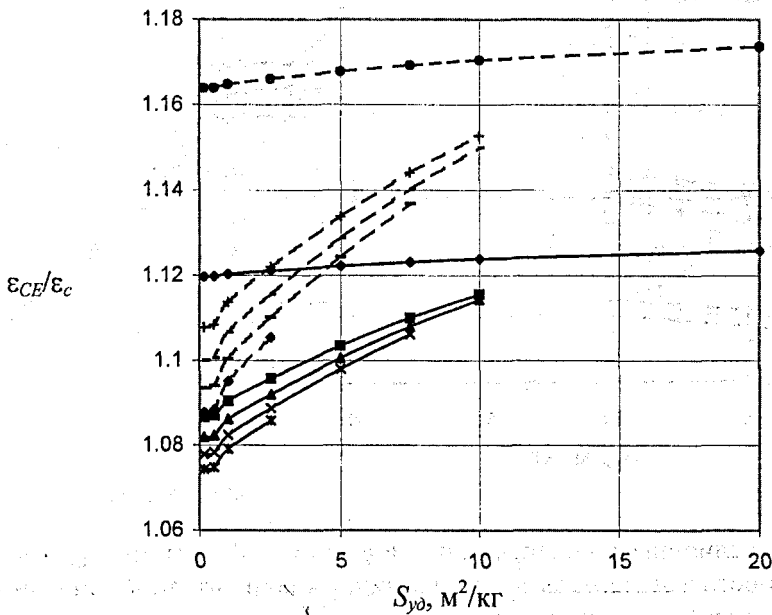


Рисунок 2.10 – Изменение отношения свободных деформаций к связанным деформациям $\frac{\epsilon_{CE}}{\epsilon_c}$ моделируемой системы для различных объемных концентраций c_{agg} в зависимости от удельной поверхности $S_{уд}$ заполнителя

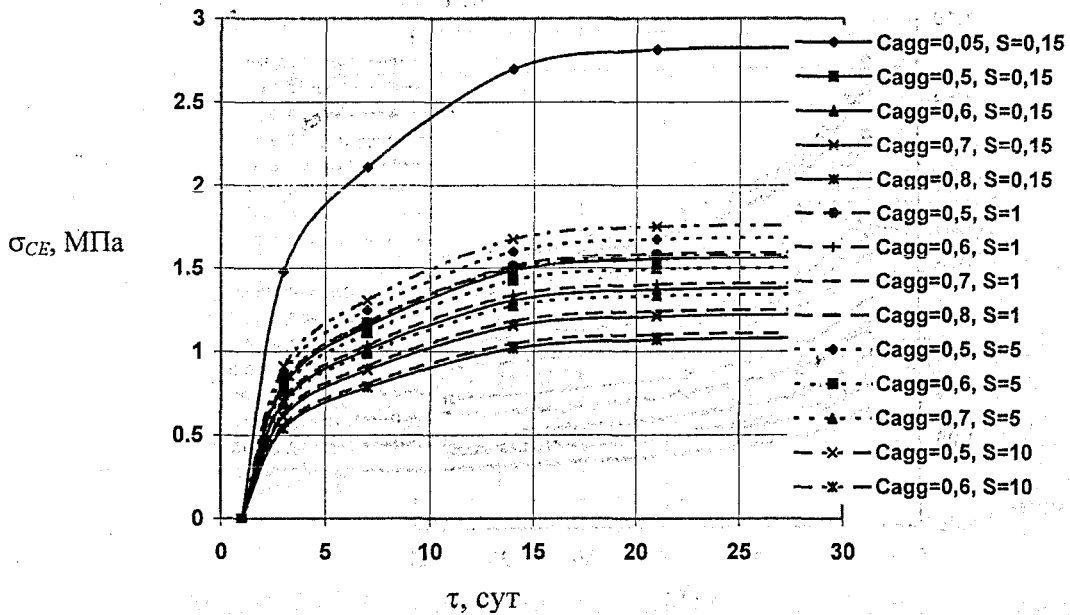


Рисунок 2.11 – Изменение величины самонапряжения моделируемой системы $\sigma_{св}$ во времени для различных концентраций заполнителя c_{agg} при удельной поверхности заполнителя $S_{уд}=0,15 \text{ м}^2/\text{кг}$; $S_{уд}=1 \text{ м}^2/\text{кг}$; $S_{уд}=5 \text{ м}^2/\text{кг}$ и $S_{уд}=10 \text{ м}^2/\text{кг}$ соответственно

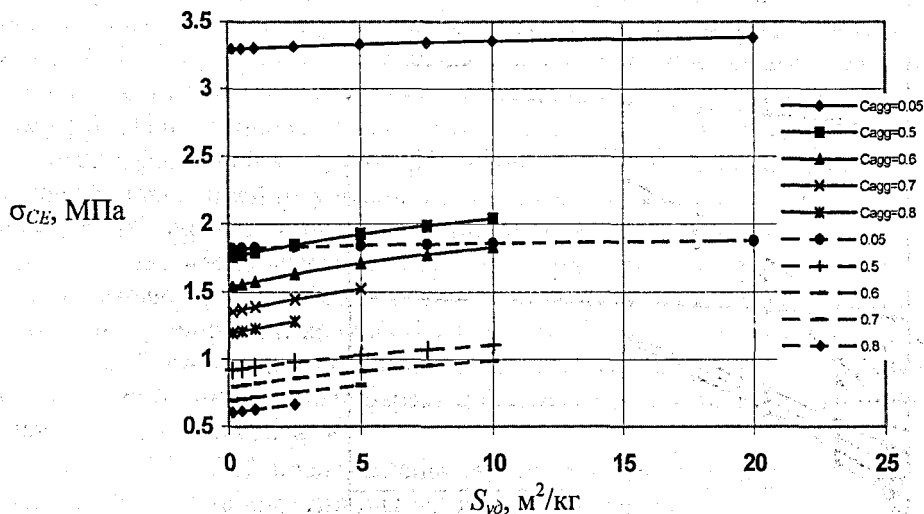


Рисунок 2.12 – Изменение величины самонапряжения моделируемой системы $\sigma_{св}$ в зависимости от удельной поверхности заполнителя $S_{уд}$ для различных концентраций заполнителя c_{agg} (— — в момент стабилизации процесса расширения, - - - - в возрасте 3 сут)

2. Обоснованные результаты при прогнозировании свойств композита могут быть достигнуты только на основе разработки структурно-механических моделей бетона как неоднородного материала от нано- до макроуровня. Предложенная структурная модель позволяет для заданных начальных геометрических и жесткостных характеристик исходных компонентов структуры спрогнозировать ожидаемые величины свободного расширения и самонапряжения композита, а также, исходя из требуемого значения данных показателей, назначить требования к исходным материалам. Моделирование процесса расширения во времени позволяет оценить прогнозируемые величины к моменту стабилизации процесса.

3. Параметрические исследования, выполненные с использованием предложенной модели позволили определить особенности поведения композита в процессе расширения в зависимости от различных варьируемых исходных данных. В качестве исследуемых параметров выбраны следующие показатели расширения: соотношение величины свободных деформаций бетона к аналогичным деформациям цементного камня $\varepsilon_{сЕ}/\varepsilon_0$, соотношение свободных деформаций к связанным $\varepsilon_{сЕ}/\varepsilon_c$ в бетоне, величина самонапряжения. Выявлен нелинейный характер изменения названных характеристик во времени. Эти параметры являются функцией от целого комплекса переменных (энергоактивности

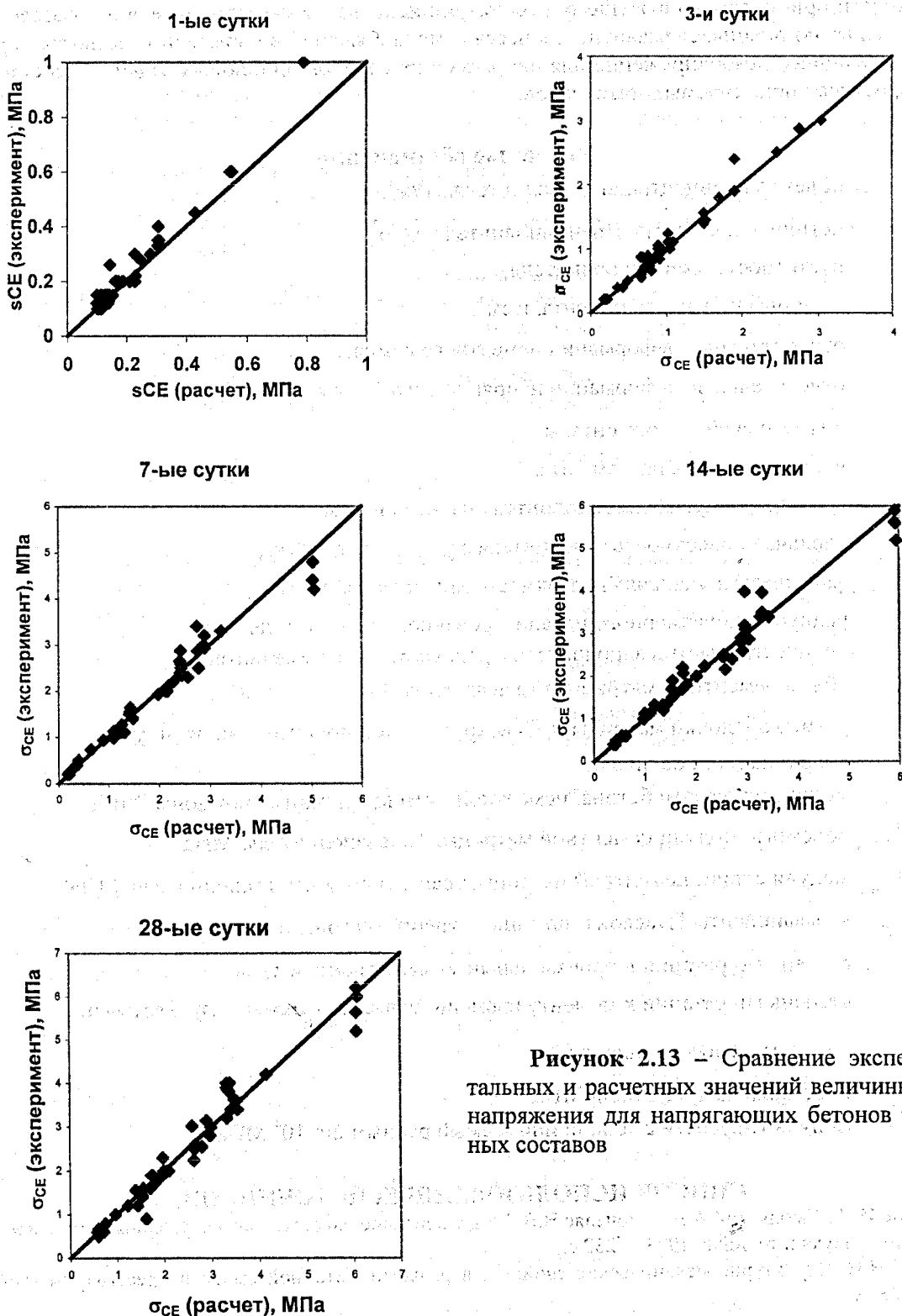


Рисунок 2.13 – Сравнение экспериментальных и расчетных значений величины самонапряжения для напрягающих бетонов различных составов

применяемого вяжущего, геометрических параметров исходных компонентов и их жесткостных характеристик), что не подтверждает мнение автора [17] об их инвариантности. Выявлено, что наряду с энергоактивностью вяжущего, одним из результирующих факторов, влияющих на расширение композита, являются геометрические характеристики заполнителя, косвенно определяющие объем активной компоненты и, что немаловажно, ее расположение в бетоне. Поэтому следует ожидать, что одним из важнейших этапов при проектировании составов напрягающих бетонов является назначение требований к качеству заполнителей.

4. Сравнение величин, полученных на модели с экспериментальными, позволило оценить влияние активности применяемого вяжущего и геометрии используемого заполнителя и показало, что модель адекватно оценивает развитие процесса самонапряжения во времени и позволяет прогнозировать величину самонапряжения для напрягающих бетонов при любых заданных составах и характеристиках применяемых материалов.

Условные обозначения

c_{agg}	объемная концентрация заполнителя, m^3/m^3 ,
ρ_0	истинная плотность зерен заполнителя, $г/см^3$,
φ	пустотность смеси заполнителя,
ρ_{cem}	истинная плотность цемента, $г/см^3$,
ϵ_0	относительные деформации цементного камня,
$\epsilon_{0,ce}$	относительные деформации напрягающего бетона,
s_i	диаметр ячейки i -ого сита, мм,
a_i	частный остаток на i -ом сите,
r_i	средний радиус зерна заполнителя на i -ом сите, мм
S_i	удельная поверхность заполнителя с радиусом r_i , m^2/kg ,
$S_{уд}$	фактическая удельная поверхность заполнителя, m^2/kg ,
\bar{r}	радиус моноразмерного идеализированного заполнителя, мм,
N	количество частиц заполнителя с радиусом \bar{r} в объеме бетона,
V_m, V_{itz}	объем цементной матрицы и транзитной зоны в бетоне, m^3 ,
δ_m, δ_{itz}	размер оболочки матрицы и ТЗ вокруг зерна заполнителя модели, мм,
n	координационное число,
E_c, E_m, E_{itz}	модуль упругости бетона, цементной матрицы и транзитной зоны, МПа,
K_m, K_{itz}, K_{agg}	объемные модули цементной матрицы, ТЗ и заполнителя, МПа,
G_m, G_{itz}, G_{agg}	модули сдвига цементной матрицы, транзитной зоны и заполнителя, МПа,
v_m, v_{itz}, v_{agg}	коэффициенты Пуассона матрицы, транзитной зоны и заполнителя,
$\alpha(\tau)$	степень гидратации в произвольный момент времени τ ,
α_0	степень гидратации к моменту времени, соответствующему началу схватывания,
w/c	водоцементное отношение,
K_s	объемный модуль стали, МПа
E_s	модуль упругости стали, принимаемый равным 20×10^4 МПа.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Ахвердов И.Н., Смольский А.Е., Скочеляс В.В. Моделирование напряженного состояния бетона и железобетона. — Мн.: Наука и техника, 1973. — 232 с.
2. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона. — Мн., 1977. — 232 с.

3. Десов А.Е. К макроструктурной гипотезе прочности бетона при одноосном сжатии. //Технология и повышение долговечности железобетонных конструкций. М., 1972. – с. 4-17.
4. Литвер С.Л., Малинина Л.А., Загурский В.А., Панченко А.И. Соотношение самонапряжения и свободного расширения напрягающих бетонов. //Бетон и железобетон. – 1985. – №5. – с.15-16.
5. Михайлов В.В., Литвер С.Л. Расширяющийся и напрягающий цементы и самонапряженные железобетонные конструкции. М., 1974. – 312с.
6. Осетинский Ю.В., Подвальный А.М. О выборе модели для расчета собственных напряжений в бетоне. //Механика композитных материалов.– 1982. №5.– с. 789-796.
7. Павлова И.П., Тур В.В. Параметрические исследования процесса расширения напрягающего бетона с использованием структурной модели расширяющегося композита.//Вестник БГТУ Строительство и архитектура. – 2004
8. Панченко А.И., Несветаев Г.В. Критерии оценки расширяющихся вяжущих и бетонов на их основе. //Сборник статей II Межвузовской Научно-технической Конференции: Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений. Часть I.– Брест, 1998.– с.179-189.
9. Проект СТБ «Бетон на напрягающем цементе. Технические условия»
10. Рак Н.А. Влияние структуры высокопрочного бетона на его напряженно-деформированное состояние при местном сжатии. //Совершенствование железобетонных конструкций, оценка их состояния и усиление. Сб. мат. Респ. Н-Т. Конференции. Мн., 2001. – с. 152-156.
11. Рак Н.А. К построению методики расчета железобетонных конструкций с учетом неоднородности структуры бетона. //Вестник БГТУ. Строительство и архитектура. – 2001. – №1(7). – с. 90-99.
12. Рыскин М.Н. Структурно-механические свойства и технология высокопрочного бетона: Автореф. дисс. ... канд. тех. наук: 05.23.05/ Институт БелНИИС – Мн., 2002.
13. СТБ 1335 «Цемент напрягающий. Технические условия». Мн., 2002
14. Тур В.В. Направления развития цементного бетона в третьем тысячелетии. //Архитектура и строительство. – №5, №6. – Мн., 2003.
15. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при использовании напрягающего бетона. – Брест, 1998 – 270 с.
16. Тур В.В., Кардунян Г.С. Опыт применения напрягающего бетона в Республике Беларусь/ Бетон и железобетон. – № 4, 2001 – с.19-21.
17. Чмель Г.В. Модифицирование расширяющихся вяжущих веществ с целью управления собственными деформациями и прочностью бетонов: Автореф. дисс. ... канд. тех. наук: 05.23.05/ РГСУ – Ростов-на-Дону, 2004.
18. Basma A.A., Abdel-Jawad Y. Probability Model for the Drying Shrinkage of Concrete. //ACI Materials Journal, 92, № 3, 1995 – pp. 246-251.
19. Brengel K., J. de Vries. Mixture optimization of HPC in view of autogenous shrinkage. //Proc. 5th Int. Symp. on Utilization of High Strength/High Performance Concrete, Sandefjord (1999) – pp. 1041-1050.
20. Bourdette B., Ringot E. Modelling of the Transition Zone Porosity. //Cem. and Concr. Res. -1995. – V25. – pp. 741-751.
21. Eierle B., Schikora K. Computational Viscoelasticity of Aging Materials. //European Conference on Computational Mechanics, Germany, 1998.
22. Garboczi E.J., Bentz D.P. Computer Modeling of Interfacial Transition Zone: Microstructure and Properties.// RILEM Report №20, Part 5, Chapter 20, 1999. – pp. 349-385.
23. Garboczi E. J., Bentz D. P. Digital Simulation of the Aggregate-Cement Paste Interfacial Zone in Concrete. //J. Mater. Res. -1991. -№11. -pp. 196-201.
24. Garboczi E. J. Stress, Displacement, and Expansive Cracking Around a Single Spherical Aggregate Under Different Expansive Conditions. //Cement and Concrete Research, Vol. 27, №. 4, 1997. – pp. 495-500.
25. Garboczi E. J., Berryman J. G. Elastic Moduli of a Material Containing Composite Inclusions: Effective Medium Theory and Finite Element Computations. //Mechanics of Materials, 2001. – pp.455-470.
26. Golterman, P., Johansen, V., and Palbol, L., "Packing of Aggregates: An Alternative Tool to Determine the Optimal Aggregate Mix", ACI Materials Journal, V 94, No 5, Sept.-Oct. 1997
27. Helmuth R. A., Turk D. H. Highw. Res. Board, Spec. Rep., 1966, 90. – pp. 135-144.
28. Igarashi S., Bentur A., Kovlek K. Stress and creep relaxation induced in restrained autogenous shrinkage of high-strength pastes and concrete. //Advances in Concrete Research, vol. 11, N 4, 1999 – pp. 169-177.
29. Jensen O.M. Influence of cement composition on autogenous deformation and change of relative humidity. Proc. Shrinkage 2000. //Int. RILEM Workshop on Shrinkage of Concrete, Paris (2000).
30. Lianf Zhang, Mushen Su, Yanmon Wang. Development of the use of sulfo- and ferro-aluminate in China. //Advances of Concrete Research, 1999, vol. 11, № 01 – pp. 15-21.
31. Lu B., Torquato S. Phys. Rev. A, 45, 1992. – pp. 5530-5544.
32. Maso J. C. The Bond Between Aggregates and Hydrated Cement Pastes. Proc. 7th Inter. Congress on the Chemistry of Cement, 1980
33. Monteiro P.J.M., Mehta P.K. Concrete: Microstructure, Properties and Materials. – 2001.

34. Nadeau J. C. A Multiscale Model for effective moduli of concrete incorporating ITZ water-cement ratio gradients, aggregate size distributions, and entrapped voids. // *Cement and Concrete Research*, Vol. 33, 2003. – pp. 103-113.
35. Neubauer C. M., Jennings H. M., Garboczi E. J. A Three-Phase Model of the Elastic and Shrinkage Properties of Mortar. // *Adv. Cem. Res.* 4, (1996). – pp. 6-20.
36. Radocea A. Autogenous volume change of concrete at very early age. // *Magazine of Concrete Research*, vol. 50, N 2, 1990 – pp. 107-113.
37. Ramesh G., Sotelino E., and Chen W. Effect of Transition Zone on Elastic Stresses in Concrete Materials. // *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 10, № 4., 1998. – pp. 275-282.
38. Scrivener K. L. and Gartner E. M. Microstructural Gradients in Cement Paste Around Aggregate Particles in Bonding in Cementitious Composites, 1988. – pp. 77-86.
39. Scrivener K. L., Bentur A., and Pratt P. L. Quantitative Characterization of the Transition Zone in HSC. // *Adv. Cem. Res.* 1, (1988). – pp. 230-237.
40. Scrivener K. L., Crumbie A. K., and Pratt P. L. A Study of the Interfacial Region between Cement Paste and Aggregate in Concrete in *Bonding in Cementitious Composites*, 1988. – pp. 87-88.
41. Timoshenko S. P., Goodier J. N. *Theory of Elasticity*. McGraw-Hill, New York, 1970.
42. Torquato S. Bulk Properties of Two-Phase Disordered Media. // *J. Chem. Phys.* –1984. – pp. 5079-5088.
43. Winslow D.N., Cohen M.D., Bentz D.P., Snyder K.A., and Garboczi E.J. Percolation and Pore Structure in Mortars and Concrete. // *Cement and Concrete Research*, Vol. 24, 1994. – pp. 25-37.
44. Zhang L., Su M.Z. Properties and use of high-strength concrete with ferro-alluminate cement. // *Concrete and Cement Products*, China, 1994 – N 6.

УДК 666.972.16

Д.И. Сафончик, В.В. Бозылев

СУПЕРПЛАСТИФИКАТОР СПБ ДЛЯ БЕТОНОВ, ПОЛУЧЕННЫЙ С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ СЫРЬЕВЫХ МАТЕРИАЛОВ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

Возросшие требования к эксплуатационным свойствам бетонов в условиях современного строительного производства ставят задачу совершенствования технологии изготовления бетонных и железобетонных изделий, обеспечения высоких темпов их производства при низких энергозатратах. Достижение поставленных целей возможно при использовании пластифицирующих добавок, которые применяются в технологии бетона уже в течение многих лет.

Из числа первых пластификаторов, применяемых до настоящего времени, следует отметить лигносульфонаты технические (старые названия ССБ и СДБ). Механизм их действия на бетонные смеси и бетоны достаточно хорошо изучен [1]. Исследования по созданию высокоэффективных пластификаторов привели к появлению нового класса химических добавок, получившего название за высокий пластифицирующий эффект суперпластификаторы бетонных смесей.

Добавки этого класса были запатентованы в 1935 г., но широкое распространение и применение они получили лишь в 60-е годы прошлого столетия [2]. В технологии бетона суперпластификаторы первыми начали применять Япония и ФРГ. В Японии они поступили в открытую продажу в конце 60-х годов, в ФРГ – с 1972 года [3]. В настоящее время наибольшее распространение получили суперпластификаторы “Ytgament Mighty” (Япония), “Melment-10” (ФРГ), “Complast (M-1)” (Англия). В Советском Союзе были разработаны суперпластификаторы С-3, 10-03 М, 30-03, НИЛ-10.

Количество разработанных и проверенных в производственных условиях суперпластификаторов постоянно увеличивается. Но, несмотря на очевидную эффективность технологии модифицирования бетона химическими добавками, объем их применения в промышленности ограничен из-за дороговизны или дефицитности сырья для производства суперпластификаторов. Сдерживает использование добавок также недостаточная изученность механизма их действия в таких сложных структурных полидисперсных капиллярно-пористых системах, какими являются цементно-песчаные растворы и бетонные смеси [4].

В УО «Полоцкий государственный университет» разработана недорогая пластифицирующая добавка СПС, которая выпускается на Новополоцком заводе БВК. Добавку получают из тяжелых смол пиролиза – крупнотоннажного отхода при изготовлении полиэтилена на ПО «Полимир» (г. Новополоцк). Смола сульфурится серной кислотой, изготавливаемой на ПО «Нафтан» (г. Новополоцк), с последующей нейтрализацией щелочью. Добавка позволяет ускорять набор прочности бетоном в ранние сроки и увеличивать подвижность бетонной смеси с П1 до П4.

Пластификатор СПС содержит в своем составе до 60 % сульфата натрия, что связано со способом получения добавки СПС. Процесс сульфирования требует превышения реакционнеобходимого количества серной кислоты по отношению к массе обрабатываемого сырья для уменьшения вязкости реакционной смеси. Излишек серной кислоты приводит к образованию сульфата натрия, который ухудшает свойства пластификатора и сужает область его применения из-за опасности возникновения сульфатной коррозии.

Известно, что в составе суперпластификатора С-3 содержится около 10 % Na_2SO_4 . Следовательно, уменьшение количества сульфата натрия в составе добавки СПС до остаточного значения, соответствующего содержанию его в суперпластификаторе С-3, должно повысить пластифицирующую способность. Для этого использовали свойство сульфата натрия выпадать в осадок (кристаллизоваться) при снижении температуры раствора.

На рис. 1 представлена кривая растворимости сульфата натрия при изменении температуры. Следовательно, для уменьшения количества сульфата натрия в составе СПС необходимо снизить температуру раствора и отделить кристаллический осадок сульфата натрия. При этом снижение температуры раствора с 20 °С до 0 °С приводит к уменьшению растворимости сульфата натрия в 4 раза.

Для решения этой задачи температура раствора добавки СПС снижается до 0..5 °С. Процесс кристаллизации проходит в кристаллизаторах с отделением жидкой фазы. Осадок состоит из 88..93 % Na_2SO_4 и 7..12 % пластифицирующего компонента. В отличие от известного бесхлоридного ускорителя твердения бетонов – чистого сульфата натрия, осадок содержит пластифицирующий компонент, который обеспечивает усиление эффекта ускорения набора прочности или снижения расхода добавки для достижения заданного эффекта.

В разработанных технических условиях ТУ РБ 300220696.333-2003 осадок получил название «Добавка УТБ, ускоритель твердения бетонов и растворов». Жидкая фаза, полученная после разделения добавки СПС в технических условиях ТУ РБ 300220696.334-2003 получила название «Добавка пластифицирующая СПБ для бетонов и растворов».

Близкое соотношение в составе добавок С-3 и СПБ между пластифицирующим компонентом и сульфатом натрия позволяет ставить задачу их сравнительных испытаний. Выполнено изучение подвижности цементного теста с добавкой СПБ в сравнении с добавками С-3 и СПС (рис. 2).

Эксперименты выполнялись на Костюковичском цементе ПЦ-500 ДО. Расход добавок составлял 0,6 % от массы цемента. Растворы добавок вводились через 5 мин после воды затворения. Подвижность цементного теста измеряли через 5, 23 и 45 минут после ввода добавки на мини-конусе НИИЖБ. Замерялся расплыв цементного теста под действием силы тяжести после снятия мини-конуса [5]. Расплыв для бездобавочного состава цементного теста составлял 6 см. Водоцементное отношение было одинаковым и составляло 0,32.

Полученные данные свидетельствуют о том, что введение добавок СПБ и С-3 обеспечивает более высокую подвижность, чем пластификатор СПС (рис. 2). Причем через 5 мин после ввода подвижность цементного теста с добавками С-3 и СПБ была практически одинаковой. С течением времени падение подвижности цементного теста с суперпластификатором С-3 происходило даже несколько интенсивнее, чем с добавкой СПБ. Следовательно, по своему пластифицирующему действию на цементные системы добавка СПБ близка к суперпластификатору С-3.

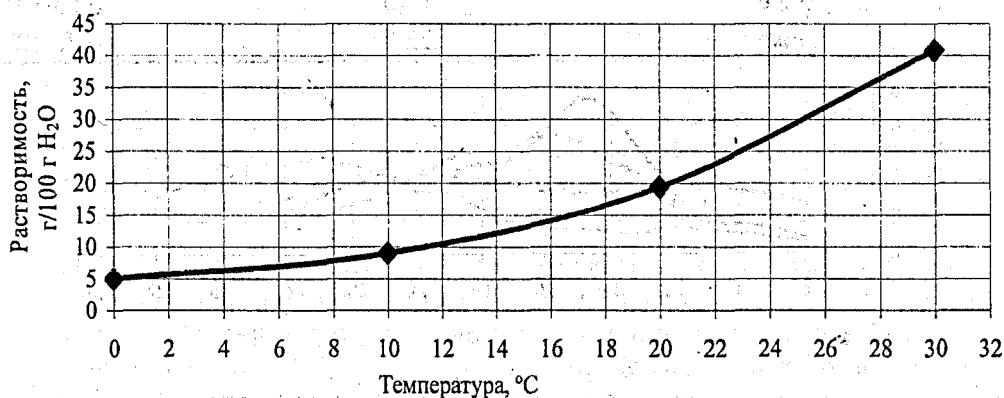
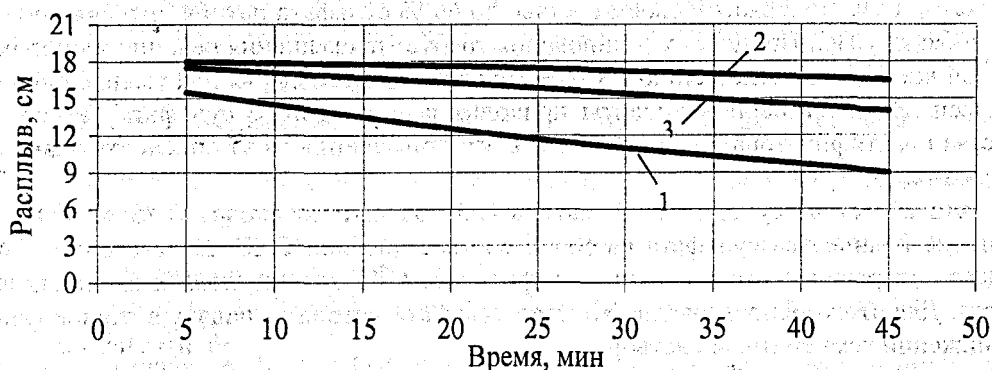


Рисунок 1 – Кривая растворимости $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ в воде при изменении температуры



1 – с добавкой СПС; 2 – с добавкой СПБ; 3 – с добавкой С-3

Рисунок 2 – Изменение подвижности цементного теста:

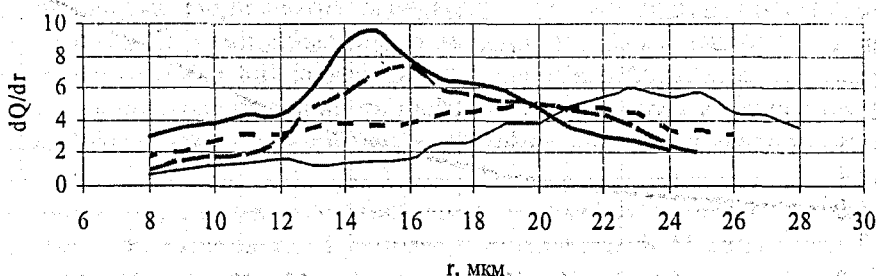
Для определения оптимального расхода пластифицирующей добавки необходимо иметь представление о природе процессов, происходящих в бетоне при введении суперпластификатора. Изучению добавок посвящено большое количество работ, но в настоящее время нет единого мнения о механизме действия суперпластификаторов и причинах их разжижающего действия.

Механизм действия ряда пластифицирующих добавок, таких как лигносульфонаты технические, черный сульфатный щелок, связан с уменьшением поверхностного натяжения воды [6]. Механизм действия других пластификаторов не связан с уменьшением поверхностного натяжения воды и носит комплексный характер. При их введении имеет место пептизация, дефлокуляция агрегированных частиц цемента. Адсорбированные на поверхности частиц молекулы олигомера разделяют их, экранируют силы межмолекулярного притяжения и придают цементно-водной суспензии однородность. При этом из флоккул высвобождается иммобилизованная вода, вследствие чего увеличивается объем дисперсной фазы, суспензия разжижается и вязкость ее снижается. К таким добавкам относится, например, суперпластификатор С-3 [5].

Для исследования механизма действия добавки СПБ изучалось изменение поверхностного натяжения воды сталагмометрическим методом [7]. Метод предусматривает измерение объема или веса капли, медленно отрывающейся от кончика вертикальной трубки. Изучались растворы добавки СПБ разных концентраций, рассчитывались величины поверхностного натяжения. Полученные значения поверхностного натяжения растворов разной концентрации добавки СПБ представлены в табл. 1.

Таблица 1 – Изменение величины поверхностного натяжения в зависимости от концентрации раствора добавки СПБ.

№ п/п	Исследуемая жидкость	Концентрация раствора, %	Поверхностное натяжение, Н/м
1	вода	0	$7,27 \cdot 10^{-2}$
2	водный раствор добавки СПБ	2,2	$7,19 \cdot 10^{-2}$
3	то же	5,5	$7,12 \cdot 10^{-2}$
4	то же	11,0	$6,83 \cdot 10^{-2}$
5	то же	22,0	$6,78 \cdot 10^{-2}$



— контр. - - - 0,1% СПБ - - - 0,3% СПБ — 0,

Рисунок 3 – Дифференциальные кривые распределения частиц цемента по радиусам

Данные табл. 1 свидетельствуют о том, что изменение содержания в воде добавки СПБ не приводит к значительному изменению поверхностного натяжения. Следовательно, можно сделать вывод о том, что увеличение подвижности цементного теста при введении суперпластификатора СПБ не связано с уменьшением поверхностного натяжения воды.

Для подтверждения гипотезы о диспергирующем действии суперпластификатора СПБ на цементное тесто и для определения размеров частиц цемента в зависимости от количества вводимой добавки был выполнен седиментационный анализ. Анализ проводили методом непрерывного взвешивания, применяя торзионные весы [8]. Дисперсионной средой служила вода, добавка вводилась в количестве от 0,1 до 0,6 % от массы цемента.

На рис. 3 представлены дифференциальные кривые распределения частиц цемента по радиусам. В табл. 2 приведены результаты определения изменения размера частиц с максимальным содержанием при различных значениях ввода добавки.

Выполненные исследования свидетельствуют о том, что с увеличением расхода добавки СПБ уменьшаются размеры частиц, т.е. происходит диспергация цементных флюкул. Этот процесс происходит тем интенсивнее, чем выше расход добавки. Следовательно, введение добавки СПБ в цементное тесто приводит к дефлокуляции агрегированных частиц цемента с высвобождением иммобилизованной воды и разжижением цементной суспензии.

Для изучения влияния добавки СПБ на бетоны были изготовлены бетонные образцы 10×10×10 см с использованием Костюковичского цемента ПЦ-500 ДО. Расход щебня в экспериментах составлял 1275 кг/м³, песка – 720 кг/м³. Расход воды подбирался из расчета достижения подвижности бездобавочной бетонной смеси 3 см. Раствор добавки вводился в бетонную смесь через 5 мин после затворения водой. Результаты измерения подвижности и прочности приведены в табл. 3.

Таблица 2 – Изменение размера частиц с максимальным содержанием в зависимости от расхода добавки СПБ

Расход добавки СПБ, %	Фракция, имеющая наибольшее количество частиц	
	радиус частиц, мкм	содержание фракции, %
-	22 – 24	17,0
0,1	19 – 21	14,8
0,3	15 – 17	20,1
0,6	14 – 16	26,2

Таблица 3 – Изменение подвижности бетонной смеси и прочности бетона

Кол - во добавки СПБ, %	Подвижность бетонной смеси, см	Прочность в возрасте, сут	
		7	28
Расход цемента 300 кг/м ³ (В/Ц = 0,52)			
-	3	203	285
0,3	9	226	331
0,5	17	248	321
0,7	18	237	319
Расход цемента 500 кг/м ³ (В/Ц = 0,48)			
-	3	312	455
0,3	14	351	491
0,5	20	359	482
0,7	21	338	479

Полученные данные свидетельствуют о том, что увеличение расхода добавки СПБ приводит к повышению подвижности бетонной смеси, при этом с увеличением расхода цемента добавка работает более эффективно. Оптимальным расходом добавки при использовании Костюковичского ПЦ-500 ДО является расход, равный 0,7 % от массы цемента. Добавка обеспечивает увеличение подвижности с 3 см до 21 см без снижения прочности бетона. Результаты определения подвижности бетонной смеси и прочностных характеристик бетонов позволяют отнести добавку СПБ к классу суперпластификаторов, входящих в 1 группу пластифицирующих добавок.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Шведов В.И., Шмыгальский В.Н. Опыт применения добавок в бетоны и растворы. - Кишинев: Картя молдо-веняскэ, 1979. - 139 с.
2. Haster W.T. Superplasticizers in Ready Mixed Concrete (A Practical Treatment for Everyday Operations). Publication № 159, New-York, USA. National Ready Mixed Concrete Association, 1979, January.
3. Walz K. and Bonxol J. "uidelines for the Manufacture and Laying of Flow Concrete", Beton Herstellung and Verwendung (Dusseldorf), V. 24, № 9, Sept. 1974, pp. 342-344. (in German).
4. Хигерович М. И., Байер В. Е. Гидрофобно - пластифицирующие добавки для цементов, растворов и бетонов. - М.: Стройиздат, 1979. - 126 с.
5. Рекомендации по физико-химическому контролю состава и качества суперпластификатора С-3 / НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: Стройиздат, 1984. - 56 с.
6. Баженов Ю.М. и др. Применение суперпластификаторов в целях совершенствования технологии изготовления бетона. - Промышленное строительство, 1978, № 5, с. 13-15.
7. Практикум по коллоидной химии: Учеб. пособие для хим.-технол. спец. вузов/ Баранова В.И., Бибик Е.Е., Кожевникова Н.М. и др. под ред. Лавров И.С. - М.: Высш. шк., 1983 - 216 с., ил.
8. Воюцкий С.С. Курс коллоидной химии. - М., Химия, 1976.

УДК 691.51/55

Якимович В.Д.

ЭЛЕМЕНТЫ ТЕОРИИ ТВЕРДЕНИЯ ЦЕМЕНТА

В настоящее время отсутствует единая теория твердения гидравлических вяжущих веществ. Особенно это важно для полиминеральных вяжущих, к которым относится и портландцемент. Это не позволяет, на наш взгляд, сделать качественный скачок в получении материалов на его основе с четко прогнозируемыми свойствами, а также разработать новые технологии для придания этим материалам соответствующих свойств.

После приливания воды и смачивания ею цементных частиц образуется связанное тесто, в котором существуют границы раздела между твердой, жидкой и газообразной фазами. Именно благодаря наличию этих границ, а при В/Ц большем нормальной густоты цементного теста в первую очередь границы раздела жидкость - твердое, цементное тесто приобретает структурную прочность.

Действительно, если представить себе часть жидкости, заключенную между частицами цемента в виде шара, то, благодаря поверхностному натяжению на границе жидкость - твердое этот шар будет удерживать цементные частицы на своей поверхности. Любая попытка изменить форму шара внешним воздействием, например, при сдвиге, вызовет деформацию шара с изменением радиуса кривизны и, естественно, с возникновением благодаря поверхностному натяжению противодействующей силы, стремящейся к восстановлению исходного положения [1].

Итак, появилась первая сила, удерживающая частицы цемента в определенном положении друг относительно друга и придающая связность системе. Но сила эта не велика ввиду, с одной стороны, большого радиуса кривизны условного шара, а с другой стороны - низкого значения поверхностного натяжения на границе жидкость-твердое. И потому даже незначительные внешние усилия могут лишить систему связности.

Однако с течением времени развивается процесс растворения минералов цемента. Появление ионов вызывает образование у поверхности цемента двойного электрического слоя. Тогда весь сольватный слой у поверхности цементной частицы, включая двойной электрический слой, можно рассматривать как новую фазу. Она располагается между объемной жидкостью и твердой поверхностью. Право на такое допущение нам дает особая, отличающаяся от объемной, структура воды в слое. Молекулы воды в нем ориентированы под влиянием твердой подложки и ионов двойного электрического слоя.

Вступив в соприкосновение, сольватные слои близлежащих частиц цемента стремятся слиться между собой. Это энергетически выгодно, так как сокращает их общую поверхность. Расстояние между соседними цементными частицами уменьшается. Однако сближение частиц цемента останавливается на стадии, когда силы отталкивания между двойными электрическими слоями двух сольватированных частиц цемента не уравнивают силу, обусловленную поверхностным натяжением и стремящуюся сблизить частицы. Поэтому на некоторое время система стабилизируется.

Увеличение концентрации заряженных частиц в диффузной части двойного электрического слоя приводит к его утоньшению и к максимальному сближению частиц. Уменьшается пористость цементного теста, в результате чего избыточная влага отслаивается на поверхности. На наш взгляд, именно этот фактор в первую очередь является причиной водоотделения цементного теста.

В силу того, что в состав сольватного слоя входит двойной электрический слой, и тем самым он играет важнейшую роль в создании структурной прочности цементного теста, то поэтому ясен и механизм существования и проявления тиксотропных свойств цементного теста и подобных ему образований.

Известно, что при механическом воздействии двойной электрический слой разрушается [2]. Поэтому при вибрационном воздействии за счет разрушения двойного электрического слоя резко снижается структурная прочность цементного теста – оно разжижается.

Нет никаких сомнений, что на первом этапе твердения идет процесс растворения, т.к. изменяется рН среды [3], появляются двойной электрический слой /4/ и токопроводимость цементного теста [4], выявляются новые гидратные минеральные образования и их крупные кристаллы правильной геометрической формы [3].

Процессу гидратации и последующего растворения подвержены все минералы цементного клинкера и гипс. Однако скорость растворения у них различна. Наиболее быстро с водой реагируют трехкальциевый алюминат и гипс [3], а потому именно продуктами их взаимодействия с водой и будет в первую очередь насыщен двойной электрический слой. Причем насыщение это должно происходить по всей поверхности, а не только над минералом C_3A . Это связано с достаточной свободой перемещения продуктов растворения в плоскости, параллельной поверхности цементного зерна. В поперечном же направлении эта свобода ограничивается электростатическими и сорбционными силами [5].

В момент достижения максимальной концентрации в зоне двойного электрического слоя, т.е. у поверхности частицы цемента образуется слой гидросульфата алюмината кальция. Мы предполагаем, что этот слой образуется по всей поверхности цементной частицы. Связь между двумя слоями гидросульфата алюмината кальция (CASH) соседних частиц цемента осуществляется через прослойки ориентированных диполей молекул воды. В случае сохраняющегося избытка свободной воды эта связь обусловлена сольватными и двойными электрическими слоями.

В структуру вновь образованного слоя входит огромное количество воды [3], поэтому через него могут проникать молекулы воды из порового пространства теста к цементному ядру, влекомые осмотическими силами [6].

При этом хотелось бы подчеркнуть, что, на наш взгляд, проникновение это (диффузия) осуществляется не через дырки, которые якобы существуют в слое CASH [6], а именно, благодаря наличию большого количества молекул воды, входящих в первоначальную структуру слоя. Механизм этой диффузии можно было бы сравнить с электронно-дырочной проводимостью полупроводников. Твердая поверхность цементного зерна притягивает к себе для химической реакции молекулу воды из слоя CASH, осуществляя тем самым осмотический подсос, а на ее место из порового пространства цементного теста приходит новая молекула воды. Естественно, этот процесс возможен до тех пор, пока сила притяжения цементной поверхности больше, чем сила взаимодействия молекулы воды с компонентами внутри слоя CASH.

Однако при любых обстоятельствах этот слой является полупроницаемым, а именно, только для молекул воды и только в одном направлении: от объемной воды порового пространства цементного теста к поверхности цементного зерна.

Продукты же гидратации и последующих растворения и гидролиза в обратном направлении через слой проникать не могут по двум причинам. Во-первых, размер гидратированных продуктов растворения и гидролиза значительно превышает размеры молекулы воды, т.е. их размеры больше размера дырки, оставленной водой. Во-вторых, на место этой дырки будет, как мы уже указывали, стремиться новая молекула воды из порового пространства цементного теста. А в-третьих, и на наш взгляд, это главное, растворения и гидролиза как таковых, в стесненных условиях между слоем CASH и поверхностью цементного зерна, без связи и непосредственного воздействия свободной объемной жидкости и быть не может.

Однако проникновение воды во внутреннюю полость между слоем гидросульфата алюмината кальция и поверхностью цементного зерна с целью гидратации последнего будет, конечно же, вызывать давление на слой изнутри. Этот слой, как мыльный пузырь или надувной шарик, будет некоторое время «раздуваться», увеличиваясь в объеме, а затем треснет в нескольких местах. Однако в от-

личие от других предположений [7], мы считаем, что он именно треснет в нескольких местах, а не исчезнет бесследно. Нет никаких причин для того, чтобы этот слой исчез бесследно.

В первую очередь, незначительная, в силу низкой скорости диффузии воды, запасенная при «раздувании» кинетическая энергия внутри слоя, наряду с высокой вязкостью окружающей среды, не позволят ему разлететься на кусочки подобно колесу большегрузного автомобиля.

Во-вторых. После разрушения свободная вода из межчастичного пространства цементного теста устремляется вовнутрь слоя к гидратированной поверхности цементного зерна. В это время может происходить частичное разрушение слоя около пробоины. Разрушение может быть обусловлено колебаниями концентрации жидкой фазы, а также механическим воздействием от встречных потоков — воды к цементному зерну и гидратированных продуктов растворения и гидролиза в обратном направлении. Однако же, подчеркиваем, разрушение будет лишь частичным.

Главное, что лепестки слоя CASH в зоне контакта цементных частиц сохранятся.

Повторяется процесс выноса продуктов растворения и гидролиза в поровое пространство цементного теста, насыщение двойного электрического слоя и, наконец, образование очередного полупроницаемого слоя гидросульфоалюмината кальция.

На этой стадии процесс контролируется диффузионными явлениями и водоцементным отношением, поскольку по данной схеме он может развиваться только при наличии свободной воды в межчастичном пространстве цементного теста.

С течением времени возникают условия, когда свободной воды на дальнейшую гидратацию цементного зерна не хватает. Возрастающее разрежение может быть компенсировано за счет избытка воды в соседней поре. Когда же ее и там не окажется, то возникший дефицит в результате резко возрастающего отрицательного давления должен привести к образованию пузырька пара. Этот момент характеризуется резким усилением подсоса влаги и ее перемещением с большой скоростью по телу твердеющей системы. Начало и конец этого периода мы склонны связывать с началом и концом схватывания цементного теста.

В конце периода интенсивного влагопереноса, когда на гидратацию будет исчерпана почти вся свободная вода, поры цементного теста заполнит воздух. В результате образуется высокоразвитая поверхность раздела «жидкость-газ» с резко увеличивающимся значением поверхностного натяжения на своей границе. Это приводит и к значительному увеличению структурной прочности системы — цементное тесто схватилось.

Получается, что только наличие слоя (или слоев) гидросульфоалюмината кальция, в силу того, что он (или они) сдерживает за счет контролируемой диффузии количество потребляемой на гидратацию воды, обуславливает существование периода между началом и концом схватывания у цементного теста. В других системах, например, гипсовое тесто, этот процесс развивается лавинообразно, что исключает либо почти исключает наличие начала и конца схватывания.

Таким образом, на этой стадии структурная прочность системы будет определяться свободной поверхностной энергией стенок и размером капилляров (прочность на сдвиг), и структурой, и насыщенностью межслоевых прослоек воды, и двойного электрического слоя (контактная прочность).

Свободной воды практически не осталось, однако ее достаточно много в сольватированном виде на внешней стороне полупроницаемого слоя (или слоев) гидросульфоалюмината кальция, а также в самой его структуре. Продолжающаяся топохимическим путем гидратация цементных зерен под слоем гидросульфоалюмината кальция вызывает осмотический подсос влаги в эту внутреннюю полость полупроницаемого слоя. Объем продуктов гидратации растет, что вызывает распрямление лепестков слоев CASH близлежащих частиц цемента. Тем самым возрастает площадь контакта между слоями и, соответственно, прочность всего камня.

Связь между слоями CASH близлежащих цементных частиц осуществляется через прослойки диполей адсорбированной воды.

Здесь следует заметить, что влага на гидратацию цементных зерен будет уходить не только с внешней стороны слоя CASH, но и из его структуры, что впоследствии неминуемо вызовет его перекристаллизацию.

Продукты растворения и гидролиза, оказавшиеся снаружи слоя гидросульфоалюмината кальция, а точнее в поровом пространстве цементного теста, по мере ухода воды вовнутрь слоя, а также ее испарения, достигают состояния пересыщения и выпадают из раствора с образованием кристаллов соответствующих минералов. В подавляющем своем большинстве это кристаллы гидроксида кальция.

Внутри же полупроницаемого слоя процесс образования кристаллогидратов идет топомимическим путем. Основную роль здесь играет взаимодействие с водой алита и белита. Именно здесь создается мелкокристаллическая структура с гелевой пористостью. По мере образования этих кристаллогидратов увеличивается прочность образующегося цементного камня. Она растет за счет увеличения площади контакта слоев CASH соседних гидратирующихся зерен цемента.

Так в общих чертах может быть описан предлагаемый нами механизм твердения цемента. Наш взгляд, он может быть распространен также на другие гидравлические вяжущие вещества, как моно-, так и полиминеральные.

Такой подход позволяет объяснить многие свойства цементного камня, а также порой парадоксальное поведение цементно-водных систем как с изменяющимся составом клинкера, так и при введении различных минеральных и органических добавок.

Также в связи с этим открываются новые возможности по изменению технологии изготовления бетонных изделий и приданию им новых свойств, чего можно достичь, оказывая соответствующее воздействие на определенном этапе твердения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Якимович В.Д. Коагуляционное структурообразование цементного теста. Материалы VIII международного научно-практического семинара «Проблемы технологии производства строительных материалов, изделий и конструкций, строительства зданий и сооружений, подготовки инженерных кадров для строительной отрасли»: Минск, БГПА, 2001.
2. Н.Санкин, В.С.Тесленко. Разрушение двойного электрического слоя слабой ударно-акустической волной. Институт гидродинамики СО РАН, 630090, Новосибирск Тр. IV Международного конгресса по химии цемента.- М.: Стройиздат, 1976.- 453с.
3. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона.- М.:Стройиздат, 1981.- 464с.
4. Брунауэр С.Адсорбция газов и паров.- М.: Государственное издательство иностранной литературы, 1948.- 790с.
5. Jennings H.M., Pratt P.L. On the Hydration of Portland Cement. Гидратация портландцемента. //Proc. Brit. Ceram. Soc. -1979. -№28. -pp.179-193.
6. Birchall J.D., Howard A.J., Bailey J.A. On the hydration of Portlandcement. О гидратации портландцемента. //Proc. Ray. Soc. -London. -1978. A360, №1702. -pp.445-453.

УДК 693.22.004.18

Астафьев Я.В.

ПРИМЕНЕНИЕ ПОЛОЖЕНИЙ ТЕОРИИ "ИЗЛИШКА ПАСТЫ" ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СОСТАВОВ САМОУПЛОТНЯЮЩИХСЯ БЕТОНОВ НА ОСНОВЕ НАПРЯГАЮЩЕГОСЯ ЦЕМЕНТА

ВВЕДЕНИЕ

В настоящее время в технологии бетона все больше внимания уделяется направлению, связанному с разработкой составов высокофункциональных самоуплотняющихся бетонов, показывающих наравне с требуемой прочностью и долговечностью превосходную способность к уплотнению под действием собственного веса, обладающих высокой устойчивостью против сегрегации, обеспечивающих воздухоотделение в момент укладки и растекания. Такие бетоны могут быть уложены в густоармированные конструкции без применения вибрации, обеспечивая высокое качество поверхности. Однако существует много неопределенностей относительно соотношений компонентов и метода подбора составов таких бетонов. Кроме того, для оценки консистенции таких бетонных смесей не могут быть применены стандартные методы, содержащиеся в действующих нормативных документах [1]. Чрезвычайно важной задачей является выявление критериев и механизмов, необходимых для достижения характерных свойств самоуплотнения. В настоящее время существует лишь разрозненные рекомендации по определению составов самоуплотняющихся бетонов и расчетно-экспериментальные методики подбора составов самоуплотняющихся бетонов [2].

В соответствии с [3] прогнозирование свойств самоуплотняющихся бетонов может быть выполнено, опираясь на реологию исходной бетонной смеси. Применяя теорию многофазного потока, бетон упрощенно рассматривают как двухфазный поток, что позволяет объяснить с точки зрения реологии поведение заполнителей в бетонных смесях. В качестве базовой теории согласно [3] принимают теорию "излишка пасты", которая выявляет зависимости, возникающие при взаимодействии

заполнителя с цементной пастой. Целью представленной работы явилось изучение реологических характеристик и деформаций расширения самоуплотняющихся бетонных смесей на основе расширяющегося цемента при изменении объемного содержания и granulometрии заполнителя, опираясь на теорию "излишка пасты".

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ ТОЛЩИНЫ ИЗЛИШКА ЦЕМЕНТНОЙ ПАСТЫ

Согласно [3], бетонную смесь упрощенно рассматривают как двухфазный материал, состоящий из заполнителей и расположенной между ними цементной пасты. В соответствии с теоретическими представлениями большая часть цементной пасты необходима не только для того, чтобы минимизировать трение между зернами заполнителя, но и в значительной мере для того, чтобы обеспечить требуемую текучесть бетонной смеси. На рисунке 1а приведена схема бетонной смеси. Если максимально уплотнить заполнитель (см. рис. 1б), то объем цементной пасты, находящийся между заполнителем, образует так называемую упакованную цементную пасту P_c , а остальной объем цементной пасты называется, согласно [3], "излишком" цементной пасты P_e . "Излишек" цементной пасты обуславливает текучесть бетонных смесей. Реологические характеристики бетонных смесей зависят от свойств собственно цементной пасты и толщины прослойки "излишка" цементной пасты. Объем "излишка" цементной пасты можно рассчитать простым вычитанием из полного объема цементной пасты V_p объема упакованной цементной пасты P_c (см. рис. 1в).

$$P_e = V_p - P_c \quad (1)$$

Толщина прослойки, образуемой "излишком" цементной пасты t_p , может быть определена делением объема "излишка" цементной пасты на полную площадь поверхности заполнителя

$$t_p = \frac{P_e}{S_{\text{all}}} \quad (2)$$

где S_{all} — полная площадь поверхности заполнителя.

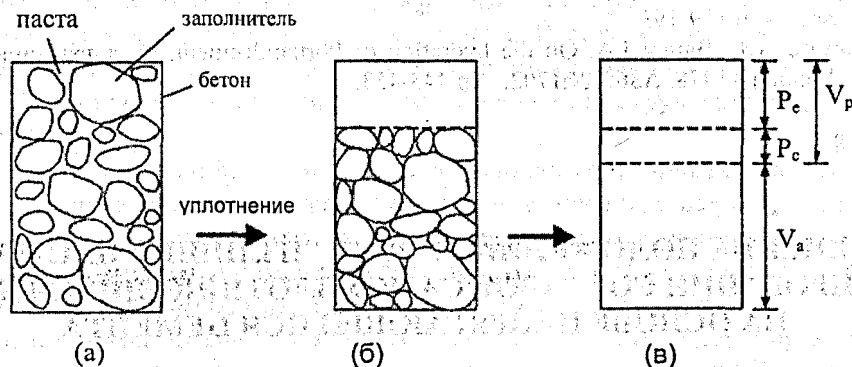


Рисунок 1 — К определению объема прослойки цементной пасты

Для того, чтобы получить более точное значение t_p , рассматривают относительное объемное содержание заполнителя в бетоне V_a , а также процентное содержание твердой фазы в объеме заполнителя G . Тогда толщину прослойки цементной пасты можно, согласно [3], рассчитать по формуле

$$t_p = \left(1 - \frac{V_a}{G} \times 100\right) \times \frac{10}{S \times V_a} \quad (3)$$

где V_a — относительное объемное содержание заполнителя в бетоне;

G — процентное содержание твердой фазы в объеме заполнителя,

S — удельная площадь поверхности заполнителя, $\text{мм}^2/\text{мм}^3$.

Определение удельной площади поверхности заполнителя возможно вычислять используя положения методики [3].

Объем зерна заполнителя v_p может быть определен:

$$v_p \cong kD_p^3 \quad (4)$$

где D_p — расчетный диаметр зерна заполнителя, согласно [4],

k — коэффициент формы объема (в случае сферы, $k = \pi$, $f = \pi/6$, и $f/k = 6$, для гравия $f/k = 6.5$, дробленый заполнитель $f/k = 7.5$).

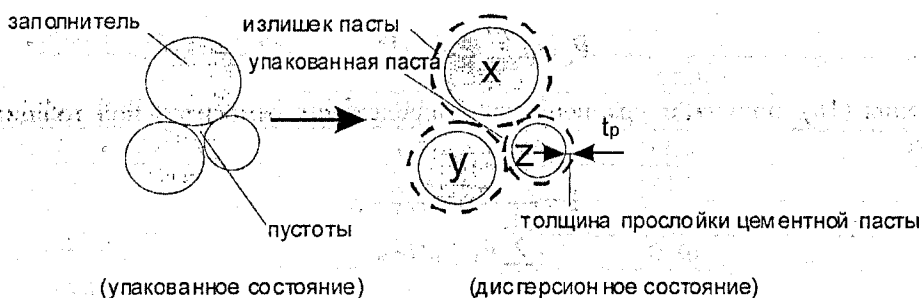


Рисунок 2 – К определению толщины прослойки цементной пасты

Площадь поверхности зерна заполнителя

$$s = fD_p^2, \tag{5}$$

где f – коэффициент формы площади.

Тогда полная площадь поверхности заполнителя

$$S_{all} = \sum_i s_i N_i, \tag{6}$$

где s_i – площадь поверхности частицы размера x ,

N_i – номер поверхности частицы размера x .

$$N_i = \frac{V_{ai}}{kD_{pi}^3}, \tag{7}$$

$$S_{all} = \left(fD_{p0.15}^2 \times \frac{V_{a0.15}}{kD_{p0.15}^3} \right) + \dots + \left(fD_{p20}^2 \times \frac{V_{a20}}{kD_{p20}^3} \right), \tag{8}$$

$$S_{all} = \sum_i \frac{f}{k} \times \frac{V_{ai}}{D_{pi}}, \tag{9}$$

$$V_a = \sum_i V_{ai}, \tag{10}$$

$$S = \frac{S_{all}}{V_a}. \tag{11}$$

При обобщении результатов [3], рекомендовано использовать относительные реологические характеристики и относительную толщину прослойки цементной пасты. Относительная толщина прослойки цементной пасты I определяется как – толщина прослойки цементной пасты частицы t_{px} , отнесенная к расчетному диаметру заполнителя D_{px}

$$I = \frac{t_{px}}{D_{px}}, \tag{12}$$

$$t_{px} = I \cdot D_{px}, \tag{13}$$

Тогда объем прослойки цементной пасты p_{ex} , окружающей частицу заполнителя x (см. уравнение 14), может быть рассчитан при умножении t_{px} на площадь поверхности заполнителя s_x . При помощи уравнений (14) и (15) возможно вычислить полный объем прослоек цементной пасты вокруг n частиц заполнителя x .

$$p_{ex} = t_{px} \cdot s_x, \tag{14}$$

$$P_{ex} = n_x \cdot p_{ex}, \tag{15}$$

$$P_{ex} = n_x \cdot I \cdot D_{px} \cdot s_x, \tag{16}$$

Полный объем прослоек цементной пасты может быть определен суммированием P_e для каждого заполнителя размера i :

$$P_e = \sum_i P_{ei}, \tag{17}$$

$$P_e = I \sum_i^n n_i \cdot s_i \cdot D_{pi}^3 \quad (18)$$

Из уравнения (18), получают уравнение для определения относительной толщины прослойки цементной пасты:

$$I = \frac{P_e}{\sum_i^n n_i \cdot s_i \cdot D_{pi}^3} \quad (19)$$

или

$$I = \frac{P_e}{\sum_i^n \frac{f}{k} \cdot \frac{V_{ai}}{D_{pi}} D_{pi}^3} \quad (20)$$

Пояснения к формулам (19) и (20) даны ранее по тексту.

МЕТОДИКА ИССЛЕДОВАНИЯ И РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ

В выполненных исследованиях использовали смесь портландцемента (ПЦ) класса 42,5 с расширяющейся сульфалоюминатной добавкой. В качестве расширяющейся добавки использовали смесь глиноземистого цемента (ГЦ) и двуводного гипса (Г). Соотношение ПЦ:ГЦ:Г составляло 77:13:10. Для получения требуемой подвижности применяли два вида суперпластификаторов: суперпластификатор – С-3 по ТУ 6-36-0204229-625-90 (на базе сульфированных нафталинформальдегидов), Melment F10 (на базе сульфированных меламинформальдегидов), мелкодисперсный наполнитель – доломитовая мука (истинная плотность 2650 кг/м³). В качестве модификатора вязкости использовали Vinnopras Re 5044N. В качестве крупного заполнителя использовался щебень фракции 5...10 мм Микашевичского карьера, мелкий заполнитель песок с модулем крупности $M_k=2,32$. График зернового состава песка приведен на рисунке 3.

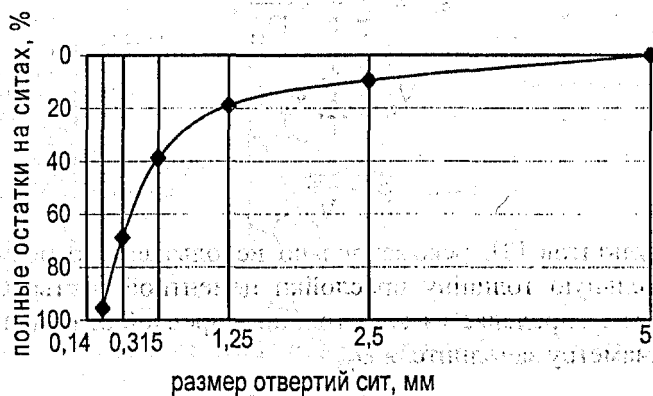


Рисунок 3 – График зернового состава песка с $M_k=2,32$

Соотношение крупного заполнителя и мелкого принимали равным 1:1. Пустотность заполнителя составляла 30%. Составы цементных паст проектировали с учетом требований, необходимых для получения самоуплотняющихся свойств. Были исследованы три различные пасты, составы и основные характеристики которых приведены в табл. 1.

Величину распыла конуса цементных паст определяли в соответствии с методикой [5]. Время истечения определяли, используя конус высотой 30 см, диаметром отверстия 2 см и диаметром верхней части 10 см. Для определения самонапряжения использовали образцы-кольца. Испытания образцов проводили по стандартным методикам [6].

Относительное объемное содержание заполнителя в бетоне варьировали от 0,5 до 0,57. Распыл конуса самоуплотняющихся бетонных определяли согласно [7], вязкость смесей оценивали временем t_{50} , необходимым для достижения распыла конуса, равного 50 см, согласно [7]. Для оценки способности прохождения самоуплотняющегося бетона через арматурные препятствия использовали кольцо, согласно методики [7] (см рис 4). На опорную плиту устанавливают кольцо, в центре которого помещен стандартный конус с диаметром основания 20 см. Конус заполняют бетоном, затем равномер-

Таблица 1 – Составы и свойства паст

	Составы		
	П1	П2	П3
Напрягающий цемент, кг/м ³	1033	1126	1549
Доломитовая мука, кг/м ³	519	481	-
Вода, л/м ³	471	455	500
С-3, % по массе цемента	0,79	0,80	-
Melment F10, % по массе цемента	-	-	0,78
Vinnopas RE 5044N, кг/м ³	-	-	16,6
Распływ конуса, см	30	32	29
Время истечения, с	4,72	3,8	4,3
Самонапряжение, МПа	1,6	1,5	3,0

ным движением поднимают. После окончания течения бетона измеряют расстояния в центре и в четырех точках, расположенных на взаимно перпендикулярных осях на внутренней и внешней гранях кольца (см. рисунок 5). Рассчитывают $h_1 = 110 - d_1$ и все значения $h_{a,i} = 110 - d_{a,i}$ и $h_{b,i} = 110 - d_{b,i}$ ($i = 1$ to 4). Вычисляют 4 значения $h_{mi} = h_1 - h_{a,i}$; затем среднюю величину h_m . вычисляют четыре значения $h_{ni} = h_{a,i} - h_{b,i}$; и среднее значение h_r . Вычисляют $2h_r - h_m$. Величина $2h_r - h_m$ является характеристикой способности прохождения самоуплотняющихся бетонных смесей через ограничения.

Схема 1

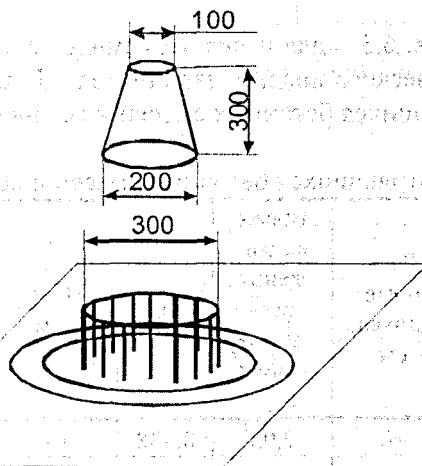


Схема 2

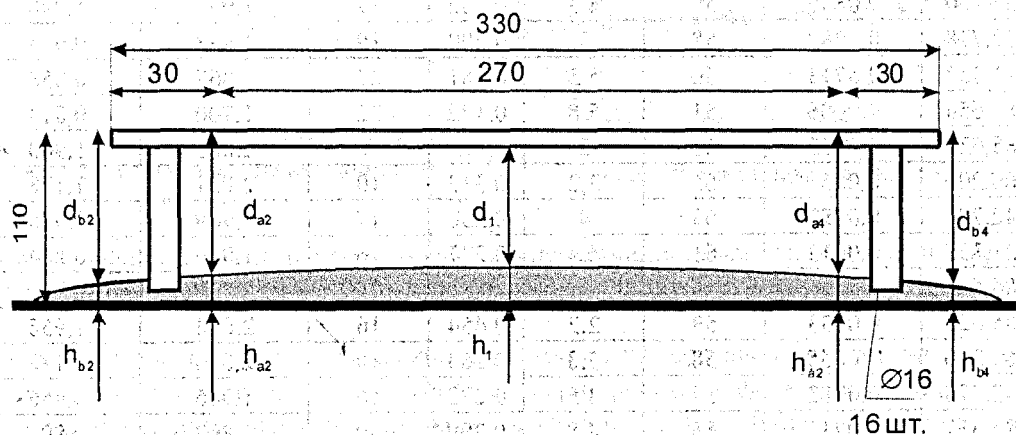


Рисунок 4 – Установка для испытания способности прохождения самоуплотняющихся бетонных смесей сквозь арматурные стержни; согласно [7]

Для определения самонапряжения самоуплотняющихся бетонов изготавливали образцы (по три образца для каждого состава бетона) размером 160×40×40 мм. Испытания образцов проводили по стандартным методикам [6]. Составы бетонов приведены в табл. 2.

Расчет толщины прослойки цементной пасты и относительной толщины прослойки цементной пасты производили, принимая отношение коэффициента формы площади к коэффициенту формы...

Таблица 2 – Составы самоуплотняющихся бетонов

Составы	Напрягающий цемент, кг/м ³	Доломит, кг/м ³	Вода, кг/м ³	песок, кг/м ³	щебень, кг/м ³	С-3, л/м ³	Melment F10, кг/м ³	Vinnopas Re 5044N, кг/м ³
B050-П1	516,3	259,7	235,5	662,5	662,5	11,8	-	-
B0515-П1	500,8	251,9	228,4	682,4	682,4	11,4	-	-
B053-П1	485,3	244,1	221,4	702,3	702,3	11,1	-	-
B0545-П1	469,8	236,3	214,3	722,1	722,1	10,7	-	-
B057-П1	444,0	223,3	202,5	755,3	755,3	10,1	-	-
B050-П2	504,7	269,7	235,4	662,5	662,5	11,5	-	-
B0515-П2	489,6	261,6	228,4	682,4	682,4	11,2	-	-
B053-П2	474,4	253,5	221,3	702,3	702,3	10,8	-	-
B0545-П2	459,3	245,4	214,2	722,1	722,1	10,5	-	-
B057-П2	434,0	231,9	202,5	755,3	755,3	9,9	-	-
B050-П3	782,8	-	247,5	662,5	662,5	-	6,1	8,4
B0515-П3	759,3	-	240,1	682,4	682,4	-	5,9	8,1
B053-П3	735,9	-	232,6	702,3	702,3	-	5,7	7,9
B0545-П3	712,4	-	225,2	722,1	722,1	-	5,6	7,6
B057-П3	673,2	-	212,8	755,3	755,3	-	5,3	7,2

объема для щебня $f/k = 7,5$ и $f/k = 6,5$ – для песка. Объемное содержание фракций заполнителя принимали по данным гранулометрического анализа заполнителя. В таблице 3 приведены полученные в опытах параметры самоуплотняющихся бетонных смесей и бетонов.

Таблица 3 – Параметры самоуплотняющихся бетонных смесей и бетонов

Составы	Толщина прослойки цементной пасты, мкм	Относительная толщина прослойки цементной пасты	Распływ конуса, см	Время достижения расплыва конуса t_{50} , с	$1/t_{50}$	$2H_r - H_m$, мм	Подвижность бетона, отнесенная к подвижности пасты	Вязкость бетона, отнесенная к вязкости пасты	Самонапряжение, МПа
B050-П1	285,622	0,0933	60	2,95	0,338	13	2,000	1,600	0,687
B0515-П1	264,200	0,0855	59	4,3	0,232	17	1,967	1,098	0,652
B053-П1	242,778	0,0782	58	5	0,200	19	1,933	0,944	0,601
B0545-П1	221,357	0,0713	56	5,5	0,181	27	1,867	0,858	0,558
B057-П1	185,654	0,0606	51	5,8	0,172	32	1,700	0,814	0,550
B050-П2	285,622	0,0933	66	2	0,500	8	2,063	1,900	0,630
B0515-П2	264,200	0,0855	65	3,2	0,312	10	2,031	1,188	0,644
B053-П2	242,778	0,0782	63	4	0,250	17	1,969	0,950	0,601
B0545-П2	221,357	0,0713	61	4,4	0,227	16	1,906	0,864	0,515
B057-П2	185,654	0,0606	55	5	0,2	25	1,719	0,760	0,500
B050-П3	285,622	0,0933	59	2,2	0,454	16	2,034	1,955	2,300
B0515-П3	264,200	0,0855	58	3,8	0,263	16	2,000	1,132	1,970
B053-П3	242,778	0,0782	57	4,5	0,222	16	1,966	0,956	1,720
B0545-П3	221,357	0,0713	55	4,8	0,208	30	1,897	0,896	1,670
B057-П3	185,654	0,0606	51	4,8	0,208	35	1,759	0,896	1,610

АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

На рисунке ба и бб показаны графики изменения вязкости и подвижности бетонных смесей в зависимости от относительной толщины прослойки цементной пасты. С увеличением относительного объемного содержания заполнителя в бетоне уменьшается толщина прослойки цементной пасты. Увеличение толщины прослойки цементной пасты изменяет характер взаимодействия между зернами заполнителя. С возрастанием количества заполнителя возрастает вязкость и уменьшается подвиж-

ность бетонных смесей. Изменение реологических характеристик самоуплотняющихся бетонных смесей зависит также от свойств паст. Если отнести реологические характеристики самоуплотняющихся бетонных смесей к реологическим характеристикам паст (см. рис. 7а и 7б), то получим зависимость реологических характеристик от относительной толщины прослойки цементной пасты. Как показано на рисунке 7, вязкость и подвижность бетонных смесей по отношению к реологическим характеристикам паст зависит только от относительной величины прослойки цементной пасты. Причем точки перегиба графиков соответствуют одной и той же величине относительной толщины прослойки цементной пасты, примерно равной 0,82...0,85. Это значение является оптимальным для подборов составов самоуплотняющихся бетонов.

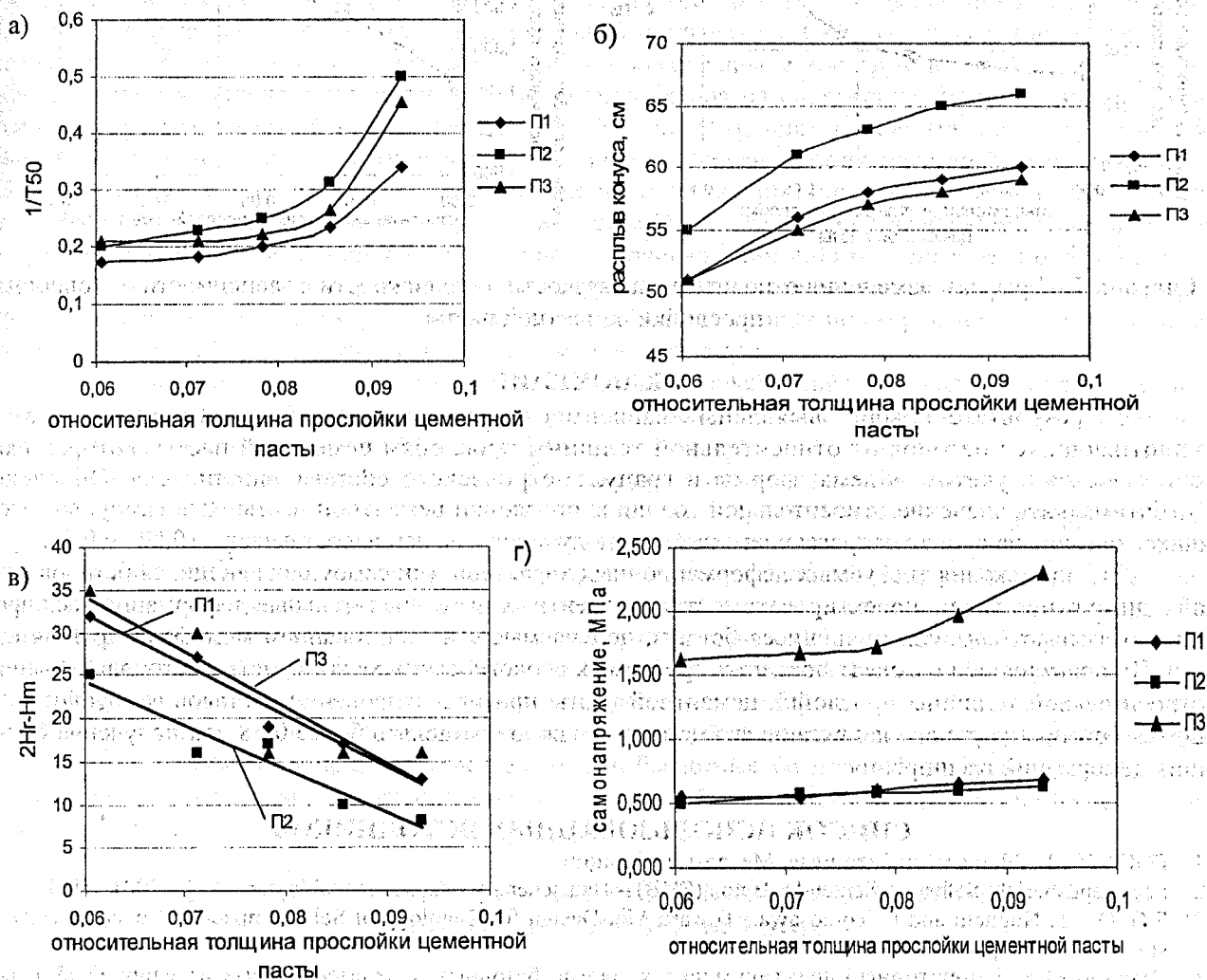


Рисунок 6 – Графики изменения реологических и деформационных характеристик самоуплотняющихся бетонов в зависимости от относительной толщины прослойки цементной пасты

Как видно из рисунка 6, реологические характеристики составов бетонов на основе паст П1 и П2 сильно отличаются, но в то же время имеют примерно равные деформации расширения. Это объясняется изменением соотношений компонентов в составах. Объемное отношение напрягающего цемента к наполнителю составов П1 равно 1,7, что меньше чем у составов П2, для которых равно 2 (см. табл. 1), а дозировка суперпластификатора увеличивается. Способность самоуплотняющихся бетонов проходить сквозь препятствия (см. рис. 6в) линейно зависит от относительной толщины прослойки цементной пасты и реологических характеристик самоуплотняющихся бетонов.

На рисунке 6г показан график изменения самонапряжения бетонов в зависимости от относительной толщины прослойки цементной пасты. С увеличением относительной величины прослойки цементной пасты возрастает самонапряжение самоуплотняющихся бетонов. Составы П3 показали наибольшие значения деформаций расширения. Это объясняется тем, что вместо мелкодисперсного

наполнителя применен модификатор вязкости жидкости Vinnopas RE 5044N, что позволило уменьшить водо-цементное отношение и дозировку суперпластификатора в самоуплотняющихся бетонах с одной стороны, и увеличить расход напрягающего цемента с другой. Применение модификатора вязкости позволило избежать расслоение бетонных смесей и сделало бетонные смеси менее чувствительными к изменению количества воды.

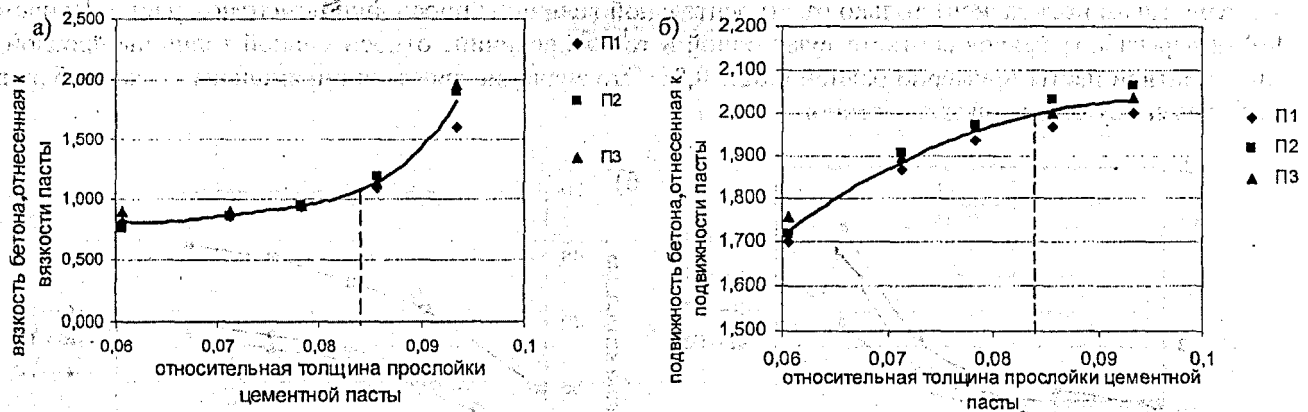


Рисунок 7 – Графики изменения относительных вязкости и подвижности в зависимости от толщины прослойки цементной пасты

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В результате были выявлены зависимости реологических характеристик самоуплотняющихся бетонов от относительной толщины прослойки цементной пасты, которая рассчитывается с учетом объема, формы и гранулометрического состава заполнителя. Определено оптимальное значение относительной толщины прослойки цементной пасты. Для самоуплотняющихся бетонов на основе напрягающего цемента полученное значение составляет от 0,82 до 0,85.

Для достижения требуемых деформационных характеристик самоуплотняющихся бетонов необходимо рационально проектировать составы цементных паст. Значительные деформации расширения показывают самоуплотняющиеся бетоны, получаемые с использованием модификаторов вязкости. Их применение позволяет достигать требуемых реологических характеристик бетонов. Значение относительной толщины прослойки цементной пасты при проектировании составов самоуплотняющихся бетонов на основе напрягающего цемента должно составлять более 0,78 для получения больших деформаций расширения.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- ГОСТ 10181-2000 Смесей бетонные. Методы испытаний
- Sachstandsbericht Selbstverdichtender Beton (SVB) – Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin 2001, s.107
- S.G. Oh, T. Noguchi and F. Tomosawa.: Toward Mix Design for Rheology of Self-Compacting Concrete. University of Tokyo, Japan
- Шалимо М.А. Лабораторный практикум по технологии бетонных и железобетонных изделий: Учеб. пособие. – Мн.: Выш. шк., 1987. – 196 с.: ил
- Selbstverdichtender Beton (SVB) mit EFA-Füller® als Betonzusatzstoff Bindemittelkomponente (Berechnungs- und Prüfverfahren zur Betonzusammensetzung selbstverdichtender Betone (SVB)) - BauMineral GmbH Information, URL: www.baumineral.de. 2000
- СТБ 1335-2002 Цемент напрягающий. Технические условия
- Specification and Guidelines for Self-Compacting Concrete - EFNARC, URL: www.efnarc.org. 2002

УДК 666.972:620.17

Блещик Н.П., Рак А.Н., Рыскин М.Н.

К ПОСТРОЕНИЮ РАСЧЕТНОЙ МОДЕЛИ УСАДКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ С ПОЗИЦИЙ ФИЗИКО-ХИМИЧЕСКОЙ МЕХАНИКИ ДИСПЕРСНЫХ СИСТЕМ

1. ВВЕДЕНИЕ

Проблема определения достоверных значений усадки бетона как на стадии проектирования железобетонных конструкций, так и в процессе их изготовления и возведения в условиях строительной площадки приобретает в последнее время все более важное значение. Усадка бетона в условиях ограничения деформаций «... вызывает появление дополнительных внутренних напряжений, приводящих к микротрещинообразованию структуры, а далее и к образованию в конструкции глобальных трещин, когда усадочные напряжения превосходят прочность бетона на растяжение. Многолетние опытные наблюдения показывают, что практически в любой эксплуатирующейся конструкции могут быть обнаружены трещины различных размеров, что приводит к снижению ее эксплуатационных свойств, а в первую очередь морозостойкости, водонепроницаемости, коррозионной стойкости в агрессивных средах, и, как следствие, к снижению долговечности» [1]. В этой связи исследователи многих стран мира продолжают изучать влияние структурно-технологических и физико-химических факторов на значения деформационных характеристик конструкций, эксплуатирующихся в различных температурно-влажностных условиях, с целью совершенствования методов нормирования усадки бетона и, соответственно, потерь предварительного напряжения арматуры.

Известно, что усадка бетона в значительной степени обуславливается усадкой цементного камня. В этой связи целесообразно начать рассмотрение проблемы усадки бетона с выявления основных закономерностей усадки цементного камня (ЦК).

Достаточно полный анализ различных гипотез и взглядов исследователей на природу усадки цементных композиций и на аналитические методы определения ее нормативных значений приведен в работах [2-8]. Эти методы основаны на результатах обобщения весьма широких экспериментальных исследований. В них, как правило, доминирует феноменологический подход к описанию закономерностей и получению корреляционных зависимостей, действительных лишь для конкретных условий эксперимента. Стремление распространить их на общие случаи собственных деформаций ЦК при усадке зачастую приводит к значительным расхождениям расчетных и опытных значений.

В предлагаемой работе делается попытка представить на обсуждение новые результаты аналитического описания закономерностей деформирования цементного камня в процессе формирования его структуры и влагообмена с окружающей средой. Расчетные модели деформирования получены с использованием основных положений физико-химической механики дисперсных систем [9] и последних достижений химии цемента [10-13 и др.].

2. КРАТКИЙ АНАЛИЗ ТЕОРИЙ И МЕТОДОВ ОЦЕНКИ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ И БЕТОНА

Деформации усадки ЦК обуславливаются многими физическими и химическими факторами. До сего времени не сложилось единого мнения об относительной важности тех или иных факторов в процессе развития усадочных деформаций на различных стадиях формирования структуры ЦК при отсутствии или наличии возможностей проявления влагообмена с окружающей средой. Среди многочисленных факторов основное внимание уделяется возникновению напряжений от воздействия капиллярных сил (капиллярная усадка), изменению свободной поверхностной энергии у твердых частиц, расклинивающему давлению молекул жидкости и миграции межслоевой воды [11].

Представления Ле Шателье о вкладе капиллярных сил в механизм усадки ЦК и бетона развил Е. Фрейсине [14]. Впоследствии исследования капиллярных явлений проводили А.А. Белов [15, 16], В.В. Михайлов [17] и другие исследователи. По мнению Х. Тейлора [11] «этот эффект существенен в интервале значений относительной влажности 90-45%. Маловероятно, чтобы это было важно при относительной влажности свыше 90%, так как поры, которые опустошаются, широки, а результирующие напряжения-малы. При относительной влажности ниже 45% не может образоваться стабильный мениск». Следовательно, роль капиллярного обжатия в процессе усадки имеет второстепенное значение.

ние. Об этом в более категоричной форме высказывается М.М. Холмянский [18, с.486]. Исходя из результатов анализа структурного трещинообразования он приходит к выводу: «... образование полостей ведет к обезвоживанию капилляров в некоторой окрестности разрыва; области, выполняющие роль связей между зернами макроструктуры бетона, оказываются обезвоженными, и потому усадочного обжатия связей не происходит; усадочное обжатие, если оно все-таки существует, в основном сосредотачивается в зернах модели и не оказывает влияния ни на прочность бетона при растяжении, которая от прочности зерен не зависит, ни на прочность при сжатии, когда имеет значение прочность зерен на сдвиг, и их обжатие большой роли не играет».

Эффект, сопутствующий процессу изменения свободной поверхностной энергии у твердых частиц, зависит от того, насколько плотная упаковка возможна внутри твердой частицы. Он должен быть наибольшим лишь при относительной влажности менее 20% [11].

Расклинивающее давление проявляется в том случае, когда силы притяжения между двумя соприкасающимися поверхностями перевешиваются силами притяжения с молекулами жидкости. Этот эффект может проявляться при набухании цементного камня в процессе повышения влажности окружающей среды.

Эффект миграции межслоевой воды в сущности аналогичен эффекту расклинивающего давления. Он может проявляться в виде движения между или в сторону от поверхности соседних частиц, а также в виде аналогичного движения, включающего слои внутри частиц. «Промежуточной ситуацией может быть движение воды внутрь или наружу из межслоевого пространства к выходам, при которых слои непрерывной структуры скапливаются отдельно» [11, с.323].

Рассмотренные выше факторы обуславливают обратимую влажностную усадку. Кроме нее в процессе химических реакций проявляются химическая или контракционная усадка и корбанизационная усадка.

Химическая усадка проявляется в результате объемных изменений, возникающих в системе «вяжущие - вода» в период образования продуктов гидратации вяжущего. Одной из составляющих химической усадки является аутогенная усадка, определяющая внешнее изменение объема системы. Разность значений химической и аутогенной усадки определяет уменьшение объема твердой фазы внутри системы и образование контракционной пористости. Химическая усадка определяется в условиях закрытой системы, т.е. при отсутствии влагообменных процессов с окружающей средой.

Еще Ю.А. Нилендером [19] было установлено, что химическая усадка в 5...10 раз меньше влажностной усадки. В опытах американских ученых [20] установлено, что образцы из раствора в трехмесячном возрасте имели деформации химической усадки в 3...15 раз меньше, чем образцы - близнецы, хранившиеся на воздухе с проявлением химической и воздушной усадки.

В.В. Некрасов [20, 21] показал, что химическая усадка зависит от химического состава цемента, его удельной поверхности, водоцементного отношения и вида химических добавок. Значение химической усадки пропорционально степени гидратации цемента. Н.А. Мощанский [22] полагает, что химическая усадка обуславливается более широким комплексом физико-химических процессов. С.В. Александровский на основе анализа значений различных видов усадки [3] утверждает, что «... контракционная усадка, несомненно играющая существенную роль в технологии бетона, не имеет практического значения для рассматриваемой нами проблемы усадочных напряжений в бетоне».

Корбанизационная усадка, представляющая собой результат физико-химического взаимодействия углекислого газа с кристаллами гидроокиси кальция, изучалась многими исследователями [23-25]. По мнению Ф.М. Ли [23] корбанизационная усадка «... не играет существенной роли с точки зрения деформации бетона, поскольку процесс карбонизации идет очень медленно и в малой степени, но она приобретает более важное значение в связи с растрескиванием поверхности».

Приведенные выше результаты краткого анализа предложенных видов и механизмов усадки бетона позволяют сделать вывод о том, что для практических целей следует развить теорию химической и влажностной усадки. Этот вывод подтверждается также и тем, что как в европейских [26], так и в республиканских [27] нормах по железобетонным конструкциям учитываются лишь эти два вида усадки. В этой связи рассмотрим их более подробно.

Как отмечалось выше, химическая усадка обуславливается объемными изменениями в цементном камне при формировании его структуры в процессе гидратации вяжущего. Объемные характеристики цементного камня рассмотрены Х. Тейлором [11, с. 298-299] на основе модели структуры затвердевшего теста Пауэрса - Брауньярда [28], уточненной впоследствии Т.С. Пауэрсом [29]. В соответствии с этой моделью затвердевшее тесто в общем случае состоит из трех компонентов: непрореа-

гировавших зерен вяжущего, продуктов гидратации и капиллярных пор. Находящаяся в тесте вода подразделяется на несвязанную, находящуюся в капиллярных и гелевых порах, и связанную, не испаряемую. Масса воды, находящаяся в гелевых порах (гелевая вода), составляет 21,1% от массы гидратированного цемента. Считалось также, что продукты гидратации имеют фиксированное содержание связанной воды, равное 0,227 кг на 1 кг гидратированного цемента, и фиксированный объем гелевых пор — 0,28 от объема продуктов гидратации. По уточненным данным Х. Тейлора этот объем, отнесенный ко всему объему продуктов гидратации, включая СН, составляет 0,30. Плотность порового раствора и гелевой воды принимались равными плотности свободной воды, т.е. $1 \cdot 10^3$ кг/м³. Плотность связанной воды принималась равной $1,35 \cdot 10^3$ кг/м³. Объем продуктов гидратации на единицу массы прореагировавшего цемента принято определять из произведения $7,0 \cdot 10^{-4} \cdot \alpha$, м³/кг, где α — степень гидратации цемента. Отношение объема продуктов гидратации к объему прореагировавшего цемента принято равным 2,20.

Фельдман и Середя [30, 31], рассматривая гель как трехмерное скопление слоев С – S – Н, сделали вывод, что большую часть гелевой воды в модели Пауэрса – Брауньярда составляет межслоевая вода и что ее потеря при сушке обратима. Х. Тейлор утверждает [11, с. 301], что «модель Фельдмана – Середы базировалась на исследованиях сорбционных свойств и связи между содержанием воды и физическими свойствами. Среди предложенных моделей она, единственная, хорошо согласуется с микроструктурными данными и с возможными связями между гелем С – S – Н и кристаллическими соединениями».

Позицию Фельдмана и Середы разделяют многие исследователи. Например, Л.Г. Филатов [13] утверждает, что «молекулы воды связываются поверхностью коллоидных частиц, и образуемая вокруг них сольватная оболочка, обладающая свойствами твердого тела, приводит к увеличению объема частицы». И.Н. Ахвердов [32] считает, что «изменения, вызванные адсорбцией и десорбцией паров воды в кристаллической структуре цементного камня, приводят к изменению микроразмеров всей структуры. При адсорбции паров воды структурные элементы набухают, а вследствие десорбции они претерпевают усадку». Очевидно этот механизм влагообмена испаряемой гелевой воды может быть положен в основу получения аналитических зависимостей самопроизвольных деформаций цементного камня, сопровождающих формирование его структуры.

Приведенные выше характеристики продуктов гидратации принимаются многими исследователями в качестве основополагающих параметров при моделировании структуры цементного камня и расчете его структурно-механических свойств. Однако следует иметь в виду, что они получены в результате исследований свойств затвердевшего цементного теста, приготовленного из цемента одного химического состава, без учета основных положений физико-химической механики дисперсных систем. Это относится прежде всего к количеству связанной воды, объему продуктов гидратации и к плотности гелевой воды.

Влажностная усадка цементных композиций изучалась многими исследователями, например [2, 3, 4, 6, 12, 32]. По результатам их исследований представляется возможным выделить следующие факторы, в той, или иной мере оказывающие влияние на величину влажностной усадки:

- водоцементное отношение;
- геометрические размеры элементов;
- относительная влажность окружающей среды;
- возраст бетона к началу влажностной усадки.

3. АНАЛИТИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

Деформации усадки ЦК, как известно, определяются соотношением объема продуктов гидратации вяжущего с объемом исходных компонентов, вступающих в формирование структуры цементного камня.

Объем компонентов композиционного вяжущего, вступающих в гидратацию, зависит от относительного (в единице объема) содержания в вяжущем чисто клинкерного цемента $S_{ц}$ и минеральных добавок $G_{д}$, их плотностей $\rho_{ц}$ и $\rho_{д}$, а также степени гидратаций $\alpha_{ц}$ и $\alpha_{д}$. Кроме того, следует учесть объем воды, вступающей в химическую реакцию, и объем воды, идущей на образование пленок адсорбционно связанной воды на продуктах гидратации. Этот объем записывается в виде суммы объемов отдельных составляющих:

$$V_{пр.г} = \alpha_{ц} \frac{G_{ц}}{\rho_{ц}} + \alpha_{д} \frac{G_{д}}{\rho_{д}} + \alpha_{ц} \frac{G_{ц}(m_{х.с.в} + m_{г.в})}{\rho_{в}} + \alpha_{д} \frac{G_{д}(m_{х.с.в} + m_{г.в})}{\rho_{в}},$$

где $m_{х.с.в}$ — относительная масса воды, вступающей в химическую реакцию с компонентами вяжущего;

$m_{г.в}$ — относительная масса адсорбционно связанной испаряемой воды геля;

$\rho_{в}$ — плотность свободной воды, равной $1 \cdot 10^3$ кг/м³.

Обозначая удельное содержание минеральных добавок в вяжущем как

$$r_{д} = \frac{G_{д}}{G_{вяж}}, \quad (1)$$

где $G_{вяж}$ — общее содержание вяжущего в единице объема системы, получим выражение объема порудуктов гидратации в виде:

$$V_{пр.г} = \alpha_{ц} \frac{G_{вяж}}{\rho_{ц}} (1 - r_{д}) \left(1 + (m_{х.с.в} + m_{г.в}) \frac{\rho_{ц}}{\rho_{в}} \right) + \alpha_{д} \frac{G_{вяж}}{\rho_{д}} r_{д} \left(1 + (m_{х.с.в} + m_{г.в}) \frac{\rho_{д}}{\rho_{в}} \right) \quad (2)$$

В [33] были обобщены многочисленные результаты исследований кинетики гидратации цемента, на основе которых предложено определять степень гидратации в виде произведений четырех функций:

$$\alpha_{ц} = \phi_{МС} \cdot \phi_{SO_3} \cdot \phi_S \cdot \phi_{В/Ц}, \quad (3)$$

где $\phi_{МС}$, ϕ_{SO_3} , ϕ_S , $\phi_{В/Ц}$ — функций, учитывающие влияние минералогического состава клинкера, содержание безводного гипса, удельной поверхности цемента, водоцементного отношения цементного теста.

Анализ экспериментальных данных по влиянию различных минералов клинкера на кинетику гидратации цемента при средних содержаниях гипса и щелочей позволил сделать вывод о том, что функция $\phi_{МС}$ может быть получена в виде:

$$\phi_{МС} = \frac{K_{1\tau} C_3 A + K_{2\tau} C_4 AF + K_{3\tau} C_3 S + K_{4\tau} C_2 S}{C_3 A + C_4 AF + C_3 S + C_2 S}, \quad (4)$$

в которой $C_3 A$, $C_4 AF$, $C_3 S$, $C_2 S$ — процентное содержание трехкальциевого алюмината, четырехкальциевого алюмоферрита, трехкальциевого силиката и двухкальциевого силиката; $K_{1\tau}$, $K_{2\tau}$, $K_{3\tau}$, $K_{4\tau}$ — их соответствующие временные функциональные коэффициенты, обуславливаемые взаимодействием основных минералов с водой при различной температуре превращения. Эти функциональные зависимости для бездобавочного цемента с удельной поверхностью 320 м²/кг при водоцементном отношении цементного теста 0,5, нормальных условиях твердения ($t = 20 \pm 2^\circ C$) и при $1 \leq \tau \leq 28$ сут. удалось представить в следующих видах:

$$K_{1\tau} = (0,52 + 0,4(1 - e^{-0,53(\tau-1)})) \cdot (1 - \frac{C_3 S - 8}{52} (0,1 + 0,05(1 - e^{-0,38(\tau-1)}))); \quad (5)$$

$$K_{2\tau} = (0,2 + 0,3(1 - e^{-0,36(\tau-1)})) \cdot (1,1 + 7,5 \cdot 10^{-3} (68 - C_3 S)); \quad (6)$$

$$K_{3\tau} = (0,25 + 0,55(1 - e^{-0,256(\tau-1)})) \cdot (K - 0,458 \cdot (K - 1)(\tau - 1)^{0,237}), \quad (7)$$

где $K = 1,15 + 0,1 ГМ$ и $ГМ$ — глиноземистый модуль, который для большинства цементов может определяться по формуле:

$$ГМ = 0,64 + 1,147 \frac{C_3 A}{C_4 AF}; \quad (8)$$

$$K_{4\tau} = (0,1 + 0,42(1 - e^{-0,047(\tau-1)})) \cdot ((0,4 + 0,465(1 - e^{-0,435(\tau-1)})) \times (1 - \frac{C_3 A - 1}{40}) + \frac{C_3 A - 1}{40}). \quad (9)$$

Другие функции, входящие в (3), определяются по следующим формулам:

$$\left. \begin{aligned} \varphi_{\text{SO}_3} &= A + B \text{SO}_3; \\ A &= A_1 \frac{C_3 A - 2}{12} + A_2 \left(1 - \frac{C_3 A - 2}{12}\right); \\ B &= B_1 \frac{C_3 A - 2}{12} + B_2 \left(1 - \frac{C_3 A - 2}{12}\right); \\ A_1 &= 0,935 + 5,8 \cdot 10^{-2} (1 - e^{-0,75(\tau-1)}); \\ A_2 &= 0,803 + 0,144 (1 - e^{-0,3(\tau-1)}); \\ B_1 &= 0,043 - 3,75 \cdot 10^{-2} (1 - e^{-0,75(\tau-1)}); \\ B_2 &= 0,132 + 0,0975 (1 - e^{-0,3(\tau-1)}); \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

$$\varphi_s = 1 + (0,815 - 0,63(1 - e^{-0,1(\tau-1)}))(1 - e^{-4,2 \cdot 10^{-3}(S_{\text{уд}} - 320)}), \quad (11)$$

где $S_{\text{уд}}$ — удельная поверхность цемента в м²/кг, определяемая по ГОСТ 310.2-76, или по формуле:

$$S_{\text{уд}} = \frac{0,126 \cdot 10^{-3}}{\rho_{\text{ц}} \left(0,384 - \frac{K_{\text{н.г}} - K_{\text{д.г}} r_{\text{д.г}}}{1 - r_{\text{д}}}\right)}, \text{ м}^2/\text{кг}, \quad (12)$$

в которой $r_{\text{д.г}}$ — относительное массовое содержание i -ой минеральной добавки в цементе;

$r_{\text{д}}$ — суммарное относительное содержание минеральных добавок в цементе;

$K_{\text{д.г}}$ — коэффициенты для конкретных видов минеральных добавок, принимаемые равными:

для шлака $K_{\text{д.шл}} = 0,37$;

для трепела $K_{\text{д.тр}} = 0,31$;

для опоки $K_{\text{д.оп}} = 0,49$;

для пемзы $K_{\text{д.п}} = 0,6$.

$$\varphi_{\text{в/ц}} = 1 + 1,5 \cdot 10^{-2} \left(1 - \exp\left(10 \left(0,5 - \frac{B - B_{\text{п}}}{\text{Ц}}\right)\right)\right), \quad (13)$$

где $(B - B_{\text{п}})/\text{Ц}$ — водоцементное отношение в бетонной смеси без учета воды, поглощенной заполнителем.

При твердении бетона в температурно-влажностных условиях, отличных от нормальных, степень гидратации цемента должна определяться с учетом влияния температуры по формуле:

$$\alpha_t = \alpha K_t, \quad (14)$$

где K_t — температурная зависимость степени гидратации цемента, определяемая по формулам:

при $0 \leq t \leq 20^\circ\text{C}$

$$K_t = 2^{\frac{t-20}{\xi}}, \quad (15)$$

в которой ξ — характерная температурная разность, °C, принимаемая для пуццолановых портландцементов равной 4,3 и для портландцементов с минеральными добавками шлака и трепела вычисляемая по формуле:

$$\xi = 11,7 - 16,5 r_{\text{д}}, \text{ } ^\circ\text{C}; \quad (16)$$

при $20 \leq t \leq 100^\circ\text{C}$

$$K_t = \frac{1 + 0,5(1 - \exp(-0,16(t - 20)))}{\eta_t^2 + \frac{K^{(1-\eta_t^3)}}{t}}, \quad (17)$$

где η_t — вязкость воды при температуре $t^\circ\text{C}$, Па С 10^3 ;

K — коэффициент, учитывающий влияние технологических факторов и вида цемента на скорость гидратации, °C ($K = 4$ для портландцемента; $K = 3$ для портландцемента с пуццолановой добавкой 4-5%; $K = 0$ для портландцемента с пуццолановой добавкой 10-14%; $K = -3$ для пуццолановых портландцементов; $K = -2$ для шлакопортландцементов).

Для портландцементов с другим содержанием минеральных добавок трепела и шлака коэффициент K следует вычислять по формуле:

$$K = 4 - 15 r_{\text{д}}, \quad (18)$$

Пределы степени гидратации цемента должны определяться по формулам:

$$\alpha_{пр,1} = 0,167 S_{уд}^{0,263}, \quad (19)$$

$$\alpha_{пр,2} = \left(\frac{B - B_p \rho_{ц}}{\Pi} + m_{в.см} \frac{\rho_{ц}}{\Pi} \right) / \left(1,25 \frac{\rho_{ц}}{\rho_r} - 1 \right), \quad (20)$$

где ρ_r — плотность геля, 1764 кг/м³ [28];

$m_{в.см}$ — относительное содержание воздуха в бетонной смеси.

Полученные зависимости степени гидратации цемента действительны для бездобавочных бетонов. Однако при введении в бетон химических добавок степень гидратации может увеличиваться или уменьшаться в зависимости от вида добавок. Поэтому для бетона, модифицированного химическими добавками, степень гидратации цемента должна определяться по формуле:

$$\alpha_m = K_{пл} K_y \alpha, \quad (21)$$

где $K_{пл}, K_y$ — коэффициенты, зависящие от вида пластификаторов и ускорителей твердения, а также от времени гидратации. Для добавок С-3 и ПВК определяются по формулам:

для С-3
$$K_{пл} = 0,92 - 6,3 \cdot 10^{-3} (\tau - 1); \quad (22)$$

для CaCl₂, ПВК
$$K_y = 1,4 - 1,1 \cdot 10^{-2} (\tau - 1), \quad (23)$$

где τ — возраст ЦК в сутках.

Установлено также, что для ЦК, модифицированного добавкой С-3, степень гидратации не зависит от водоцементного отношения и поэтому значение коэффициента $\phi_{вц}$ должно приниматься равным единице.

Степень гидратации минеральных добавок α_d при отсутствии достоверных данных допускается для $\tau = 28$ сут. принимать равным 0,1.

Относительное количество химически связанной воды $m_{х.с.в}$ предлагается в [11] принимать равным 0,227 от массы гидратированного цемента. Однако его значение зависит от минералогического состава, т.е. от степени гидратации и количества воды, связываемой каждым минералом. Поэтому в [34] предложено значение $m_{х.с.в}$ определять по формуле:

$$m_{х.с.в} = \frac{0,4K_1 C_3 A + 0,114K_2 C_4 AF + 0,231K_3 C_3 S + 0,155K_4 C_2 S}{(C_3 A + C_4 AF + C_3 S + C_2 S) \phi_{мс}}, \quad (24)$$

где обозначения те же, что и в (4).

Плотность цемента допускается определять по формуле:

$$\rho_{ц} = \frac{3040C_3 A + 3770C_4 AF + 3150C_3 S + 3280C_2 S}{C_3 A + C_4 AF + C_3 S + C_2 S}, \quad (25)$$

Количество адсорбционно связанной воды зависит от удельной поверхности геля и влажности окружающей среды. По данным [28], обобщенным Х. Тейлором [11], значение $m_{г.в}$ для насыщенного состояния можно принять равным 0,211 от массы гидратирующего вяжущего. Эти данные получены в результате исследований цементных композиций, в которых отсутствовали химические модификаторы. Введение в цементное тесто химических добавок, в особенности поверхностно активных веществ — супер- и гиперпластификаторов, очевидно изменит толщину межслоевой воды и, соответственно, значение $m_{г.в}$. В этой связи, в общем виде следует определять относительное содержание гелевой воды в насыщенном состоянии с учетом коэффициента модификации K_m , определяемого по экспериментальным данным, т.е.

$$m_{г.в} = 0,211 K_m. \quad (26)$$

При высыхании цементного камня количество адсорбционно связанной воды будет уменьшаться с уменьшением относительной влажности окружающей среды RH. Следовательно, при определении количества гелевой воды в процессе высыхания следует вместо $m_{г.в} = 0,211 K_m$ применять зависимость

$$m_{г.в} = 0,211 K_{RH} K_m, \quad (27)$$

где K_{RH} — функциональный коэффициент, определяемый по экспериментальным данным. Его зависимость будет представлена ниже.

Объем геля образуется из истинного объема продуктов гидратации вяжущего, $V_{к.г}$, объема гелевых пор, $V_{п.г}$ и объема гелевой воды, $V_{г.в}$, т.е.

$$V_{г.г} = V_{к.г} + V_{п.г} + V_{г.в}. \quad (28)$$

Зависимость $V_{к.г}$ из простых соображений записана в виде:

$$\rho_{к.г} = \frac{\alpha_{ц} G_{вяж} (1-r_d)(1+m_{х.с.в}) + \alpha_{д} G_{вяж} r_d (1+m_{х.с.в})}{\rho_{к.г}}, \quad (29)$$

где $\rho_{к.г}$ — плотность кристаллов геля в соответствии с [34] определяется по формуле:

$$\rho_{к.г} = \frac{((1-r_d)\alpha_{ц} + r_d\alpha_{д})m_{х.с.в}}{(1-r_d)\alpha_{ц} + r_d\alpha_{д} + ((1-r_d)\alpha_{ц} + r_d\alpha_{д})m_{х.с.в}}, \quad (30)$$

где $\rho_{х.с.в}$ — плотность химически связанной, равная 1351 кг/м³ [11].

Ранее отмечалось, что пористость геля составляет 30% от объема продуктов гидратации. В соответствии с этим нами принято, что:

$$V_{п} = 0,3V_{пр.г} \quad (31)$$

С учетом (27) формула для определения объема гелевой воды записана в виде:

$$V_{г.в} = (\alpha_{ц} G_{вяж} (1-r_d) + \alpha_{д} G_{вяж} r_d) 0,211 K_{RH} K_m / \rho_{г.в}, \quad (32)$$

где $\rho_{г.в}$ — плотность гелевой воды, принимаемая равной $2 \cdot 10^3$ кг/м³, по следующим предпосылкам.

В [11, 28] принимается плотность межслоевой воды равной $1 \cdot 10^3$ кг/м³. При этом отмечается, что толщина слоя или пленки на поверхности кристаллов составляет менее 0,05 мкм. Эта, физически связанная вода, существенно отличается от свободной воды. Ее свойства ближе соответствуют свойствам твердого тела. Она обладает определенной упругостью и значительной прочностью на сжатие [35]. Зависимость плотности пленочной прочно связанной воды получена в работе [36] на основе результатов исследований объемных изменений цементного теста с учетом закономерностей функционального распределения в поверхностных слоях [37]. При этом было установлено, что плотность физически связанной воды на поверхности частиц цемента при толщине пленки менее 0,05 мкм составляет $2 \cdot 10^3$ кг/м³.

После получения зависимостей объема новообразований (геля), V_g и объема продуктов, вступающих в гидратацию, $V_{пр.г}$ общая (контракционная) усадка определится как их разность:

$$\epsilon_{о.у.ц.к} = V_g - V_{пр.г} \quad (33)$$

Внешнее изменение объема системы (аутогенная усадка) будет соответствовать химической усадке до наступления момента, при котором гель полностью заполнит пространство в зоне контакта зерен цемента. Это состояние 1 наступит при некотором значении степени гидратации вяжущего $\alpha_{вяж.1}$, которое можно определить из выражения

$$\alpha_{вяж.1} = \frac{\frac{4}{3}\pi r_{вяж}^3 - \frac{4}{3}r_{я.вяж}^3}{\frac{4}{3}\pi r_{вяж}^3} = 1 - \left(\frac{r_{я.вяж}}{r_{вяж}} \right)^3, \quad (34)$$

где $r_{вяж}$ — условный радиус зерен вяжущего, соответствующий его удельной поверхности, определяемой по формуле [36]:

$$r_{вяж} = \frac{3}{S_{у.вяж} \cdot \rho_{вяж}}, \quad (35)$$

где $S_{у.вяж}$ и $\rho_{вяж}$ — соответственно удельная поверхность и плотность композиционного вяжущего, определяемые по формулам:

$$S_{у.вяж} = \frac{S_{у.ц} G_{ц} / \rho_{ц} + S_{у.д} G_{д} / \rho_{д}}{G_{ц} / \rho_{ц} + G_{д} / \rho_{д}} = \frac{S_{у.ц} + S_{у.д} r_d \rho_{ц} / (1-r_d) \rho_{д}}{1 + r_d \rho_{ц} / (1-r_d) \rho_{д}}, \quad (36)$$

$$\rho_{вяж} = \frac{\rho_{ц} + r_d \rho_{ц} / (1-r_d)}{1 + r_d \rho_{ц} / \rho_{д} (1-r_d)}. \quad (37)$$

Значение условного радиуса частиц вяжущего $r_{я.вяж}$ оставшегося после гидратации до $\alpha_{вяж.1}$, определим исходя из предпосылки о том, что процесс гидратации до степени $\alpha_{вяж.1}$ обуславливается количеством воды, иммобилизованной зернами вяжущего. Выражение для определения количества этой воды записано исходя из простых геометрических представлений в виде

$$V_{г.в.1} = \frac{4}{3} \pi \left(r_{\text{вяж}} + \delta_{\text{пл.вяж}} \rho_{\text{пл}} / \rho_{\text{в}} + \varphi_{\text{к}} \delta_{\text{к.вяж}} \right)^3 - \frac{4}{3} \pi r_{\text{вяж}}^3 \frac{G_{\text{вяж}}}{\rho_{\text{вяж}}} =$$

$$= \left(\frac{r_{\text{вяж}} + \delta_{\text{пл.вяж}} \rho_{\text{пл}} / \rho_{\text{вяж}} + \varphi_{\text{к}} \delta_{\text{к.вяж}}}{r_{\text{вяж}}} - 1 \right) \times \frac{G_{\text{вяж}}}{\rho_{\text{вяж}}} \quad (38)$$

где $\delta_{\text{пл.вяж}}$ — толщина пленки связанной воды на зернах вяжущего;

$\delta_{\text{к.вяж}}$ — половина толщины капиллярного манжета на зернах вяжущего;

$\varphi_{\text{к}}$ — функция приведения капиллярных манжетов на зернах вяжущего к пленке средней толщины;

$\rho_{\text{пл}}$ — плотность связанной воды.

С другой стороны этот объем воды может быть записан в виде:

$$V_{г.в.1} = V_{г.вяж.1} \rho_{\text{вяж}} (m_{\text{х.с.в}} + m_{\text{г.в}}) / \rho_{\text{в}} \quad (39)$$

Из (38) и (39) получаем:

$$V_{г.вяж.1} = \left(\left(\frac{r_{\text{вяж}} + \delta_{\text{пл.вяж}} \rho_{\text{пл}} / \rho_{\text{вяж}} + \varphi_{\text{к}} \delta_{\text{к.вяж}}}{r_{\text{вяж}}} - 1 \right) \frac{G_{\text{вяж}} \rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{вяж}}^2 (m_{\text{х.с.в}} + m_{\text{г.в}})} \right)^3 \quad (40)$$

где $V_{г.вяж.1}$ — объем гидратированного вяжущего на первой стадии гидратации (до значения $\alpha_{\text{вяж.1}}$), который может быть представлен также в виде:

$$V_{г.вяж.1} = \frac{4}{3} \pi (r_{\text{вяж}}^3 - r_{\text{вяж.1}}^3) \frac{G_{\text{вяж}}}{\rho_{\text{вяж}}} \quad (41)$$

Приравняв выражения (40) и (41) и выполнив ряд преобразований, получим зависимость функции $\varphi_{\alpha.1}$ в виде:

$$\varphi_{\alpha.1} = \left(\frac{r_{\text{вяж.1}}}{r_{\text{вяж}}} \right)^3 = 1 - \left(\left(\frac{r_{\text{вяж}} + \delta_{\text{пл.вяж}} \rho_{\text{пл}} / \rho_{\text{в}} + \varphi_{\text{к}} \delta_{\text{к.вяж}}}{r_{\text{вяж}}} - 1 \right) \frac{\rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{вяж}} (m_{\text{х.с.в}} + m_{\text{г.в}})} \right)^3 \quad (42)$$

С учетом (34) зависимость степени гидратации $\alpha_{\text{вяж.1}}$ записана в виде:

$$\alpha_{\text{вяж.1}} = \left(\left(\frac{r_{\text{вяж}} + \delta_{\text{пл.вяж}} \rho_{\text{пл}} / \rho_{\text{в}} + \varphi_{\text{к}} \delta_{\text{к.вяж}}}{r_{\text{вяж}}} - 1 \right) \frac{\rho_{\text{в}}}{\rho_{\text{вяж}} (m_{\text{х.с.в}} + m_{\text{г.в}})} \right)^3 \quad (43)$$

Геометрические параметры иммобилизованной воды зернами вяжущего для цементного теста в отсутствии химических добавок и приближенно для модифицированного цементного теста могут определяться по зависимостям, представленным в [36]:

$$\delta_{\text{пл.вяж}} = (0,395 - K_{\text{н.г.вяж}}) \cdot 10^{-6}, \text{ м}; \quad (44)$$

$$\delta_{\text{к.вяж}} = ((0,44 - 25(K_{\text{н.г.вяж}} - 0,23))^2 \left(\frac{B - B_{\text{п}}}{G_{\text{вяж}} \cdot K_{\text{н.г.вяж}}} + 1 - \frac{B - B_{\text{п}}}{G_{\text{вяж}} \cdot K_{\text{н.г.вяж}}} \max \right) \cdot 10^{-6}, \text{ м}; \quad (45)$$

$$\frac{B - B_{\text{п}}}{G_{\text{вяж}} \cdot K_{\text{н.г.вяж}}} \max = 2,4 - 2,6 K_{\text{н.г.вяж}}; \quad (46)$$

$$\frac{B - B_{\text{п}}}{G_{\text{вяж}} \cdot K_{\text{н.г.вяж.м}}} \max = 2,15 - 2,35 K_{\text{н.г.вяж.м}} \quad (47)$$

где $K_{\text{н.г.вяж}}$ — коэффициент нормальной густоты композиционного вяжущего;

$K_{\text{н.г.вяж.м}}$ — то же модифицированного вяжущего;

Плотность пленочной воды определяется по формуле:

$$\rho_{\text{пл.вяж}} = 10^3 + \frac{5 \cdot 10^{-5}}{\delta_{\text{пл.вяж}}}, \text{ кг/м.} \quad (48)$$

Функцию φ_k найдем из геометрических соотношений модели цементного теста, представленных в [36], из которых с определенной степенью приближения можно принять линейную зависимость φ_k от характеристики водосодержания цементного теста $X_T = (B - B_p) / K_{\text{н.г.вяж}}$. Причем в предельных состояниях $X_T = 0,9$ и $X_T = X_{T,\text{max}}$ функция φ_k принимает соответственно значения 0,1 и 0,7. Исходя из этих предпосылок функция φ_k записана в виде:

$$\varphi_k = 0,1 + 0,6 \frac{(B - B_p) / K_{\text{н.г.вяж}} - 0,9}{\frac{B - B_p}{K_{\text{н.г.вяж}}} - \text{max} - 0,9} \quad (49)$$

После первого периода гидратации вяжущего внешнее изменение объема системы будет обуславливаться, по-видимому, лишь уплотнением структуры геля в зоне контакта зерен вяжущего. Процесс образования геля в межзерновом пространстве будет сопровождаться внутренней контракцией, вызываемой ограничением свободы деформацией. Общие зависимости объемных деформаций цементного камня представлены на рис. 1.

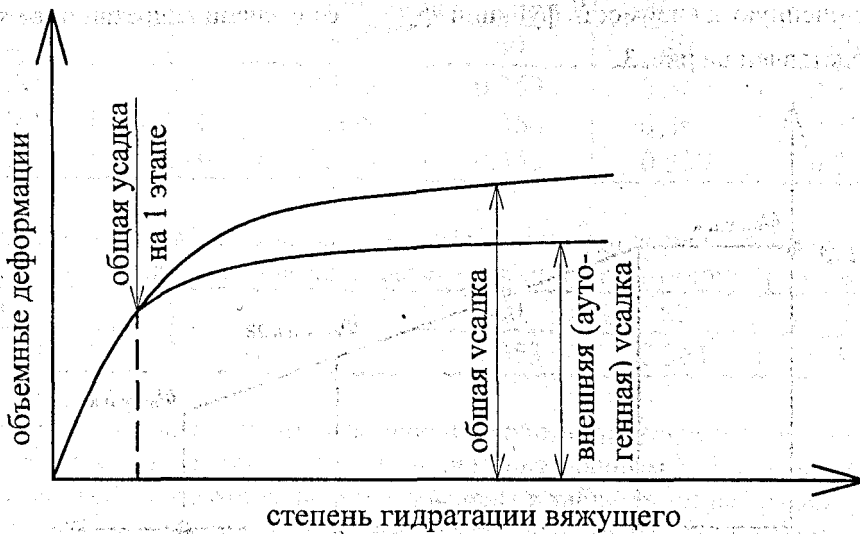


Рисунок 1 – Соотношение между общей и внешней усадками цементного камня

Обозначим отношение внешней (аутогенной) к общей усадке цементного камня функцией $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$. Как видно из рис. 1, $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ при $\alpha_{\text{вяж}} > 1$ уменьшается от единицы до некоторого предела, соответствующего предельному значению $\alpha_{\text{вяж}}$.

Как следует из представленных выше зависимостей $\alpha_{\text{вяж}}$, ее значение при прочих равных условиях увеличивается с увеличением значений $\frac{B - B_p}{G_{\text{вяж}}}$, т.к. при увеличении $\frac{B - B_p}{G_{\text{вяж}}}$ увеличивается $\delta_{\text{к.вяж}}$. Следовательно, функция $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ также будет зависеть от водоцементного отношения цементного камня.

Анализ результатов исследований, представленных в работе [38, 39], позволил установить, что значения $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ для цементного камня с В/Ц = 0,3; 0,4; 0,5, твердеющего в течение 28 сут, составляют соответственно 0,538; 0,709 и 0,867. Как видно из рис. 2, график этой функции имеет линейный характер и может быть описан зависимостью:

$$\varphi_{\text{вн.у.ц.к}28} = 0,05 + 1,63(B - B_p) / \text{Ц.} \quad (50)$$

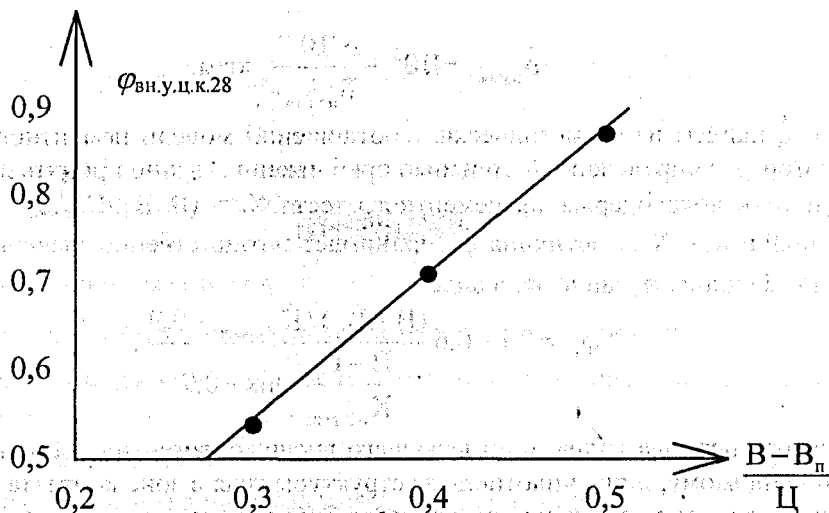


Рисунок 2 – Зависимость $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ от водоцементного отношения.

Принимая линейную зависимость функции $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ от степени гидратации вяжущего, её график в общем виде представлен на рис. 3.

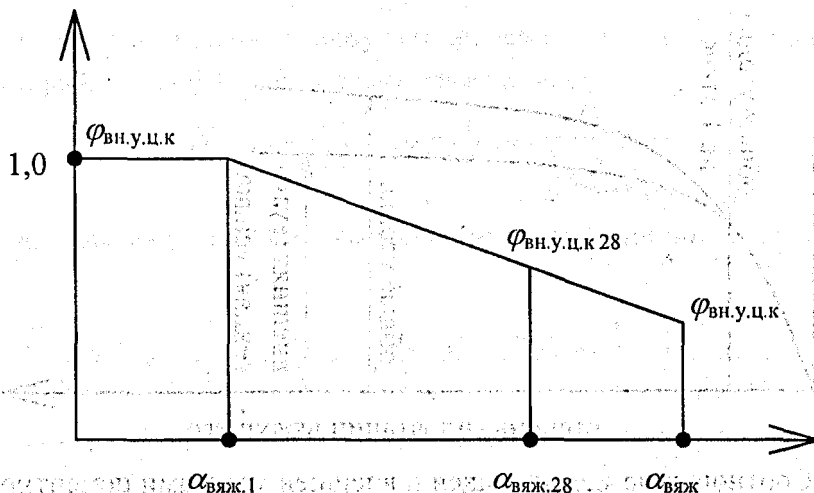


Рисунок 3 – Общий вид зависимости $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ от $\alpha_{\text{вяж.}}$.

Представленная на рис. 3 зависимость $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ записана в виде:

$$\varphi_{\text{вн.у.ц.к}} = 1 - (1 - \varphi_{\text{вн.у.ц.к.28}}) \frac{\alpha_{\text{вяж.}} - \alpha_{\text{вяж.1}}}{\alpha_{\text{вяж.28}} - \alpha_{\text{вяж.1}}} \leq 1. \quad (51)$$

С учетом функции $\varphi_{\text{вн.у.ц.к}}$ внешнее изменение объема цементного камня (аутогенная усадка) должна определяться по формуле:

$$e_{\text{вн.у.ц.к}} = (V_{\text{г}} - V_{\text{пр.г}}) \varphi_{\text{вн.у.ц.к}}. \quad (52)$$

Соответственно линейная усадка составит:

$$\epsilon_{\text{ц.к}} = \frac{1}{3} (V_{\text{г}} - V_{\text{пр.г}}) \varphi_{\text{вн.у.ц.к}}. \quad (53)$$

В соответствии с (27) относительное количество гелевой воды $m_{\text{гв}}$ определяется с учетом функционального коэффициента K_{RH} , зависящего от относительной влажности среды. Для определения зависимости $K_{\text{RH}} = \varphi(\text{RH})$ воспользуемся экспериментальными данными З.Н. Цилосани [2] по кинетике потери влаги из цементного камня при изменении относительного давления пара от 0 до 1 и

соответствующей линейной внешней усадки. Эти данные, пересчитанные относительно влажности среды, представлены в табл. 1.

Таблица 1 — Линейные деформации внешней усадки цементного камня

В/Ц	Линейная усадка при RH в %, %.						
	0	20	40	60	80	90	97
0,3	-2,89	-2,50	-1,89	-1,55	-1,38	-1,11	0,00
0,4	-3,33	-2,72	-2,17	-1,83	-1,67	-1,44	0,00
0,5	-4,33	-3,44	-2,72	-2,33	-2,17	-2,05	0,00

Для определения значений φ_{RH} на основе опытных данных, приведенных в табл. 1, формулы (2, 28-32) разрешены относительно φ_{RH} . В результате получена следующая зависимость:

$$\varphi_{RH} = \frac{0,7V_{пр.г} - V_{к.г} + 3\alpha_{ц.к.оп} / \varphi_{вн.у.ц.к.28}}{0,211/\alpha_{ц} \cdot \rho_{г.в}} \quad (54)$$

Результаты расчета значений φ_{RH} по (54) приведены в табл. 2.

Таблица 2 — Значения функционального коэффициента φ_{RH}

В/Ц	Значения φ_{RH} при RH в %						
	0	20	40	60	80	90	97
0,3	0,283	0,303	0,335	0,353	0,362	0,376	0,434
0,4	0,281	0,316	0,339	0,354	0,361	0,370	0,432
0,5	0,276	0,310	0,338	0,353	0,359	0,364	0,442

Как следует из данных табл. 2, значения коэффициента φ_{RH} зависят только от относительной влажности среды. Поэтому для аналитических расчетов приняты следующие средние значения:

RH	0	20	40	60	80	90	97
φ_{RH}	0,280	0,310	0,337	0,353	0,361	0,370	0,433

Полученные аналитические зависимости использовались при расчете значений внешней (аутогенной) усадки цементного камня применительно к опытным данным З.Н. Цилосани [2]. Результаты расчета в сопоставлении с опытными данными приведены в таблице 3 и на графике (рис.4), из которых следует вполне удовлетворительная сходимость расчетных и опытных значений.

Таблица 3 — Сравнительные данные расчетных и опытных значений $\epsilon_{ц.к}$

В/Ц	Расчетные / опытные значения $\epsilon_{ц.к}$, % при относительной влажности RH в %						
	0	20	40	60	80	90	97
0,3	-2,94	-2,37	-1,86	-1,55	-1,40	-1,23	-0,009
	-2,89	-2,50	-1,89	-1,55	-1,38	-1,11	0,00
0,4	-3,56	-2,86	-2,23	-1,85	-1,66	-1,45	-0,41
	-3,53	-2,72	-2,17	-1,83	-1,67	-1,44	0,00
0,5	-4,22	-3,44	-2,74	-2,33	-2,12	-1,89	-0,025
	-4,33	-3,44	-2,72	-2,33	-2,17	-2,05	0,00

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Полученные расчетные модели усадки цементного камня с позиций физико-химической механики дисперсных систем основаны на учете трансформаций компонентов цементного камня при деформировании его структуры в процессе гидратации вяжущего. При этом учитываются: минералогический состав клинкера, удельная поверхность цемента, содержание в нем минеральных добавок и химических модификаторов, водоцементное отношение, температурно-влажностные условия твердения. Деформации усадки в затвердевшем цементном камне обуславливаются процессом влагообмена свободной и гелевой воды с окружающей средой. Равновесное содержание влаги в цементном камне,

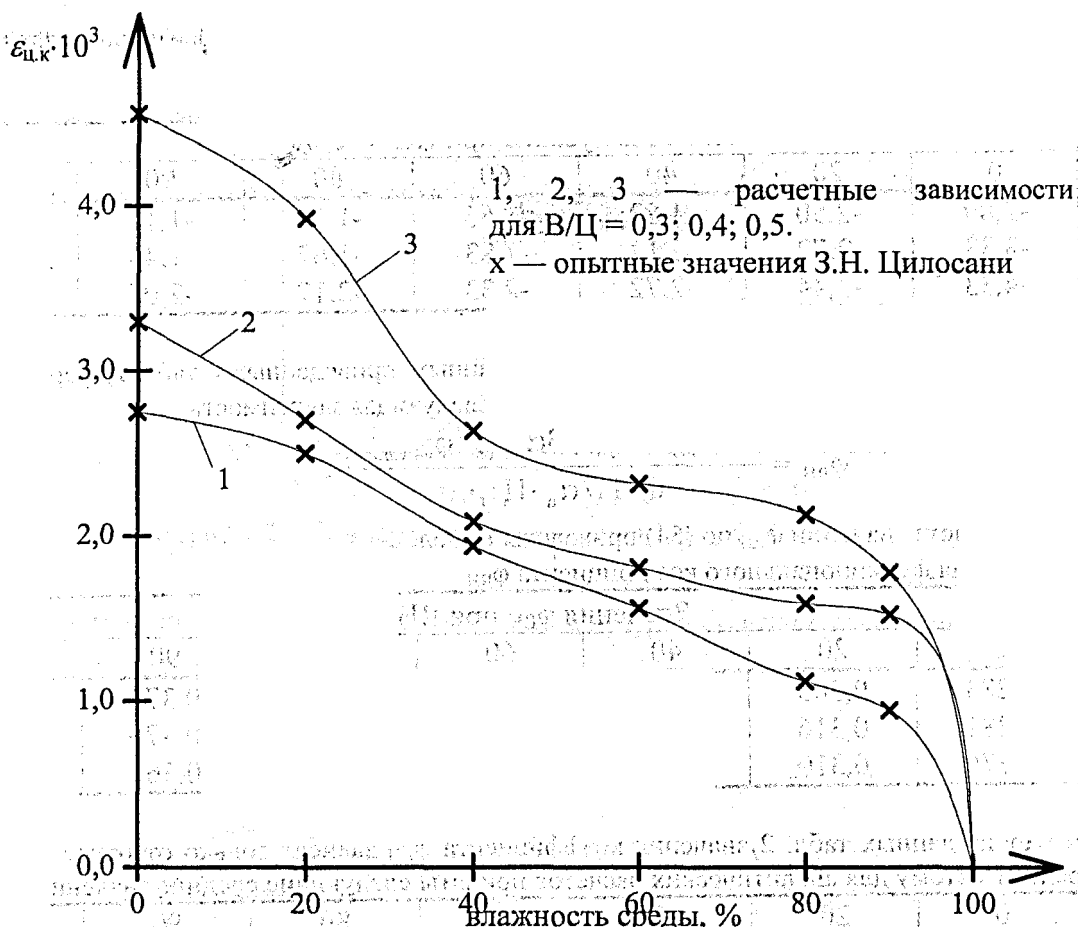


Рисунок 4 — Графики внешней (аутогенной) усадки цементного камня

определяющее уровень его свободных деформаций, определяется относительной влажностью окружающей среды и объемным содержанием геля.

Полученные расчетные модели удовлетворительно коррелируются с опытными данными и могут быть использованы при разработке методик прогнозирования усадки бетона.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур В.В. Экспериментально-теоретические основы предварительного напряжения конструкций при применении напрягающего бетона. - Брест, 1998-245с.
2. Цилосани З.Н. Усадка и ползучесть бетона. - Тбилиси, 1963.
3. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. - М.: 1973-46с.
4. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. - М.: 1971-208с.
5. Десов А.Е. Некоторые вопросы теории усадки бетона // Ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. - М.: 1973.
6. Улицкий И.И. Определение величин деформаций ползучести и усадки бетонов. - Киев, 1963.
7. Voellmy A. Influence du temps sur la deformation du beton // Rizem Bulletin, №9, 1960.
8. Leviant i Einfluss der Betonzusammen-setzung auf daz Swinder // Betonzustein-Zeitung, 30, jg, Н.Ч., 1964.
9. Ребиндер П.А. Физико-химическая механика. - М.: 1958.
10. Химия цементов. Под редакцией Х.Ф.У. Тейлора. - М.: 1969-501с.
11. Тейлор Х. Химия цемента. - М.: 1996-560с.
12. Красильников В.Г., Скотлинская Н.Н. Физико-механическая природа влажностных деформаций цементного камня // Ползучесть и усадка бетона. - М.: 1974.
13. Филатов Л.Г. Физико-механическая сущность самопроизвольных деформаций твердеющего цемента // В сб. Гидратация и твердение вяжущих.-Уфа, 1978-279-281с.
14. Фрейсине Е. Переворот в технике бетона. - М.: 1938.

15. Белов А.В. К вопросу об исследовании напряженного состояния в бетоне при его усадке // Изв. НИИГ. – Л.: 1941-Т.29.
16. Белов А.В. Опыт математической теории усадки бетона // Изв. НИИГ. – Л.: 1948-Т.35.
17. Михайлов В.В. Растяжимость бетона в условиях свободной и связанной деформации // Исследования прочности, пластичности и ползучести строительных материалов. – М.: 1955.
18. Холминский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. – М.: 1997- с 483-487.
19. Нилендер Ю.А. Исследование деформаций и температурного режима в теле плотины Днепростроя. – М.: 1993.
20. Некрасов В.В. Изменение объема системы при твердении гидравлических вяжущих. Изд. АН СССР. ОТН, №6, 1945:
21. Некрасов В.В. Кинетика гидратации цементов различных типов // ЖПХ, Т. XXI, №3, 1948.
22. Мошанский Н.А. Плотность и стойкость бетонов. – М.: 1951.
23. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона. – М.: 1961.
24. Powers Т.С. Journal of Portland Cement Assos, Res. and Dev. Lab. Vol. Ч, №2, 1962.
25. Силаенков Е.С., Тихомиров Г.В. и др. Влияние карбонизации автоклавных ячеистых бетонов на их долговечность. // В сб. Вопросы долговечности ячеистых бетонов и изделий из них. – Свердловск, 1962.
26. EN 1992-2-1, Eurocodez “Desing of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building.” – Com-mission of European Communities, Des 1991. p. 253.
27. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: 2003-139с.
28. Powers Т.С. and Brownyard Т.Л. Studies of the Physical Properlies of Hartland Cement Paste (Bull. 22), 999 pp., Portland Cement Association, Chicago (1948); reprinted from J.Am. Coner. Jnst. (proc.) 43, 101, 249, 469, 549, 669, 845, 993, 1947.
29. Powers Т.С., in 4TH JSCC, Vol. 2. 1962-p.577.
30. Feldman R.F. and Sereda P.J. in STH JSCC. Vol. 3. 1969-p.36.
31. Feldman R.F. and Sereda P.J. Engnrg J. 53, 1970.
32. Александровский С.В. О гистерезисе деформаций усадки и набухания бетона при его попеременных высу-шиваниях и увлажнениях // Бетон и железобетон, №9, 1958г.
33. Блещик Н.П., Протько Н.С., Рыскин М.Н. Математические модели кинетики гидратации цемента // В сб. Инженерные проблемы современного бетона и монолитного бетона и железобетона. – Мн. 1997-25-36с.
34. Провести исследование, разработать и внедрить нормативно-техническую документацию, обеспечивающую определение экспрессными методами характеристик физико-механических свойств цемента, рациональное использование его в бетонах с повышением качества и надежности железобетонных конструкций: Отчет о НИР (заключительный) / Ин-т БелНИИС; рук. Н.П. Блещик, - Мн., 1999-230с.
35. Дерягин Б.В. Свойства тонких жидких слоев и их роль в дисперсных системах, вып. 1. – М.: 1937.
36. Блещик Н.П. Структурно -механические свойства и реология бетонной смеси и пресс вакуумбетона. – Мн.: 1977-230с.
37. Русанов А., Куни Ф. Функция распределения в поверхностных слоях / эк ФХ, 1968, т. XII, вып. 5.
38. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. О механизме раннего трещинообразования высокопрочных бетонов. / В сб. Бетон и железобетон в третьем тысячелетии. – Ростов-на-Дону, 2000- с266-270.
39. Несветаев Г.В., Тимонов С.А. Усадочные деформации и раннее трещинообразование бетона // Современные проблемы строительного материаловедения: Пятое академ. чтения-Воронеж ВГАСА, 1999

УДК 666.982.2.001.24

Блещик Н.П., Рак А.Н., Рыскин М.Н.

РАСЧЕТНЫЕ МОДЕЛИ УСАДКИ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

1. ВВЕДЕНИЕ

Важность проблемы определения усадки бетона на стадии проектирования бетонных и железобетонных конструкций отмечалась нами и другими исследователями в статье [1]. В ней приведены расчетные модели усадки цементного камня (ЦК), полученные нами с позиций физико-химической механики дисперсных систем. Расчетные модели учитывают влияние практически всех физико-химических факторов, условий твердения и выдерживания цементных композиций на их величину контракционной и аутогенной усадки. Показана удовлетворительная корреляция расчетных моделей с экспериментальными данными.

В предлагаемой работе приводится анализ известных корреляционных зависимостей усадки бетона и железобетонных конструкций и предлагаются новые расчетные модели, учитывающие полученные в [1] расчетные модели усадки ЦК, а также структурные особенности бетона и железобетонных конструкций.

2. КРАТКИЙ АНАЛИЗ КОРРЕЛЯЦИОННЫХ ЗАВИСИМОСТЕЙ УСАДКИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Как отмечалось в [1], большинство исследователей считает, что значение химической (контракционной) усадки по сравнению с влажностной усадкой на столько мало, что оно не учитывается при оценке внешней (аутогенной) усадки бетона [2-5]. Пожалуй, лишь в нормах [6, 7] химическая усадка учитывается как часть общей усадки следующими зависимостями:

$$\varepsilon_{cs,a} = \beta_{as} \cdot \varepsilon_{cs,a,\infty}, \quad (1)$$

где $\varepsilon_{cs,a,\infty} = -2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \leq 0;$ (2)

$$\beta_{as} = 1 - \exp(-0,2t^{0,5}); \quad (3)$$

t — время, сут.

Из приведенных зависимостей следует, что влияние многочисленных физико-химических факторов, обуславливающих химическую усадку, учитывается лишь интегральным показателем f_{ck} , т.е. нормативным сопротивлением бетона сжатию и возрастом бетона t . Причем, величина усадки линейно возрастает с увеличением значения f_{ck} независимо от степени модификации бетона химическими добавками, что противоречит многочисленным опытным данным [8]. Кроме того, они не учитывают условия твердения бетона. Например, при твердении ЦК в насыщенных условиях усадка может иметь положительный знак, т.е. будет происходить набухание, в то время как зависимости (1)-(3) предполагают только уменьшение объема.

Исследованию влажностной усадки бетона посвящены многие работы, в том числе [2, 4, 6-12]. На основании их результатов исследований представляется возможным выделить следующие основные факторы, которые следует учитывать при описании закономерностей влажностных деформаций бетона и железобетона:

- водоцементное отношение;
- объемное содержание цементного камня;
- гранулометрический состав (межзерновая пустотность) и вид заполнителей;
- геометрические размеры элементов;
- содержание арматуры, за исключением предварительно напряженной;
- относительная влажность окружающей среды;
- возраст бетона к началу влажностной усадки.

Для определения значений влажностной усадки предложено использовать ряд корреляционных зависимостей. Так, например, в европейских нормах по железобетонным конструкциям [6] и, соответственно, в СНБ 5.03.01-02 [7] значения влажностной усадки предложено рассчитывать по следующей зависимости:

$$\varepsilon_{cs,d} = \beta_{ds} \cdot \varepsilon_{cs,d,\infty}, \quad (4)$$

где $\varepsilon_{cs,d,\infty}$ — предельные значения части усадки, определяемые по табличным данным;
 β_{ds} — функция развития усадки бетона во времени, определяемая по формуле:

$$\beta_{ds} = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h_0/h_1)^2 + (t-t_s)/t_1} \right]^{0,5}, \quad (5)$$

в которой t — возраст бетона;

t_s — возраст бетона к моменту окончания его влажностного хранения;

$$h_0 = \frac{2A_c}{U}$$

A_c, U — соответственно площадь и периметр поперечного сечения элемента, мм;

$h_1 = 100$ мм;

$t_1 = 1$ сут.

Табличные значения предельной усадки даны в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие и относительной влажности окружающей среды, т.е. косвенно учитывается влияние водоцементного отношения и влажности среды. Таким образом, зависимости (4) и (5) не учитывают влияние объемного содержания цементного теста и гранулометрического состава заполнителей. Не учитываются также и факторы, обуславливающие класс прочности бетона на сжатие и, в особенности, влияние химических и тонкодисперсных наполнителей.

Е.Н. Щербаковым [4] предложено для определения предельной усадки бетона использовать следующую зависимость:

$$\varepsilon_{y,t} = \varepsilon_{y,t} \xi_{y,1} \xi_{y,2} \xi_{y,3} \xi_{y,4} \quad (6)$$

где $\varepsilon_{y,t}$ — предельное значение деформаций усадки бетона, приготовленного из смеси определенного состава в некоторых заданных условиях;

$\xi_{y,1}$ — функция, учитывающая влияние водоцементного отношения:

$$\xi_{y,1} = \frac{10(B/C)^2}{1 + 6(B/C)^2}; \quad (7)$$

$\xi_{y,2}$ — функция, учитывающая массовое содержание цементного теста в бетоне:

$$\xi_{y,2} = 11,2(P_T)^{3/2}; \quad (8)$$

$$P_T = 0,42B(1 + C/B) \cdot 10^{-3}; \quad (9)$$

$\xi_{y,3}$ — функция, учитывающая влияние геометрических размеров элемента:

$$\xi_{y,3} = 0,035(31 - \bar{r}); \quad (10)$$

$$\bar{r} = \frac{F}{p},$$

где F — площадь поперечного сечения элемента;

p — его периметр, см;

$\xi_{y,4}$ — функция, учитывающая влажность окружающей среды RH, %:

$$\xi_{y,4} = 1,52 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right]. \quad (11)$$

Зависимость, аналогичная (6), приведена в учебнике по технологии бетона [13]. При этом следует иметь в виду, что по зависимостям (6)-(11) определяется суммарная предельная усадка — химическая и влажностная.

С.В. Александровский [2] предложил определять величину усадочных деформаций к моменту достижения бетоном гигрометрического равновесия с окружающей средой по формуле [4]:

$$\varepsilon_{y,n} = 300 \left[0,7 + 0,15 \left(\frac{C - 225}{25} + \frac{B/C - 0,4}{0,1} \right) \right] \cdot 10^{-6}. \quad (12)$$

В соответствии с рекомендациями Европейского комитета по бетону 1966г [14] нормативная усадка бетона определяется по номограмме, которая аппроксимирована Е.Н. Щербаковым [4] зависимостью в виде:

$$\varepsilon_{y,n} = 0,25 \left[(C + 275) + 6,9(C - 75)(B/C)^2 \right] \cdot 10^{-6}. \quad (13)$$

Предложения И.И. Улицкого [15] по определению усадки бетона в зависимости от водоцементного отношения и содержания цементного теста в бетонной смеси, формализованные Е.Н. Щербаковым [4], записаны в виде:

$$\varepsilon_{y,n} = 5,5 \cdot 10^{-3} \frac{1 + B/C}{1 + B/C + m} (B/C)^2, \quad (14)$$

где m — массовое соотношение между заполнителем и цементом.

Для практических расчетов Е.Н. Щербаков [4] предлагает зависимость, учитывающую лишь содержание воды в бетонной смеси:

$$\varepsilon_{y,n} = 0,125B\sqrt{B} \cdot 10^{-6}. \quad (15)$$

В проекте немецкого стандарта (ДИН 1045-1) [16] деформации от усадки и разбухания предлагалось рассчитывать по следующим зависимостям:

$$\varepsilon_{cs}(t-t_c) = \varepsilon_{cso} \beta_s(t-t_c), \quad (16)$$

где ε_{cso} — основная величина усадки;
 $\beta_s(t-t_c)$ — функция, учитывающая изменение усадки во времени;
 t — возраст бетона в сутках;
 t_c — возраст бетона в сутках к началу влажностной усадки или разбухания.

Основная величина усадки рассчитывается по формулам:

$$\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}, \quad (17)$$

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = (160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm})) \cdot 10^{-6}; \quad (18)$$

$$\beta_{RH} = -1,55 \cdot \beta_{oRH}, \text{ при } 10\% \leq RH < 99\%; \quad (19^a)$$

$$\beta_{RH} = 0,25, \text{ при } RH \geq 99\% \text{ (выдержка в воде);} \quad (19^b)$$

f_{cm} — средняя прочность бетона на сжатие в возрасте 28 суток в Н/мм²;

β_{sc} — коэффициент, учитывающий влияние вида цемента;

$\beta_{sc} = 4$ для медленно твердеющего цемента;

$\beta_{sc} \geq 5$ для нормально или быстро твердеющего цемента;

$\beta_{sc} = 8$ для быстро твердеющего высокопрочного цемента;

β_{oRH} — коэффициент, учитывающий влияние относительной влажности окружающего воздуха в %:

$$\beta_{oRH} = 1 - (RH/100)^3.$$

Функция $\beta_s(t-t_c)$ представлена в виде:

$$\beta_s(t-t_c) = \left[\frac{t-t_c}{0,035h_0^2 + t-t_c} \right]^{0,5}, \quad (20)$$

где h_0 — эффективная толщина элемента в мм:

$$h_0 = \frac{2A_c}{U}; \quad (21)$$

A_c — площадь поперечного сечения элемента;

U — подверженный воздействию воздуха периметр поперечного сечения элемента;

$(t-t_c)$ — фактическая, не скорректированная продолжительность усадки или разбухания в сутках.

В проекте стандарта отмечается, что средний коэффициент вариации при прогнозировании усадки по приведенным зависимостям равен около 35%.

Далее будут рассмотрены результаты анализа степени корреляции предложенных зависимостей с опытными данными. Здесь же уместно отметить, что предложенные математические модели усадки бетона получены на основе результатов обобщения авторов определенного массива экспериментальных данных. Естественно, что полученные при этом корреляционные модели могли учитывать лишь те не многочисленные факторы, которые варьировались при постановке экспериментальных исследований. По этой причине предложенные модели не могут претендовать на всеобъемлющий характер. Это относится прежде всего к оценке усадки новых видов бетона, таких как: бетоны, модифицированные новыми эффективными супер- и гиперпластификаторами, а также изготовленными с применением композиционных вяжущих с активными минеральными добавками; мелкозернистые бетоны; самоуплотняющиеся бетоны. Не следует также упускать из вида гранулометрический состав заполнителей, особенно их межзерновую пустотность, существенно влияющую на степень раздвижки зерен заполнителя и, следовательно, на величину усадки бетона и его контракционную пористость. Из сказанного становится очевидной необходимость получения новых математических моделей усадки бетона, основанных на более полном учете физико-химических факторов и состава бетона на его интегральную усадку.

3. ПРЕДЛОЖЕНИЯ ПО ПРОГНОЗИРОВАНИЮ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ БЕТОНА И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Для получения расчетных моделей с целью прогнозирования деформаций усадки бетона представляется наиболее целесообразным исходить из аналитических зависимостей усадки ЦК, представленных в [1]. При этом следует получить корректирующие функции, отражающие влияние структурных характеристик бетона — объемную концентрацию заполнителя, m_3 ; его межзерновую пустотность в уплотненном состоянии, $m_{п.з}$; вид заполнителя (его деформативные свойства), а также геометрические размеры бетонных и железобетонных элементов, относительное содержание ненапряженной арматуры; влияние фактической продолжительности усадки бетона, $t-t_0$.

3.1. Влияние объемного содержания заполнителей

Скорее всего, одним из первых предложений по переходу от значений усадки ЦК к усадке бетона является зависимость Р. Лермита [17]:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ц.к} \frac{1}{1 + \beta m_3 / m_{ц.к}}, \quad (22)$$

где $\epsilon_{ц.к}$ — относительные деформации усадки ЦК;

m_3 — объемная концентрация заполнителя в бетоне;

$m_{ц.к}$ — объемная концентрация ЦК в бетоне, равная $(1 - m_3)$;

β — константа материала заполнителя, которая изменяется от 1,5 до 3,1.

А.Е. Шейкин [12] предложил учитывать влияние объемного содержания заполнителя степенной функцией — $(1 - m_{п.з})^n$ с определением усадки бетона по зависимости:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{ц.к} (1 - m_{п.з})^n, \quad (23)$$

где n — эмпирический показатель степени, изменяющийся от 1,2 до 1,7.

В обеих формулах (22) и (23) не установлены конкретные значения эмпирических коэффициентов β и n в зависимости от свойств заполнителей. В этой связи они не могут использоваться для прогнозирования деформаций усадки бетона.

В материалах II международного конгресса по бетону [18] представлены экспериментальные данные по влиянию объемного содержания заполнителя на величину деформаций усадки бетона (рис. 1).

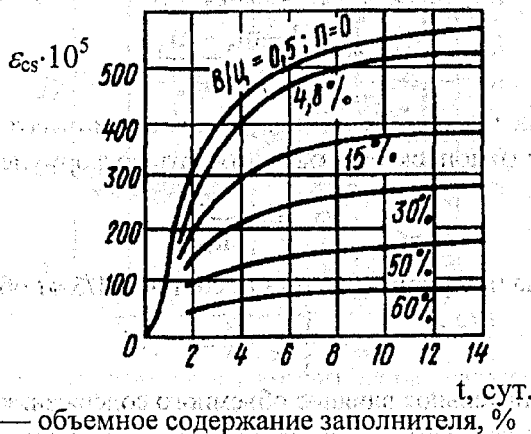


Рисунок 1 — Влияние объемного содержания заполнителя в бетоне на его усадку

Анализ экспериментальных данных, представленных на рис. 1, позволил установить, что значения «переходной» функции от ЦК к бетону близки к значениям, рассчитанным по (22) при константе $\beta = 2,3$.

Для получения аналитической зависимости деформаций внешней усадки бетона рассмотрим выражения объемов бетона до и после усадки исходя из двухкомпонентной модели, представленной в [19]. Начальный единичный объем бетона представляется в виде суммы объемных концентраций трех компонентов:

$$1 = m_3 + m_{т.1} + m_{т.2}, \quad (24)$$

где m_3 — объемная концентрация заполнителя, равная G_3 / ρ_3 ;

G_3 — масса заполнителя в единице объема;

ρ_3 — средняя плотность заполнителя;

$m_{т.1}$ — объемная концентрация цементного теста, обуславливающего раздвижку зерен заполнителя;

$m_{т.2}$ — объемная концентрация цементного теста, находящегося в межзерновом пространстве заполнителя и равного его межзерновой пустотности в уплотненном состоянии.

Средняя плотность заполнителя определяется по формуле:

$$\rho_3 = \frac{G_m + G_{кр}}{G_m / \rho_m + G_{кр} / \rho_{кр}}, \quad (25)$$

где $G_m, G_{кр}$ — масса мелкого и крупного заполнителей в единице объема бетона, кг;
 $\rho_m, \rho_{кр}$ — плотность мелкого и крупного заполнителей, кг/м³.

Изменение внешнего объема бетона произойдет за счет усадки цементного камня, обуславливающего раздвижку зерен заполнителя и объемного сжатия цементного теста, находящегося в межзерновом пространстве. Тогда выражение объема бетона после усадки запишется в виде:

$$1 - e_{cs} = m_3 + (1 - e_{ц.к})m_{т.1} + (1 - e_{cs})m_{т.2}. \quad (26)$$

Значение относительной объемной усадки определится разностью между начальным и остаточным объемами бетона, т.е.:

$$e_{cs} = m_3 + m_{т.1} + m_{т.2} - m_3 - (1 - e_{ц.к})m_{т.1} - (1 - e_{cs})m_{т.2} = e_{ц.к}m_{т.1} + e_{cs}m_{т.2}. \quad (27)$$

После преобразования имеем:

$$e_{cs} = e_{ц.к} \frac{m_{т.1}}{1 - m_{т.2}} \quad (28)$$

Имея в виду, что

$$m_{т.1} = 1 - m_3 - m_{т.2},$$

$$m_{т.2} = m_{п.3},$$

выражение для учета влияния объемного содержания заполнителя на объемную усадку бетона запишется в виде:

$$e_{cs} = e_{ц.к} \frac{1 - m_3 - m_{п.3}}{1 - m_{п.3}} = e_{ц.к} \varphi_3, \quad (29)$$

где

$$\varphi_3 = \frac{1 - m_3 - m_{п.3}}{1 - m_{п.3}} \quad (30)$$

В прогнозных расчетах усадки бетона допускается принимать среднее значение $m_{п.3}$, равное 0,21. В этом случае функцию φ_3 допускается рассчитывать по формуле:

$$\varphi_3 = 1 - \frac{m_3}{0,79}. \quad (31)$$

Линейная усадка бетона при учете функции φ_3 составит 1/3 от объемной усадки, т.е.:

$$e_{cs} = \frac{1}{3} e_{ц.к} \varphi_3 = \varepsilon_{ц.к} \varphi_3. \quad (32)$$

На рис.2 показано сравнительное влияние объемного содержания заполнителя на значения функции φ_3 по (22), (23), (31) и экспериментальным данным [18]. Как следует из рис.2, значения функции φ_3 , вычисленные по предлагаемой зависимости (31), находятся в областях значений, предлагаемых Р. Лермитом и А.Е. Шейкиным, и близко корреспондируются с экспериментальными данными [18].

3.2. Влияние вида заполнителей

По данным А.Е. Шейкина [12] величина и форма заполнителей не оказывают существенного влияния на усадку бетона. Их влияние может проявляться опосредовано через изменение межзерновой пустотности.

Деформативность заполнителей в большей мере сказывается на значениях усадки бетона. Причем «деформации усадки в общем случае изменяются в обратной зависимости от модуля бетона» [12]. По данным А.Е. Десова [20] (рис.3) наибольшую усадку имеют бетоны с заполнителем из песка, обладающего наибольшим объемным водопоглощением и наименьшим модулем упругости.

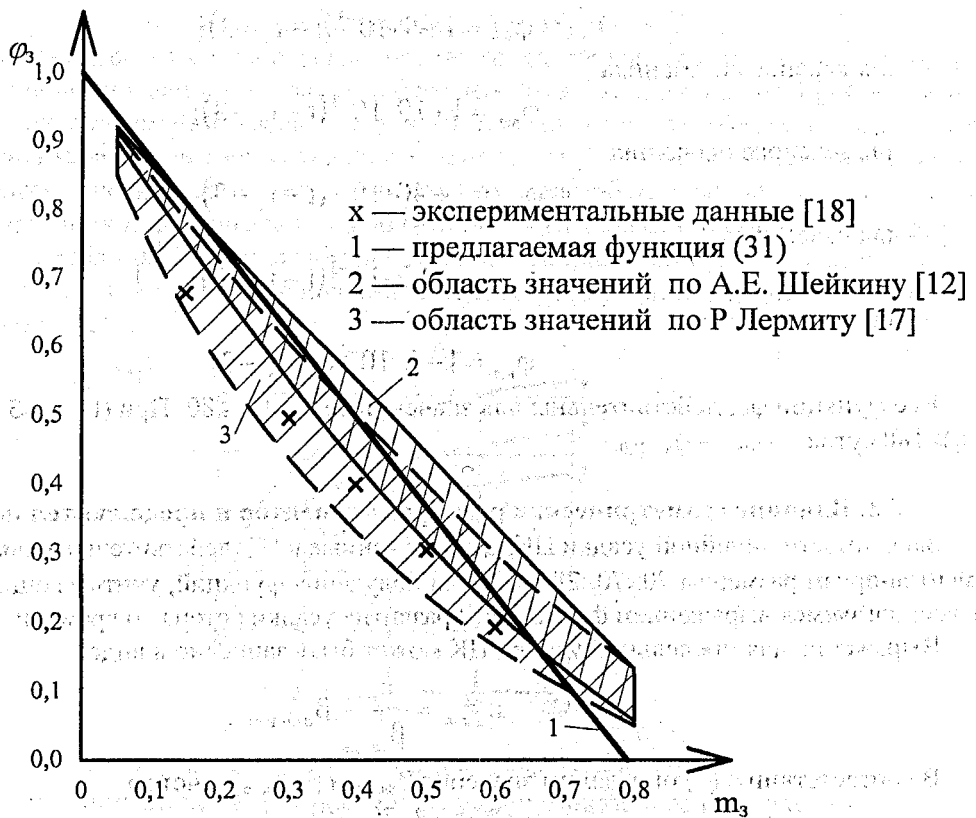


Рисунок 2 – Влияние объемного содержания заполнителя на функцию φ_3

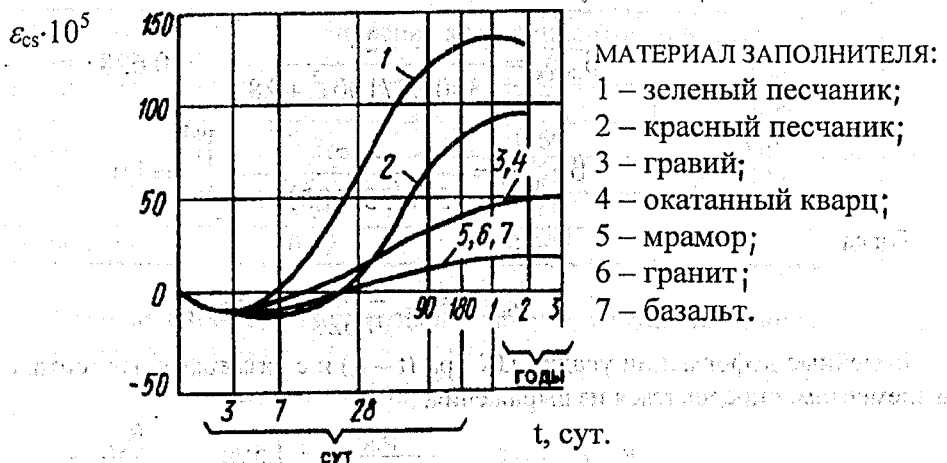


Рисунок 3 – Влияние вида заполнителя на усадку бетона

Подобные зависимости приводит А.Е. Шейкин в [12]. Из графиков, приведенных в [12] и на рис.3, следует, что влияние вида и модуля упругости заполнителя на величину усадки бетона практически линейно возрастает с увеличением продолжительности влажностной усадки. Причем это влияние начинает сказываться после трех суток фактической продолжительности усадки $t - t_c$. После 180 суток значения коэффициентов прироста усадки стабилизируются. Влияние вида заполнителя выразим посредством функции $\varphi_{в,з}$, имеющей для каждого вида или группы заполнителей свое выражение. Причем для основных видов заполнителей из гранита, мрамора и базальта, оказывающих по данным [20] одинаковое влияние на усадку, примем $\varphi_{в,з} = 1$. Для других видов заполнителей в результате математической обработки экспериментальных данных [12, 20] получены следующие выражения функции $\varphi_{в,з}$:

— для гравия и окатанного кварца

$$\varphi_{в.з} = 1 + 9 \cdot 10^{-3}(t - t_s - 3); \quad (33)$$

— для красного песчаника

$$\varphi_{в.з} = 1 + 19 \cdot 10^{-3}(t - t_s - 3); \quad (34)$$

— для зеленого песчаника

$$\varphi_{в.з} = 1 + 40 \cdot 10^{-3}(t - t_s - 3); \quad (35)$$

— для известняка

$$\varphi_{в.з} = 1 - 1,2 \cdot 10^{-3}(t - t_s - 3); \quad (36)$$

— для кварца

$$\varphi_{в.з} = 1 - 2 \cdot 10^{-3}(t - t_s - 3). \quad (37)$$

Все функции $\varphi_{в.з}$ действительны для значений $3 \leq (t - t_s) \leq 80$. При $(t - t_s) < 3$ суток — $\varphi_{в.з} = 1$, а при $(t - t_s) > 180$ суток — $\varphi_{в.з} = \varphi_{в.з.180}$.

3.3. Влияние геометрических размеров элементов и продолжительности усадки

Зависимости линейной усадки ЦК, $\varepsilon_{ц.к}$, полученные в [1], действительны для $(t - t_s) \leq 28$ суток и для элементов-призм размером $70 \times 70 \times 280$ мм. Для получения функций, учитывающих любые другие условия, воспользуемся выражением функции (5) развития усадки бетона во времени, принятой в [6, 7].

Выражение для предельной усадки ЦК может быть записано в виде:

$$\varepsilon_{ц.к.\infty} = \frac{\varepsilon_{ц.к}}{\beta_{ds,ц.к}} \beta_{ds,ц.к.\infty}$$

В соответствии с (5) определим значения $\beta_{ds,ц.к}$ и $\beta_{ds,ц.к.\infty}$ с учетом

$$h_0 = \frac{2 \cdot 70 \cdot 70}{4 \cdot 70} = 35,$$

и принимая $(t - t_c)_{\infty} = \infty$ и $t_c = 0$:

$$\beta_{ds,ц.к} = \left[\frac{28}{350(35/100)^2 + 28} \right]^{0,5} = 0,628;$$

$$\beta_{ds,ц.к.\infty} = \left[\frac{\infty}{350(35/100)^2 + \infty} \right]^{0,5} = 1,0.$$

Тогда

$$\varepsilon_{ц.к.\infty} = \varepsilon_{ц.к} \frac{1}{0,628} = 1,59 \varepsilon_{ц.к.\infty}$$

Линейные деформации усадки ЦК при $(t - t_c)$ и с размерами элемента, соответствующим бетонным элементам, определяться из выражения:

$$\varepsilon_{ц.к.(t-t_c)} = \varepsilon_{ц.к.\infty} \frac{\beta_{ds}}{\beta_{ds,ц.к.(t-t_c)}} = 1,59 \varepsilon_{ц.к} \frac{\beta_{ds}}{\beta_{ds,ц.к.(t-t_c)}}, \quad (37)$$

где β_{ds} определяется по зависимости (5), а $\beta_{ds,ц.к.(t-t_c)}$ — по следующей зависимости:

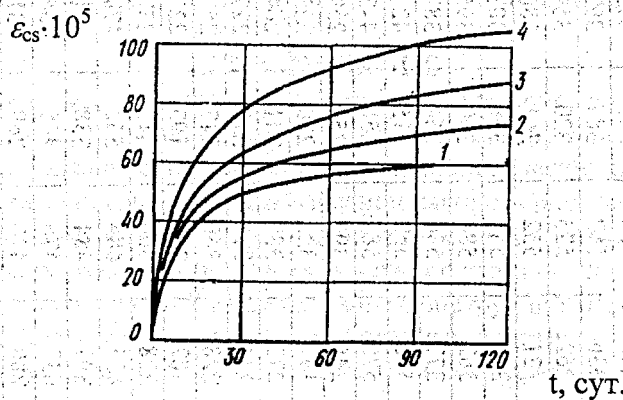
$$\beta_{ds,ц.к.(t-t_c)} = \left[\frac{t - t_c}{350(35/100)^2 + t - t_c} \right]^{0,5} \quad (38)$$

С учетом полученных зависимостей функция геометрических размеров элемента и развития усадки во времени $\varphi_{в}$ записана в виде:

$$\varphi_{в} = 1,59 \left[\frac{42,9 + t - t_c}{350(h_0/100)^2 + t - t_c} \right]^{0,5} \quad (39)$$

3.4. Влияние содержания арматуры

Ненапряженная арматура в железобетонных элементах сдерживает развитие усадочных деформаций. Влияние степени армирования железобетонных элементов показано на рис.4 [12], из которого следует, что уменьшение деформаций усадки за счет армирования бетона определяется нелинейной зависимостью от процента армирования. В таблице 1 приведены результаты расчета значений коэффициентов, отражающих относительное уменьшение усадки железобетонных элементов в зависимости от процента армирования и фактической продолжительности усадки бетона, полученные из графиков рис.4. Из данных таблицы 1 следует, что значения коэффициентов практически не зависят от продолжительности усадки и что при увеличении процента армирования до 4,5 величина усадки уменьшается примерно на 40%.



1 – $\mu = 4,5\%$; 4 – $\mu = 3\%$; 3 – $\mu = 1,5\%$; 4 – $\mu = 0\%$;

Рисунок 4 – Влияние степени армирования на усадку железобетонных элементов

Таблица 1– Значения коэффициентов относительного уменьшения усадки бетона от степени армирования

Продолжительность усадки, сут.	Значение коэффициентов при $\mu\%$:		
	1,5	3,0	4,5
30	0,80	0,70	0,64
60	0,84	0,69	0,61
90	0,82	0,70	0,60
120	0,84	0,69	0,60
Среднее значение	0,82	0,695	0,61

Корреляционный анализ полученных данных позволил получить функцию влияния содержания арматуры в железобетонных элементах в виде:

$$\varphi_a = 1 - 0,135\mu^{0,7} \tag{40}$$

3.5. Степень корреляции полученных расчетных моделей

С учетом полученных расчетных зависимостей, отражающих влияние на усадку бетонных и железобетонных элементов по сравнению с усадкой цементного камня, определяемой по [1], расчетная модель линейной усадки железобетона записана в общем виде:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{ц.к} \cdot \varphi_3 \cdot \varphi_{в.з} \cdot \varphi_\beta \cdot \varphi_a \tag{41}$$

где $\varepsilon_{ц.к}$ – линейная относительная деформация ЦК, рассчитываемая по зависимостям [1] в 28-суточном возрасте;

$\varphi_3, \varphi_{в.з}, \varphi_\beta, \varphi_a$ – приведенные выше функциональные зависимости, учитывающие структурные характеристики бетона, геометрические размеры железобетонных элементов, степень армирования ненапряженной арматуры и условия выдерживания конструкций.

Для оценки степени корреляции полученных расчетных моделей с опытными данными были произведены расчеты значений усадки бетона для 33 экспериментальных результатов, полученных различными авторами в контролируемых атмосферных условиях. Технологические и структурные

Таблица 2 — Сравнительные данные расчетных и опытных значений усадки бетона

№	Авторы	Ц	В	$\frac{В}{Ц}$	$\frac{В-В_n}{Ц}$	RH, %	$\frac{h_0}{100}$	t	авторы	СНБ	СН 365-67	ЕКБ	Улиц.	Алекс	Опыт
1	Шайдлер (1957 г)	329	191	0,580	0,548	50	0,75	360	340	476	411	375	439	311	502
2	Шайдлер (1957 г)	568	210	0,370	0,354	50	0,75	360	565	433	476	410	266	529	570
3	Вайль (1959 г)	358	186	0,520	0,491	65	0,5	767	343	493	342	319	366	271	310
4	Гумель (1959 г)	338	186	0,550	0,519	65	1	900	293	445	311	275	341	259	370
5	Виронно (1960 г)	335	164	0,490	0,458	50	0,35	365	268	584	350	372	385	292	250
6	Виронно (1960 г)	355	174	0,490	0,460	50	0,35	365	336	552	384	392	413	187	215
7	Виронно (1960 г)	385	154	0,400	0,372	50	0,35	365	262	525	320	359	275	325	285
8	Виронно (1960 г)	380	167	0,440	0,412	50	0,35	365	321	552	361	380	341	330	305
9	Виронно (1960 г)	376	169	0,450	0,422	50	0,35	365	328	584	368	383	359	328	320
10	Виронно (1960 г)	374	176	0,470	0,442	50	0,35	365	362	584	390	395	396	330	350
11	Виронно (1960 г)	454	168	0,370	0,348	50	0,35	365	377	536	364	389	295	395	230
12	Виронно (1960 г)	555	183	0,330	0,313	50	0,35	365	506	552	415	426	359	503	375
13	Виронно (1960 г)	544	196	0,360	0,343	50	0,35	365	575	584	458	443	313	497	320
14	Сытник (1962 г)	400	160	0,400	0,374	70	0,5	380	246	392	253	259	202	263	233
15	Сытник (1962 г)	400	160	0,400	0,374	70	1	380	197	323	230	223	176	263	217
16	Сытник (1962 г)	500	155	0,310	0,290	70	0,5	362	272	381	241	264	141	333	215
17	Сытник (1962 г)	500	155	0,310	0,290	70	1	362	216	316	219	227	123	333	233
18	Сытник (1962 г)	526	142	0,270	0,251	70	0,5	372	228	360	212	257	108	347	259
19	Сытник (1962 г)	526	142	0,270	0,251	70	1	372	182	304	193	221	94	347	205
20	Сытник (1962 г)	526	142	0,270	0,251	70	0,5	372	228	360	212	257	108	347	231
21	Цейлон (1963 г)	700	245	0,350	0,339	60	0,35	365	833	484	562	478	341	600	334
22	Цейлон (1963 г)	500	175	0,350	0,330	60	0,35	365	397	484	338	361	236	393	290
23	Цейлон (1963 г)	700	210	0,300	0,288	60	0,35	365	637	476	445	434	238	588	348
24	Цейлон (1963 г)	500	150	0,300	0,280	60	0,35	365	280	476	269	331	165	381	257
25	Вайлгер (1966 г)	340	187	0,550	0,519	55	0,5	112	326	451	393	374	436	298	410
26	Вайлгер (1966 г)	340	187	0,550	0,519	55	0,5	112	326	451	393	374	436	298	390
27	Сытник и Иванов (1967 г)	457	192	0,420	0,399	55	0,5	360	458	505	408	383	311	388	280
28	Сытник и Иванов (1967 г)	381	160	0,420	0,392	55	0,5	360	260	491	310	329	257	306	215
29	Сытник и Иванов (1967 г)	314	132	0,420	0,384	55	0,5	360	93	482	232	281	207	234	205
30	Сытник и Иванов (1967 г)	537	145	0,270	0,251	55	0,5	360	270	439	268	334	130	436	220
31	Сытник и Иванов (1967 г)	964	405	0,420	0,415	55	0,5	360	1833	546	1260	742	756	941	1400
32	Сытник и Иванов (1967 г)	1130	305	0,270	0,266	55	0,5	360	1211	439	818	619	276	1091	900
33	Берг и Рожков (1969 г)	473	142	0,300	0,278	55	0,75	250	199	394	248	298	130	377	295

характеристики бетонов и растворов варьировались в весьма широких пределах. Например, содержание цемента изменялось от 330 до 1130 кг/м³; расход воды колебался в пределах 132 – 405 кг/м³; водоцементное отношение бетона находилось в пределах 0,24 – 0,58. Относительная влажность воздуха изменялась от 50 до 70%. В широких пределах изменялись геометрические размеры элементов.

Сравнительные расчетные и опытные данные приведены в таблице 2. Там же представлены расчетные значения усадки бетона, подсчитанные по методике СНБ 5.03.01-02, СНЗ65-67, ЕКБ, проекта ДИН 1045-1 Улицкого, Александровского. Данные таблицы свидетельствуют об удовлетворительной корреляции значений усадки бетона, рассчитанных по предлагаемым математическим моделям. Среднеквадратическое отклонение составляет 33% коэффициент корреляции — 0,92, что вполне удовлетворяет требованиям к уровню прогнозирования усадки бетона, имея в виду многофакторность воздействий и недостаточную изученность проблемы усадки цементных композиций.

4. ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Известные зависимости усадки бетона и железобетонных конструкций являлись результатом обобщения определенной базы экспериментальных данных, которые получены при варьировании ограниченного круга физико-химических, структурных, технологических и внешних факторов. Предлагаемые расчетные модели основаны на использовании закономерностей химической и влажностной усадки цементного камня с учетом влияния структуры бетона, физико-механических свойств его компонентов, геометрических размеров бетонных и железобетонных элементов, степени армирования, температурно-влажностных условий выдерживания конструкций. Разработанная методика прогнозной оценки деформаций усадки бетона и железобетонных конструкций по сравнению с другими методиками, в том числе предложенной в СНБ 5.03.01-02, в наибольшей степени корреспондируется с опытными данными.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Блещик Н.П., Рак А.Н., Рыскин М.Н. К построению расчетной модели усадки цементного камня с позиций физико-химической механики дисперсных систем. Статья в настоящем выпуске Вестника БГТУ.
2. Александровский С.В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменение температуры и влажности с учетом ползучести. - М.: 1973-46с.
3. Ребиндер П.А. Физико-химическая механика. - М.:1958.
4. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. - М.: 1971-208с.
5. Некрасов В.В. Изменение объема системы при твердении гидравлических вяжущих. Изд. АН СССР. ОТН, №6, 1945.
6. EN 1992-2-1. Eurocodez "Desing of concrete structures. Part 1: General Rules and Rules for Building." – Comition of European Communities, Des 1991. p. 253.
7. СНБ 5.03.01-02 «Бетонные и железобетонные конструкции». – Мн.: 2003-139с.
8. Ли Ф.М. Химия цемента и бетона. - М.: 1961.
9. Цилюсани З.Н. Усадка и ползучесть бетона. - Тбилиси, 1963.
10. Улицкий И.И. Определение величин деформаций ползучести и усадки бетонов Киев, 1963.
11. Холминский М.М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность. - М.: 1997-с483-487.
12. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. структура и свойства цементных бетонов. — М.:1979-343с.
13. Баженов Ю.М. Технология бетона. – М.: 2003-500с.
14. Унифицированные практические рекомендации по расчету и осуществлению железобетонных конструкций. Европейский комитет по бетону. Изд. ЦИНИС, 1966.
15. Улицкий И.Н., Киреева С.В. Усадка и ползучесть бетонов заводского изготовления. – Киев: 1963.
16. ДИН 1045-1 (проект). Несущие конструкции из бетона, железобетона и предварительно напряженного железобетона – Часть I: Выбор параметров и сооружение. — 1997г.
17. Лермит Р. проблемы технологии бетона. — М.:1959.
18. II международный конгресс по бетону. — М.:1960.
19. Блещик Н.П. Структурно-механические свойства и реология бетонной смеси и пресс вакуумбетона. – Мн.: 1977-230с.
20. Десов А.Е. и др. Некоторые вопросы теории усадки бетона// ползучесть и усадка бетона и железобетонных конструкций. — М.:1976.

УДК 666.97.031.9

Блещик Н.П., Щербицкая Е.В.

ВЛИЯНИЕ СТРУКТУРНО – МЕХАНИЧЕСКИХ И ТЕХНОЛОГИЧЕСКИХ ФАКТОРОВ НА ПРОЧНОСТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ СВЕЖЕОТФОРМОВАННОГО БЕТОНА

Важной характеристикой жестких бетонных смесей является наличие относительно высокой структурной прочности в свежесформованном состоянии непосредственно после виброобработки, так называемой мгновенной прочности свежесжатой смеси [1].

При производстве пустотелых плит это свойство позволяет после окончания формирования удалять пустообразователи и распалубивать борта изделия.

В работах Н.П.Блещика [2], В.И.Сорокера, В.Г.Довжика [3], И.Г.Совалова [4], А.В.Саталкина, Б.А.Сенченко, П.Г.Комохова [5], Д.Л.Рабиновича и В.И.Сорокера [6, 7] и др. было показано, что прочностные и деформативные характеристики уплотненной бетонной смеси существенно зависят от расхода цемента, водоцементного отношения, размера зерен крупного и мелкого заполнителей, их формы и объемного содержания, содержания и вида химических добавок, степени уплотнения бетонной смеси. В указанных работах отмечается, что для оценки качества изделий, формируемых с немедленной распалубкой, в том числе и многопустотных плит, необходимо учитывать структурно – механические характеристики бетонной смеси. При этом нельзя судить о возможности немедленной распалубки изделий лишь на основании наблюдений за их состоянием после удаления вкладышей и пустообразователей.

Анализ результатов исследований показывает, что на механические характеристики уплотненной бетонной смеси существенно оказывает влияние ее жесткость. Немедленная распалубка изделий возможна, если жесткость бетонной смеси составляет не менее 40 с. (при определении по техническому вискозиметру) [3]. Возрастание показателя жесткости смеси на 10 с. увеличивает прочность при сжатии на 2500...10000 Па. При этом показатели на срез увеличиваются незначительно – около 1000 Па на каждые 10 с. жесткости [3, 7].

С увеличением содержания цемента от 250 до 350 кг/м³ при прочих равных условиях прочность смесей при сжатии увеличивается на 10...20 %, и при увеличении до 450 кг/м³ – на 20...30 % (большие значения относятся к менее жестким смесям). Повышение расхода цемента увеличивает также деформативность уплотненных смесей и отодвигает момент появления первых трещин при деформировании [3, 7].

Увеличение наибольшей крупности заполнителя от 5 до 20 мм обеспечивает увеличение прочности смесей при сжатии на 40 % и при срезе – на 70 %.

С повышением коэффициента избытка раствора в бетонной смеси с 1,1 до 3,1 уменьшается их прочность при сжатии на 10...30 % и при срезе – на 50 %. При этом бетонные смеси с повышенным содержанием песка характеризуются хрупкостью, пониженными предельными деформациями и повышенными модулями деформаций [3, 7].

Уменьшение толщины прослоек цементного теста и водоцементного отношения, т.е. повышение жесткости смеси, как уже указывалось выше, при прочих равных условиях увеличивает все прочностные показатели уплотненной бетонной смеси.

Большое влияние на прочность смесей оказывает степень уплотнения. Исследованиями установлено, что каждый процент недоуплотнения смесей снижает их прочностные показатели на 4...5 %.

Вместе с тем, результаты выполненных исследований пока не позволили получить зависимости, отражающие влияние состава смесей, характеристик применяемых материалов и технологических факторов на соотношение между значениями различных механических характеристик. Установлены лишь их пределы, которые характеризуются следующими данными: прочность на сжатие 0,05...0,4 МПа; модуль деформаций 2...14 МПа; предельные относительные деформации при сжатии – 0,02...0,06; прочность на срез – 0,02...0,17 МПа; прочность на растяжение – 0,013...0,061 МПа; коэффициент трения смеси по металлу – 0,39...0,45. Соотношение между прочностью смеси на срез и сжатие составляет 0,41...0,64; на растяжение и сжатие – 0,02...0,05; на изгиб и осевое растяжение – 1,4...2,3 [3, 7].

Приведенные выше данные о физико – механических характеристиках уплотненной бетонной смеси получены на бездобавочных бетонных смесях. Введение в бетонную смесь химических доба-

вок, особенно пластификаторов и суперпластификаторов, существенно изменяет ее физико-механические свойства. Так, например, применение пластификаторов позволяет снизить водоцементное отношение смеси при заданной жесткости и тем самым увеличить ее прочностные показатели. Однако при этом снижается ее предельное напряжение сдвига за счет экранизации электро-молекулярных сил притяжения между зернами цемента и заполнителя, что приводит к снижению прочностных показателей при прочих равных условиях.

При проведении научно – исследовательских работ по теме "Разработать конструкцию, оборудование и технологию изготовления многопустотных плит перекрытий повышенной строительной высоты для ресурсосберегающих конструкций систем зданий с пролетами 9 и более метров" [8] по заказу Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, в том числе был выполнен анализ влияния структурно – механических и технологических факторов на прочностные характеристики свежееотформованного бетона.

Необходимо было обеспечить устойчивость сводов уплотненной бетонной смеси от разрушения в момент извлечения пуансонов при принятых геометрических параметрах плит (высотой 300 мм и длиной до 12 м). Установлено, что это условие может быть обеспечено при жесткости бетонной смеси 20...25 с., расходе цемента более 270 кг/м³ и классе бетона выше С^{20/25}.

Эта задача была решена на основе определения максимальных напряжений сдвига τ в наиболее опасном сечении, которые не должны превышать предельного напряжения сдвига τ_0 для уплотненной бетонной смеси конкретного состава.

Методика определения значений предельного напряжения сдвига приведена в [2].

Сдвиг верхней полки уплотненной бетонной смеси обуславливается весом свода Q равным:

$$Q = S \cdot l \cdot \rho_{см} \cdot g, \quad (1)$$

где S – площадь поперечного сечения обрушающейся бетонной смеси, равная разности площадей прямоугольника, образованного шириной зоны обрушения бетонной смеси и толщиной плиты δ над пустотой в сечении с максимальным напряжением сдвига и сегмента круга, незаполненного бетонной смесью (см. рисунок 1);

l – единичная ширина обрушающейся бетонной смеси, м;

$\rho_{см}$ – плотность уплотненной бетонной смеси, которая для многопустотных плит может быть принята равной 2500 кг/м³;

g – ускорение силы тяжести, 9,8 м/с².

При принятых обозначениях площадь поперечного сечения S равна:

$$S = 2 \cdot X \cdot \delta - \frac{\Gamma^2}{2} \left(\frac{\pi \cdot \phi}{180} - \text{Sin} \phi \right), \text{ м}^2, \quad (2)$$

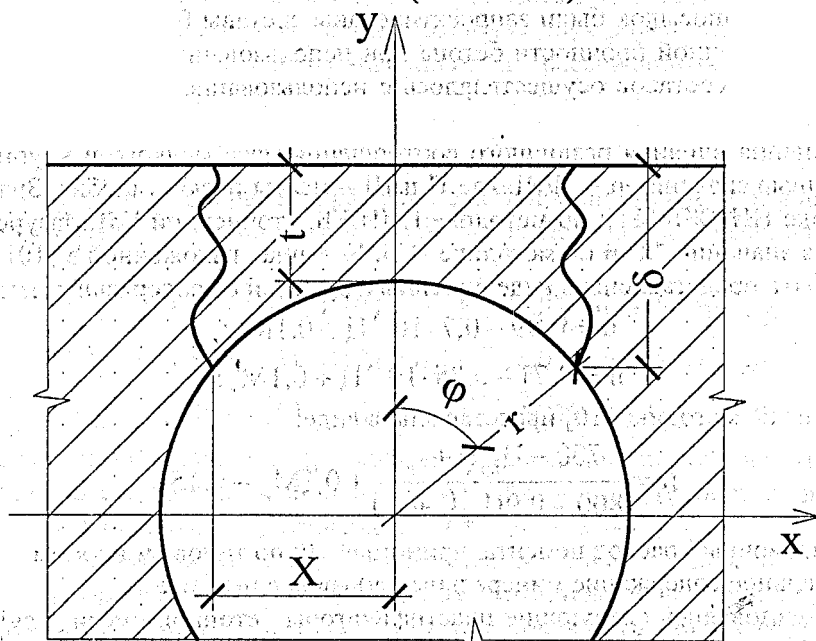


Рисунок 1

где X — расстояние от центра пустоты до наиболее опасного сечения по горизонтали, м;
 δ — толщина плиты над пустотой в сечении с максимальным напряжением сдвига, м;
 r — радиус пустоты, м;
 φ — центральный угол между центральной вертикальной осью пустоты и радиусом — направлением, соединяющей до наиболее опасного сечения, °.

При этом напряжения сдвига будут равны:

$$\tau(X) = \frac{Q}{2 \cdot \delta \cdot l} = \frac{2 \cdot X \cdot \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} \right) - \frac{r^2}{2} \cdot \left(\frac{\pi}{180} \arcsin \frac{X}{r} - \frac{X}{r} \right) \cdot 2500 \cdot 1 \cdot 9,8}{2 \cdot \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} \right) \cdot l}, \quad (3)$$

где t — минимальная толщина плиты над пустотой, м.

Неизвестную величину X найдем из экстремума функции, т.е. из равенства нулю первой производной функции $\tau(X)$:

$$\begin{aligned} \frac{d\tau}{dX} = & \frac{2500 \cdot 9,8}{2} \cdot (r+t) \cdot \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} - \frac{X^2}{\sqrt{r^2 - X^2}} \right) - \frac{(r^2 - 2 \cdot X^2)}{\sqrt{r^2 - X^2}} \times \\ & \times \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} \right) + X^2 - \frac{1}{4} \cdot \frac{\pi \cdot r^2}{360} \cdot \frac{1}{\sqrt{r^2 - X^2}} \times \\ & \times \left(2 \cdot \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} \right) - 2 \cdot X \cdot \arcsin \left(\frac{X}{r} \right) \right) + \\ & + \frac{r}{4} \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} - \frac{X^2}{\sqrt{r^2 - X^2}} \right) / \left(r + t - \sqrt{r^2 - X^2} \right)^2 = 0 \end{aligned} \quad (4)$$

Для плит высотой 300 мм и диаметром пустот 219 мм расчетные параметры будут иметь следующие значения: $t=0,045$ м; $r=0,1095$ м. При этих параметрах значение $X=0,109$ м и $\tau_{\max}=3166$ Па.

При извлечении гуансонов на свежееплотненную бетонную смесь будут действовать не только гравитационные силы бетонной смеси, но и динамические воздействия. В этой связи действующие напряжения сдвига следует увеличить на коэффициент динамичности, примерно равный 1,5, т.е. $\tau=3166 \cdot 1,5=4749$ Па.

Исходя из этих предпосылок были запроектированы составы бетонных смесей для исследования мгновенной распалубочной прочности бетона при использовании различных модифицирующих добавок. Проектирование составов осуществлялось с использованием рекомендаций, изложенных в работах [9-12].

С целью уточнения влияния различного соотношения масс мелкого и крупного заполнителей применялись различные значения $n = \Pi/\Psi$, где Π и Ψ — массы песка и щебня. Значение "n" рассчитывалось по методике НИИЖБ [11]; по методике НИИЖБ, уточненной Г.В.Мазуренком с целью некоторого увеличения значений "n" и по методике Н.П. Блещика, изложенной в [10]. Первые две зависимости "n" могут быть представлены в виде линейных функций от содержания цемента в бетоне:

$$n = 0,59 - 0,7 \cdot 10^{-3} \text{Ц} + 0,1M_k; \quad (5)$$

$$n = 0,71 - 0,85 \cdot 10^{-3} \text{Ц} + 0,1M_k; \quad (6)$$

Зависимость "n" по методике [10] представлена в виде:

$$n = \frac{700 - \text{Ц}_{\text{пр}}(1 + r_d)}{800 - 0,9\text{Ц}_{\text{пр}}(1 + r_d)} + 0,1M_k - 0,15, \quad (7)$$

где $\text{Ц}_{\text{пр}}$ — ориентировочный расход цемента, принимаемый по типовым нормам расхода;

r_d — относительное содержание минеральных добавок в цементе.

В опытах использовались следующие пластификаторы бетонной смеси — суперпластификатор С-3 производства Мозырского ЗСЖБ № 12; пластификатор СПС производства Полоцкого завода БВК; ускоритель твердения бетона — сульфат натрия (СН).

Содержание добавок в бетонной смеси принималось различным от массы цемента в расчете на сухое вещество. Суперпластификатор С-3 в качестве однокомпонентной добавки применялся в количестве 0,8 %МЦ (от массы цемента), а в комплексе с сульфатом натрия – в количестве 0,5 %МЦ. Сульфат натрия применялся в количестве 0,5 %МЦ. Содержание пластификатора СПС рассчитывалось по следующей формуле, полученной применительно к подвижным бетонным смесям:

$$\text{СПС} = 1,85 - 1,75 \cdot 10^{-3} \text{ Ц}. \quad (8)$$

Прочность при сжатии свежееотформованной бетонной смеси определялась по следующей методике:

- бетонная смесь определенной навески согласно расчету засыпалась в форму 10×10×10 см. Форма с установленной на ней насадкой крепилась к вибростолу. Бетонная смесь в форме уплотнялась при помощи вибрации в течение $2Ж = 2 \times 25 = 50$ с.;
- уплотнение всех образцов производили с пригрузом, равным 40 г/см^2 . После уплотнения образец освобождался от формы и испытывался на разрушение при сжатии. Причем, образцы каждого состава испытывались не менее трех раз. Если при проведении 3-х испытаний был разброс данных более чем на 10 %, то проводили дополнительные испытания.

Влияние отношения масс мелкого и крупного заполнителей. Были исследованы зависимости мгновенной прочности свежееотформованного бетона от соотношения масс мелкого и крупного заполнителей ("n") для бездобавочного и модифицированного бетона при расходах цемента 275, 425 и 600 кг/м³. Во всех случаях наблюдается снижение прочности с увеличением значений ("n"). Причем, наибольшее снижение – на 20..25 % наблюдается при увеличении "n" до 0,76 при Ц = 275 кг/м³ и до 0,65 при Ц = 425 кг/м³. При расходе цемента 600 кг/м³ наблюдается почти пропорциональное снижение с увеличением "n" от 0,44 до 0,51. Введение модифицирующих добавок не изменяет общий вид зависимостей. Представить эти зависимости в математической форме оказалось невозможным из-за влияния многих факторов – водоцементного отношения, расхода цемента, вида и содержания модифицирующих добавок.

Влияние водоцементного отношения. Анализ результатов исследований влияния водоцементного отношения бетонной смеси на мгновенную распалубочную прочность свежееотформованного бетона показал, что для одного и того же метода определения соотношения масс мелкого и крупного заполнителей ("n") прочность бетона инварианта (не зависит) от вида и содержания модифицирующих добавок и зависит лишь от водоцементного отношения (при жесткости смеси 20...25 с.). Эта зависимость имеет вид линейной функции:

$$R_{\text{сж}}^{\text{св}} = a - v(B/C - C)^m. \quad (9)$$

Параметры а и С в функции (9) равны 0,55 и 0,20. Математическая обработка экспериментальных данных позволила получить корреляционные значения двух других параметров – v и m для трех графиков (см. рисунок 2), соответствующих значениям "n", рассчитанных по формулам (5), (6) и (7). Эти параметры соответственно равны:

$$v = 0,48; 0,51 \text{ и } 0,53;$$

$$m = 0,19; 0,16 \text{ и } 0,15.$$

Таким образом, формулы для расчета распалубочной прочности свежееотформованного бетона в зависимости от водоцементного отношения для различных методов определения "n" соответственно имеют вид:

$$R_{\text{сж.1}}^{\text{св}} = 0,55 - 0,48 \cdot (B/C - 0,2)^{0,19}, \text{ МПа, при "n" по (5);} \quad (10)$$

$$R_{\text{сж.2}}^{\text{св}} = 0,55 - 0,51 \cdot (B/C - 0,2)^{0,16}, \text{ МПа, при "n" по (6);} \quad (11)$$

$$R_{\text{сж.3}}^{\text{св}} = 0,55 - 0,53 \cdot (B/C - 0,2)^{0,15}, \text{ МПа, при "n" по (7).} \quad (12)$$

Анализ графиков и полученных корреляционных зависимостей показал, что они удовлетворительно корреспондируются с опытными данными. Наибольшие отклонения расчетных значений прочности бетона от опытных данных составляют: +5,8 % и - 4,2 %.

Из полученных результатов следует, что наибольшая прочность свежееотформованного бетона обеспечивается составами, подобранными при "n", рассчитанном по формуле (5), и наименьшие – по формуле (7). Следовательно, при невысокой проектной прочности бетона составы бетона следует подбирать при "n", рассчитанном по формуле (5) или (6).

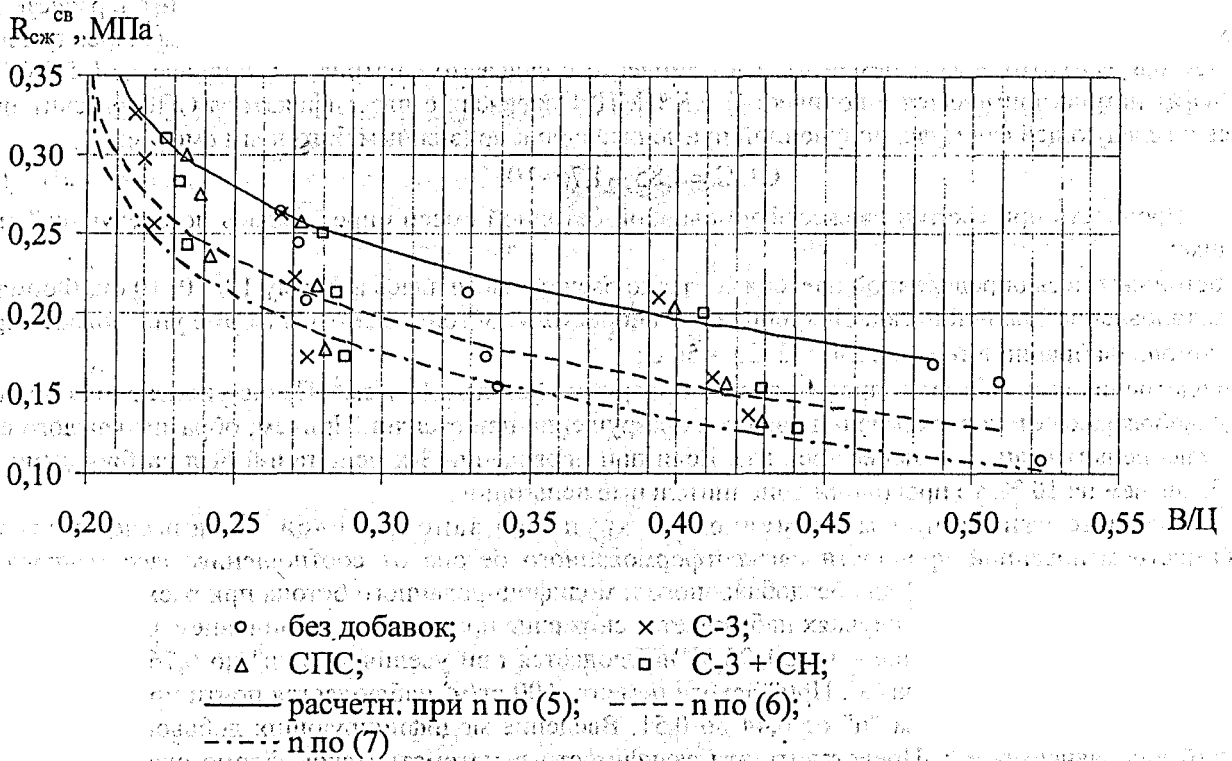


Рисунок 2 — Зависимость мгновенной распалубочной прочности бетона от водоцементного отношения

Как указывалось в [3, 7], прочность свежеспрессованного бетона на срез составляет 0,41...0,64 от прочности на сжатие. Следовательно, можно принять, что:

$$R_{ср}^{св} = 0,5 \cdot R_{сж}^{св} \quad (13)$$

Полученные зависимости прочности свежесформованного бетона на сжатие могут использоваться при определении необходимого водоцементного отношения.

Влияние расхода цемента. Анализ результатов исследований показал, что однозначной зависимости мгновенной распалубочной прочности бетона от содержания цемента не существует. При одном и том же значении В/Ц, определяющем прочность бетона, он может содержать различные количества цемента в зависимости от вида и содержания химических модификаторов. В этой связи работа была направлена на получение зависимостей расхода цемента от водоцементного отношения при различных видах добавок и методах определения соотношения масс мелкого и крупного заполнителей ("n").

В результате математической обработки опытных данных представилась возможность описать все зависимости $\rho = f(W/C)$ общей степенной функцией вида:

$$\rho = 600 - v(W/C - C)^m, \text{ кг/м}^3 \quad (14)$$

Параметры функции v , c и m зависят от наличия и вида химических добавок. При этом параметр "C" представляет собой водоцементное отношение при расходе цемента 600 кг/м^3 . Значения найденных параметров представлены в таблице 1.

Результаты анализа полученных зависимостей и опытных данных свидетельствуют об удовлетворительном соответствии расчетных и опытных значений расхода цемента для всех исследуемых составов бетона. Эти зависимости могут быть использованы для расчета расхода цемента при найденном значении В/Ц исходя из прочности свежесформованного бетона, передаточной или проектной прочностей.

Влияние степени раздвижки зерен заполнителя цементным тестом. Анализ данных показывает, что при одинаковом водоцементном отношении с увеличением степени раздвижки зерен заполнителя цементным тестом (δ_r) прочность свежесформованного бетона уменьшается. При одинаковом значении δ_r прочность бетона снижается с увеличением В/Ц. Сложную зависимость прочно-

сти свежееотформованного бетона от δ , и В/Ц следует искать с учетом влияния структурных и реологических характеристик, представленных в [2], с их корректировкой применительно к виброуплотненным бетонным смесям. Для инженерных расчетов при неизменной жесткости смеси 20...25 с. достаточно иметь зависимости $R_{сж}^{св} = \varphi(V/C)$ и $C = \varphi(V/C)$.

Таблица 1 – Значения параметров в общей зависимости (14) расхода цемента от водоцементного отношения

Формула определения "п"	Параметры	Для бетонных смесей:			
		без добавок	с С-3	с СПС	с (С-3) + СН
1	в	640	780	680	685
	с	0,265	0,215	0,235	0,225
	m	0,45	0,50	0,41	0,44
2	в	640	780	680	685
	с	0,270	0,220	0,240	0,230
	m	0,475	0,52	0,42	0,46
3	в	640	780	680	685
	с	0,275	0,225	0,245	0,235
	m	0,48	0,54	0,44	0,47

Влияние химических модифицирующих добавок. Введение в бетонную смесь химических добавок – пластификаторов позволяет при постоянной удобоукладываемости смеси снизить расход воды и, соответственно, водоцементное отношение, что приводит в итоге к увеличению прочности свежееотформованного бетона.

По водоредуцирующей способности при расходе цемента до 400 кг/м^3 добавки можно расположить в ряд: С-3(0,8 % МЦ) > СПС(1,37...1,1 % МЦ) > комплекс С-3(0,5% МЦ)+СН(0,5% МЦ). При больших расходах цемента (до 600 кг/м^3) по водоредуцирующей способности добавки расположились в следующем порядке С-3(0,8 % МЦ) > комплекс С-3(0,5 % МЦ)+СН(0,5 % МЦ) > СПС(1,1...0,8% МЦ).

Снижение водоцементного отношения при относительно низких расходах цемента за счет введения С-3 и СПС обеспечивает прирост прочности свежееотформованного бетона на 17..20 % и за счет введения комплекса добавок – на 12..15%. При расходах цемента 600 кг/м^3 добавка С-3 позволяет увеличить прочность свежееотформованного бетона на 30..35%, СПС – на 17..20% и комплекс – на 20..25%.

Таким образом, на основании проведенного комплекса лабораторных и теоретических исследований представилось возможным количественно оценить влияние вышеуказанных структурных и технологических факторов и получить корреляционные зависимости, позволяющие определять рациональные составы бетона, исключая возможность разрушения сводов свежееотформованных многопустотных панелей при извлечении пуансонов – пустотообразователей.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Савинов О.А., Лавринович Е.В. Вибрационная техника уплотнения и формирования бетонных смесей.-Л.: Стройиздат. 1986 г. – 280 с.
2. Блещик Н.П. «Структурно – механические свойства и реология бетонной смеси и прессвакуумбетона».-Мн.: издательство «Наука и техника», 1977 – 220 с.
3. Сорокер В.И., Довжик В.Г. «Жесткие бетонные смеси в производстве сборного железобетона».-М.: Стройиздат, 1964 – с. 91–97.
4. Совалов И.Г. Исследование методов формирования железобетонных изделий на вибрационных площадках. ВНИИОМС, Сб. статей.-М.: Госстройиздат, 1955.
5. Саталкин А.В., Сенченко Б.А., Комохов П.Г. Уплотнение бетонных тонкомолотых смесей методом вибропрессования и проката. Сб. трудов ЛИИЖТ, вып. 200.-Л.: Госстройиздат, 1962.
6. Рабинович Д.Л. Новые технологические характеристики жестких бетонных смесей. Труды НИИ железобетона, вып. 4.-М.: Госстройиздат, 1961.
7. Сорокер В.И., Рабинович Д.Л. Прочность и деформативность уплотненных бетонных смесей. Бетон и железобетон, 1962 – №11.
8. Разработать конструкцию, оборудование и технологию изготовления многопустотных плит перекрытий повышенной строительной высоты для ресурсосберегающих конструкций систем зданий с пролетами 9 и бо-

лее метров: Отчет о НИР (заключит.) / УП «Институт БелНИИС»; Рук. темы: Н.П.Блещик, В.Н.Белевич – Мн., 2003. – 241 с.

9. Рекомендации по определению составов обычного и пластифицированного бетонов с учетом условий тепловой обработки и данных статического контроля прочности.-Мн.: ИСиА, 1984 – 69 с.
10. Проектирование и возведение конструкций подземных частей полносборных зданий с рациональным применением монолитного бетона. Пособие 5.03.01 – 96 и СниП 3.03.01 – 87; Мн.: Минстройархитектура РБ, 1997 – 153 с.
11. Пособие по подбору состава тяжелого бетона по ГОСТ 27006 – 86, М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1988 – 65 с.
12. Баженов Ю.М. «Способы определения составов бетонов различных видов».-М.: Госстройиздат, 1975 – 85 с.

УДК.691.327:620.179.05

Леонovich С.Н., Снезжков Д.Ю. (БНТУ), Ашмян М.Л. (ОАО «Минскпромстрой»)

ОЦЕНКА РАСПАЛУБОЧНОЙ ПРОЧНОСТИ МОНОЛИТНОГО БЕТОНА НА ОСНОВЕ КОМПЛЕКСНОГО ИСПОЛЬЗОВАНИЯ СРЕДСТВ НЕРАЗРУШАЮЩЕГО КОНТРОЛЯ

Достоверность и технологическая надежность неразрушающих методов контроля бетонных изделий зависит как от метрологических характеристик применяемых средств контроля, от степени надежности используемых характеристик связи “измеряемый косвенный параметр - прочность бетона”, так и от конкретных технологических условий их применения.

Обеспечить на строительной площадке рекомендуемые нормативными документами условия применения неразрушающих методов контроля бывает затруднительно во многих случаях. В частности, технология монолитного строительства далеко не всегда может обеспечить необходимое качество открытой поверхности изделия, а доступ к «качественным» донным и боковым поверхностям закрыт опалубкой, вследствие чего главным критерием оценки распалубочной прочности бетона по-прежнему остается результат испытаний образцов-кубов, условия твердения которых, как показывает практика, может заметно отличаться от условий твердения самого изделия.

В настоящее время к наиболее развитым средствам неразрушающего контроля прочностных характеристик бетона можно отнести приборы, реализующие: метод упругого отскока (склерометр), метод пластической деформации, ультразвуковой импульсный метод, ударно-импульсный метод, и условно неразрушающий, – метод отрыва со скалыванием. У каждого из перечисленных методов есть свои сильные и слабые стороны. Авторами, в период с мая по июль месяц текущего года, на объекте “Подземный общественно-торговый центр” ОАО “Минскпромстрой” был выполнен ряд работ по оценке эффективности различных методов неразрушающего контроля монолитного бетона с целью отслеживания кинетики и уточнения сроков набора изделием распалубочной прочности. Основной тип изделий - плиты основания, плиты перекрытий и колонны. Контроль осуществлялся двумя типами приборов: склерометром ОМШ-1 (ГОСТ-22690), ультразвуковым бетон-тестером УК1401, ряд измерений выполнен прибором ИПС-МГ4, реализующим ударно-импульсный метод контроля. Кроме использования перечисленных средств, производилась выборка образцов – кернов из контролируемых изделий и испытания образцов-кубов бетона.

Оценка прочности бетона на ранней стадии твердения (1÷4, сут.) плит основания и перекрытий осуществлялась на основе измерений свойств бетона открытой, верхней поверхности, имеющей как неровности 2÷7 мм, так и видимые признаки пересушивания верхнего слоя. Очевидно, что указанные условия далеко не благоприятны для применения перечисленных средств контроля. Тем не менее, полученные результаты могут представлять интерес для практики контроля монолитного бетона.

Методика обмера пикетных точек контроля заключалась в получении 8÷11 отсчетов с зоны поверхности размером 0,5м × 0,5м. Оценка прочности для ультразвукового контроля производилась по формуле:

$$R = A \cdot e^{B \cdot t};$$

где R – кубиковая прочность (Мпа),

t – время распространения (мкс) УЗК на постоянной базе 150ммА;

A и B – коэффициенты (A=309,075; B=-0,07185).

Данные прибора ОМШ-1 обрабатывались с использованием полиномиального представления функции связи:

$$R = -0,84763 + 0,19135x - 0,000424x^2 + 0,000202x^3,$$

где R – кубиковая прочность (Мпа), x – величина отскока.

Приведенные характеристики строились по методике ГОСТ, но, как показали результаты последующих натуральных испытаний на монолитных бетонных изделиях, возникла необходимость их коррекции с учетом данных испытаний образцов-кернов. В приборе ИПС-МГ4 использовалась типовая, усредненная характеристика.

Во избежание влияния арматуры выполненные первые серии измерений прочности бетона проводились в зонах свободных от армирования. В дальнейшем выявилось, что, несмотря на интенсивное армирование изделий (шаг армирования 15÷22 см, диаметр -12÷25 мм, толщина защитного слоя 30÷45мм), заметного влияния на показания приборов не наблюдалось, за исключением случаев раскрытия в зоне контроля усадочных трещин (плиты основания) на поверхности, в проекции стержневой арматуры, что легко фиксировалось ультразвуковыми измерениями. Наличие трещин фиксировалось по заметному (на 30÷50%) увеличению времени прохождения, причем визуально трещина обнаживалась не всегда. Оценки глубины трещин, выполненные по формуле

$$DC = \frac{B}{2} \sqrt{\left(\frac{t - T_k}{t_0}\right)^2 - 1};$$

где DC – глубина трещины;

B – база прозвучивания;

t_0, t – отсчеты времени прохождения волны соответственно параллельно и через трещину;

T_k – поправка

дали значения в пределах толщины защитного слоя (35÷70мм).

Таблица 1

Плита перекрытия: Бетонир.-10.07.04г. И сп.16.07.04г.
Контроль верхн.(открытой) поверхности

№ точки контр.	У5		С5-П5		ед.	
	не шлиф.	шлифов.	не шлиф.	шлифов.		
№ отсчетов	1	2	3	4		
1	20	24	25	22	дел.	ОМШ-1
2	22	23	20	25	дел.	
3	22	29	20	22	дел.	
4	23	27	23	23	дел.	
5	23	25	20	24	дел.	
6	24	24	20	27	дел.	
7	19	30	20	24	дел.	
8	22	25	21		дел.	
средн. значение	21,85714	26	21,14286	23,85714	дел.	
S (%)	7,512787	9,738226	8,915975	7,430942	%	
ПРОЧНОСТЬ Мпа	20,4	28	20	24,3	Мпа	
1	4,478	4,559	4,424	4,386	Км/сек.	УК1401
2	4,425	4,477	4,615	4,762	Км/сек.	
3	4,491	4,348	4,518	4,559	Км/сек.	
4	4,658	4,132	4,412	4,201	Км/сек.	
5	4,559	4,478	4,249	4,386	Км/сек.	
6	4,504	4,505	4,438	4,36	Км/сек.	
7	4,518	4,399	4,386	4,412	Км/сек.	
9						
средн. значение	4,519	4,414	4,434571	4,438	Км/сек.	
S (%)	1,627331	3,223571	2,553638	3,988071	%	
ПРОЧНОСТЬ Мпа	28,45	26,8	27,2	27,3	Мпа	

Для оценки степени влияния состояния поверхности плит на оценки прочности была выполнена серия измерений на выровненной, шлифованной абразивным камнем поверхности и «как есть». В таблице 1 приведены некоторые результаты. Данные в столбцах 2 и 4 получены после сошлифовывания неровностей поверхности бетона, столбцах 1 и 3 – без обработки поверхности. Видно, что результаты ультразвуковых испытаний, в отличие от данных ОМШ-1, не подвержены заметному влиянию этого фактора. Необходимо отметить эффективность прибора УК1401 для подобных измерений.

Стабильность его результатов измерений достигается, по-видимому, не только за счет сухого точечного акустического контакта (СТК), но и за счет особого режима возбуждения и приема акустических колебаний: протектор излучающего преобразователя прибора совершает колебания, касатель-

ные к поверхности изделия (а не нормальные, как в приборах старых типов), что возбуждает в бетоне, в направлении приема, интенсивную подповерхностную продольную волну, надежно фиксируемую на приёме, несмотря на её значительное затухание в бетоне и точках контакта.

Важным моментом, как уже упоминалось, является выбор поверхности контроля. Произвести сравнение позволило наличие конструктивно предусмотренных в некоторых плитах перекрытий сквозных проемов, с вертикальным расположением стенок. Испытания (см. рис.1) показали сопоставимость результатов оценки прочности бетона, полученных ультразвуковым импульсным методом на горизонтальной открытой поверхности плиты (0,25 пов. рис.1) и вертикальной гладкой поверхности на 3 см ниже уровня поверхности, разница в оценке прочности не превышала 5÷7%. Значительно большее отличие оценок прочности бетона от средней по сечению плиты наблюдается при контроле донной зоны, разница достигает 35÷50 %% и более.

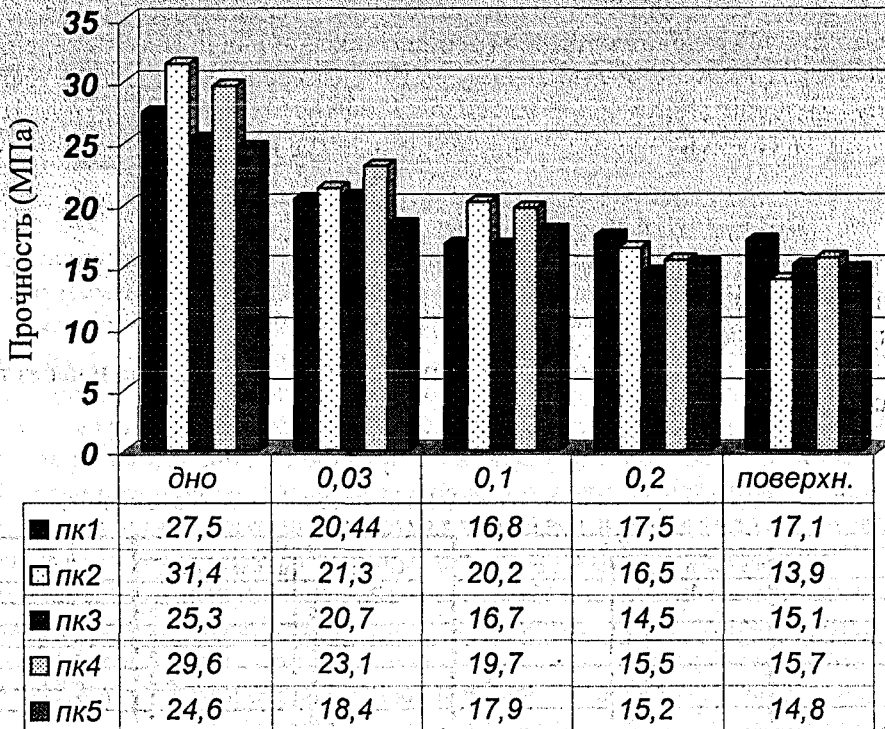


Рисунок 1 – Распределение значений прочности бетона плиты перекрытия толщиной 0,22м по высоте сечения, по результатам ультразвукового контроля (бетон В30, возраст 4,5 сут., прочность бетона образцов-кубов – 21,2 МПа)

Для механических методов испытаний картина выглядит несколько сложнее - проявляется фактор времени: на самой начальной стадии твердения (1÷2 сут.), когда бетон ещё «мягкий», качество поверхности практически не проявляет себя на результатах измерения; по мере набора прочности «поверхностная» оценка начинает отставать от «пристеночной» изделия, достигая к 28 суткам лишь 60 – 80%.

Это позволяет для оценки начальной стадии твердения бетона (до 3 сут.) рекомендовать механические методы контроля, как наиболее надежные. По мере твердения бетона это их достоинство теряется, и преимущество переходит к ультразвуку.

Наблюдаются значительные различия оценок прочности бетона в различных точках контроля поверхности: в возрасте бетона до 10÷14 суток величина R_{max}/R_{min} достигает значений 2,5÷4 ; к моменту достижения 28-и суточного возраста это соотношение снижается до 1,2÷1,5 . На рис.2 приведен характерный вид распределения оценок прочности по поверхности плиты основания.

Анализ данных кинетики твердения бетона (рис.3, 4) показал наличие следующих характерных моментов: интенсивный рост оценок прочности по всем трем использованным методам, начиная непосредственно с момента схватывания бетона; резкое замедление процесса твердения в интервале сроков 3÷5 суток; наличие, в большинстве случаев наблюдений, выраженного максимума для данных ультразвукового контроля в интервале сроков 4÷7 суток, в ряде случаев это наблюдалось и для

приборов ИПС-4МГ и ОМШ-1. Наличие точки экстремума является косвенным признаком завершения начальной стадии набора прочности и может служить сигналом достижения бетоном распалубочной прочности.

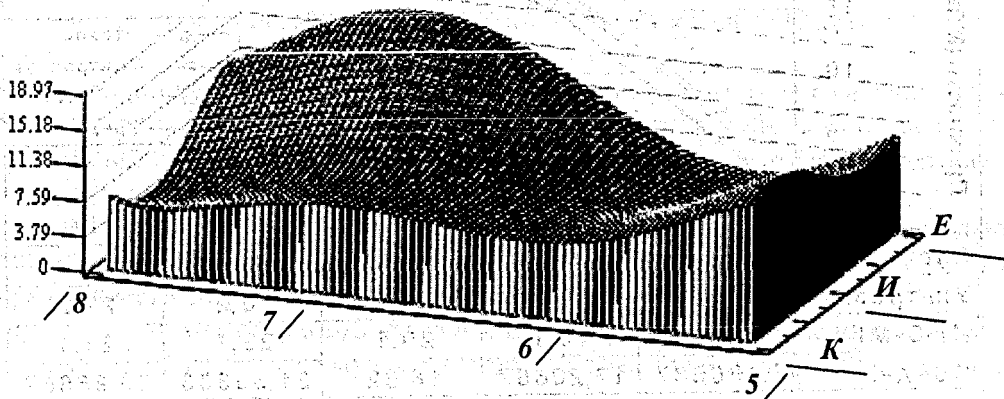


Рисунок 2 – Распределение оценок поверхностной прочности плиты основания (шаг расположения постов контроля 2метра; возраст бетона 8 суток (бетон В30))

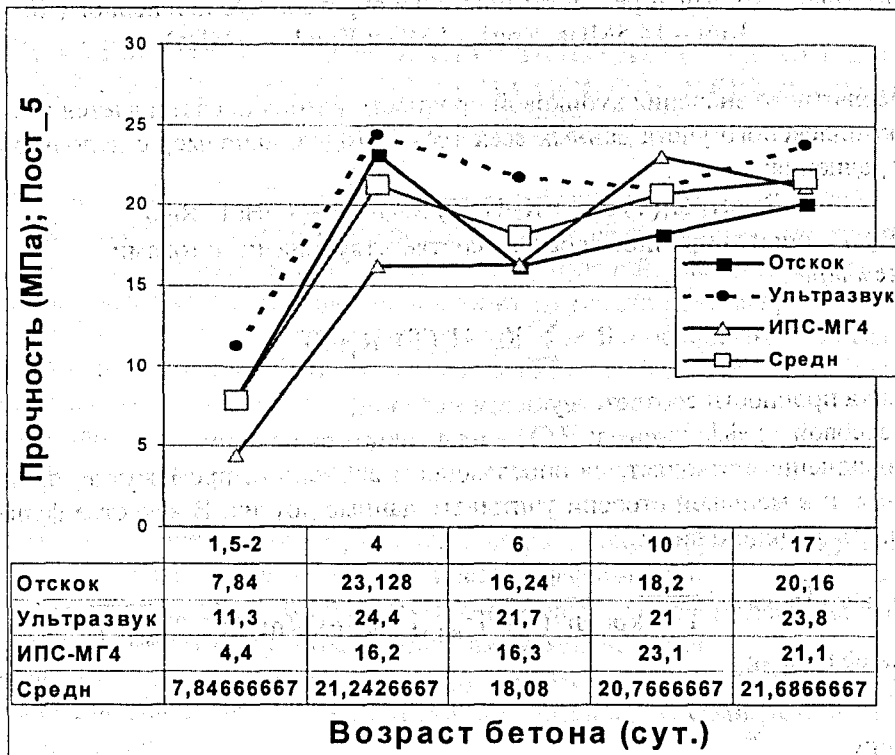


Рисунок 3 – Диаграмма кинетики набора прочности бетоном плиты основания (пост 5).

Значительная дифференциация прочности по площади плиты – до 4-х кратной, к 28-суточному возрасту снизилась до 1,5. Характерным явилось большое количество усадочных трещин в зоне, где прочность в раннем сроке твердения была низкой.

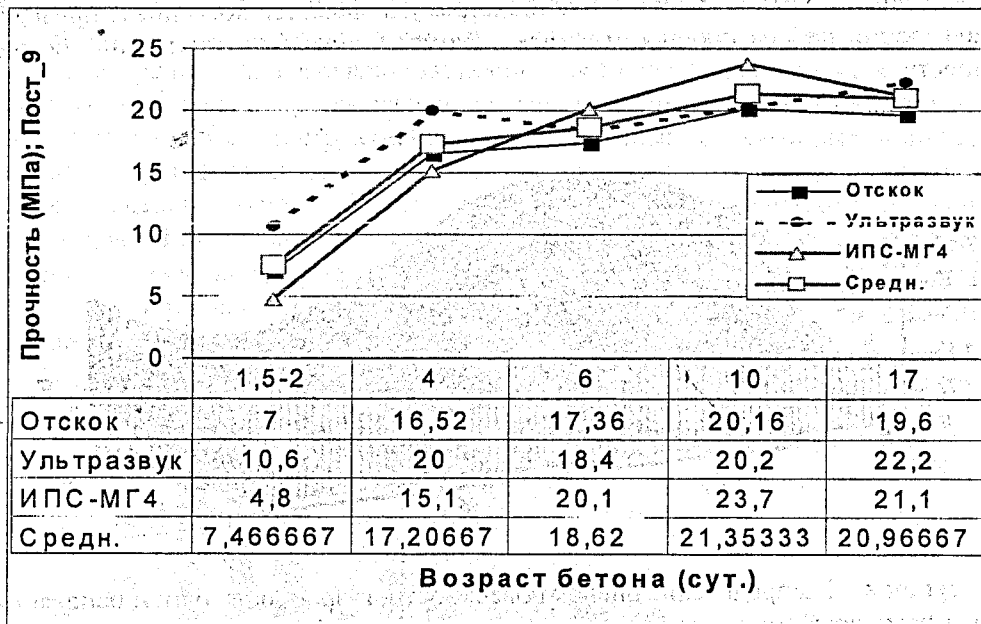


Рисунок 4 – Диаграммы кинетики набора прочности бетона плиты основания - бетон В30 ; бетонирование 31.07.2004г. Кб, Крн – результат испытания образцов-кубов и кернов (Кб – 14МПа, Крн – 14,5МПа, Крн1 – 8МПа; Крн2 – 17МПа).

Оценку абсолютного значения кубиковой прочности бетона представляется возможно производить на основе комплексного учета данных всех трех методов, например с использованием следующей формулы усреднения:

$$R = K_1 \cdot H_1(T) \cdot R_{уз} + K_2 \cdot H_2(T) \cdot R_{ИПС} + K_3(T) \cdot H(T) \cdot R_{ИМ} ;$$

где $R_{уз}$, $R_{ИПС}$, $R_{ИМ}$ - оценки прочности бетона соответствующими методами, или в общем виде:

$$R = \sum_{i=1}^M K_i \cdot H_i(T) \cdot R_i(T) ;$$

где $R_i(T)$ – оценка прочности соответствующим методом,
 K_i – i -й весовой коэффициенты; $H_i(T)$ – i -я функция включения.

Функция включения позволяет, на определенном временном промежутке, придавать больший вес одним методам и в меньшей степени учитывать данные других. В качестве функции включения удобно использовать функцию вида:

$$H(T, n, m, T_{вкл}, T_{выкл}) = \frac{1}{1 + \exp(-n \cdot (T - T_{вкл}))} \times \frac{1}{1 + \exp(m \cdot (T - T_{выкл}))} ;$$

на рис.5 приведен её график.

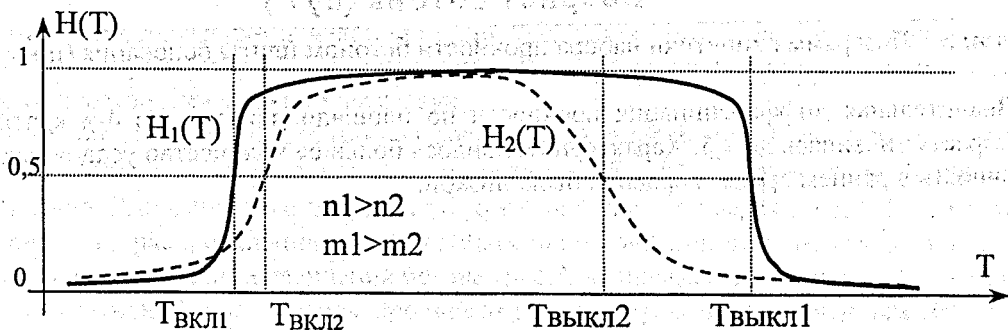


Рисунок 5 – Графики функций включения.

ВЫВОДЫ

1. Допустимо использование открытых участков поверхности монолитного ж/б изделия (плит) для оценки прочностных характеристик бетона, как механическими методами, так и ультразвуковым импульсным методом.
2. Наблюдается значительная пространственная дифференциация по прочностным параметрам (до двукратных значений) крупногабаритных изделий – плит основания (12м×18м×0,6м) в возрасте до 10÷14 суток.
3. Наблюдаются значительные расхождения в оценках прочности бетона разрушающими методами, что затрудняет «привязку» данных неразрушающего контроля к кубиковой прочности. Различие данных испытаний образцов – кубов и кернов бетона достигало в отдельных случаях 25÷30%%, причем данные испытаний кернов всегда давали более низкие оценки.
4. Неразрушающие методы, и в особенности ультразвуковой импульсный метод, позволяют достаточно надежно, по «стабилизации» скорости акустического импульса, фиксировать момент замедления набора прочности бетоном на уровне 50 + 60%% от марочной.
5. Оценку прочности твердеющего ж/б изделия следует производить на основе комплексного учета данных механических и ультразвуковых испытаний бетона с учетом временного фактора.

УДК 620.179.05

Леонович С.Н., Снежков Д.Ю., Мулярчик В.С.

РЕЗУЛЬТАТЫ МОНИТОРИНГА ПРОЧНОСТНЫХ ХАРАКТЕРИСТИК МОНОЛИТНЫХ БЕТОННЫХ ПЛИТ НА ОСНОВЕ НЕРАЗРУШАЮЩИХ МЕТОДОВ КОНТРОЛЯ

Эксплуатационные качества бетонных изделий в значительной степени определяются соблюдением требований технологии монолитного бетонирования, её стабильностью, правильным выбором состава бетона с учетом условий эксплуатации готовых изделий. Наличие системы мониторинга, в первую очередь, прочностных характеристик позволит не только констатировать степень соответствия фактических показателей качества бетона проектным, но и обеспечить производственный цикл дополнительной информационной обратной связью, позволяющей оперативно выявлять отклонения в технологии процесса и вносить соответствующие коррективы.

Особая роль при этом принадлежит неразрушающим методам контроля. Неразрушающие методы контроля прочности бетона, нашедшие свое место в практике строительства, можно разделить на две группы:

- методы, основанные на локальном разрушении (микро - макро) фрагмента (участка) изделия: отрыв со скалыванием, скалывания ребра, пластической деформации;
- методы, прогнозирующие прочность по упруго-деформативным свойствам: метод упругого отскока, ударно-импульсный метод и ультразвуковой импульсный метод.

За последние 10-15 лет парк средств неразрушающего контроля бетона претерпел некоторые изменения в плане совершенствования конструкций и дизайна, но сами методы контроля остались практически неизменными.

Как показали проведенные исследования, обеспечение требований к надежности контроля прочностных характеристик бетона, особенно на стадии его «созревания», каким-либо одним из существующих неразрушающих методов выглядит проблематичным. Одним из обещающих направлений совершенствования неразрушающего контроля является, по нашему мнению, разработка системы оценки распалубочной прочности бетона современными неразрушающими методами при бетонировании конструкций в построечных условиях, основанной на комплексном использовании нескольких взаимно дополняющих методов контроля.

Для накопления исходного статистического материала с последующей математической обработкой и формированием акустической модели твердеющего бетона, с 1 июня 2004 г выполняются работы, на базе натурных испытаний, по оценке распалубочной прочности бетона при бетонировании конструкций в построечных условиях на строительстве «Подземного общественно-торгового центра» на пл. Независимости, ряд измерений – на объекте «Национальная библиотека» в г. Минске, с приме-

нением комплекса современных неразрушающих методов контроля прочности: метода упругого отскока, ультразвукового и ударно-импульсного методов.

На рис. 1, 2, 3 приведены приборы оценки прочности бетона монолитных изделий. Оценка прочности бетона выполнена тремя разными методами контроля.

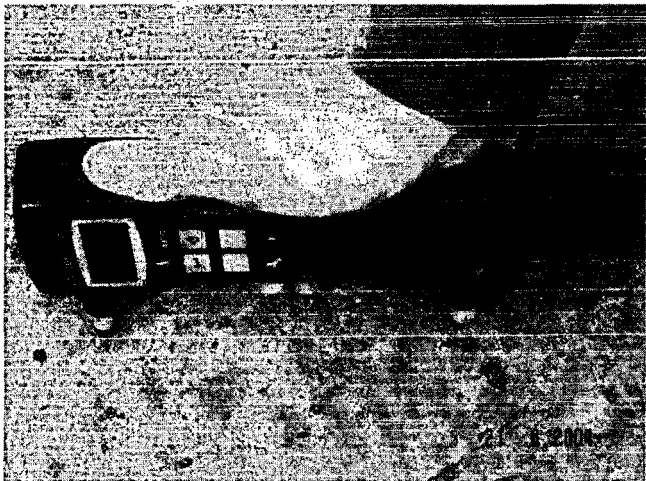


Рисунок 1 – Ультразвуковой метод оценки прочности бетона



Рисунок 2 – Измерение прочности бетона склерометром



Рисунок 3 – Измерение прочности бетона прибором ИПС-МГ4 (ударно-импульсный метод)



Рисунок 4 – Взятие керна из плиты основания

Для более точной привязки результатов неразрушающих испытаний к фактической кубиковой прочности бетона было выполнено несколько заборов кернов бетона, непосредственно в зонах неразрушающего контроля (рис. 4).

Для контроля использовалась открытая (верхняя) поверхность плиты, без предварительной подготовки.

Наибольший объем экспериментальных данных получен на плитах основания, условно обозначенных как Пл_1 и Пл_2, расположенных в юго-западной части котлована объекта пл. Независимости (рис. 8).

На рис. 5, 6 приведены планы расположения зон (постов) контроля и диаграммы распределения отсчетов прочности бетона по линиям (сечениям) контроля для плиты №1, возраст бетона на момент испытаний – 2 суток, в таблице 1 и рис.18 – данные испытаний в 10 суточном возрасте бетона.

Выполнение научно-исследовательских работ по развитию и совершенствованию системы мониторинга прочностных характеристик монолитных бетонных изделий на основе неразрушающего экспресс-контроля включает в себя:

1. Проведение исследований степени влияния технологических факторов на оценки прочностных и упруго-деформативных характеристик бетона неразрушающими методами:

1.1. экспериментальные исследования влияния водосодержания бетона на оценки прочности неразрушающими методами;

- 1.2. экспериментальные исследования влияния гранулометрического состава, вида заполнителя бетона и различных типов добавок на акустические параметры - скорость, затухание импеданс области контакта УЗ датчиков с поверхностью, для различных значений прочности и возраста бетона;
- 1.3. исследование корреляции перечисленных технологических параметров бетона (п.п. 1.1. и 1.2.) с оценками его прочности испытанием образцов – кернов и методами отрыва со скалыванием, ударно-импульсного и упругого отскока.
2. Математическая обработка экспериментальных данных, формирование поля информационных параметров; разработка алгоритма комплексного, интегрального учета оценок распалубочной прочности бетона неразрушающими методами;

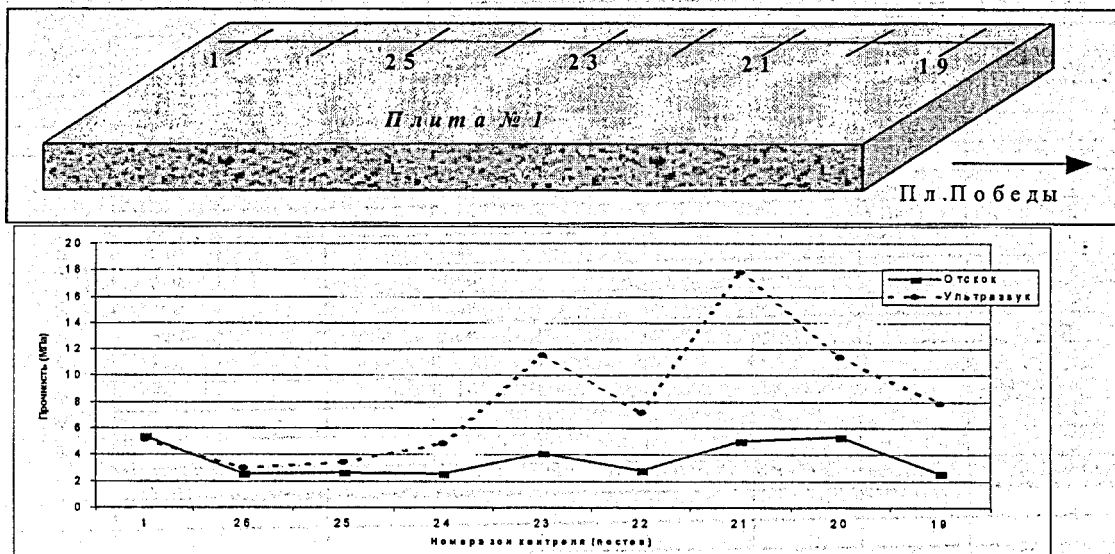


Рисунок 5 – Расположение постов контроля и диаграммы распределения прочности бетона по сечению 1 плиты основания №1, (возраст бетона 2 сут.).

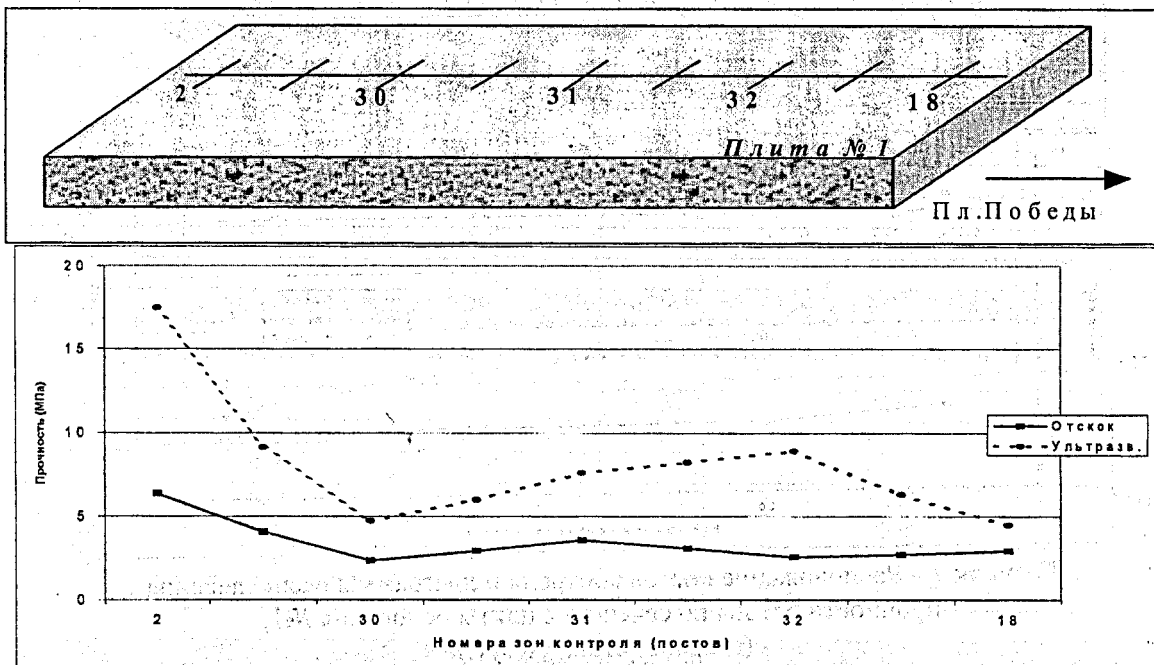


Рисунок 6 – Расположение постов контроля и диаграммы распределения прочности бетона по сечению 2 плиты основания №1, (возраст бетона 2 сут.).

								Таблица 1	
Сечение 2; Испытания 10.06.2004г.(возраст бетона 10 сут.)									
№ точки контр	2	30	32	32	18		СРЕДН.	ед.	
№ отсчетов									
1	19	22			20			дел.	О Т С К О К
2	25	20			21			-	
3	26	21			20			-	
4	26	21			18			-	
5	23	21			20			-	
6	20							-	
7								-	
средн. значение	23.16667	21			19.8			-	
ПРОЧНОСТЬ	7.473701	6.203283	6.042586	5.881889	5.560495		6.232391	МПа	
№ отсчетов	1	2			3				У Л Ь Т Р А З В У К
1	42.8	43			51.7			МКС.	
2	40.7	42.8			53.7			МКС.	
3	42.2	43.4			51.7			МКС.	
4	45.4	45.2			54.9			МКС.	
5	46.2	42.6			48.9			МКС.	
6		43.8			50.5			МКС.	
средн. значение	43.46	43.46667			51.9			МКС.	
ПРОЧНОСТЬ	13.61301	13.60649	12.06069	10.51488	7.423274		11.44367	МПа	
ПРОЧНОСТЬ	26.6	14	13.125	12.25	10.5		15.295	МПа	ИПС-МГ4

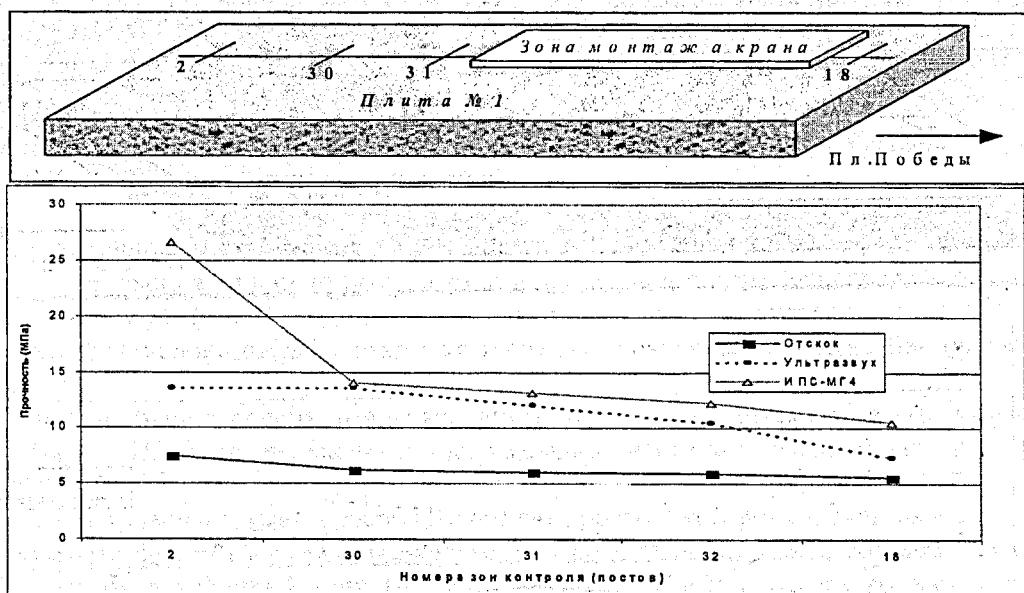


Рисунок 7 – Расположение постов контроля и диаграммы распределения прочности бетона по сечению 2 плиты основания №1, (возраст бетона 10 сут.).

Зоны контроля размечены с шагом 1,8 – 2 метра, расстояние от края плиты – 1 метр. Ниже, в таб.2 – 4 и на рис. 9 – 11 приведены данные контроля бетона плиты основания №2.

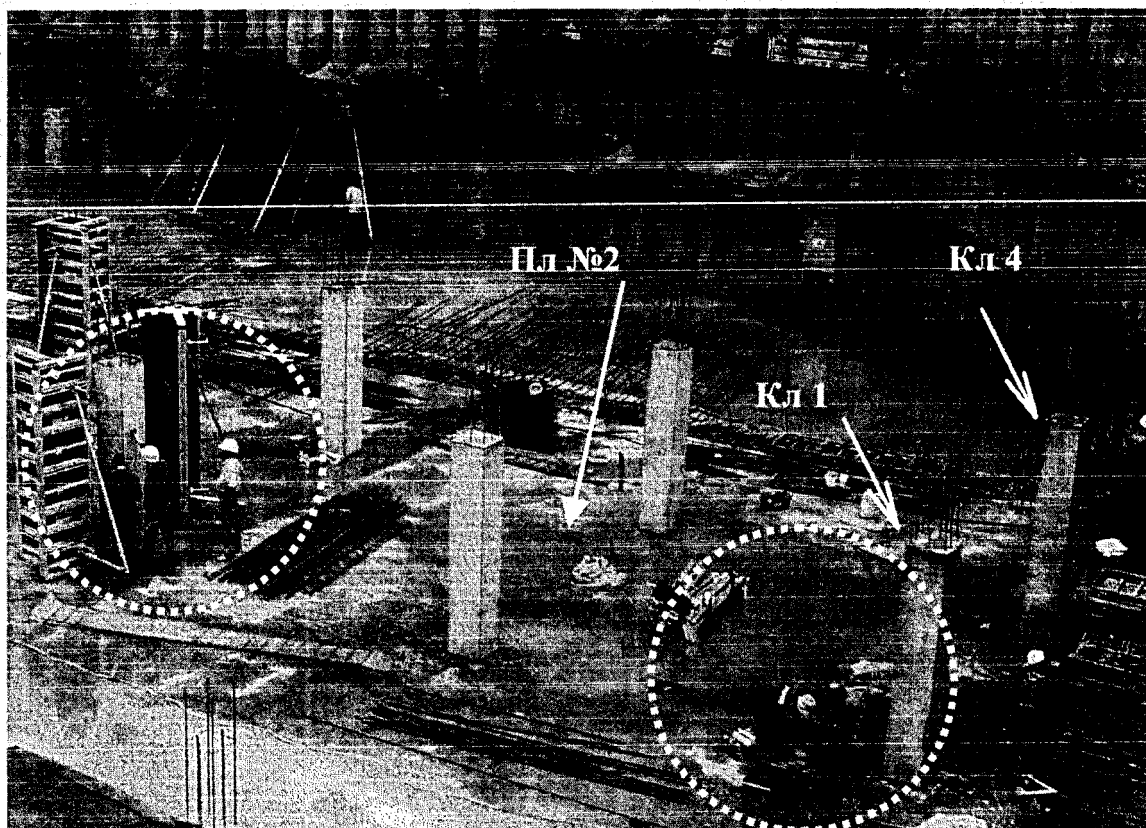


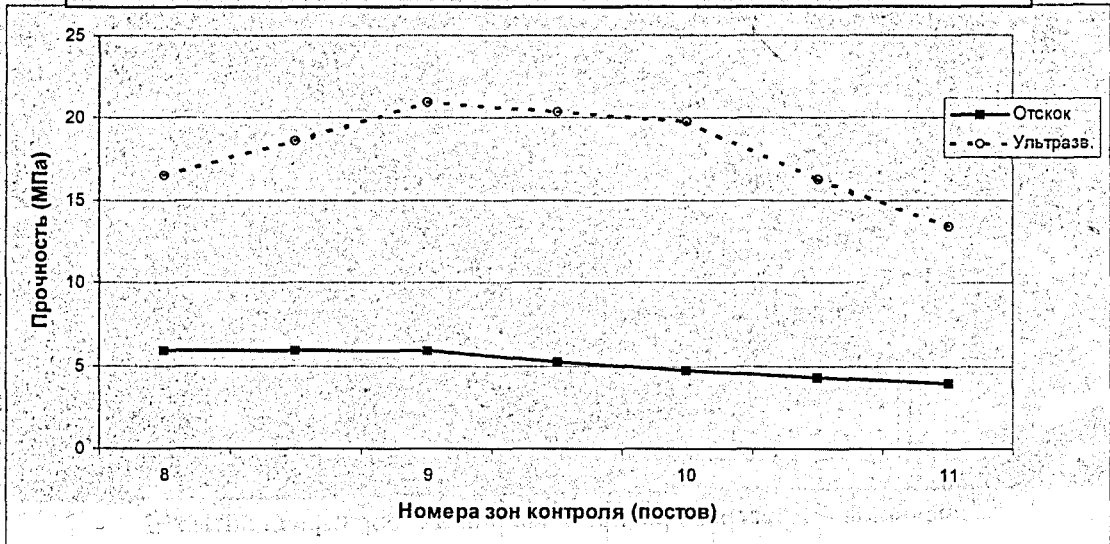
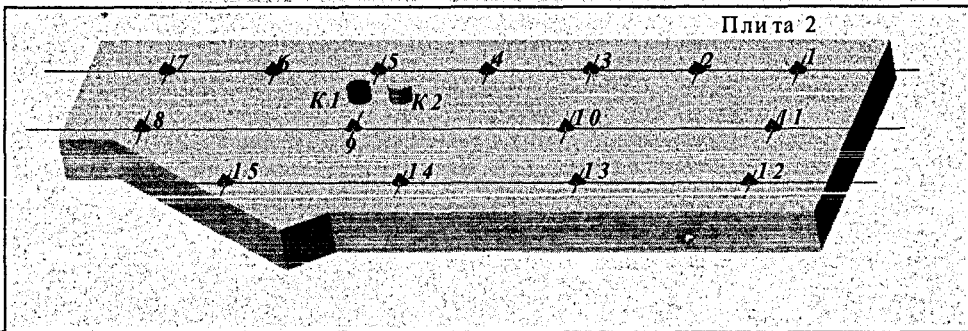
Рисунок 8 – Проверка прочности колонн и отбор керна плиты №2

Таблица 2

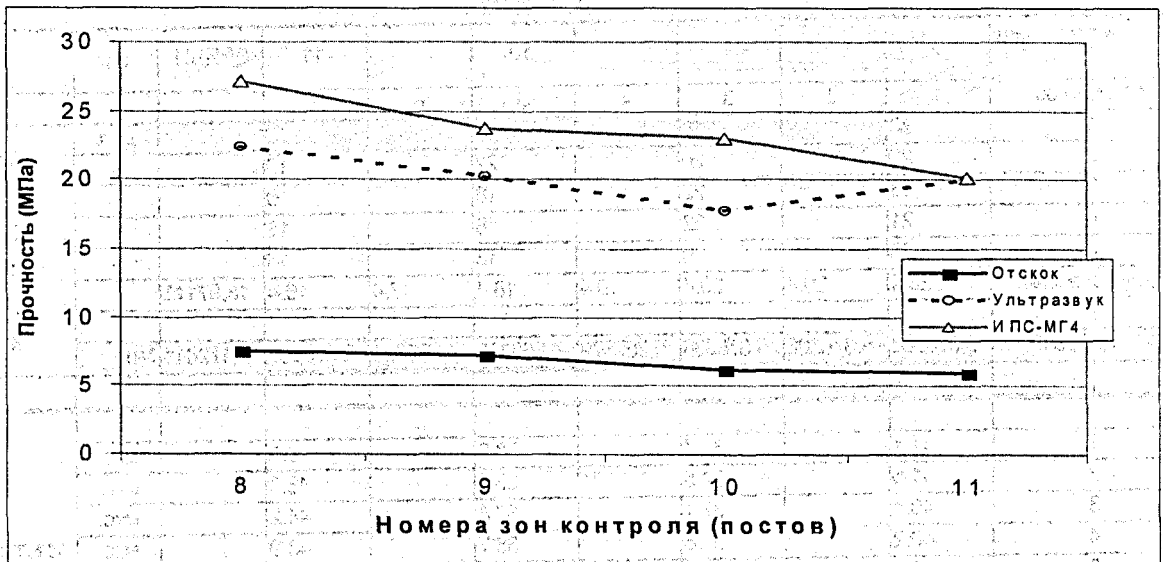
Плита №2 . Залига 04.05.04. Исп.08.06.04. Возраст 4сут.

Сечение 2

№ точки контр	8		9		10		11	СРЕДН.	ед.	
№ отсчетов	1	2	3	4	5	6	7			
1	20		18		16		16		дел.	О Т С К О К
2	20		20		22		16		-	
3	18		22		18		16		-	
4	21		22		18		18		-	
5	23		20		18		16		-	
средн. значение	20.4	20.4	20.4	19.4	18.4	17.4	16.4	18.97143	-	
ПРОЧНОСТЬ	5.876588	5.876588	5.876588	5.355579	4.863298	4.399024	3.962037	5.172814	Мпа	
1	41.4		37.7		38.2		43.9		МКС.	ультра- звук
2	41.5		37.5		38.1		43.8		МКС.	
3	40.4		37.1		37.8		44.2		МКС.	
4	40.2		37.6		38.7		43.9		МКС.	
5	40.5		37.4		38.5		42.8		МКС.	
6	40.6								МКС.	
средн. значение	40.76667	39.11333	37.46	37.86	38.26	40.99	43.72	39.73857	МКС.	
ПРОЧНОСТЬ	16.51946	18.60312	20.9496	20.35609	19.77939	16.2585	13.36107	17.97503	Мпа	



а)



б)

Рис. 9. Расположение постов контроля и диаграммы распределения прочности бетона по сечению 2 плиты №2:
 а - возраст бетона 6 сут.; б - возраст бетона 10 сут.

Плита №2. Залита 04.05.04. Исп.10.06.04. Возраст бсуг.										Таблица 3
Сечение 2										
№ точки кон	8	9	10	11	СРЕДН.		ед.			
№ отсчетов	1	2	3	4	5	6	7			
1	28		20		18		21	дел.		О Т С К О К
2	24		21		24		22	-		
3	24		22		22		22	-		
4	20		22		22		21	-		
5	20		20		20		21	-		
6								-		
средн. значение	23.2	22.1	21	21.1	21.2	21.3	21.4	-		
ПРОЧНОСТЬ	7.4944	6.8303	6.2033	6.2588	6.3146	6.3707	6.427	6.8426	МПа	
№ отсчетов	1	2	3	4	5	6	7			У Л Ь Т Р А З В У К
1	35.7		39.7		36.8		41.3	мкс.		
2	35.6		39.4		36.6		41.4	мкс.		
3	35.3		39.5		37.1		40	мкс.		
4	35.2		38.8		37.4		40.4	мкс.		
5	35.8		38.9		37.5		38.2	мкс.		
6			65.4*				39.8	мкс.		
средн. значение	35.52	37.39	39.26	38.17	37.08	38.632	40.183	мкс.		
ПРОЧНОСТЬ	24.088	21.246	18.408	19.969	21.529	19.378	17.227	21.246	МПа	
ПРОЧНОСТЬ	25.5	22.8	20.4	21.05	22	22.85	23.7	22.571	МПа	ИПС-МГ4

* - данные ультразвукового контроля в зоне раскрытия трещин

3. Разработка методики оценки распалубочной прочности монолитного бетона на основе совместного использования приборов, реализующих:

- ультразвуковой метод (Бетон-тестер ультразвуковой БНТУ);
- ударно-импульсный метод (ИПС – МГ4);
- метод упругого отскока.

УДК 624.12

Леонович С.Н. Ширей В.П.

УСИЛЕНИЕ КОНСТРУКЦИЙ ДРОБИЛЬНО-СОРТИРОВОЧНОГО ОТДЕЛЕНИЯ ОАО «КРАСНОСЕЛЬСКСТРОЙМАТЕРИАЛЫ» С УЧЕТОМ ВОЗДЕЙСТВИЯ ПОДВИЖНОЙ НАГРУЗКИ

ВВЕДЕНИЕ

Целью настоящего исследования является разработка конструктивного решения и технологии усиления строительных конструкций для обеспечения дальнейших нормальных условий эксплуатации сооружения с учетом работы его под воздействием подвижной нагрузки, находившегося долгое время в консервации.

В практике строительства часто возникает необходимость восстанавливать и усиливать конструкции, которые по тем или иным причинам не были введены в эксплуатацию вовремя и были на долгое время заморожены или просто брошены. Во многих случаях, как показывает опыт, их восстановление целесообразно и экономически выгодно. Однако при выполнении таких восстановительных операций возникают ряд трудностей с определением несущей способности восстанавливаемых конструкций и характера их совместной работы после введения в эксплуатацию.

Обычно при выполнении обследовательских работ проектную документацию, по которой была возведена вся конструкция или ее часть, в полном объеме найти не удастся, а выполнение обмеров и визуальных обследований не дает достаточных оснований для точной оценки несущей способности таких конструкций.

Рассмотрим конкретный пример.

В 2003 г. были проведены обследования приемного и дробильного отделения добавок с галреями «Красносельскстройматериалы» с разработкой технических рекомендаций для обеспечения их безопасной эксплуатации в течение проектного срока службы.

КРАТКАЯ ТЕХНИЧЕСКАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ОБЪЕКТА И РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНОГО ОБСЛЕДОВАНИЯ

Разгрузочная платформа для подвижного железнодорожного состава представляет собой монолитную балочную железобетонную клетку, состоящую из главных и второстепенных балок. Шаг второстепенных балок 6 м. Две главные монолитные железобетонные балки, опирающиеся на второстепенные балки, являются основными несущими элементами, которые по проекту должны воспринимать полезную нагрузку. Сечения главных балок 740×750(h) мм. (рис. 1)

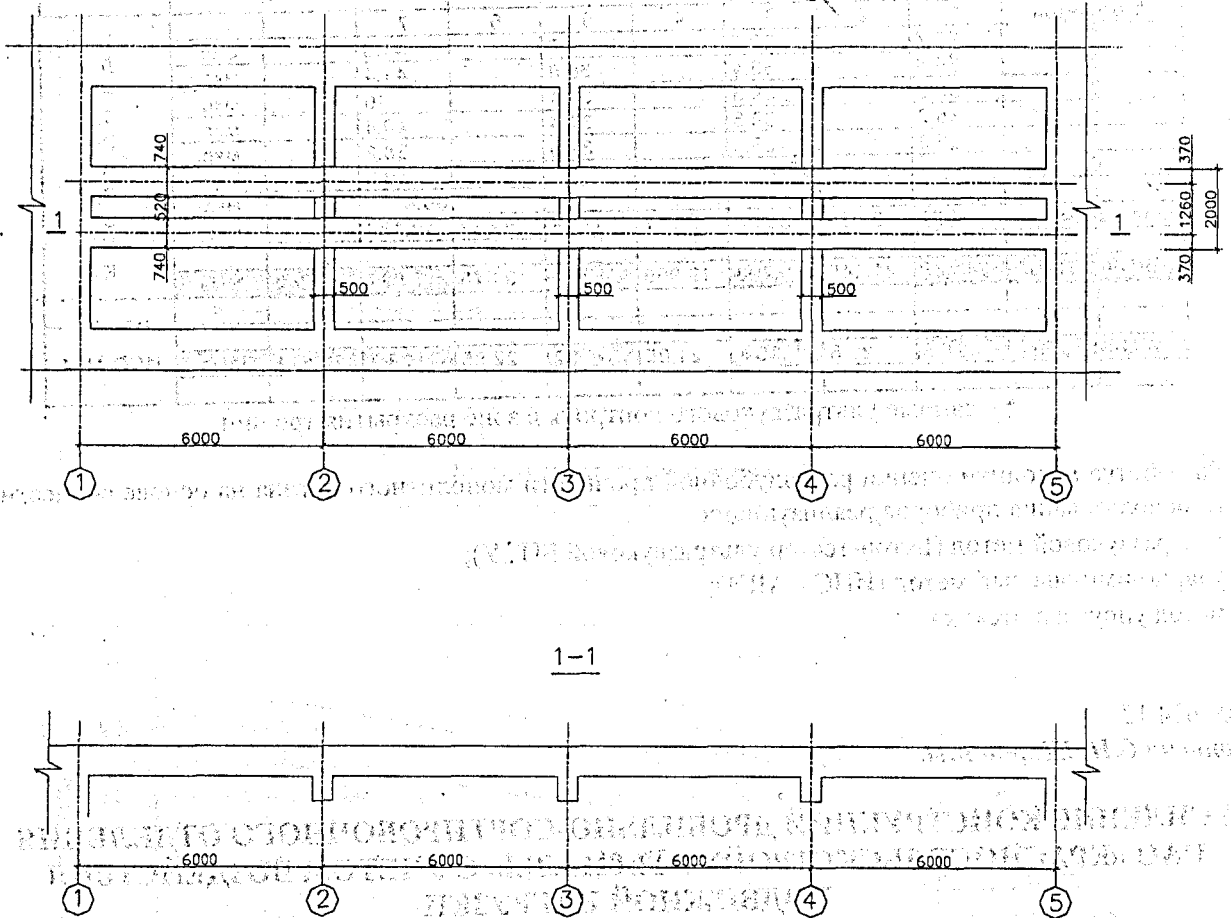


Рисунок 1 – Схема разгрузочной платформы

Разгрузочная платформа предназначена для разгрузки железнодорожных вагонов. Под балочной клеткой находится бункер со шнеком внизу для приема выгружаемого сыпучего материала.

Работа по обследованию была проведена из-за серьезных дефектов бетонирования и незаконченности работ по устройству железобетонной монолитной балочной клетки под проезд железобетонного транспорта.

В результате натурных обследований объекта, которые были осложнены прежде всего стесненными условиями, выявлены были следующие дефекты:

- отметка верха главных монолитных железобетонных балок завышена на 300 мм относительно уровня существующих подъездных путей;
- ось монолитных железобетонных балок смещена относительно оси рельса на 180...270 мм.

В связи с вышеизложенным, были сделаны следующие выводы:

- просчеты в отметках при бетонировании главных балок привели к уменьшению расчетного сечения балки на величину 300 мм, что значительно снижало проектную несущую способность;

- просчеты в выверке осей конструкции приводили к работе ее в другом напряженно-деформационном состоянии, когда, кроме изгиба, в конструкции возникало кручение, что значительно усугубило условия эксплуатации;
- прочностные показатели бетона, определенные методом упругого отскока (склерометр), ультразвуковым импульсным методом (прибор УКБ-101) и методом отрыва со скалыванием (ГПНС) показали невысокие результаты. Так, средняя прочность бетона в конструкции едва превышала 12,2 МПа, что крайне недостаточно для конструкций, подвергающихся динамическим нагрузкам;
- выполненные вскрытия позволили установить реальное армирование главных балок.

АНАЛИЗ РАБОТЫ МОНОЛИТНОЙ БАЛОЧНОЙ КЛЕТКИ РАЗГРУЗОЧНОЙ ПЛАТФОРМЫ

В процессе анализа предполагаемых путей решения данной проблемы был проведен ряд расчетов, чтобы проанализировать работу конструкции. Расчет проводился на 3 вида загрузения (см. рис. 2) при движении железнодорожного состава с полной полезной нагрузкой 71 т. Вес вагона принимался равным 27,2 т. Влияние динамики в расчете учитывалось введением соответствующих коэффициентов.

Полученные результаты свидетельствовали о недостаточной несущей способности исходного сечения главных балок монолитной железобетонной разгрузочной платформы.

Было принято решение об усилении главных монолитных железобетонных балок устройством монолитной железобетонной обоймы.

Для этого необходимо было выполнить следующие мероприятия:

- просчитать и законструировать усиление главных монолитных железобетонных балок;
- обеспечить требуемую высоту верхней точки рельса на главных балках относительно верхней точки рельса подъездных путей.

Расчет проводился на те же 3 загрузки, на которые были просчитаны первоначально конструкции разгрузочной платформы. В расчете не учитывался низкопрочный бетон главных балок разгрузочной платформы, а учитывалось только новое двутавровое сечение обоймы.

По результатам расчета было законструировано усиление главных монолитных железобетонных балок. Сохранив армирование поперечных балок, устанавливалась новая продольная арматура для нижней и верхней частей обоймы, а также новая поперечная арматура в бетонируемом зазоре между существующими главными монолитными железобетонными балками.

Три характерных сечения конструкции усиления, заармированные продольной арматурой $\varnothing 25A400$ и поперечной арматурой $\varnothing 8A400$ с шагом 60 мм в местах возникновения максимальных поперечных сил.

В связи с тем, что долгое время разгрузочная платформа находилась без эксплуатации для обеспечения лучшего сцепления обоймы с существующими балками было рекомендовано удалить мусор и пыль, тщательно промыть бетон струей воды под напором, а также произвести насечку на боковых поверхностях главных балок.

Бетонирование надо производить подачей бетона в зазор между существующими балками с постоянным уплотнением глубинным вибратором. Удобоукладываемость бетонной смеси должна характеризоваться осадкой конуса в пределах 8-10 см.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

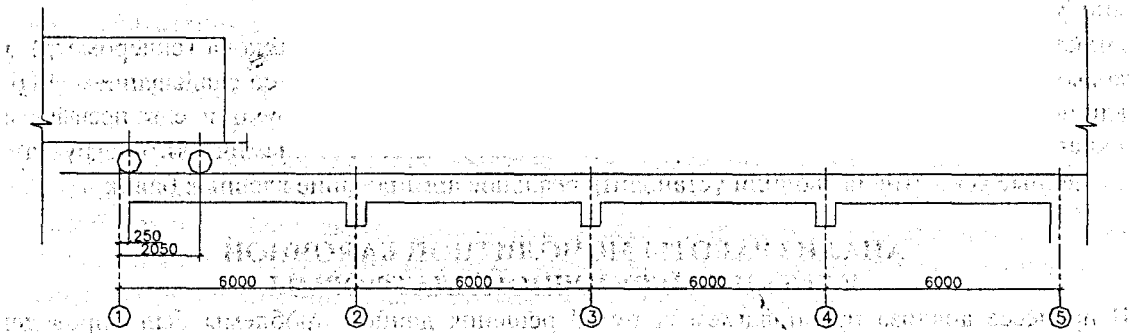
Натурным обследованием установлено, что:

- отметка верха главных монолитных железобетонных балок завышена на 300 мм относительно уровня существующих подъездных путей;
- ось монолитных железобетонных балок смещена относительно оси рельса на 180...270 мм;
- конструкция была выполнена с серьезными дефектами при бетонировании.

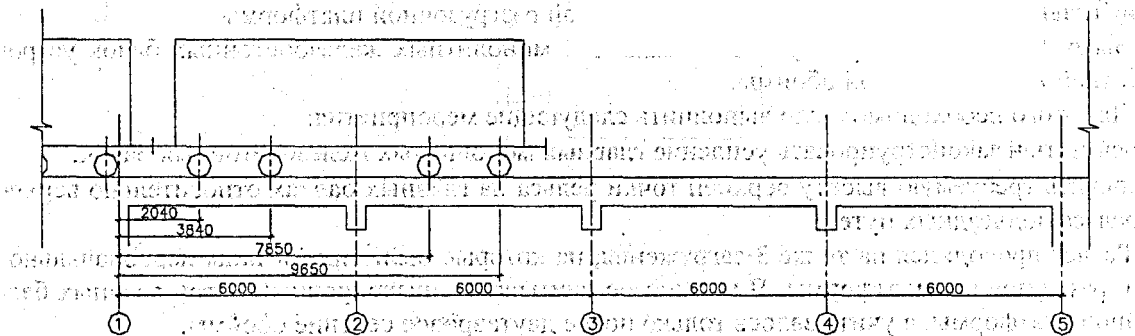
Выполненный анализ результатов натурального обследования и предварительных расчетов показал, что технологически и экономически более целесообразным будет усиление главных балок разгрузочной платформы обоймой без учета работы сечения незаконченных главных балок.

Приведенное решение было оптимальным в данном конкретном случае и может быть использовано при усилении разгрузочных конструкций, работающих на нагрузки от подвижного транспорта.

Загрузка номер 1



Загрузка номер 2



Загрузка номер 3

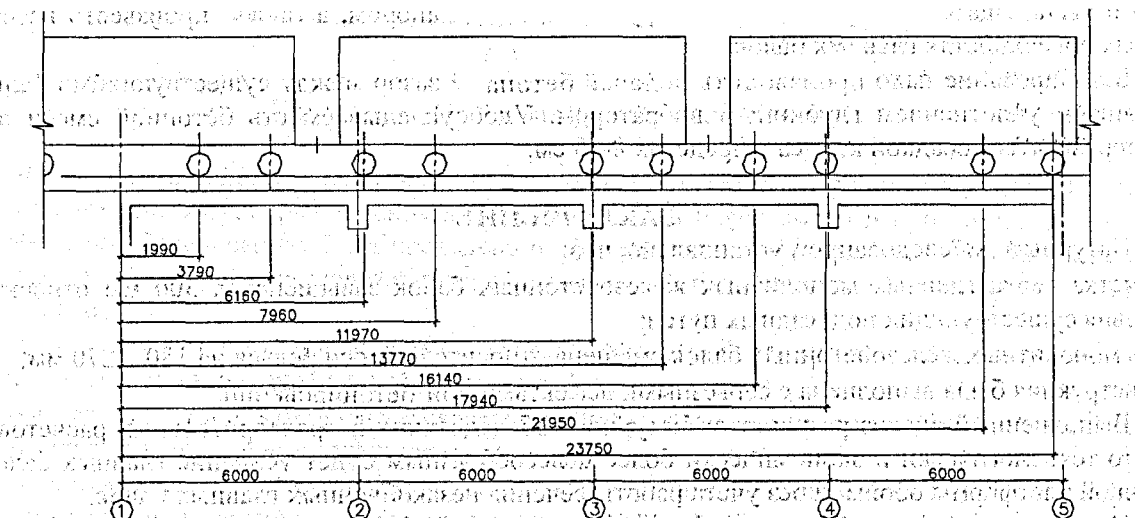


Рисунок 2 – Загрузки разгрузочной платформы подвижным железнодорожным составом

УДК 691.327: 620.179.05

Снежков Д.Ю. (БНТУ г.Минск)

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ АППАРАТНЫХ СРЕДСТВ УЛЬТРАЗВУКОВОГО КОНТРОЛЯ БЕТОНА

Измерение упруго-деформативных характеристик бетона имеет не менее важное значение для оценки несущей способности ж/б конструкций, чем измерение его прочности. Оценка параметров упругости дополнительно к оценке прочности бетона позволяет производить оценку состояния ж/б конструкций их деформативные характеристики как на стадии изготовления, так и в процессе эксплуатации.

К одним из основных параметров оценки упругих свойств бетона относятся модуль Юнга E и коэффициент Пуассона ν , измерение которых производится путем механических испытаний образцов бетона. Оперативная же оценка этих характеристик непосредственно в готовых изделиях практически не производится, хотя принципиальная возможность для этого существует, в частности, для акустического метода известны соотношения для параметров продольных и поперечных акустических волн:

$$c_1 = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}}; \quad (1)$$

$$c_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}};$$

где c_1 c_t — соответственно скорости продольной и поперечной волн;

E — модуль Юнга;

ν — коэффициент Пуассона.

Измерив скорости продольной и поперечной волн, можно из приведенных уравнений рассчитать искомые модули, в частности, коэффициент Пуассона можно вычислить через отношение скоростей этих волн:

$$\nu = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{\frac{c_1^2}{c_t^2} - 1} \right)$$

Определение характеристик упругости бетона на основе приведенных соотношений (1) дает оценку динамическим модулям, которые могут значительно отличаться от статических. Бетон представляет собой вязкоупругий материал, развитие и распространение динамических деформаций в нем связано с процессами внутреннего трения. Это проявляется при акустических испытаниях в частотной зависимости динамических модулей, и, в итоге, дает неоднозначность оценок упругих модулей, выполненных с применением различных приборных средств. Внутреннее трение связано с потерями энергии упругой волны и, в первом приближении, может оцениваться коэффициентом затухания, который необходимо принимать во внимание при измерениях её скорости. Создание уточненной математической модели для упругих и акустических характеристик бетона, как основы вычислительного алгоритма, представляет собой сложную задачу, как с теоретических позиций, так и в плане большого объема экспериментальных работ, и к настоящему времени в приемлемом для практики виде не решено.

Одной из проблем, затрудняющих реализацию приведенного подхода, является отсутствие оперативных функционально развитых средств контроля, имеющих возможность селективного измерения составляющих акустического сигнала. Существующими ГОСТами не регламентируется методика их разделения, хотя это могло бы служить источником дополнительных информативных параметров, как при определении прочности бетона, так и для оценки упругих свойств. Необходимо отметить отсутствие проработанных методик и достоверных данных по оценке упругих свойств бетона акустическими методами, имеющиеся ориентированы на устаревшую приборную базу.

В настоящее время появились образцы электроакустических преобразователей (ЭАП), в частности, российского ОАО «Акустические контрольные системы», позволяющие формировать акустические волны с различным типом поляризации. Сухой точечный акустический контакт, применяемый

в современных низкочастотных ЭАП, кроме решения основной своей задачи, позволяет управлять вектором поляризации волны при излучении и осуществлять пространственную селекцию акустического сигнала при приеме.

Применение СТК в низкочастотной ультразвуковой технике хорошо известно, в частности в приборах УК-14П (НПО «Волна» г.Кишинев) и УК1401 (ОАО «Акустические контрольные системы» г.Москва). Известна реализация СТК на основе объемных концентраторов, которые являются по существу механическими трансформаторами, согласующими акустический импеданс области пьезоэлемента ЭАП с импедансом зоны контакта с испытуемым материалом. Вектор колебаний протектора известных конструкции ЭАП такого типа параллелен оси концентратора. Возможности управления вектором поляризации волны такой преобразователь не дает. Дальнейшее совершенствование ЭАП привело к созданию конструкций, позволяющих эффективно управлять вектором колебаний точечного протектора.

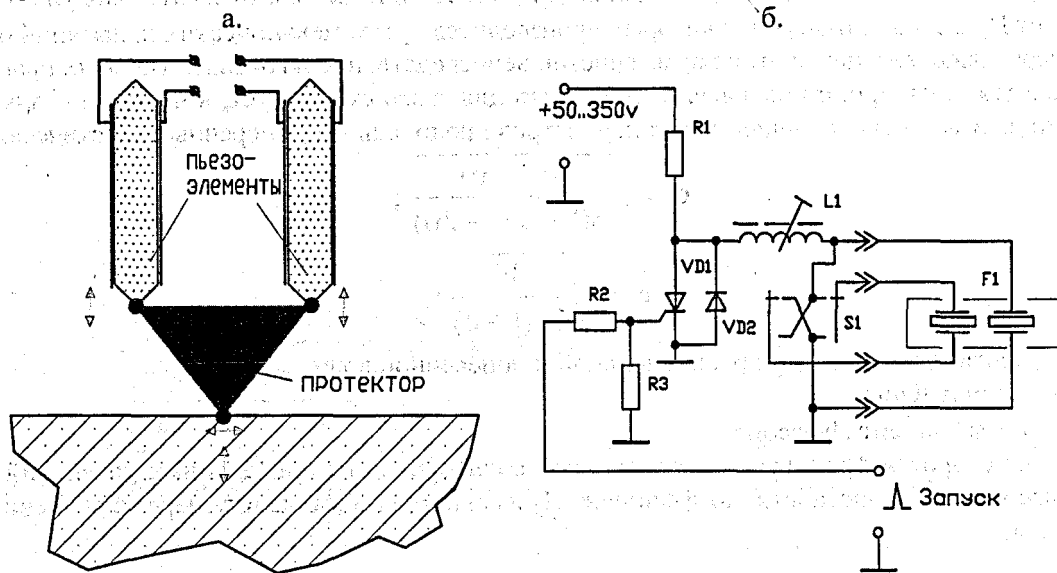
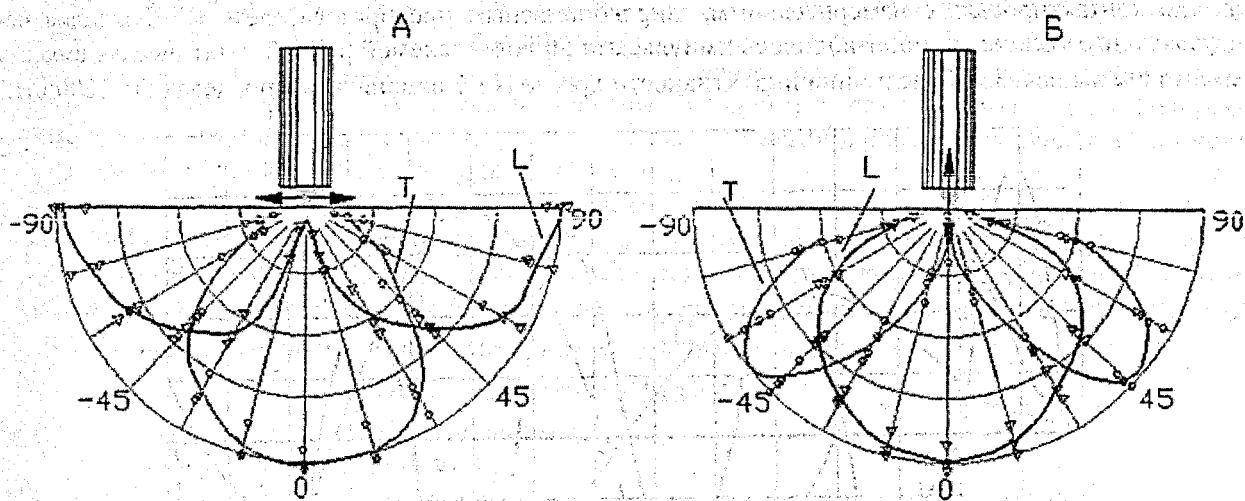


Рисунок 1— (а) Схема формирования колебаний протектора ЭАП; (б) Схема возбуждения пьезоэлементов.

На кафедре «Технология строительного производства» в рамках научно-исследовательской тематики по совершенствованию неразрушающего контроля бетона были проведены работы по конструированию ЭАП с сухим точечным контактом (СТК) на базе серийных пьезокерамических элементов ПО «Монолит» г.Витебск.

На рис. 1 приведены механическая схема сложения векторов колебаний пьезоэлементов и схема их возбуждения, а на рис. 2 - диаграммы направленности излучающих ЭАП, формирующих продольные и поперечные акустические волны. Измерения характеристик направленности выполнены на образцах из оргстекла, расстояние между излучателем и приемным преобразователем составляло 140 мм. Режим возбуждения излучателей импульсный - «ступенькой» напряжения 50..300 вольт от тиристорного ключа по типовой схеме. В качестве активного элемента излучателя были использованы фрагменты многослойной структуры серийно выпускаемого пьезотрансформатора из пьезокерамики ЦТС-19 (толщина слоев 0,4..0,6 мм). Приемные преобразователи были изготовлены из однослойных пьезоэлементов 2×8×24 мм. И в излучающем, и в приемном ЭАП использовался поперечный пьезоэффект. Внутреннее пространство ЭАП заполнялось компаундом на основе эпоксидной смолы без отвердителя.

Выполненные измерения подтвердили эффективность рекомендаций, приведенных в [1, 2]. Из приведенных диаграмм видно: каждый преобразователь является одновременно источником обоих типов волн, максимумы излучения которых в пространстве однородного материала не совпадают: для касательных к поверхности образца перемещениях протектора ЭАП угол между максимумами диаграмм направленности составляет около 90° (рис.2.а), при нормальном возбуждении поверхности - около 45° (рис 2.б).



А – ЭАП с касательными колебаниями протектора;
 Б – ЭАП с нормальными к поверхности колебаниями.

Рисунок 2 – Диаграммы направленности ЭАП с СТК.

Диаграммы построены в масштабе относительно максимального значения уровня сигнала для исследуемого типа колебаний, абсолютные же уровни сигналов для различных конструкций датчиков и типов колебаний отличались в несколько раз. В качестве передающего и приемного ЭАП использовались идентичные преобразователи, используемые попеременно в качестве излучателя и приемника, что позволило попутно оценить влияние на характер диаграмм режима нагрузки приемного ЭАП. Оценка уровня сигнала производилась по амплитуде первого вступления сигнала приемного преобразователя. Испытуемый приемный преобразователь нагружался входным сопротивлением измерительного усилителя; измерения диаграмм направленности выполнялись при режимах к.з. и х.х. Заметных различий характера диаграмм, выходящих за пределы разброса массива отсчетов, выявлено не было.

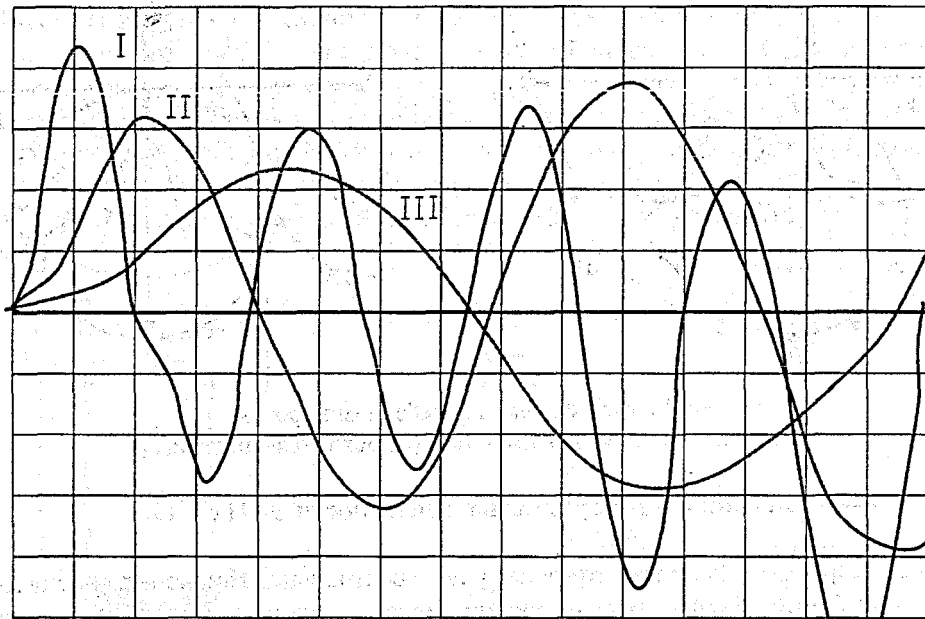
Значительный интерес может представлять ЭАП с касательными к поверхности колебаниями протектора (рис.2.а.), максимум излучения одного типа волн совпадает с минимумом другого, что позволяет осуществить пространственную селекцию объемных продольных и поперечных волн. Другим, не менее важным моментом является возможность временной селекции принимаемых волн. Это качество обусловлено малой длительностью импульсной характеристики ЭАП, составляющей 2..4 периода основных колебаний, что позволяет достаточно надежно различать сигналы различных типов волн на базах в пределах 200..300 мм.

Управление вектором поляризации упругих волн имеет ещё один аспект применения – для оценки трещин в бетонных изделиях. Определение глубины трещины на поверхности монолита, в соответствии с известной методикой, производится по разнице времени распространения акустического импульса в зоне раскрытия трещины и в стороне от нее. В процессе переизлучения колебаний от конца трещины может происходить трансформация характера волны: изменение её типа. Если не учитывать тип волны от излучателя достигающей конца трещины и формирующей переизлученную волну, что может иметь место при глубине трещины, соизмеримой с базой прозвучивания, то можно получить неверную оценку.

Кроме диаграмм направленности ЭАП, были выполнены работы по оценке частотных характеристик некоторых конструкций излучателей. Возможность управления частотным спектром зондирующего ультразвукового сигнала и частотная селекция принятого акустического импульса позволила бы получать дополнительную информацию о структуре бетона. Создание мультисоставных ЭАП позволило бы приблизиться к решению такой задачи. Типичные ЭАП, используемые в большинстве отечественных и зарубежных приборов ультразвукового контроля бетона, имеют выраженную резонансную характеристику, вершина которой соответствует рабочей частоте преобразователя.

На рис.3 приведены осциллограммы акустических импульсов, генерируемых «тонким» пьезоэлементом 2×6×24 мм, представляющим собой многослойную структуру, возбуждаемую по толщине. Активной, «работающей», была торцевая грань, которая через протектор из эпоксидной смолы аку-

стически контактировала с измерительным, широкополосным преобразователем. Возбуждение исследуемого пьезоэлемента производилось импульсами 50 вольт, схемой рис.1.б. Статическая ёмкость элемента составляла 35 пФ, величина индуктивности дросселя L1 изменялась в пределах 50..1200 мкН.



I – L1 = 55 мкН, частота колебаний $f \approx 120$ kHz;
II – L1 = 220 мкН, частота колебаний $f \approx 60$ kHz;
III – L1 = 900 мкН, частота колебаний $f \approx 30$ kHz;

Рисунок 3 – Осциллограммы акустических сигналов (цена деления по горизонтали - 5 мкс)

Как видно из рис.3, частота колебаний акустического сигнала определяется частотой резонансного контура образованного емкостью пьезоэлемента и индуктивностью дросселя L1. Характерным для исследованного преобразователя является отсутствие выраженных резонансов в проверенном диапазоне частот. Вероятно, основные резонансы расположены значительно выше по частоте.

Проведенные работы позволяют сделать вывод, что многослойные пьезоструктуры позволяют конструировать эффективные ЭАП с возможностью управления вектором поляризации волны и частотой колебаний без заметного снижения амплитуды в 2-4-х кратном диапазоне.

ЛИТЕРАТУРА

1. Козлов В. Н., Самокрутов А. А., Шевалдыкин В. Г. Ультразвуковой низкочастотный преобразователь. - Патент РФ № 2082163. - Бюлл., изобр., 1997, № 17.
2. Shevaldykin V. G., Kozlov V. N., Samokrutov A. A. Inspection of Concrete by Ultrasonic Pulse-Echo Tomograph with Dry Contact. 7th European conference on Non-Destructive Testing, Copenhagen, 26 - 29 May, 1998.

УДК 693.5/547.3

Bobko T.

MODELOWANIE ODPORNOŚCI MROZOWEJ BETONU W TECHNOLOGIACH ENERGOOSZCZĘDNYCH

Celem niniejszej pracy jest omówienie słabych miejsc w technologii betonowania zimowego oraz wskazanie wybranych metod modelowania powiązań między czynnikami natury fizyko-mechanicznej i cieplnofizycznej decydującymi o uzyskaniu przez twardniejący beton projektowanej odporności mrozowej.

Konsystencję mieszanki betonowej wywiera istotny wpływ na proces twardnienia betonu w temperaturach obniżonych i zimowych, dla tego sprawdzanie jej powinno odbywać się przynajmniej dwukrotnie: po raz pierwszy w okresie czasu wytwarzania i transportu mieszanki betonowej; a, po raz drugi

- w chwili układania i zagęszczania mieszanki betonowej. Kontrola w taki sposób wartości konsystencji mieszanki betonowej stosowanej w temperaturach obniżonych i zimowych, eliminuje negatywne wpływy atmosferyczne, drogowe i związane z nimi odchyłki rzeczywistej od projektowanej konsystencji mieszanki betonowej. Różnica pomiędzy konsystencją mieszanki betonowej w chwili jej układania a konsystencją wymaganą nie powinna przekraczać odchyłek od wymaganych wartości podanych w aktualnych normach:

- ± 1 cm wg stożka opadowego dla konsystencji plastycznej,
- ± 2 cm wg stożka opadowego dla konsystencji półciekłej i ciekłej,
- ± 20% wartości wskaźnika Ve-Be dla konsystencji gęsto plastycznej i wilgotnej.

Zależność między wartością osiadania stożka pomiarowego a konsystencją mieszanki betonowej określanej metodą Ve-Be po upływie 6 ÷ 7 godzin w temperaturze otoczenia $15 \leq t_5 \leq 20^\circ\text{C}$ z dokładnością do 0.014% przedstawiono w postaci wzoru opracowanego przez autora

$$\tau = 24.93 - 22.7 \lg h + 3.01 (\lg h)^2 \quad (1)$$

gdzie h – wartość osiadania stożka pomiarowego, cm,

τ – konsystencja wg metody Ve-Be, s.

Przydatność wzoru jest zagwarantowana poprzez łatwe i czytelne jego zastosowanie oraz ze względu na bardzo małą wartość resztkowej średniokwadratowej pozostałości, wysoki współczynnik korelacji i wysoką dokładność wzoru. Wyznaczniki przydatności tego modelu matematycznego przedstawiono w tabeli 1. Określone średnie wartości pochodnych pierwszej i drugiej oraz krzywiznę funkcji konsystencji zamieszczono odpowiednio w kolumnach 4, 5, 6.

Tabela 1 – Parametry modelu matematycznego zależności $\tau = F(h)$

Lp.	Wyznaczniki przydatności funkcji					
	R	d	$Sost$	dy/dx	d^2y/dx^2	k_{rs}
0	1	2	3	4	5	6
1	0.999031	0.014	0.117	- 4.95	8.39	0.035

Wartość osiadania stożka opadowego mieszanki betonowej w momencie formowania elementu konstrukcyjnego o wartości czynnika kształtu $6 \leq M_p \leq 16 \text{ m}^{-1}$ nie powinny przekraczać: w przypadku elementów konstrukcyjnych zbrojonych 1 ÷ 3 cm, gdy $\mu \leq 2.5478\%$; 3-6 cm, gdy $\mu \geq 2.5478\%$; 6 ÷ 8 cm, gdy $\mu \geq 6.3694\%$; gdzie μ - stopień objętościowego zbrojenia konstrukcji żelbetowej.

Realizacja procesów betonowania zimowego wymaga zmniejszenia zawartości wody w składzie mieszanki betonowej i dążenia do stosowania mieszanki betonowej o konsystencji gęsto plastycznej, zapewniającej przyspieszenie procesu twardnienia betonu w jego początkowej fazie. Stosowanie domieszek uplastyczniających, napowietrzających mieszankę betonową i przyspieszających proces twardnienia betonu pozwala zmniejszyć ilość wody zarobowej blisko 10%. Stosunek wodno-cementowy w składzie mieszanki betonowej do wznoszenia elementów konstrukcyjnych betonowych w temperaturach obniżonych i zimowych należy obniżać do minimalnie możliwych wartości. Jedynym warunkiem ustalenia konsystencji w tym przypadku jest osiągnięcie przez mieszankę betonową niezbędnej urabialności. (tab. 2).

Tabela 2 – Przedziały stosunku wodno-cementowego w zależności od klasy betonu i marki cementu stosowane w okresie zimowym

Lp.	Klasa betonu	Stosunek wodno-cementowy w zależności od marki cementu		
		30	40	50
0	1	2	3	4
1	10	0.65	-	-
2	15	0.55	0.65	-
3	25	0.38	0.45	0.50
4	30	-	0.38	0.40
5	40	-	-	0.38

Kontrolę wytrzymałości betonu w temperaturach obniżonych i zimowych na placu budowy należy przeprowadzać w procesie betonowania elementów konstrukcyjnych i po jego zakończeniu. Pierwszy okres kontroli wytrzymałości betonu przewiduje badania na próbkach, w których beton uzyskuje projektowaną wytrzymałość w warunkach temperaturowych i wilgotnościowych, zdaniem badaczy, bardzo zbliżonych do

warunków autentycznego twardnienia betonu. A więc efektywność kontroli za pomocą tej metody w znacznym stopniu zależy od zbieżności uwarunkowań twardniejącego betonu elementów konstrukcyjnych i betonu próbek. Wobec tego należy zaznaczyć, że zachowanie jednakowych warunków jest bardzo trudne. W dużej ilości próbek zbieżność uwarunkowań nie gwarantuje adekwatności wyników badań wytrzymałości betonu w próbkach i w samej konstrukcji. Faktem jest, że przechowywanie próbek w postaci kostek betonowych w warunkach zimowych oraz metoda określania wytrzymałości betonu za pomocą próbek nie uwzględnia efektu cieplnego wynikającego z uwodnienia cementu w betonie elementów konstrukcyjnych. Nieuwzględnienie efektu samo ocieplenia betonu powoduje rozbieżności między wynikami badanej wytrzymałości próbek, a faktyczną wytrzymałością betonu elementu konstrukcyjnego, sięgające ponad 25%.

Bardzo trudnym zadaniem jest modelowanie uwarunkowań uzyskania przez beton odporności na mróz w próbkach i autentycznych elementach konstrukcyjnych, dojrzewających zgodnie z metodą zachowania ciepła i niebywale trudnym zadaniem jest modelowanie uwarunkowań, związanych z obróbką cieplną. Ten fakt warunkuje wprowadzenie niezbędnych korekt wyników badań eksperymentalnych.

Drugi okres kontroli wytrzymałości betonu przewiduje **badania gotowych elementów konstrukcyjnych**. Ten okres uwzględnia bezpośrednie wycinanie i pobieranie próbek betonowych z ciała gotowego elementu konstrukcyjnego i badanie wytrzymałości betonu kostek wycinanych na skutek ich zniszczeniem lub po zastosowaniu innych metod pośrednich. Bezpośrednie wycinanie i pobieranie próbek betonowych z ciała gotowego elementu konstrukcyjnego i badanie wytrzymałości betonu kostek wycinanych pozwala określić bezpośrednio wartość wytrzymałości betonu. A jednak metoda ta jest w pewnym stopniu skomplikowana i nie zawsze dokładna ze względu na to, że wytrzymałość betonu w próbce nie odpowiada faktycznej wytrzymałości betonu w elemencie konstrukcyjnym. Przyczyną tego jest uszkodzenie struktury betonu w procesie wycinania kostek betonowych. Metoda ta nie jest przydatna w przypadku smukłych elementów konstrukcyjnych o wartości czynnika kształtu $6 \leq M_p \leq 16 \text{ m}^{-1}$ i wysokim stopniu nasycenia elementu konstrukcyjnego przez metal.

Badania wytrzymałości betonu zrealizuje się przez zastosowanie między innymi **metod badań nieniszczących**, które są zaliczane do grupy **metod pośrednich**. Do określenia wytrzymałości betonu służą pośrednie charakterystyki, takie jak: jak prędkość rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego, średnica odcisku węgelnika do badania twardości betonu, wysokość sprężystego odskoku w procesie uderzenia, znajdujące się w korelacyjnej zależności z wytrzymałością betonu. Do zalet nieniszczących metod zalicza się: możliwość określenia wytrzymałości betonu w dowolnym miejscu każdego elementu konstrukcyjnego, wysoki stopień dokładności wyników badań, możliwość zmechanizowania i zautomatyzowania procesu realizacji badań, a to oznacza polepszenia rzetelności wyników badań eksperymentalnych.

W betonowaniu zimowym rozpowszechnione są fizyczne i mechaniczne metody kontroli wytrzymałości betonu.

Fizyczne metody kontroli prowadzono, opierając się na zasadach rozpowszechniania fal w twardniejącym betonie. Podstawą do opracowania fizycznych metod kontroli wytrzymałości betonu stanowią efekty akustyczne, elektromagnetyczne i izotopów promieniotwórczych. Ze względu na charakterystykę fali dźwiękowej oraz akustyczne metody kontroli wytrzymałości betonu fizyczne metody kontroli dzieli się na impulsowe i ciągłe. Metody impulsowe służą do określenia charakterystyki wytrzymałości betonu w zależności od rozpowszechniania fali dźwiękowej i notowania, jej parametrów lub określenie parametrów swobodnych i wymuszonych drgań o niskiej częstotliwości, powstałych w rezultacie wibracji.

W szerokim zakresie stosuje się, między innymi, metoda impulsu ultradźwiękowego, oparta na obliczaniu czasu przebiegu impulsu ultradźwiękowego przez beton między dwoma akustycznymi przetwornikami promieniotwórczymi a odbiornikiem, wg PN-74/B-06261. W przypadku węgelnego sposobu pomiaru uzyskuje się wyniki w postaci matematycznych zależności korelacji między prędkością rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego a wytrzymałością betonu. W przypadku powierzchniowych badań za pomocą ultradźwięków otrzymuje się wyniki w postaci matematycznych zależności między czasem rozpowszechniania impulsu ultradźwiękowego a wytrzymałością betonu.

Teoretyczną podstawą badań ultradźwiękami jest twierdzenie, że szybkość rozpowszechniania ultradźwięku i stopień jego zanikania zależą od modułu sprężystości betonu

$$R_s = f(v) \quad (2)$$

gdzie v – szybkość rozpowszechniania ultradźwięku w betonie, m/s

$$v = (E_b / \rho)^{0.5} \quad (3)$$

R_s – wytrzymałość betonu na ściskanie, MPa,

ρ – gęstość pozorna, N/m³,

E_b – moduł sprężystości betonu, N/cm².

Ultradźwiękowa metoda badań pozwala określić wytrzymałość betonu z wystarczająco wysoką dokładnością, gdyż maksymalne odchylenia mieszczą się w przedziale 5 ÷ 10%. Często stosuje się urządzenia pomiarowe "Beton-12". Urządzenie to jest przenośne o wadze 3 kg, zasilane za pomocą baterii o 12 V, stosuje się do określania wytrzymałości betonu w elementach konstrukcyjnych o grubości do 1.0 ÷ 1.2 m. Udoskonalenie omawianego urządzenia pomiarowego powinno zmierzać w kierunku zmniejszania rozpraszania kwantowego i uzyskania wyrazistości ultradźwięku.

Do grupy przydatnych w warunkach zimowych metod kontroli wytrzymałości betonu należy zaliczyć i polecić do zastosowania metody radiometrii, określające stopień zagęszczenia betonu i opierające się na założeniu, że w miarę zwiększania stopnia zagęszczenia betonu zwiększa się ilość wchłanianych γ -promieni. W tym celu, jak i w celu kontroli wilgotności piasku i kruszywa można stosować zasadę zmniejszania energii bardzo wysokich częstotliwości.

Do grupy metod mechanicznej kontroli wytrzymałości betonu elementów konstrukcyjnych zalicza się badanie wytrzymałości betonu na próbkach, badanie wytrzymałości z lokalnym niszczeniem betonu elementu konstrukcyjnego oraz badanie wytrzymałości bez niszczenia betonu, lecz z uwzględnieniem odkształceń plastycznych.

Preferowane są głównie uwarunkowania i metody określania wytrzymałości betonu przewidziane w PN-75/B-06250, BN-73/6736-01.

Metody mechaniczne badania wytrzymałości z lokalnym niszczeniem betonu elementu konstrukcyjnego, gdy istnieje konieczność wrywania części betonu z elementu konstrukcyjnego w temperaturach obniżonych i zimowych, nie znalazły szerokiego rozpowszechnienia, bowiem są one skomplikowane, pracochłonne, wymagające uzupełniających instalacji i umożliwiają kontrolę wytrzymałości betonu w nielicznych punktach elementu konstrukcyjnego.

Wytrzymałość betonu warstw powierzchniowych wybranych elementów konstrukcyjnych z uwzględnieniem wartości odkształceń plastycznych badano za pomocą młotka Szmida typu N wg PN-74/B-06262 i młotka Kaszkarowa. W badaniach ustawia się młotek na stwardniały beton i uderza się w jego głowicę młotkiem ślusarskim. W tym momencie kula, umieszczona w dolnym końcu młotka jest wciskana w beton za pomocą siły udarowej, tworzy odcisk na powierzchni betonu o średnicy d_b . Górna część kuli tworzy odblask o średnicy d_e na wzorcu stalowym o kształcie pręta. Wartość pośrednią wytrzymałości określi się jako średni stosunek d_b/d_e po dziesięciu uderzeniach. Tarowana linia krzywa wskazuje na uzyskaną wartość liczbową wytrzymałości betonu. Wytrzymałość betonu wytwarzanego na wybranych cementach produkcji polskiej i krajów WNP przedstawiono w tabelach 3,4,5, parametry modeli- w tabelach. 6,7,8.

Do celów modelowania uwarunkowań technologicznych zapewniających uzyskanie przez beton odporności na mróz na fragmentach elementów konstrukcyjnych betonowych i próbkach często stosowane są komory klimatyczne wysokociśnieniowe KTBV-8000/2 i komory klimatyczne KTK-3000.

Dane techniczne komory klimatycznej			
wysokociśnieniowej KTBV-8000/2			klimatermokomory KTK-3000
- kubatura produkcyjna, l	8000		3000
- długość, mm	2300		1500
- szerokość, mm	2200		1200
- wysokość, mm	1870		1650
- czynniki chłodnicze	R22	R12	R22
- zakres temperatur, °C	+ 330 do -70	+300 do -65	+ 99.9 do -30
- czas stygnięcia, h	4	5	-
w zakresie, °C	+20 do -70	+20 do -65	-
- czas nagrzewania, h	1	1	-
w zakresie, °C	+20 do +300	+20 do +300	-
- stabilność temperatury ± 3°C w zakresie -70 do +100°C			± 54.6 do 273 °C

Tabela 3 – Receptura analizowanych mieszanek betonowych

Lp.	Klasa betonu	Marka cementu	os. cm	w/c	Cement kg/m ³	Kruszywo kg/m ³	Piasek kg/m ³	Woda l/m ³	Uwagi
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	B40	CP60S	1 ÷ 4	0.51	340	1180	690	175	izot.- adiab.
2	B30	CP50	1 ÷ 4	0.48	410	1150	650	195	jw.
3	B20	CP40	1 ÷ 4	0.59	330	1150	730	195	jw.
4	B15	CP30	1 ÷ 4	0.62	280	1160	600	175	jw.
5	B15	CP35ż	1 ÷ 4	0.53	310	1180	775	165	jw.
6	B20	tabl.5	1 ÷ 4	0.53	300	1975	-	158	adiabat

Tabela 4 – Wytrzymałość betonu B20 na CP40 (MPa/%R₂₈)

Lp.	Wiek h	Średnia temperatura betonu t ₆ , °C								
		-3	0	5	10	20	30	40	50	60
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	12	-	0.26	0.79	1.05	2.62	4.45	7.07	9.95	13.1
		1	3	4	10	17	27	38	50	
2	24	0.79	1.31	2.62	3.40	6.55	9.17	12.05	14.67	16.76
		3	5	10	13	25	35	46	56	64
3	48	1.57	3.40	5.24	6.81	11.0	14.4	17.29	19.38	21.21
		6	13	20	26	42	55	66	74	81
4	72	2.36	4.98	7.33	9.69	13.36	17.02	20.17	22.00	24.09
		9	19	28	37	51	65	77	84	92
5	120	3.14	7.07	9.95	12.83	16.76	20.43	23.31	24.88	28.02
		12	27	38	49	64	78	89	95	107
6	168	4.19	8.90	12.05	14.93	19.12	22.79	25.40	26.71	-
		16	34	46	57	73	87	97	102	-
7	336	5.24	12.83	15.98	18.59	22.52	26.19	27.76	-	-
		20	49	61	71	86	100	106	-	-
8	672	6.55	17.29	20.43	22.52	26.19	-	-	-	-
		25	66	78	86	100	-	-	-	-

WYKAZ LITERATURY

1. Bobko F.A.: Optymalizacja potencjału energetycznego tężenia mieszanki w aspekcie zapewnienia wymaganej mrozoodporności betonu i elementów konstrukcyjnych. Wyniki badań. Podstawy modelowania i prognozowania. Monografia NR 47 ISBN 83-85031-95-2 IISSN 0860-5017, Częstochowa, 1997, s. 243.
2. Kiernożycki W.: Termiczne naprężenia wymuszone w betonowych budowlach masywnych z uwzględnieniem zjawisk reologicznych. Prace Naukowe Politechniki Szczecińskiej 1992 nr 487, Instytut Inżynierii Lądowej nr 31.
3. Bukowski B.: Technologia betonu. Część 1 i 2. Arkady, Warszawa 1963.

Tabela 5 – Charakterystyki cementów uzyskane w warunkach adiabatycznych oraz $t_6 = 20^{\circ}\text{C}$, $w/c = 0.53$, $C = 300 \text{ kg/m}^3$ [7]

Lp.	Nazwa cementu	Warunki wiązania		Powierzchnia właściwa	Wytrzymałość na ściskanie po godzinach, $\text{MPa}/\%R_{28}$						Zawartość %		Ciepło uwodnienia po upływie godzin, kJ/kg		
		początek h	koniec h		24	72	120	168	672	C ₃ S	C ₃ A	24	72	120	168
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Chełm 35	1' 25"	3' 20"	3520	11.1	26.7	29.5	30.9	39.9	68.8	8.5	263	330	336	340
2	Chełm 45	2' 30"	4' 20"	3780	10.5	27.9	33.3	36.1	46.2	59.7	9.6	241	310	328	331
3	Góraźdze 35	2' 45"	3' 45"	2940	8.2	26.0	30.6	32.8	40.1	54.5	8.9	255	314	325	328
4	Strzelce Opolskie 35Ż	2' 15"	3' 55"	2900	8.32	22.1	27.0	29.7	39.7	48.7	14.6	220	294	302	304
5	Chełm 35Ż	3' 10"	4' 35"	2970	8.9	23.2	26.6	28.1	38.5	68.8	8.5	174	273	294	301
6	Góraźdze 35P	3' 00"	4' 55"	3220	8.12	19.5	23.3	25.6	37.9	54.5	8.9	191	278	295	297
7	Małogoszcz 45	4' 00"	5' 10"	2970	10.1	26.6	33.2	36.9	40.8	55.5	5.4	164	261	279	284
8	Nowiny 35	2' 55"	4' 15"	2550	8.42	19.9	23.4	25.3	39.0	55.2	7.6	186	256	276	284
9	Nowiny 35P	4' 15"	5' 35"	2650	6.3	16.0	19.8	22.5	36.6	55.2	7.6	153	246	270	277
10	Małogoszcz 35/90	3' 45"	5' 10"	2760	5.7	10.5	13.9	16.7	33.6	36.3	2.6	98	174	205	218

Tabela 6 – Współczynniki modelu matematycznego (H, Rs, %R₂₈) = b₀ + b₁lnτ + b₂(lnτ)² (t₆ = 20 °C)

Lp	Nazwa cementu	Mb	C [kg/m ³]	w/c	Do określenia wytrzymałości betonu [MPa / % Rb]			Ocena przydatności wzoru			Do określenia ciepła uwodnienia cementu [kJ/kg]			Ocena przydatności wzoru	
					b ₀	b ₁	b ₂	Współ. kor. I	Dokładność [%]	b ₀	b ₁	b ₂	Współ. kor. I	Dokładność [%]	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
1	Glinowy CG 60	B-40	500	0.4	-6* -9.56*	13.12* 20.64*	12.09* 20.69*	0.999975 0.999909	0.01 0.02	-193.51* -35.66*	331.34* 91.22*	-22.44* 35.11*	0.988087 0.97925	2.4 4.1	
2	CP 60 S	B-30	500	0.38	-59 -112.77	29.96 57.25	-1.96 -3.75	0.99843 0.99849	0.31 0.30	-71.63* -6.22*	124.72* 15.35*	18.29* 50.78*	0.98694 0.99159	2.59 1.67	
3	CP 50	B-25	395	0.4	-46.37 -117.98	22.65 57.6	-1.46 -3.71	0.999532 0.999424	0.09 0.12						
4	CP 40	B-15	365	0.5	-14.47 -55.28	6.93 26.48	-0.0961 -0.37	0.99411 0.994099	1.17 1.18						
5	CP 30	B-7.5	265	0.55	-4.44 -22.03	1.4 6.84	0.36 1.85	0.99749 0.99762	0.5 0.48	17.36* -38.53*	-41.73* 90.15*	62.92* 18.09*	0.99982 0.989601	0.04 2.07	
6	CP 30 Z	B-7.5	265	0.55	-7.36 -28.57	2.32 9.1	0.44 1.65	0.997802 0.998019	0.44 0.40						

*- współczynniki obliczone wg wzoru $H = b_0 + b_1 \lg \tau + b_2 (\lg \tau)^2$

Tabela 7 – Współczynniki oceny przydatności modeli matematycznych określających wytrzymałość betonu

Lp.	Nazwa cementu	Klasa betonu	C kg/m ³	w/c	dy/dx (kJ/kg)/h	d ² -y/dx ² (kJ/kg)/h ²	T	R	d %	Sost	L _{3y}	k _{śr}	R _{śr}	n
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	Chełm 35	B20	300	0.53	0.24580	0.002050	4	0.98292	3.386	1.724	-0.573	0.004619	216.5	5
								0.98839	2.308	3.567	-1.435	0.004420	226.2	5*
2	Chełm 45	B20	300	0.53	0.27750	0.002313	4	0.99841	0.317	0.662	-0.712	0.004869	205.4	5
								0.99874	0.251	1.27	-1.522	0.004307	232.2	5*
3	Góraźdze 35	B20	300	0.53	0.25500	0.002125	4	0.99614	0.77	0.938	-0.741	0.005046	198.2	5
								0.99783	0.432	1.741	-1.815	0.004153	290.8	5*
4	St.Opolskie 35ż	B20	300	0.53	0.22500	0.001875	4	0.99945	0.108	0.338	-0.557	0.004428	225.8	5
								0.99984	0.031	0.455	-1.396	0.004331	230.9	5*
5	Chełm 35ż	B20	300	0.53	0.22170	0.001850	4	0.98893	2.201	1.418	-0.520	0.004311	231.9	5
								0.99028	1.934	3.413	-1.311	0.004419	226.3	5*
6	Góraźdze 35p	B20	300	0.53	0.19417	0.001618	4	0.99693	0.611	0.752	-0.395	0.003420	292.4	5
								0.99825	0.350	1.493	-1.014	0.004330	230.9	5*
7	Małogoszcz 45	B20	300	0.53	0.27670	0.002306	4	0.99644	0.710	0.909	-0.805	0.005158	193.9	5
								0.99749	0.501	1.884	-1.987	0.004090	244.5	5*
8	Nowiny 35	B20	300	0.53	0.1950	0.001625	4	0.99298	1.397	1.163	-0.368	0.003157	316.8	5
								0.99359	1.277	2.836	-0.928	0.004251	235.2	5*
9	Nowiny 35p	B20	300	0.53	0.1650	0.001375	4	0.99845	0.308	0.547	-0.306	0.002549	392.3	5
								0.99939	1.122	0.945	-0.845	0.003971	251.8	5*
10	Małogoszcz 35/90	B20	300	0.53	0.1158	0.000960	4	0.99974	0.050	0.213	-0.062	0.000805	1242.	5
								0.99987	0.026	0.453	-0.201	0.002042	489.7	5*

Objaśnienia : n - ilość obserwacji, * - wytrzymałość procentowa, %R₂₈

dy/dx - średnia wartość szybkości procesu uzyskania wytrzymałości betonu z 5 dob, MPa/h, L_{3y}-funkcjonal, k_{śr}-średnia krzywizna linii

trendu, d²-y/dx² - średnia wartość przyspieszenie procesu uzyskania wytrzymałości betonu z 5 dob, MPa/h²,

T- typ modelu matematycznego, R- współczynnik korelacji, d- dokładność wzoru, R_{śr}- promień krzywizny linii trendu .

Tabela 8 – Układ estymowanych modeli matematycznych określających zależności między wytrzymałością betonu na ściskanie w MPa a ciepłem uwodnienia cementu w kJ/kg

Lp.	Klasa betonu	Marka cementu	Typ modelu matematycznego T									
			$R_u = F(t)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(t_6)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(t)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(t_6)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(H)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$R_u = F(H)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(H)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t_6 = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$	$H = F(R_u)$ $t = \text{const}$ $y = F(x)$
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		
1	B40	CP60S	3	5	3,4,6	4,5	1	1	1,6	1		
2	B30	CP50	3	5	3,5,6	4,5	1,2,5	2,6	1,2,5	1,2,6		
3	B20	CP40	3,6	5	4,5	4,5	1,2	5	1,2,4,6	1,4,5		
4	B15	CP30	4	5	4,5	4,5	1,6	1,5,6	1,2,4,5	2,5		
5	B15	CP30Z	3	5	3,5,6	5,6	1,6	5,6	1,4,6	3,5		

T - Typ modelu matematycznego

1/ $y = b_0 + b_1x$

2/ $y = b_0 \cdot x^b$

3/ $y = b_0 + b_1(\ln x) + b_2(\ln x)^2$

4/ $y = b_0 \cdot x^{b_1}$

5/ $y = b_0 + b_1x + b_2x^2$; 6/ $y = \frac{x}{b_0 + b_1x}$

Boltryk M., Nikitin V., Backiel-Brzozowska B.

WPLYW WYBRANYCH PARAMETRÓW TECHNOLOGICZNYCH NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE CERAMIKI BUDOWLANEJ

WPROWADZENIE

Proces wypalania wyrobów ceramicznych można scharakteryzować maksymalną temperaturą i czasem przetrzymywania w tej temperaturze oraz prędkością nagrzewania i studzenia wsadu. Prędkość nagrzewania ma istotny wpływ na procesy fizykochemiczne, zachodzące podczas wypalania ilów i mas ceramicznych. Wzrost prędkości nagrzewania czerepu do określonej temperatury maksymalnej powoduje zmniejszenie lepkości fazy ciekłej, przy czym ilość i skład oraz budowa fazy ciekłej i fazy krystalicznej zależy od rodzaju iłu [1]. Z tego wynika, że wpływ prędkości wypalania na jakość tworzyw ceramicznych jest zróżnicowany, w zależności od zastosowanych surowców. Zwiększenie prędkości nagrzewania mas ceramicznych, może przykładowo wpływać na wzrost bądź spadek wytrzymałości na ściskanie wyrobów, w zależności od rodzaju iłu [1]. Prędkość wypalania ma silny wpływ na rozmiary kryształów nowopowstałych faz krystalicznych. Zwiększenie rozmiaru kryształów z 5-15 μm do 40-50 μm powoduje spadek wytrzymałości materiałów ceramicznych.

Studzeniu wyrobów towarzyszy pojawienie się w czerepie naprężeń, będących rezultatem przejścia materiału ze stanu piroplastycznego do kruchego, polimorficznych przemian kwarcu i krystalobalitu oraz gradientu temperatury w wyrobach. Można też przypuszczać, że istnieje interakcja pomiędzy prędkością nagrzewania i studzenia tworzyw ceramicznych w procesie wypalania, mająca wpływ na cechy techniczne wyrobów.

Złożoność procesów zachodzących w czerepie ceramicznym podczas obróbki termicznej utrudnia formułowanie teorii analitycznej, dającej podstawy do wyznaczania warunków intensywnego, a jednocześnie bezpiecznego wypalania wyrobów. W rezultacie parametry określające proces wypalania z reguły wyznacza się w sposób doświadczalny. W pracy przedstawiono rozwiązanie zagadnienia ilościowej oceny wpływu prędkości nagrzewania i studzenia, maksymalnej temperatury wypalania oraz składu granulometrycznego dodatku piasku kwarcowego na wytrzymałość próbek ceramicznych.

CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU BADAWCZEGO

Badanie eksperymentalne przeprowadzono w warunkach laboratoryjnych na próbkach formowanych na mokro z masy plastycznej za pomocą prasy, w postaci sześcianu o długości krawędzi 50mm. Masa formiercza składała się z iłu plastycznego pochodzącego z Zakładu Ceramicznego „Lewkowo” z Lewkowa Starego, oraz miejscowego piasku rzeczno-glinianego. Il należy do klasy glin łatwo topliwych, o temperaturze topnienia około 1200°C oraz przedziale spiekania około 50-60°C. Wykorzystuje się do produkcji wyrobów budowlanej ceramiki ściennej. Skład granulometryczny iłu cechuje się dużą ilością najdrobniejszych frakcji. Około 88% masy iłu stanowią cząstki o wymiarze mniejszym niż 10 μ . Ilość cząstek o wymiarach mniejszych niż 2 μ wynosi od 50 do 60%. Powierzchnia właściwa suchego iłu wynosi 128m²/g. Głównym minerałem ilastym jest illit (hydrolyszczyk), któremu towarzyszą minerały grupy chlorytowej i montmorylonitowej lub zmieszane warstwowo minerały (ilit – montmorylonit). Skład chemiczny iłu w postaci procentowego udziału masowego tlenków przedstawia się następująco: SiO₂ – 46-48%; Al₂O₃ – 14-17%; Fe₂O₃ + FeO – 6,1-7,4%; CaO – 9-10%; MgO – 3,6-4,1%; K₂O + Na₂O – 3,8-4,6%. Utrata masy przy prażeniu osiąga 12,5-13,1%. Ilość wolnego kwarcu wynosi około 10%.

W celu regulacji cech technicznych iłu wprowadzono dodatek korygujący w postaci piasku kwarcowego, w którym znajduje się w przybliżeniu 0,3% bardzo drobnych cząstek marglu. W piasku znajduje się najwięcej ziaren o średnicy od 0,06 do 1mm, których kształt zbliżony jest do kulistego. Ich ilość wynosi 96%. Mniej więcej dwie trzecie tych ziaren ma wymiar od 0,25 do 1mm. Niestety w dostępnej literaturze brakuje jednakowych poglądów na temat pożądanego składu granulometrycznego piasków. Według Awgustynika [2] wskazane jest zastosowanie piasków średnioziarnistych, o wymiarze ziaren od 0,25 do 0,5mm, natomiast według Rogowego [3] piasków gruboziarnistych o frakcji od 0,5 do 2mm. Jednocześnie autorzy tych prac twierdzą zgodnie, że piaski pylaste nie mogą być wykorzystywane w ceramice budowlanej.

Model, plan i wyniki eksperymentu

W pracach [3, 4] opisano problem wyboru modelu eksperymentalno – statystycznego w postaci wielomianu, opisującego zależności wytrzymałości próbek na ściskanie od maksymalnej temperatury

wypalania, czasu przetrzymywania oraz ilości dodatku piasku kwarcowego. Analogicznie zależność wytrzymałości na ściskanie próbek ceramicznych od maksymalnej temperatury wypalania (czynnik X_1 zmieniający się na poziomach 840, 920 i 1000°C), prędkości nagrzewania (czynnik X_2 na poziomach 1, 2 i 3°C/min) i prędkości studzenia (czynnik X_3 na poziomach 1, 2 i 3°C/min) opisano wielomianem kwadratowym:

$$\hat{y} = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2, \quad (1)$$

w którym $x_1 = \frac{X_1 - 920}{80}$; $x_2 = X_2 - 2$; $x_3 = X_3 - 2$ są to wartości kodowane, mające dla określonych poziomów czynników X_i znaczenie -1, 0, 1.

Próbki sześciennie, o długości krawędzi $a=5\text{cm}$, wykonano z masy ceramicznej zawierającej 85% ilu i 15% piasku kwarcowego o zróżnicowanym składzie granulometrycznym: drobny - Z_1 (do 0,25mm), średni - Z_2 (0,25-0,5mm) lub gruby - Z_3 (0,5-1,0mm). Po wysuszeniu kostki wypalono w zmiennych warunkach (maksymalna temperatura wypalania oraz prędkość nagrzewania i studzenia wsadu). Próbki były przez 2 godziny przetrzymywane w maksymalnej temperaturze.

Tablica 1. Plan eksperymentu i wyniki badań wytrzymałości na ściskanie

Nr próby	CZYNNIKI ZMIENNE			WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCISKANIE [MPa] próbek z dodatkiem piasku:		
	X_1	X_2	X_3	$Z_1=1$	$Z_2=1$	$Z_3=1$
	°C	°C/min	°C/min			
1	1000	1	1	38,2	32,6	27,9
2	840	1	1	48,6	40,8	37,8
3	1000	3	1	37,4	31,5	28,7
4	840	3	1	40,6	38,0	35,6
5	1000	1	3	44,5	39,8	35,6
6	840	1	3	63,3	57,2	45,5
7	1000	3	3	34,4	31,0	31,2
8	840	3	3	44,9	39,3	35,5
9	840	2	2	49,6	40,3	42,8
10	1000	2	2	47,1	37,0	32,2
11	920	1	2	48,8	39,1	43,7
12	920	3	2	44,6	38,5	32,8
13	920	2	1	50,2	35,2	32,5
14	920	2	3	39,5	32,9	30,3

Dane doświadczalne nieodzowne do wyznaczenia współczynników wielomianu (1) uzyskano po przeprowadzeniu eksperymentu opartego na kompozycyjnym, symetrycznym planie, zawierającym 14 prób [6]. Plan zrealizowano dla każdej z trzech frakcji dodatku piasku kwarcowego. Plan eksperymentu oraz uzyskane wyniki wytrzymałości na ściskanie próbek ceramicznych (y , MPa) przedstawiono w tablicy 1.

ANALIZA WYNIKÓW EKSPERYMENTU

Analizując wyniki badań wytrzymałości na ściskanie (Tablica 1) można zauważyć, że dane zmieniają się w znacznym przedziale, zarówno w poszczególnych wierszach jak i w kolumnach, co oznacza, że czynniki zmienne mogą posiadać efekty istotne ze statystycznego punktu widzenia.

Dane każdej kolumny tablicy 1, zawierające wyniki badań wytrzymałości próbek z dodatkiem piasku o składzie granulometrycznym Z_1 , Z_2 i Z_3 aproksymowano wielomianami kwadratowymi (1). W pierwszym kroku obliczono wszystkie oceny współczynników tych wielomianów. Następnie, tak jak w pracach [5, 7], wykonano analizę wykresną na siatce rozkładu normalnego 14 reszt i określono wartości odchylenia standardowego S_y (oceny błędu eksperymentu) dla każdego z trzech wielomianów, bazując na $\nu=4$ stopniach swobody. Aby nie pominąć możliwych, istotnych efektów czynników X_1 , X_2 i X_3 najpierw przyjęto poziom istotności $\alpha=0,2$; W zagadnieniach inżynierskich zwykle przyjmuje się $\alpha=0,05$. Według kryterium t-Studenta ($\alpha=0,2$) dla modelu sformułowanego na podstawie wyników wytrzymałości na ściskanie próbek z dodatkiem piasku drobnego (pierwsza kolumna danych tablicy 1, $Z_1=1$) za istotne statystycznie można było uznać następujące współczynniki b_0 , b_1 , b_2 , b_{23} . Przy $Z_2=1$ model posiadał

dotatkowy efekt istotny w postaci współczynnika b_3 . Model dla trzeciej kolumny danych ($Z_3=1$) włączał 6 istotnych współczynników $b_0, b_1, b_2, b_3, b_{23}$ i b_{33} .

W trakcie eksperymentu obliczeniowego wykazano, że włączenie współczynnika b_{33} do modeli zbudowanych dla $Z_1=1$ i $Z_2=1$ pogarsza ich charakterystyki statystyczne. W trzecim modelu (dla $Z_3=1$), po włączeniu i wyłączeniu współczynnika b_{33} , charakterystyki statystyczne praktycznie nie ulegały zmianom. Na podstawie tych ustaleń, we wszystkich trzech modelach uwzględniono w dalszej analizie tylko pięć następujących współczynników: b_0, b_1, b_2, b_3 i b_{23} . W rezultacie uzyskano następujące równania regresji:

$$\hat{y}_{Z_1} = 45,12 - 4,54x_1 - 4,15x_2 + 1,16x_3 - 2,46x_2x_3 \quad (\text{przy } Z_1 = 1) \quad (2)$$

$$\hat{y}_{Z_2} = 38,1 - 4,37x_1 - 3,12x_2 + 2,21x_3 - 2,85x_2x_3 \quad (\text{przy } Z_2 = 1) \quad (3)$$

$$\hat{y}_{Z_3} = 35,15 - 4,16x_1 - 2,67x_2 + 1,56x_3 - 1,63x_2x_3 \quad (\text{przy } Z_3 = 1) \quad (4)$$

Analiza wykreślna 14 reszt na siatce rozkładu normalnego, którą przeprowadzono dla każdego z wielomianów (2-4), umożliwiła określenie poszczególnych wartości S_y i S_y^2 , bazujących na $\nu=9$ stopniach swobody. Według G-kryterium Kohrena ($\alpha=0,05$) oceny S_y^2 , charakteryzujące dyspersję błędu eksperymentu, okazały się statystycznie jednorodne. Można więc uśrednić ich wartości, uzyskując ocenę dyspersji błędu eksperymentu $S_y^2=12,57$ ($\nu=27$), którą przyjęto jako końcową w dalszej analizie statystycznej. Przy dyspersji błędu eksperymentu $S_y^2=12,57$ w równaniach (2-4) najmniejszy współczynnik $|b_1|=4,16$ należy uznać za statystycznie istotny przy poziomie istotności $\alpha=0,002$; najmniejszy współczynnik $|b_2|=2,67$ przy $\alpha=0,05$ i współczynnik $|b_3|=1,56$ oraz $|b_{23}|=1,63$ przy $\alpha=0,2$.

Według F-kryterium Fishera ($\alpha=0,05, \nu_1=9$ i $\nu_2=27$) należy uznać, że równania (2-4) są adekwatne do danych eksperymentalnych, na podstawie których zostały sformułowane. Rozpatrując wartości współczynników wielomianów można zauważyć stałe ujemne efekty wzrostu maksymalnej temperatury wypalania X_1 i prędkości nagrzewania X_2 . Wzrost prędkości studzenia w zależności od poziomu czynnika X_2 , może powodować zarówno istotny dodatni (przy $x_2=-1$), jak i nieistotny efekt ujemny (przy $x_2=1$). Można podsumować, że przy wzroście prędkości nagrzewania, w rozpatrywanej przestrzeni czynników zmiennych, aby utrzymać odpowiednią wytrzymałość próbek, należy zmniejszyć prędkość studzenia i odwrotnie, przy obniżeniu prędkości nagrzewania prędkość studzenia można podwyższyć.

Z porównania wielomianów (2-4) oraz danych eksperymentalnych zamieszczonych w kolumnach tabeli 1 można wnioskować, że wraz ze wzrostem rozmiarów ziaren piasku, dodawanego do masy ceramicznej w ilości 15%, wytrzymałości na ściskanie próbek spada. Aby uzyskać ilościową ocenę wpływu składu granulometrycznego piasku na wytrzymałość równania (2-4) aproksymowano sprowadzonym wielomianem pierwszego stopnia. W rezultacie sformułowano następujący model:

$$\hat{y} = 45,12Z_1 + 38,1Z_2 + 35,15Z_3 - (4,54Z_1 + 4,37Z_2 + 4,16Z_3)x_1 - (4,15Z_1 + 3,12Z_2 + 2,67Z_3)x_2 + (1,16Z_1 + 2,21Z_2 + 1,56Z_3)x_3 - (2,46Z_1 + 2,85Z_2 + 1,63Z_3)x_2x_3 \quad (5)$$

Ocenę adekwatności modelu przeprowadzono według metody punktów kontrolnych [8], zgodnie z którą dla każdego punktu formułuje się iloraz uwzględniający rozkład t-Studenta:

$$t = \frac{|y - \hat{y}|\sqrt{n}}{S_y\sqrt{1 + \xi}} \quad (6)$$

w którym y i \hat{y} oznacza odpowiednio wartość wytrzymałości na ściskanie próbek, ustalona dla danego punktu kontrolnego w sposób eksperymentalny i obliczoną na podstawie modelu (5), natomiast n oznacza liczbę powtórnych prób w punkcie kontrolnym. Wartość współczynnika ξ dla sprowadzonego wielomianu liniowego wyznacza się ze wzoru:

$$\xi = \sum_{i=1}^3 Z_i^2 \quad (7)$$

Wyznaczone według wzoru (6) wartości parametru t porównuje się z wartościami odczytanymi z tablic statystycznych ($t_{\alpha,\nu}$). Przy założonym poziomie istotności $\alpha=0,05$ i liczbie stopni swobody $\nu=25$ dyspersji błędu eksperymentu uzyskano $t_{0,05,27}=2,052$. W tabelicy 2 zamieszczono wartości parametru t , obliczone w ośmiu punktach kontrolnych.

Z tablicy 2 wynika, że każda z obliczonych wartości parametru t była mniejsza niż $t_{0,05;27}=2,052$. Można więc przyjąć, że model (5) w sposób adekwatny odzwierciedla dane doświadczalne we wszystkich rozpatrywanych punktach kontrolnych.

Tablica 2 – Wartości parametru t obliczone w ośmiu punktach kontrolnych

Nr pkt.	X_1	X_2	X_3	Z_1	Z_2	Z_3	y	\hat{y}	n	ξ	t
	°C	°C/min	°C/min				MPa	MPa			
1	900	3	3	0,5	0,5	0	31,71	38,12	1	0,5	1,476
2	900	3	3	0,5	0	0,5	37,56	37,13	1	0,5	0,099
3	900	3	3	0	0,5	0,5	38,68	37,64	1	0,5	0,239
4	840	3	3	0,33	0,33	0,33	44,53	39,84	1	0,33	1,145
5	990	3	3	0,5	0	0,5	26,56	32,23	1	0,5	1,306
6	990	3	3	0	0,5	0,5	28,33	29,65	1	0,5	0,304
7	990	3	3	0,33	0,33	0,33	33,89	31,67	1	0,33	0,542
8	840	1	1	0,33	0,33	0,33	49,03	43,18	1	0,33	1,429

PODSUMOWANIE

Sformułowano model eksperymentalno - statystyczny w postaci wielomianu, który opisuje wpływ maksymalnej temperatury wypalania, prędkości nagrzewania i studzenia oraz wpływ składu granulometrycznego piasku na wytrzymałości na ściskanie próbek ceramicznych na bazie ilitu z Lewkowa Starego z dodatkiem piasku kwarcowego. Z modelu wynikają następujące zależności:

- wzrost maksymalnej temperatury wypalania z 840 do 1000°C powoduje spadek wytrzymałości na ściskanie tworzyw ceramicznych (stały ujemny efekt); maksymalny spadek (około 30) odnotowano przy prędkości studzenia wsadu 3°C/min;
- zmniejszenie rozmiaru ziaren dodatku piasku kwarcowego w zakresie od 1mm do 0,25mm powoduje wzrost wytrzymałości na ściskanie próbek ceramicznych (do 30%);
- zwiększenie prędkości nagrzewania z 1 do 3°C/min powoduje ujemny efekt, którego wartość zależy od prędkości studzenia wsadu;
- chcąc utrzymać odpowiednią wytrzymałość tworzyw ceramicznych należy zwiększać

LITERATURA

1. V. F. Pavlov: Fizyko-himičeskie osnovy obźiga izdelij stroitel'noj keramiki, Strojizdat, Moskwa (1977);
2. A. I. Avgustinik: Ceramika, Arkady, Warszawa (1980);
3. M. I. Rogovoj: Tehnologija iskusstvennyh poristyh zapolnitelej i keramiki, M.: Strojizdat, (1974);
4. M. Bołtryk, V. Nikitin, B. Backiel-Brzozowska: Optymalizacja ilości i składu granulometrycznego piasku oraz temperatury wypału ceramiki ściennej pod kątem wytrzymałości na ścisłkani, Polski Biuletyn Ceramiczny, 80, Kraków (2003), 587-592;
5. B. Backiel-Brzozowska, M. Bołtryk, V. Nikitin: Modelowanie związków pomiędzy niektórymi czynnikami technologicznymi oraz wytrzymałością na ścisłkanie ceramiki ściennej, Zeszyty Naukowe Politechniki Białostockiej: Budownictwo, 23 (2003), 7-19;
6. V. V. Nalimov (redaktor): Tablicy planov eksperimenta dlja faktornych i polinomial'nyh modelej, Metallurgija, Moskwa (1982);
7. V. Nikitin, M. Bołtryk, B. Backiel-Brzozowska: Prognozowanie mrozoodporności ceramiki ściennej z uwzględnieniem składu masy ceramicznej oraz warunków wypału, Polski Biuletyn Ceramiczny, 80, Kraków (2003), 593-598;
8. S. L. Ahnazarova, V. V. Kafarov: Metody optimizacji eksperymenta w himičeskoj tehnologii, Vysša škola, Moskwa (1985);

Artykuł zrealizowano w ramach prac badawczych S/IIB/1/02 oraz W/IIB/1/03

CALUSIŃSKI Piotr

METODOLOGIA WYDŁUŻANIA ŻYWOTNOŚCI STANOWISK BADAWCZYCH PRZEZ ICH MODERNIZACJĘ

Artykuł ma na celu ukazanie i przybliżenie metodologii prac przy modernizowaniu układów pomiarowo – rejestrujących stanowisk badawczych do badania materiałów. Tekst w zarysie przybliża etapy prac przy modernizacji stanowisk. Odpowiednio wykonana modernizacja umożliwia bowiem w znaczący sposób obniżenie kosztów badań oraz zmniejsza pracochłonność tychże badań. Uzyskać również można znaczący wzrost dokładności uzyskiwanych pomiarów i skrócić czas wykonywania cyklu badawczego przez skrócenie przerw pomiędzy badaniami. Odpowiednio wykonana modernizacja stanowiska badawczego pozwala również wykonać większą ilość badań w danym okresie rozrachunkowym.

1. PRZEDMOWA

Nowoczesne stanowiska badawcze do badań materiałów są wyposażane w skomplikowane układy elektroniczne umożliwiające bardzo dokładne pomiar oraz ciągłą rejestrację wyników. Ww. stanowiska wyposaża się również w rozwinięte układy przetwarzające, aby uzyskiwane pomiary charakteryzowały się jak największą dokładnością i wykluczały błędy spowodowane przez obsługę stanowisk badawczych podczas odczytu wyników pomiaru.

Przy wykonywaniu pomiarów cyfrowych jest możliwy jednocześnie ciągły odczyt z czujników wraz z dowolną analizą wyników na komputerach. Wyniki uzyskiwane z tego typu stanowisk można w łatwy i ciągły sposób publikować w internecie co umożliwia opracowywanie uzyskanych danych w dowolnym miejscu świata o dowolnej porze. Dzięki połączeniu poszczególnych maszyn badawczych z siecią komputerową uzyskuje się również możliwość ciągłego 24 godzinnego nadzoru nad maszynami badawczymi.

Stanowiska badawcze nowej generacji do badań materiałów budowlanych są jednak bardzo drogie, a przy ograniczeniach budżetowych placówek badawczych ich zakup jest wręcz niemożliwy.

Rozwiązaniem pośrednim umożliwiającym uzyskanie dobrych wyników badawczych oraz usprawniającym funkcjonowanie laboratoriów jest modernizacja będących na wyposażeniu stanowisk badawczych. Dlatego ważnym tematem dla kontynuowania prac naukowych na odpowiednim sprzęcie staje się przystosowywanie już istniejących stanowisk z układami odczytowo – pomiarowymi starego typu do pracy z czujnikami i układami cyfrowymi.

Odpowiednio zaplanowana i przeprowadzona modernizacja sprzętu znajdującego się na wyposażeniu jednostki badawczej zapewni odpowiedni poziom prac badawczych. Dzięki przeprowadzonej modernizacji pracownicy laboratorium powinni uzyskać również lepsze warunki pracy.

Proces modernizacji sprzętu powinien więc być odpowiednio zaplanowany i sukcesywnie wdrażany. Systematyczne modernizacja sprzętu umożliwia ograniczenie kosztów wynikających z modernizacji i rozłożenie ich w dłuższym okresie czasu.

2. PRACE MODERNIZACYJNE I ICH PRZEBIEG

Modernizacja stanowisk badawczych umożliwia jak już wspomniano znaczną redukcję kosztów związanych z zakupami nowych układów badawczych, a jednocześnie umożliwia wykonywanie badań na sprzęcie o wysokiej klasie pomiarowej. Proces doposażania starych stanowisk badawczych w nowy osprzęt pomiarowy jest skomplikowany i pracochłonny.

Realizacja poprawnego procesu doposażania stanowiska badawczego powinna zawierać następujące etapy:

- Zapoznanie z podobnymi maszynami badawczymi i stosowanymi w nich układami pomiarowymi,
- Dobór czujników i układów pomiarowo rejestrujących,
- Wykonanie projektu mocowania i podłączenia czujników oraz wyprowadzenia przewodów,
- Wykonanie układu pomiarowego wraz z montażem,
- Wykonanie cyklu badawczego testującego wykonany układ badawczy.

Każdy z etap pracy należy wykonać jak najbardziej starannie i sumiennie by efekt końcowy jakim jest gotowe stanowisko badawcze był jak najlepszy i pozwalał na kolejne przyszłościowe modernizacje dzięki którym dane stanowisko może być wykorzystywane przez długie lata.

3. ETAPY MODERNIZACJI

Rozpoczynając prace modernizacyjne należy bezwzględnie zapoznać się z maszynami badawczymi danego typu by uzyskać jak najwięcej informacji o zastosowanych metodach pomiarowych, rodzajach czujników stosowanych w tych maszynach i sposobach podłączania układów pomiarowych. Podczas tego typu „wywiadu” należy uzyskać jak najwięcej informacji o zaletach a także wadach poszczególnych rozwiązań technicznych. Zapoznając się więc z stosowanymi rozwiązaniami należy zwracać uwagę na:

- konkretne sposoby mocowania czujników i usytuowania,
- połączenia układu pomiarowego,
- położenie elementów rejestrujących itd.

Konieczna jest również obserwacja zastosowanych układów pomocniczych takich jak:

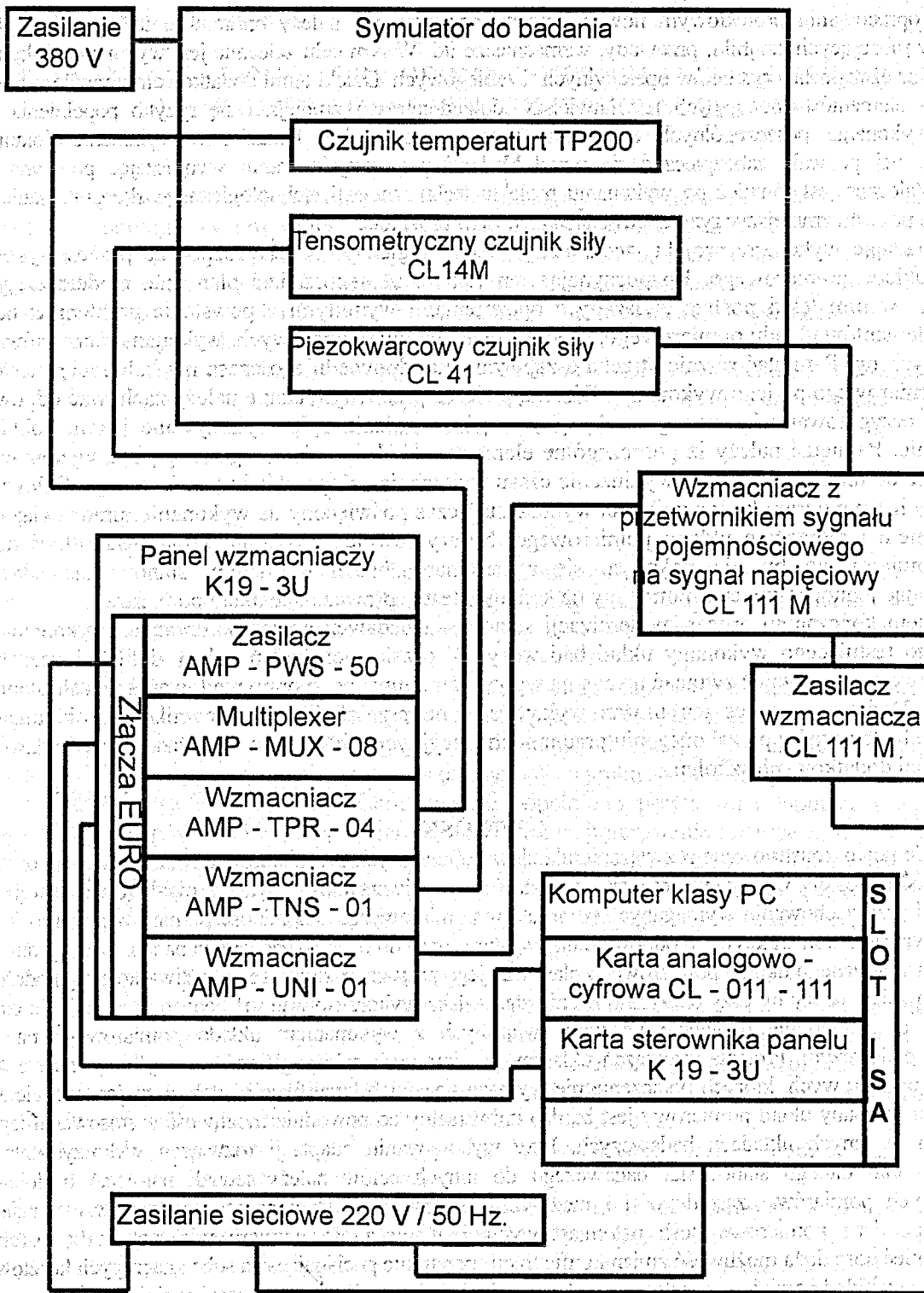
- filtry,
- przedwzmacniacze,
- wzmacniacze,
- przetworniki,
- karty sterujące wzmacniaczami i ich umiejscowienie w stosunku do układów mechanicznych symulatorów.

Systematyzując literaturowy przegląd czujników możliwych do wykorzystania przy tworzeniu koncepcji oprzyrządowania stanowiska badawczego, uzyskuje się konkretny spis rodzajów czujników możliwych do zastosowania przy pomiarze: momentu tarcia, siły uderowej, temperatury itp. Korzystając z uzyskanych w ten sposób informacji należy wyselekcjonować informacje o interesujących nas elementach i układach pomiarowych. Z całej gamy oferowanego na naszym rynku oprzyrządowania pomiarowego (czujników, przewodów, złączy, wzmacniaczy, filtrów, przetworników, kart analogowo – cyfrowych, itd.) wyselekcjonować należy te, które są najbardziej przydatne w realizacji układu pomiarowego w danym symulatorze.

Kolejny etap pracy modernizacyjnej to praca związana z uzyskiwaniem informacji o firmach produkujących elementy układów pomiarowych i ich produkcji. Firmy działające na zasadzie Czaki Thermo - Produkt specjalizują się w produkcji układów i czujników do pomiaru jednej wielkości fizycznej. Zaś inne typu ZEPWN, SELS, Bruel & Kjaer oferują całą gamę czujników i układów pomiarowo - rejestrujących pozwalających na pomiar : siły, przemieszczenia, ciśnienia, temperatury, itd.. Czujniki i układy pomiarowe poszczególnych firm różnią się między sobą konstrukcją, parametrami, układami pomocniczymi i cenami, dla tego wybór odpowiednich czujników i układów pomiarowo - rejestrujących nastęrcza dość duży problem. Konieczne jest więc zapoznanie się z parametrami poszczególnych czujników i układów pomiarowo - rejestrujących oferowanych na rynku. Należy więc zapoznać się z jak największą liczbą czujników, wzmacniaczy, kart analogowo – cyfrowych itd. gdyż dzięki temu możemy dokonać najlepszego doboru odpowiednich elementów do wyposażenia układu pomiarowego w modernizowanym stanowisku badawczym. Należy pamiętać iż podjęte kontakty z firmami mogą również zaowocować w późniejszym czasie współpracą i pomocą techniczną już na etapie projektowania układu pomiarowego. Korzystając z zebranej dokumentacji należy przeanalizować możliwe sposoby realizacji oprzyrządowania symulatora. Po analizie wszelkich możliwych sposobów realizacji oprzyrządowania symulatora, konieczne jest opracowanie kilku konkurencyjnych projektów wyposażenia danego stanowiska badawczego. Następnie należy skonsultować te opracowania. Podczas konsultacji o wyborze konkretnego rozwiązania oprzyrządowania stanowiska badawczego i zastosowanych elementach przeważnie decydują następujące warunki :

- parametry elementów pomiarowych i całego układu pomiarowego,
- cena poszczególnych elementów pomiarowych,
- jakość wykonania elementów pomiarowych,
- niezawodność działania przy długotrwałej pracy poszczególnych elementów układu pomiarowego,
- gabarytowe wymiary czujników,
- konieczna w danych rozwiązaniach ilość czujników,
- rodzaje, dostępność i prostota obsługi oprogramowania sterującego układem pomiarowym,
- wykorzystanie elementów pomiarowych znajdujących się w posiadaniu placówki badawczej,
- czas wykonania i dostarczenia elementów układu pomiarowego,
- prostota montażu i podłączenia elementów układu pomiarowego,
- dostęp do serwisu,
- warunki gwarancyjne i pomoc techniczną oferowane przez firmy itd.

Przed rozpoczęciem prac projektowych należy zaplanować i opracować schemat blokowy ilustrujący konieczne elementy w układzie pomiarowym i sposób ich łączenia. Dopiero po wykonaniu schematu blokowego można zabrać się do projektowania układu pomiarowego i wrysowania go w rysunek złożeniowy symulatora.



Rysunek Przykładowy schemat blokowy systemu pomiarowego stanowiska badawczego.

Przy projektowaniu układu pomiarowego powinno się zwracać szczególną uwagę na:

- prowadzenie przewodów pomiarowych i ich zabezpieczanie przed uszkodzeniami,
- sposób mocowania czujników i ich umiejscowienie,
- sposób zabezpieczania czujników przed zniszczeniem lub uszkodzeniem w wyniku pracy stanowiska badawczego,
- wpływ układu pomiarowego na proces badawczy itd.

Po opracowaniu projektowym nowego układu pomiarowego należy opracować technologię wykonania elementów mocujących czujniki, przewody, wzmacniacze itd. W tym celu zalecane jest wykonanie dokumentacji technologicznej w postaci rysunków operacyjnych i zabiegowych. Dzięki temu dodatkowemu opracowaniu proces wykonania elementów mocujących jest łatwiejszy, dokładniejszy i zmniejsza się ryzyko popełnienia błędów podczas wykonania poszczególnych elementów przez pracowników. Dodatkowo wykonanie dokumentacji technologicznej pozwala zabezpieczyć się przed błędami przy projektowaniu wymuszając ponowną analizę projektu. Zalecane jest również po wykonaniu projektu technicznego i technologicznego skonsultowanie go, co dodatkowo pozwoli zmniejszyć ryzyko powstania błędów w projekcie.

Posiadając wykonany projekt techniczny i technologiczny należy rozpocząć proces wykonania i montażu układu pomiarowego. Rozpoczynając ten etap należy sporządzić plan prac modernizacyjnych i uwzględnić w nim lekki poślizg związany z opóźnieniami wynikłymi z powstania problemów podczas: spedycji elementów układu pomiarowego, produkcji elementów pomiarowych, wykonania uchwytów, zmian projektowych itp. Pamiętać również trzeba o zapewnieniu odpowiedniego czasu na: kalibrację i testowanie układu pomiarowego po jego wykonaniu. Dlatego podczas prac w tym etapie należy zachować odpowiednio wcześniej przygotowany harmonogram by poszczególne zadania były wykonywane jak najdokładniej i sukcesywnie. Pamiętać należy iż poszczególne elementy układu pomiarowego mogą być wykonywane na zamówienie co może powodować wydłużenie czasu wykonania całego układu pomiarowego. Celowym jest więc dobry harmonogram by jak najlepiej wykorzystał czas poświęcony na wykonanie prac związanych z wytworzeniem i montażem układu pomiarowego. Należy również dokładnie zaplanować okres montażu układu pomiarowego by nie pokrywał się z terminami badań na danym stanowisku badawczym, uwzględniając jednocześnie czas potrzebny na końcowe testy sprawdzające układ pomiarowy.

Etapem kończącym proces modernizacji stanowiska badawczego jest kalibracja i wykonanie cyklu badawczego testującego wykonany układ badawczy. W czasie tych badań należy dokładnie nadzorować układ badawczy jak również zwracać uwagę na wpływ zamontowanego oprzyrządowania na całe stanowisko badawcze. Dodatkowo okres ten można wykorzystać na przeszkolenie pracowników obsługujących to stanowisko badawcze by po zakończeniu prac modernizacyjnych można było rozpocząć prace badawcze bez konieczności dodatkowych szkoleń.

4. WNIOSKI

Każde nowo konstruowane rozwiązanie układów pomiarowych symulatorów charakteryzować powinno się jak największą prostotą wykonania, montażu i obsługi oraz uniwersalnością wraz z możliwością łatwej zmiany konfiguracji przy zachowaniu wymaganych parametrów pomiarowych. Dokładność pomiarów powinna być przy danym rozwiązaniu konstrukcyjnym odpowiednia i wystarczająca do przeprowadzanych badań. Warto jednocześnie przy planowaniu danego układu pomiarowego planować jego przyszłą rozbudowę i możliwą kolejną modernizację. Pamiętać również należy by przy oprzyrządowaniu stanowiska wykorzystywać już będące w posiadaniu elementy pomiarowe co spowoduje obniżenie kosztów związanych z wykonaniem układu pomiarowego na danym stanowisku badawczym. Prostota rozwiązań układów pomiarowych zależy głównie od wykorzystania gotowych elementów pomiarowych, których połączenie nie wymaga wysokich kwalifikacji i dobrej znajomości elektroniki. Dzięki temu powstały układ pomiarowy jest bardzo uniwersalny co powoduje możliwość zastosowania tego typu rozwiązania w innych układach badawczych. Przy wykonywaniu adaptacji rozwiązań wykorzystanych przy oprzyrządowaniu danego stanowiska badawczego do innych celów należy jednak pamiętać o dokładności dokonywanych pomiarów, częstotliwości i możliwości zastosowania stacjonarnego układu wzmacniającego i szczytującego dane pomiarowe. Jeśli natomiast wyniknie konieczność pomiaru większej liczby parametrów powinna istnieć dość duża możliwość zmian konfiguracji sprzętu nie pociągająca za sobą znaczących kosztów, gdyż zaprojektowany układ powinien umożliwiać na dołączenie dodatkowych wzmacniaczy i czujników.

LITERATURA

1. Lebson S. „Podstawy miernictwa elektrycznego” WNT Warszawa 1980 r.
2. Link W. „Konstruieren und simuliertestung” WEAR Nr 180 1995 s 180 - 185.
3. Materiały Instytutu Technologii Eksploatacji w Radomiu.

Rajczyk J., Rajczyk Z., Bolotny W.

SPOSÓB ANALIZY STRUKTURY GEOMETRYCZNEJ ELEMENTU ROBOCZEGO MASZYNY DO OBRÓBKI POWIERZCHNI BETONU

WSTĘP

Coraz więcej uwagi w pismach dla specjalistów pracujących w dziedzinie budownictwa poświęca się doskonaleniu technologii wykonywania i utrzymania nawierzchni betonowych.

Nawierzchnie tego typu poddawane są intensywnemu ścieraniu, obciążeniom dynamicznym i innym fizycznym oddziaływaniom. Dla nawierzchni, szczególnie w pomieszczeniach zamkniętych niedopuszczalne jest pylenie powstające w wyniku ścierania powierzchni posadzki podczas eksploatacji. Ważna jest także łatwość utrzymania czystości.

Jednym z istotnych zagadnień, wiążących się z cechami takich powierzchni, jest otrzymywanie ich wysokiej równości i gładkości, która gwarantuje zwiększenie wytrzymałości i jakości eksploatacyjnej.

Pod pojęciem obróbki nawierzchni betonowych rozumie się:

- zacieranie powierzchni betonu,
- szlifowanie,
- czyszczenie,
- teksturowanie.

Ze znanych z literatury opisów rozwiązań technologicznych oraz stosowanych maszyn i urządzeń służących do obróbki powierzchni wynika, że najbardziej efektywnymi maszynami do zacierania, szlifowania oraz czyszczenia są urządzenia z tarczowymi elementami roboczymi lub innymi strukturami geometrycznymi o kształcie tarczy.

W wyniku wieloletnich badań procesu zacierania wysunięto hipotezę, że efektywność oddziaływania elementu roboczego maszyny na obrabianą powierzchnię pośrednio określana jest jako długość linii na ciągłości której, element roboczy oddziałuje na każdy punkt obrabianej powierzchni. Długość tej linii nazywa się zdolnością zacierania elementu roboczego. W wyniku prowadzonych prac badawczych w Wydziale Budownictwa Politechniki Częstochowskiej dopełniono przytoczoną hipotezę i wykazano, że efektywność obróbki powierzchni przez zacieranie, szlifowanie, polerowanie i czyszczenie zależna jest także od struktury skuteczności geometrycznej S_g , która jest zależnością formy geometrycznej elementów roboczych oddziałujących na obrabianą powierzchnię i dalej od prędkości obrotowej - elementu roboczego ω , prędkości ruchu postępowego maszyny V_p , które dają wyrazić się zależnością:

$$S_g = f(\omega, V_p, D_f);$$

gdzie D_f - forma i powierzchnia elementu roboczego.

Niewątpliwym jest, że oprócz geometrycznych i kinematycznych parametrów elementów roboczych, a także cech mieszanki betonowej w przypadku obróbki przez zacieranie, określających wielkość S_g , będącej pośrednim wskaźnikiem jakości obrabianej powierzchni będzie mieć również wpływ oddziaływanie ciśnienia elementu roboczego tarczy na zacieraną powierzchnię. Z przeprowadzonych w tym zakresie badań [1], wielkość ta optymalnie powinna wynosić w przedziale 0,9...1,0 MPa.

Metoda analizy geometrii z opisem algorytmu pozwalającego ocenić geometryczną skuteczność oddziaływania tarczowych elementów roboczych

W celu wyznaczenia skuteczności geometrycznej zbudowano model pozwalający określić skuteczność oddziaływania elementów roboczych dla dowolnej ilości wybranych punktów i dowolnej geometrii elementów roboczych przy dowolnie zakładanej prędkości liniowej i kątowej oraz dowolnym torze ruchu tarczy.

Badania na modelach systemów rzeczywistych prowadzi się w celu:

- wyznaczenia charakterystyk pracy systemu w określonych warunkach przy określonych zasadach pracy,
- zbadania wpływu zmian warunków pracy systemu na jego charakterystyki,
- ułatwienia zrozumienia funkcjonowania systemu i umożliwienia wskazania tych zasobów, których zmiana pozwoli na skuteczniejszą pracę.

Modelowanie cyfrowe:

- proces symulacji i samego modelowania może dostarczyć interesujących informacji o funkcjonowaniu systemu,
- inne sposoby rozwiązania problemu odrzucono lub stwierdzono, że nie gwarantują osiągnięcia zadowalających rezultatów.

Korzyści wynikające z użycia modelowania cyfrowego:

- symulacje zachowania systemów można przeprowadzić dla warunków rzeczywistych lub hipotetycznych w drodze odpowiedniego doboru parametrów systemu,
- większa dokładność wyników niż w przypadku metod analitycznych,
- stosowanie modelowania i symulacji cyfrowej zamiast prototypów w celu wyeliminowania nieprzydatnych systemów jest korzystniejsze ekonomicznie,
- każdy eksperyment symulacyjny można powtórzyć w identycznych warunkach,
- symulacja zapewnia kontrolę wyników pośrednich,
- przy badaniu procesów działających bardzo długi czas, np. systemy ekonomiczne działające w przeciagu kilkunastu lat uzyskuje się bardzo korzystny stosunek czasu symulacji do czasu rzeczywistego skracając czas eksperymentu o wiele rzędów wielkości.

Tabela – Zestawienie klas używanych w programie symulacji

Klasa	Typ	Zastosowanie
Tarcza	g	Klasa charakteryzująca geometrię i położenie tarczy. Jej częścią składową jest klasa EIRob
Trasa	g	Klasa charakteryzująca Trasę i parametry ruchu tarczy. Jej częścią składową jest klasa Tor.
Sensor	g	Klasa zawierająca w sobie współrzędne i wartości charakterystyczne badanych punktów z możliwością obliczania optymalnych parametrów nakładających się torów
Minimum	p	Klasa służy do optymalizacji wielokryterialnej badanych funkcji we wskazanych przedziałach
EIRob	p	Klasa zawierająca geometrię i typ (traça, wyspa) dowolnego elementu roboczego
Tor	p	Klasa zawierająca dane o parametrach ruchu tarczy na pojedynczym odcinku
Osi	p	Klasa pamiętająca i rysująca osie
Ticks	p	Klasa pamiętająca i rysująca znaczniki na osi
WspE	p	Klasa do przeliczania współrzędnych rzeczywistych na ekranowe
Point	p	Klasa pomocnicza zawierająca współrzędne punktów oraz metody działające na nich

W celu przeprowadzenia analizy opracowano program modelowania komputerowego „DYSKI” do wyznaczania skuteczności geometrycznej obróbki działającego wg schematu z tablicy [2].

Przy pomocy programu można obliczyć skuteczność oddziaływania tarczy o dowolnej strukturze geometrii przy założonych parametrach ruchu. Program dobiera automatycznie szerokości nakładek przekrycia - ponownego przejścia elementu roboczego.

Dzięki zastosowaniu klasy optymalizacyjnej umożliwia automatyczne dobranie najkorzystniejszych parametrów założonej geometrii wg założonego kryterium.

Program symulacji działania tarcz jest napisany w języku C++ z wykorzystaniem obiektowych właściwości języka.

Procedura symulacyjna void symulacja (Tarcza & matka, Trasa & tras, Sensor & sens, double dt); korzystając z klas Tarcza, Trasa, Sensor, organizuje symulację ruchu tarczy wg. zadanych parametrów. Wyniki określające skuteczność zacierania w poszczególnych punktach tzw. sensorach przechowywane są w klasie Sensor.

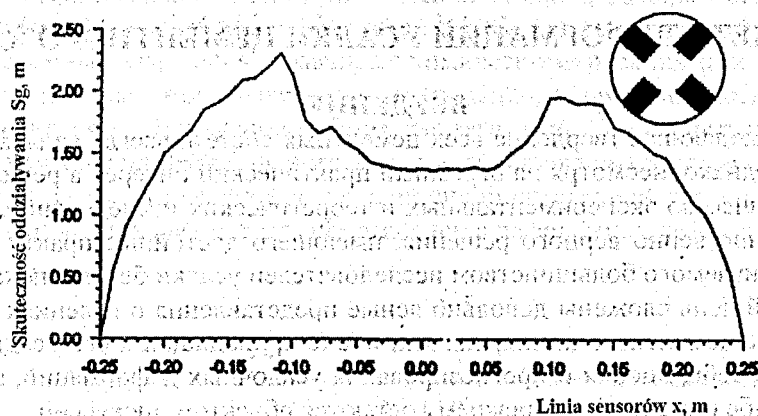
Na podstawie zgromadzonych danych w klasie Sensor obliczane są parametry dotyczące średniej skuteczności i równomierności skuteczności zacierania na całej szerokości oddziaływania.

Jeżeli sensory są rozłożone na pojedynczej linii lub prostokącie składającym się z linii na podstawie danych otrzymanych z sensorów po pojedynczym przejściu tarczy można obliczyć najkorzystniejszy układ nakładania przejścia elementu roboczego, tj. poszczególnych przejść tarczy wraz z wszystkimi parametrami. Na rys. 1, 2 przedstawiono wykresy skuteczności oddziaływania na obrabianą powierzchnię elementów roboczych przykładowych struktur geometrycznych, oraz różne wartości wielkości nałożenia przejść - tras elementów roboczych.

Na podstawie przedstawionych wyników modelowania cyfrowego widoczna jest zmienność skuteczności oddziaływania elementu roboczego, która bezpośrednio wpływa na jakość obrabianego materiału i efektywność pracy samej maszyny.

Wykresy skuteczności geometrycznej tarczy zbudowanej z 4 prostokątów

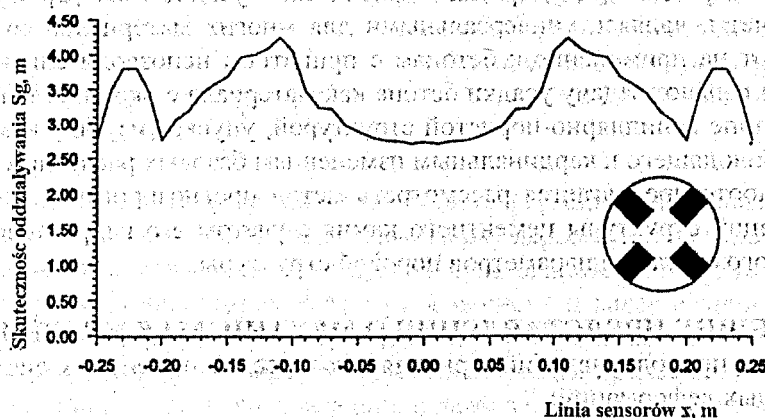
Parametry kinematyczne: $\omega = -72$ obr./min, $V_m = 0,1$ m/s



Rys. 1 – Skuteczność pojedynczego przejścia tarczy: $S_g = 1,480139$ km,

$WskOdchStand = 0,326148$, $WskOdchPrzec = 0,235260$, $Min S_g = 0,000000$ m, $Maks S_g = 2,300227$ m,

$dS_g = 2,300227$ m; $WskdS_g = 1,554062$



Rys. 2 – Skuteczność zespolona podwójnego przejścia tarczy: $a = 5$ cm, $b = 6$ cm, $S_g = 1,705326$ m,

$WskOdchStand = 0,150388$, $WskOdchPrzec = 0,130759$, $Min S_g = 1,357934$ m, $Maks S_g = 2,300227$ m,

$dS_g = 0,942292$ m, $WskdS_g = 0,552559$

WNIOSKI

Zastosowanie maszyn do zacierania powierzchni betonowych pozwala polepszyć cechy fizyko-mechaniczne elementów i wyrobów formowanych z mieszanek betonowych przez zwiększenie wytrzymałości powierzchniowej, wytrzymałości na ściskanie, odporności na ścieranie, mrozoodporności.

Wprowadzenie do systemu obróbki powierzchni przez szlifowanie, polerowanie i czyszczenie elementów roboczych maszyn w pełni kontrolowanych w zakresie skuteczności i efektywności oddziaływania znacząco zwiększa jakość wyrobu poddanego obróbce w porównaniu z rozwiązaniami dotychczasowymi.

Dzięki doborowi optymalnych parametrów struktury geometrycznej i parametrów kinematycznych można uzyskać znaczące polepszenie trwałości formowanych wyrobów.

Podjęcie zadania optymalizacji geometrii elementów roboczych pozwoliło na opracowanie nowych rozwiązań konstrukcyjnych takich elementów. Zoptymalizowane struktury geometryczne elementów roboczych umożliwiają: uzyskanie większej równomierności obróbczej, zmniejszenie mocy potrzebnej do napędu tarczy, zwiększenie wydajności pracy oraz możliwość korzystnego, równomiernego wyważenia elementu roboczego.

LITERATURA:

1. Bolotny A. V. Zaglęzywanie betonnykh poverchnostei STROIIZDAT Leningrad 1979
2. Rajczyk J. Optymalizacja wskaźników efektywności mechanicznej obróbki powierzchni betonowych tarczowymi elementami roboczymi (maszynopis monografii).

К РАСЧЕТУ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ ЦЕМЕНТНОГО КАМНЯ

ВВЕДЕНИЕ

Усадка, сопровождающая твердение всех цементных систем, всегда являлась предметом повышенного внимания. Однако, несмотря на огромный практический интерес в решении этой проблемы, а также большое количество экспериментальных и теоретических исследований, проводимых в данном направлении, единственно верного решения, имеющего достойные практические результаты и единодушно поддерживаемого большинством исследователей усадки бетона, пока не существует.

На сегодняшний день сложены довольно ясные представления о явлениях и процессах, сопровождающих твердение цементного камня, так или иначе приводящих к его усадке, но предлагаемые разными авторами способы оценки и прогнозирования усадочных деформаций, а также экспериментальные меры по борьбе с усадкой по-прежнему остаются объектом дискуссий.

Очевидно причина возникающих противоречий состоит в том, что предлагаемые решения рождаются из узкоспециализированных воззрений. Одними авторами усадка рассматривается исключительно с точки зрения капиллярных явлений и массопереноса [7-9], другие больше внимания уделяют молекулярной контракции [3,4], третьи – физической усадке геля [2]. Существует и другая крайность, когда расчеты, являясь универсальными для многих материалов со схожим строением структуры, претендуют на применение к бетонам с принятием непозволительных допущений. Так, многие исследователи решают задачу усадки бетона как материала с окончательно сформировавшейся на определенном этапе капиллярно-пористой структурой, упуская из виду возможность ее последующего развития, приводящего к кардинальным изменениям базовых расчетных параметров.

В настоящей работе предлагается рассмотреть метод прогнозирования пористости и расчета собственных деформаций структуры цементного камня с учетом его гидратационного развития, то есть изменения фазового состава и параметров поровой структуры.

ОБЩИЕ ПРЕДСТАВЛЕНИЯ О МЕХАНИЗМАХ УСАДКИ

В зависимости от природы явлений, приводящих к усадке цементных систем, различают следующие виды усадочных деформаций:

- химическая усадка – уменьшение объема продуктов гидратации (молекулярная контракция);
- физико-химическая усадка цементного геля – уплотнение коагуляционной структуры вследствие процессов, свойственных коллоидным системам;
- физическая или капиллярная усадка цементного камня – уменьшение объема пор и капилляров при удалении из них воды, расходуемой на гидратацию (аутогенная усадка) и на испарение (воздушная усадка).

Необходимость акцентировать внимание на разнообразии механизмов усадочных процессов связана с тем, что на разных этапах развития структуры перечисленные виды деформаций проявляются с различной интенсивностью, в разной степени подвержены влиянию определенных факторов и, соответственно своему вкладу в общие деформации системы, в данный момент времени могут быть учтены при расчете либо проигнорированы.

Следует обратить внимание на то, что отечественная терминология, касающаяся усадочных явлений цементного камня, не имеет пока точных, однозначных определений, применяемых для классификации видов усадки. Поэтому, во избежание возможных разночтений таких терминов как «контракция», «химическая», «аутогенная» усадка, поясним подробнее, что именно в настоящей работе подразумевается под каждым из них.

Химическая усадка обусловлена тем, что объем продуктов гидратации, образующихся в процессе твердения цементной пасты, меньше суммы объемов исходных веществ (воды и цемента).

В честь французского исследователя, впервые обратившего внимание на это явление, химическую усадку иначе называют «усадкой Ле-Шателье». Другое название химической усадки – «молекулярная контракция», – более распространенное в отечественной литературе [3,4], не менее точно отражает суть рассматриваемых явлений, поэтому далее оно будет употребляемо наравне с понятием «химическая усадка». Величина химической усадки (молекулярной контракции) зависит от вида и

количества образующихся продуктов гидратации. Соответственно основными исходными параметрами для ее расчета являются химический состав цемента и степень его гидратации.

До начала схватывания параллельно с химической усадкой, развивающейся без ограничения, происходит коагуляционное уплотнение цементного геля. С момента образования жесткого кристаллического каркаса объемные изменения, вызванные химическими реакциями и коллоидными процессами, перестают совпадать с величиной измеренных внешних деформаций, поскольку жесткость каркаса оказывает сопротивление уменьшению объема системы (рис.1). Деформации, измеренные после начала схватывания при твердении цементного камня в изолированных условиях, называют *аутогенной усадкой*. Несмотря на то, что главной движущей силой аутогенной усадки является продолжающаяся гидратация, в основе механизма развития этого вида деформаций лежат капиллярные явления.

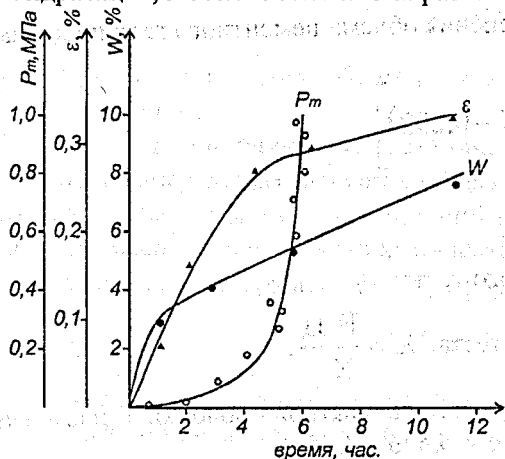


Рисунок 1 – Кинетика химического связывания воды W , набора пластической прочности P_m и развития деформаций усадки ϵ в образцах цементно-песчаного раствора состава 1:3 [1].

«...Наиболее интенсивное развитие деформаций усадки наблюдалось в течение первых 6-7 часов, после чего деформации резко замедлялись. В этот момент отмечалось быстрое нарастание пластической прочности» [1].

К моменту схватывания в структуре цементного теста формируется начальная пористость, характер которой определяется наличием свободной воды. Поры, первоначально заполненные водой (за исключением пор, образованных вовлеченным воздухом), обезвоживаются в процессе гидратации и перехода воды в твердую фазу. В капиллярах появляются мениски и далее величина усадки цементного камня определяется уже не столько молекулярной контракцией, сколько капиллярными явлениями, а также жесткостью структуры. Таким образом, аутогенная усадка представляет собой результат комплекса как химических, так и капиллярных явлений, и даже в большей степени – капиллярных, так как после схватывания уменьшение объема продуктов гидратации не имеет более внешнего проявления вследствие приобретенной жесткости структуры, но приводит к постепенному обезвоживанию пор (отсюда и другое название аутогенной усадки – самовысушивание или самодиссикация).

В связи с этим расчетные зависимости для определения деформаций аутогенной усадки базируются на теории капиллярных явлений и массопереноса с модельным представлением пор в виде капилляров правильной цилиндрической формы при отсутствии контакта и массобмена с окружающей средой.

Каким же остается вклад химической усадки в общие деформации схватившейся, жесткой структуры цементного камня? Хорошо известно, что с возрастом объем порового пространства уменьшается. Поры, начиная от крупных и заканчивая более мелкими, заполняются продуктами реакций: гелем C-S-H, более крупными кристаллогидратами и т.д. Очевидно, что если упомянутые новообразования не встраиваются в кристаллический сросток цементного камня, а откладываются в порах, их молекулярная контракция на внешней деформации сростка не отразится. Это относится и к продолжающейся гидратации непрореагировавших цементных зерен, встроенных в кристаллический сросток цементного камня. Установлено, что в случае их полной гидратации в структуре остаются сферические пустоты, что аналогичным образом свидетельствует о пассивной роли этих структурных единиц в химической усадке кристаллического сростка.

Отсюда следует, что в силу незначительного прямого вклада во внешние деформации усадки, молекулярная контракция вполне может быть проигнорирована при анализе общих усадочных деформаций затвердевшей структуры. Но в расчетах «дефицит объема», возникающий вследствие химических реакций, приращение объема твердых фаз и кинетику расхода воды на гидратацию необходимо учитывать как факторы, определяющие изменение пористости и связанные с этим капиллярные явления.

В обиходе химическая и аутогенная усадка часто отождествляются с одним понятием – «контракция». Анализ исследований, по большей части благодаря которым упомянутый термин вошел в

наш лексикон, показывает, что проведение подобной аналогии несколько некорректно. Автором работ [2] явление контракции подробно изучалось главным образом с позиций формирования коллоидных структур, то есть, применительно к физике цементного геля. Согласно [2], «...контракция вызывается сжатием диффузных слоев вследствие перекрытия двойных электрических слоев, появления сил притяжения, вызывающих сближение и слипание частиц... Это явление возникает через 10-15 минут после затворения цемента водой и достигает своего максимума в стадии завершения коагуляционного структурообразования, а затем экспоненциально убывает в процессе формирования и упрочнения кристаллогидратной структуры цементного камня... Максимальная контракция объема цементного геля проявляется перед началом индукционного периода и к его окончанию объемные изменения практически завершаются».

Аналитическое выражение контракционного изменения объема цементного геля по данным [2] выглядит следующим образом:

$$V_r = \Pi \cdot \left[\frac{1}{\rho_{и}} + K_{нр} (X - 0,292) \right], \quad (1)$$

где V_r – контракционный объем цементного геля;

$\rho_{и}$ – приведенная плотность цемента;

$K_{нр}$ – коэффициент нормальной густоты цементного теста;

X – относительное водосодержание цементного теста, $X = \frac{B/\Pi}{K_{нр}}$.

Формула (1) учитывает изменение толщины и плотности сольватной оболочки, а также влияние общего содержания жидкой фазы в цементном геле для $X = (0,876 \dots 1,65)$.

Как видно, контракция в работах [2] подразумевает стяжение объема цементной системы в пластично-вязком состоянии вследствие физического уплотнения гелевой фазы и имеет мало общего как с химической усадкой, так и с капиллярными явлениями, свойственными аутогенной усадке цементного камня.

Главное преимущество зависимости (1) состоит в том, что она позволяет рассчитать возможное изменение объема теста на стадии приготовления бетонной смеси (до начала схватывания) и повысить точность расчета оптимальной концентрации цементного теста, что имеет большое значение для обеспечения требуемых свойств бетона. Но это относится к ряду скорее технологических задач, а именно, к задаче подбора рациональных составов бетонных смесей. Прогнозирование и расчет усадочных деформаций предполагают рассмотрение процессов, длительное развитие которых после схватывания цементного камня приводит к снижению эксплуатационной долговечности конструкций. С этой позиции рассмотренные выше явления, именуемые «контракцией», не следует отождествлять с усадкой затвердевшего бетона. Они практически не имеют никакого отношения к процессам, происходящим после схватывания цементного камня, и не оказывают ни прямого, ни косвенного влияния на усадочное трещинообразование эксплуатируемых конструкций.

Как уже отмечалось, основной вклад в деформации усадки, по мнению большинства исследователей, вносят капиллярные явления, связанные с потерей воды и ее фазовыми переходами. В классическом понимании они зависят главным образом от физических параметров окружающей среды ($RH\%$, $T^\circ C$) и геометрии пор. Однако, рассматривая капиллярные явления в непрерывно гидратирующей цементной системе, не следует пренебрегать косвенным влиянием параметров, отражающих интенсивность химических процессов. Комплексной характеристикой, адекватно отражающей результат гидратационного развития структуры, является степень гидратации. При оценке усадочных деформаций с ней следует связывать:

- появление дефицита объема в порах (в соответствии с объемной стехиометрией реакций);
- изменение общего объема и размеров пор, заполняемых продуктами реакций;
- преобразование и развитие различных поверхностей раздела фаз в структуре камня вследствие миграции влаги и ее затрат на химические реакции.

Эти факторы приобретают особое значение, когда дело касается плотных структур с пониженной открытой пористостью, наиболее подверженных аутогенной усадке. Здесь капиллярные явления зависят только от параметров пор и кинетики гидратации, то есть от собственных свойств и особенностей «самостоятельного» развития цементной системы.

В связи с этим определению внешней деформации материала (на макроуровне) должен предшествовать анализ развития структуры на уровне химических реакций. Эта процедура предполагает рассмотрение баланса объемов фаз (твердой и жидкой, начальной и образующейся) с переходом к оценке пористости (учитывая приращение объема твердых фаз) и расчету капиллярных сил, принимая во внимание изменение форм связи воды (от свободной к химически связанной).

ХИМИЧЕСКАЯ УСАДКА

Величина химической усадки C_i (молекулярной контракции) i -го минерала цемента может быть определена из расчета стехиометрических объемов веществ, участвующих в реакциях гидратации [4]:

$$C_i = \frac{(V_{ci} + V_{wi}) - V_{hi}}{V_{ci} + V_{wi}} \quad (2)$$

где V_{ci} и V_w — соответственно объемы i -го минерала цемента и воды, вступившие в реакцию гидратации;

V_{hi} — объем продуктов гидратации;

Для полиминеральных вяжущих общая химическая усадка ϵ_{ch} может быть рассчитана с учетом химического состава цемента, реакционной активности каждого минерала и степени гидратации. В таблице 1 приведен пример расчета химической усадки компонентов цементного камня.

Вклад каждого минерала в общие деформации $\epsilon_{ch,i}$ рассчитан по формуле:

$$\epsilon_{ch,i} = C_i \cdot \frac{k_i}{100} \cdot \alpha_i \quad (3)$$

где C_i — молекулярная контракция i -го минерала, %;

k_i — содержание в цементе i -го минерала, %;

α_i — степень гидратации i -го минерала;

$$\alpha_i = \alpha \cdot \frac{k_i \cdot v_{rel,i}}{\sum_{i=1}^n (k_i \cdot v_{rel,i})} \quad (4)$$

$v_{rel,i}$ — относительная скорость растворения минерала [Шейкин, с.60].

Общая деформация усадки определена как сумма вкладов каждого минерала:

$$\epsilon_{ch} = \sum_{i=1}^n \epsilon_{ch,i} \quad (5)$$

Таблица 1 — Расчет химической усадки ϵ_{ch}

Минералогический состав, k_i , %	Реакции гидратации	Молекулярная контракция, C_i , %	Относительная скорость растворения [8]	Степень гидратации цемента, α	Степень гидратации минерала, α_i	Объемная химическая усадка, %	
						$\epsilon_{ch,i}$	ϵ_{ch}
C_3S 55	$C_3S + 5,3H \rightarrow C_{1,7}SH_4 + 1,3CH$	7,11	0,083	0,8	0,362	2,57	7,16
C_2S 22	$C_2S + 4,3H \rightarrow C_{1,7}SH_4 + 0,3CH$	9,92	0,055		0,096	0,95	
C_3A 6,2	$C_3A + 6H \rightarrow C_3AH_6$	23,92	0,123		0,061	1,45	
	$2C_3A + C_6A\check{S}_3H_{32} + 4H \rightarrow 3C_4A\check{S}H_{12}$	4,03			0,015	0,06	
C_4AF 10	$C_4AF + 10H \rightarrow C_3AH_6 + CH + FH_3$	18,05	0,036		0,029	0,51	
гипс (C_3A) 3 (1,2)	$3C\check{S}H_2 + C_3A + 26H \rightarrow C_6A\check{S}_3H_{32}$	6,74	1		0,238	1,60	

В расчете усадочных деформаций основную ценность представляют не столько полученные абсолютные величины, сколько их изменение во времени. Поэтому в числе исходных расчетных параметров целесообразно применять не фиксированное значение степени гидратации, а ее временную функцию.

Существует множество расчетных зависимостей, описывающих кинетику гидратации цемента с учетом w/c , химического состава, гранулометрии цемента, условий твердения и прочих факторов. Опуская дискуссию об их сравнительной надежности, точности и применимости, приведем в качестве примера зависимость, предложенную в работе [14]:

$$\frac{d\alpha}{dt} = \frac{3C_{w\infty}}{v\rho r_0^2} \cdot \frac{1}{\left(\frac{1}{k_d} - \frac{r_0}{D_e}\right) + \frac{r_0}{D_e} (1-\alpha)^{-1/3} + \frac{1}{k_r} (1-\alpha)^{-2/3}}, \quad (6)$$

где α – степень гидратации,

v – стехиометрическое водоцементное отношение по массе

ρ – плотность негидратированного цемента,

r_0 – радиус негидратированной цементной частицы,

D_e – эффективный коэффициент диффузии воды в цементном геле,

k_r – коэффициент скорости реакции на единице площади реагирующей поверхности,

$C_{w\infty}$ – относительное содержание воды вне геля (избыток),

k_d – коэффициент массопереноса.

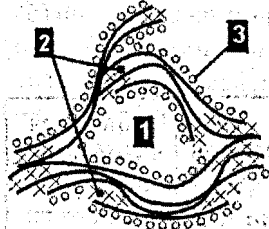
Подставляя (6) в (4), а затем в (3), получим зависимость, отражающую изменение химической усадки во времени.

ОЦЕНКА ПОРИСТОСТИ И РАСЧЕТ ДЕФОРМАЦИЙ КАПИЛЛЯРНОЙ УСАДКИ

Расчет деформаций капиллярной усадки осуществляется на базе основных характеристик пористости: общего объема пор, и дифференциальной кривой распределения пор по размерам (рис.4).

Наряду с известными экспериментальными методами определения параметров порового пространства [8] особый интерес представляют расчетные модели формирующейся поровой структуры цементного камня [9-14]. Они, как правило, основаны на идеализированном представлении зерен цемента в виде моноразмерных сферических частиц. Вокруг частиц в процессе гидратации образуются оболочки новообразований, пористость которых изменяется по мере удаления от первоначальной границы в соответствии с определенным законом. В работе [10] выбор закона распределения определяется видом анализируемых пор и продуктов реакций.

На основании представлений о микроструктуре цементного геля в соответствии с известной моделью Фельдмана и Середы (рис.2), гелевую пористость делят на межслоевую и капиллярную.



1 – гелевая микрокапиллярная пористость;

2 – межслоевая пористость с адсорбированной водой;

3 – вода, адсорбированная поверхностью слоистых кристаллов C-S-H

Рисунок 2 – Слоистая структура цементного геля

Считается, что во «внутренних» по отношению к первоначальной границе цементного зерна продуктах (рис.3) гелевая капиллярная пористость отсутствует, а межслоевая существенно не изменяется в процессе гидратации. Она является интегральной пористостью геля и может быть принята постоянной, равной 28%. Во «внешних» слоях гидратов формируются более рыхлые новообразования, имеющие капиллярные поры. Размеры и общий объем микрокапилляров увеличиваются по мере удаления от начальной границы зерна цемента.

Для капилляров (включая не только гелевые, но и более крупные) принимается интегральная функция распределения вида:

$$V_i = 1 - \exp(-B_i r), \quad (7)$$

где r – радиус пор,

B_i – параметр распределения, устанавливаемый из расчета пористости и площади поверхности капилляров, с принятием допущения об их цилиндрической геометрии (удельная поверхность слоистых кристаллов C-S-H принимается равной $510 \text{ м}^2/\text{г}$, гелевых микрокапилляров – $40 \text{ м}^2/\text{г}$).

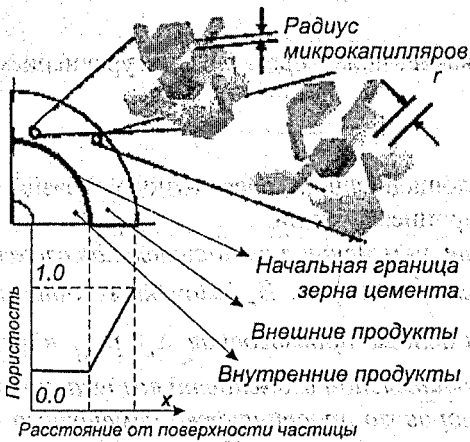


Рисунок 3 – Моделирование микропористости цементного камня

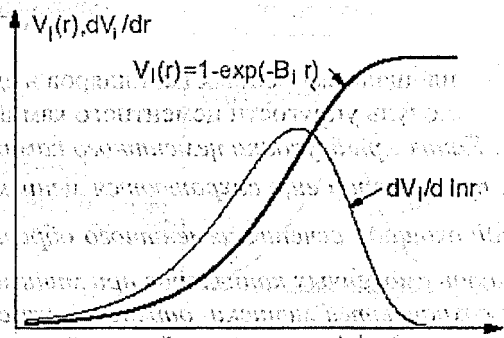


Рисунок 4 – Кривые распределения пористости

Общий объем пор во внешних продуктах новообразований рассчитывается исходя из упрощенного представления о его линейном изменении по мере удаления от начальной границы идеализированного зерна цемента (рис. 3).

Учитывая механизмы адсорбционных и капиллярных явлений, протекающих в порах, общую пористость цементного камня целесообразно разделить на:

- межслоевые поры геля,
- микрокапилляры геля,
- капилляры средних размеров,
- крупные поры и макрокапилляры.

Удаление воды из крупных пор и макрокапилляров не влияет на усадку цементного камня, так как находящаяся в них вода находится в свободном состоянии и не образует менисков. Согласно [5], нижняя граница размеров макропор (10^{-7} м) является практическим пределом для достижения заполнения пор по механизму капиллярной конденсации.

Обезвоживание капилляров средних размеров, а также гелевых микрокапилляров ($10^{-8}..10^{-7}$ м) приводит к обратимой капиллярной усадке цементного камня.

При удалении адсорбционно-связанной (поверхностной) и межслоевой воды происходит частично необратимая усадка геля вследствие сближения слоев кристаллической структуры гидросиликатов кальция и образования между ними прочных связей O-Ca-O. Тейлором обнаружено, что при этом может происходить сокращение базального расстояния от 14,2Å до 9,3Å [5].

Последовательность обезвоживания пор в процессе сушки цементного камня определяется формами связи воды. Сначала удаляется свободная вода, заполняющая макропоры, затем – вода, связанная капиллярными силами. После исчерпания ресурсов свободной и капиллярно-конденсированной воды начинает удаляться адсорбционно-связанная вода, образующая на поверхности пор моно- и полимолекулярные слои толщиной 8..15Å [5]. Межслоевые поры заполнены наиболее прочно связанной гидратной водой. Она будет удаляться в последнюю очередь.

Интенсивность процесса капиллярной усадки зависит от размеров и количества капилляров, в которых при определенных условиях появляются вогнутые мениски, а так же от парциального давления водяных паров в порах (или от относительной влажности воздуха RH). Давление внутри жидкости, возникающее в капилляре под вогнутой поверхностью мениска, меньше чем в газовой фазе над поверхностью, поэтому стенки капилляра притягиваются друг к другу (радиус капилляра стремится уменьшиться).

Это отрицательное давление жидкости, передаваемое на стенки пор, может быть рассчитано по известным зависимостям, основанным на уравнениях Кельвина и Лапласа:

$$p_{\text{surf}} = \frac{2\sigma_{12}}{r} = 1300 \cdot \ln \frac{1}{RH}, \quad (8)$$

где σ_{12} – поверхностное натяжение; $\sigma_{12} \approx 8 \cdot 10^{-5}$ кгс/см;

RH – относительная влажность воздуха, %;

r – радиус капилляра, см.

Величина объемной капиллярной усадки цементного камня может быть описана уравнением [8]:

$$\epsilon_c = S_n \cdot \frac{P_{surf}}{E_0}, \quad (9)$$

где S_n – площадь смоченных капилляров в единичной площади сечения цементного образца;
 E_0 – модуль упругости цементного камня при всестороннем сжатии.

«...Капиллярная усадка цементного камня тем больше, чем меньше относительная влажность воздуха, при которой еще сохраняются мениски, и чем больше площадь S_n смоченных капилляров в единичной площади сечения цементного образца, т.е. чем больше произведение $S_n \cdot P_{surf}$ в формуле (8). Площадь смоченных капилляров при минимальной относительной влажности воздуха, при которой еще сохраняются мениски, определяется строением порового пространства цементного камня и, в частности дифференциальной кривой распределения пор по радиусам» [8].

Еще раз обратим внимание на то, что в силу изменения структуры пор вследствие гидратации, приведенные зависимости не могут быть применены к цементному камню в чистом виде. На основании данных по кинетике гидратации необходимо постоянно корректировать параметры пористости, применяемые для расчета капиллярной усадки.

Рассмотрим один из возможных вариантов алгоритма корректировки, составленного на основании анализа развития поровой структуры цементного камня (рис. 5).

Общая деформация усадки цементного камня ϵ_{tot} может быть определена простым сложением отдельных составляющих, включаемых в сумму в зависимости от наличия или отсутствия факторов, существенно на них влияющих, а также от возраста и условий твердения материала (табл. 2):

$$\epsilon_{tot} = \epsilon_g + \epsilon_{ch} + \epsilon_{c(a,d)}, \quad (10)$$

где ϵ_g – коагуляционное уплотнение геля,

ϵ_{ch} – химическая усадка,

$\epsilon_{c(a,d)}$ – капиллярная усадка (аутогенная или воздушная).

Таблица 2 – Факторы, механизмы и общие деформации усадки

Факторы, влияющие на усадку		Механизм усадки	Расчетные зависимости для определения деформаций	Общие деформации	
внутренние	внешние			До схватывания	После схватывания
				В изолированных условиях	В воздушно-сухих условиях
w/c		Коагуляционное уплотнение геля	(1), $\epsilon_g = V_g / V_0$	$\epsilon_{tot} = \epsilon_g + \epsilon_{ch}$	$\epsilon_{tot} = \epsilon_g + \epsilon_{ch} + \epsilon_{c(a,d)}$
dc/dt		Химическая усадка	(2)..(6)		
dV/dr		Аутогенная усадка	(7)..(9)	$\epsilon_{tot} = \epsilon_g + \epsilon_{ch} + \epsilon_{c(a,d)}$	$\epsilon_{tot} = \epsilon_g + \epsilon_{ch} + \epsilon_{c(a,d)}$
dc/dt					
dV/dr	RH	Воздушная усадка	(7)..(9)		

Период схватывания цементного теста является начальной стадией формирования первичной капиллярной пористости. Последующее преобразование поровой структуры цементного камня происходит за счет накопления в порах продуктов гидратации. Энергетически выгодным процессом является образование гидратов в более крупных порах, заполненных поровым раствором, при наличии готовых центров кристаллизации. В качестве центров кристаллизации могут выступать не только ранее сформировавшиеся кристаллические образования, но и поверхности раздела фаз «твердое тело – жидкость», «жидкость – пар». В связи с этим продукты гидратации кристаллизуются главным образом вблизи поверхности менисков и откладываются на стенках пор, уменьшая их размеры (в пределе – до нуля).

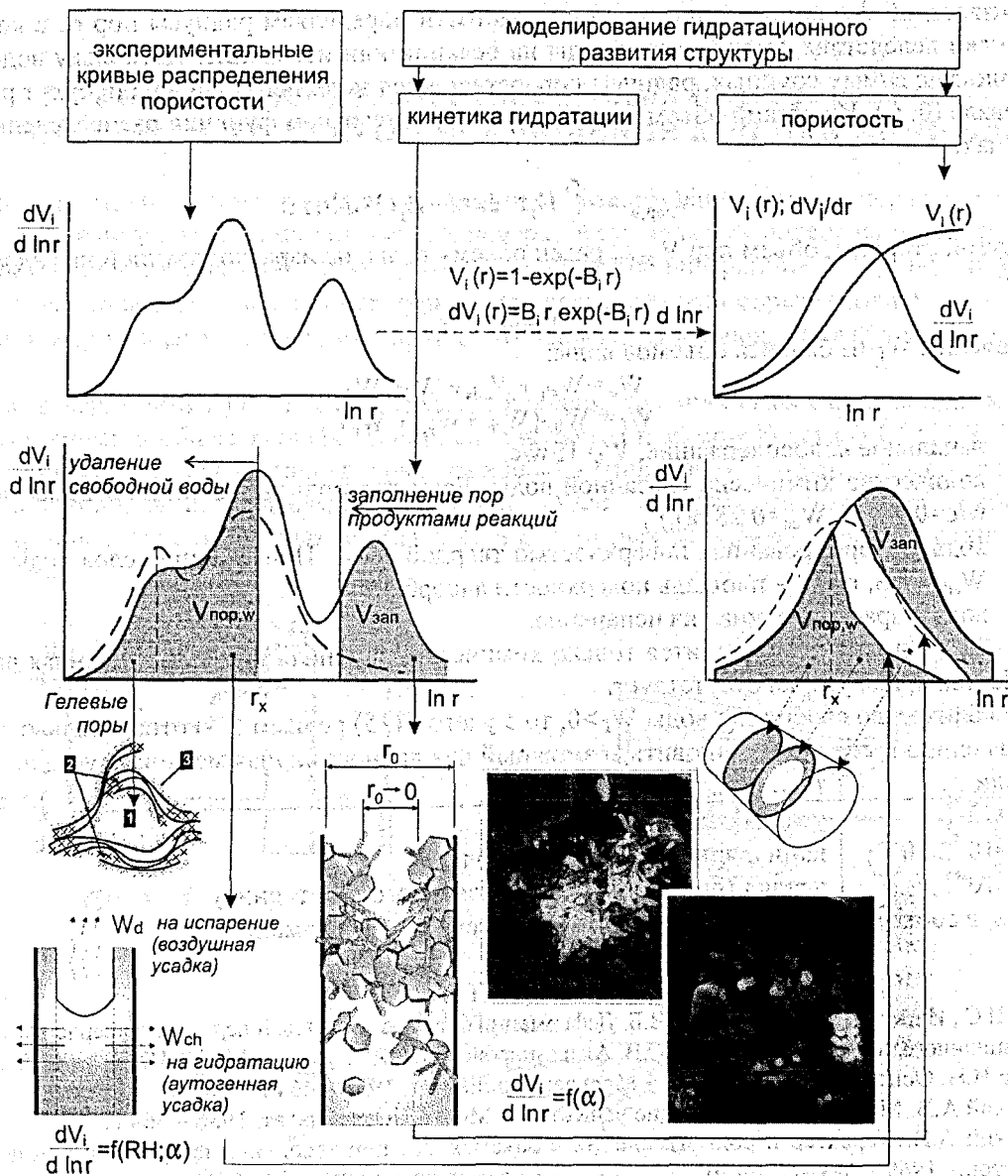


Рисунок 5 – Анализ развития поровой структуры цементного камня.

Учитывая интенсивность гидратации и молекулярную контракцию, можно определить степень заполнения пор новообразованиями:

$$V_{зан}(t_i) = 1.28 \frac{\Pi}{\rho_{ц}} \int_0^{t_i} C \cdot \alpha(t) \cdot dt, \quad (11)$$

где t_i – произвольный момент времени, для которого определяется усадка,

t_0 – момент схватывания цементного теста,

Π – масса цемента,

$\rho_{ц}$ – истинная плотность цемента,

C – коэффициент молекулярной контракции,

$\alpha(t)$ – функция скорости гидратации.

Определяем остаточный объем пор:

$$V(t_i) = V(t_0) - V_{зан}(t_i) \quad (12)$$

и корректируем функцию распределения пористости: $V(t_0) = 1 - \exp(-B_0 r)$; (13)

Для этого находим параметр B_i , соответствующий значению $V(t_i)$. Тогда из (13) следует:

$$dV(t_i) = B_i r \exp(-B_i r) \cdot d \ln r \quad (14)$$

По известной функции распределения пористости определяем радиусы пор r_x , в которых появятся мениски вследствие расхождения воды на реакции или испарение. Поскольку вода удаляется из пор, начиная с самых крупных, радиусы пор, оставшихся заполненными водой, будут располагаться в интервале $[0; r_x]$. Их общий объем можно выразить интегралом функции распределения в указанных пределах:

$$V_{\text{пор},w} = \int_0^{r_x} B_1 r \cdot \exp(-B_1 r) \cdot d \ln r. \quad (14)$$

С другой стороны, объем пор $V_{\text{пор},w}$ равен объему воды, не израсходованной на гидратацию или испарение:

$$V_{\text{пор},w} = W_f. \quad (15)$$

Определим W_f из баланса объемов воды:

$$W_0 = W_{\text{ch}} + W_{\text{ads}} + W_d + W_f, \quad (16)$$

$$W_f = W_0 - (W_{\text{ch}} + W_{\text{ads}} + W_d), \quad (17)$$

где W_0 – начальное водосодержание, $W_0 = \Pi \cdot w/c$,

W_{ch} – количество химически связанной воды. Если для полной гидратации цемента требуется $w/c=0.28$, то $W_{\text{ch}}=0.28 \alpha(t_i)$,

W_{ads} – вода, адсорбированная поверхностью твердой фазы. При толщине слоя воды $\delta = 8 \cdot 15 \text{ \AA}$, $W_{\text{ads}} = \delta \cdot S$, где S – площадь поверхности адсорбента,

W_d – вода, израсходованная на испарение.

При $W_f = 0$ в системе находится только химически связанная и адсорбированная вода. Менисков нет. Капиллярная усадка отсутствует.

Если количество свободной воды $W_f > 0$, то с учетом (15) решаем (14) относительно r_x . По полученному значению r_x следует установить возможный для данного случая механизм усадки:

если ...	то...
$r_x > 10^{-7}$	усадка отсутствует
$r_x = 10^{-8} \dots 10^{-7}$	капиллярная усадка (см. табл. 2)
$r_x < 10^{-8}$	усадка геля (уменьшение базального расстояния)

Далее, в соответствии с табл.2 определяются искомые деформации ϵ_i .

ЛИТЕРАТУРА

1. Алимов Ш.С., Иноземцев Г.П., Ратинов В.Б. Деформации бетона в начальный период его твердения. / Материалы координационного совещания. Под ред. С.В. Александровского и А.Е. Десова-М.: НИИЖБ, 1972.-С.143-145.
2. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – Москва: Стройиздат, 1981 – 464 с.
3. Волженский А.В. Минеральные вяжущие вещества. – Москва: Стройиздат, 1986 – 464 с.
4. Волженский А.В. Характер и роль изменений в объемах фаз при твердении вяжущих и бетонов// Бетон и железобетон.– 1969.– №3.–С. 16-20.
5. Красильников К.Г., Никитина Л.В., Скоблинская Н.Н. Физико-химия собственных деформаций цементного камня. – Москва: Стройиздат, 1980 – 256 с.
6. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.– М.: Стройиздат, 1978.– 383 с.
7. Шейкин А.Е. Природа усадочных деформаций бетона и их влияние на трещиностойкость железобетонных конструкций// Структура, прочность и деформация бетона/ Материалы координационного совещания. Под ред. С.В. Александровского и А.Е. Десова-М.: НИИЖБ, 1972.С. 96-113.
8. Шейкин А.Е., Чеховский Ю.В., Бруссер М.И. Структура и свойства цементных бетонов-М.: Стройиздат, 1979.– 344 с.
9. D.P. Bentz. Three-Dimensional Computer Simulation of Portland Cement Hydration and Microstructure Development, J. Am. Ceram Soc., 80 [1] 3-21 (1997).
10. Ishida, T., Chaube, R.P., Kishi, T., and Maekawa, K.: Micro-physical approach to coupled autogenous and drying shrinkage of concrete, Concrete Library of JSCE, No.33, pp. 71-81,1999.
11. Tetsuya ISHIDA, Koichi MAEKAWA. AN INTEGRATED COMPUTATIONAL SYSTEM FOR MASS/ENERGY GENERATION, TRANSPORT, AND MECHANICS OF MATERIALS AND STRUCTURES //Translation from Proceedings of JSCE, No.627/V-44, August 1999
12. Koichi Maekawa, Tetsuya Ishida and Toshiharu Kishi. Multi-scale Modeling of Concrete Performance Integrated Material and Structural Mechanics// Received 8 January 2003
13. Kishi, T. and Maekawa, K.: Multi-component model for hydration heating of Portlandcement, Concrete Library of JSCE, No.28, pp. 97-115, 1996.
14. Ki-Bong Park1, Takafumi Noguchi, Joel Plawsky. Prediction of cement paste properties using a hydration model.
15. U.Heinrich, J.Stark. Schwinden von Hochleistungsbeton.

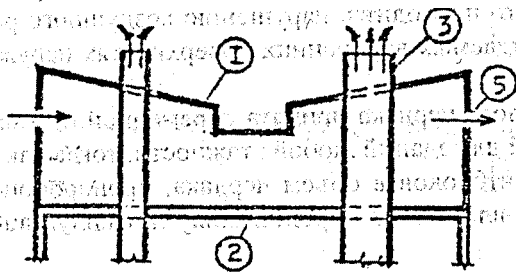
УДК 697.921.47

Липко В.И.

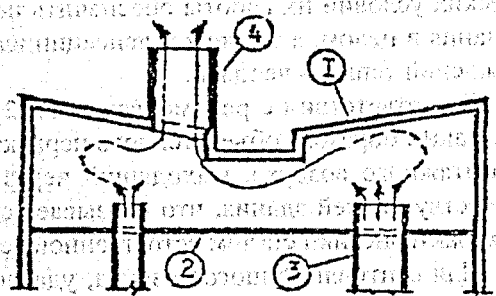
МЕТОДИКА РАСЧЕТА ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ ТЕПЛОГО ЧЕРДАКА С УЧЕТОМ ИСКЛЮЧЕНИЯ КОНДЕНСАЦИИ ВЛАГИ

Целью теплотехнического расчета ограждающих конструкций теплового чердака с учетом исключения конденсации влаги на их внутренних поверхностях является определение конструкций наружных стен и покрытия таким образом, чтобы температура на внутренних поверхностях в условиях эксплуатации не снижалась ниже температуры точки росы, которую определяют по $J-d$ диаграмме для воздуха, поступающего в пространство теплового чердака из каналов вытяжных вентиляционных систем.

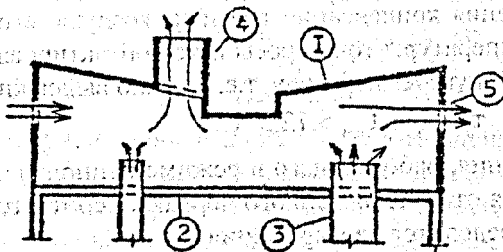
Крыши с чердаками являются основным решением при проектировании сборных железобетонных крыш жилых и общественных зданий. Специальным письмом Госстроя СССР № МК-3-4106 от 12.12.84 г. применение бесчердачных крыш на жилых зданиях любой этажности строго запрещено. Взамен крыш с холодными чердаками (фиг. 1) (рис. 1) для холодных климатических районов рекомендованы крыши с теплыми чердаками (фиг. 2); а для южных регионов — крыши с открытыми чердаками (фиг. 3).



Фиг. 1



Фиг. 2



Фиг. 3

Фиг. 1 — Холодный чердак

Фиг. 2 — Теплый чердак

Фиг. 3 — Открытый чердак

Рисунок 1 — Примеры исполнения крыш с чердачным объемом

В крышах с холодным чердаком (фиг. 1) утеплитель укладывается по полу чердака, а боковые ограждения и кровля утеплителя не имеют, из-за чего атмосферная влага из воздуха конденсируется на их внутренних поверхностях и попадает на утеплитель, снижая его теплозащитные свойства и увлажняя верхнюю часть здания с соответствующими негативными последствиями.

В крышах с открытым чердаком (фиг. 3) утеплитель также укладывается по полу чердака, но, в отличие от холодного чердака, оголовки вытяжных вентиляционных блоков открываются в объем чердака, из которого предусмотрена только одна вытяжная шахта в пределах одной секции здания, и при этом чердак отапливается по схеме воздушного отопления, совмещенного с вытяжной вентиляцией.

Поскольку температура удаляемого вытяжными системами вентиляционного воздуха составляет $t_{уд} = 18 - 20^\circ\text{C}$, то конденсации влаги на внутренних поверхностях не будет из-за активного про-

ветривания чердачного объема через увеличенные площади сечений боковых вентилирующих отверстий. Недостатки крыш с открытыми чердаками:

- интенсивное проветривание объема чердака приводит к переохлаждению покрытий верхних этажей и повышенному расходу утеплителя;
- из-за разрыва потока вытяжного воздуха, удаляемого из верхних этажей через отдельные ответвления вытяжных вентиляционных блоков, естественного гравитационного давления оказывается не достаточно для преодоления аэродинамического сопротивления, что вызывает явление «протекание циркуляции», когда через вытяжные решетки отработанный загрязненный воздух из объема чердака выдавливается в жилые помещения, что приводит к дискомфорту микроклимата;
- для зданий с наружными ограждениями повышенной герметичности доступ свежего наружного воздуха за счет инфильтрации ограничен, и создание нормируемых воздухообменов в жилых помещениях только за счет вытяжной вентиляции становится весьма проблематичным и зачастую приводит к накоплению бытовой влаги во внутреннем воздухе и повышенной загазованности, снижающих санитарно-гигиенические параметры микроклимата.

Аналогичные недостатки присущи и для крыш с теплыми чердаками (фиг.2 прототип), так как при таком конструктивном решении вытяжные каналы, открывающиеся через оголовки в объем чердака, расположены на различном расстоянии от вытяжной шахты и поэтому одинаковых аэродинамических условий их работы обеспечить невозможно, что приводит к нарушению воздушного режима здания в целом, а также конденсации влаги на охлаждаемых внутренних поверхностях наружных ограждений теплого чердака.

В соответствии с рекомендациями [2] высота теплого чердака принята переменной от 1,6м до 1,7м. Таким образом, объем теплого чердака одинаковый для зданий любой этажности, тогда как расход вытяжного воздуха, выходящий через оголовки вентблоков в объем чердака, пропорционален количеству этажей здания, что оказывает существенное влияние на аэродинамику и эксплуатационные характеристики систем естественной вентиляции.

Для вентиляционного воздуха, удаляемого из жилых и вспомогательных помещений по условиям комфортности и санитарных норм при температуре $t_{уд} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ и $\phi_{в} = 60 \%$, температура точки росы, при которой возможна конденсация влаги, составляет $t_{т.р.} = 12,5 \text{ }^\circ\text{C}$.

Таким образом, в целях исключения конденсации влаги из воздуха, его температура в теплом чердаке не должна снижаться ниже температуры точки росы и не контактировать с поверхностями наружных ограждений, имеющих более низкую температуру, т.е. должно выдерживаться первое условие

$$t_{в.п.т.ч} \geq t_{т.р.} > 12,5 \text{ }^\circ\text{C}. \quad (1)$$

По условиям воздушного отопления, работающего в режиме рециркуляции, количество теплоты, которое возможно использовать для отопления теплого чердака в соответствии с первым условием исключения конденсации влаги, определится из выражения

$$Q_{в.о.} = L_{\phi} \cdot c_{в} \cdot (t_{п} - t_{в.т.ч}), \quad (2)$$

где L_{ϕ} – суммарный воздухообмен изолированной части (секции) теплого чердака, $\text{м}^3/\text{ч}$;

$c_{в}$ – объёмная теплоемкость воздуха, $\text{Вт}/\text{м}^3$;

$t_{п}$ – температура воздуха, поступающего из вытяжных каналов в пространство теплого чердака, $t_{п} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$;

$t_{в.т.ч}$ – температура внутреннего воздуха теплого чердака $t_{в.т.ч} = 12,5 \text{ }^\circ\text{C}$.

По условиям теплового баланса, для обеспечения внутренней температуры $t_{в.т.ч} = 12,5 \text{ }^\circ\text{C}$ вся поступающая теплота $Q_{в.о.}$ должна расходоваться на компенсацию теплотерь через наружные ограждающие конструкции теплого чердака, включая теплотери через наружные стены $Q_{н.с.}$ и теплотери через покрытие $Q_{п.}$, т.е. должно выдерживаться равенство

$$Q_{в.о.} = Q_{н.с.} + Q_{п.} \quad (3)$$

В развернутом виде уравнение (3) запишется в виде

$$Q_{в.о.} = K_{н.с.} \cdot F_{н.с.} \cdot (t_{в.т.ч} - t_{н.с.}) + K_{п.} \cdot F_{п.} \cdot (t_{в.т.ч} - t_{п.}) \quad (4)$$

или после некоторых преобразований получим:

$$Q_{в.о.} = (K_{н.с} \cdot F_{н.с} + K_{п} \cdot F_{п}) \cdot (t_{в.т.ч} - t_{н}) \quad (5)$$

$$\frac{Q_{в.о.}}{t_{в.т.ч} - t_{н}} = \frac{F_{н.с}}{R_{н.с}} + \frac{F_{п}}{R_{п}} \quad (6)$$

Уравнение (5) описывает математически процессы тепломассообмена, протекающие в пространственном объеме теплого чердака при прохождении через него вентиляционного воздуха. Это уравнение, где неизвестными величинами являются значения термических сопротивлений наружных ограждений покрытия $R_{п}$ и наружных стен $R_{н.с}$, решается методом подбора конструкций наружных стен и покрытия таким образом, чтобы удовлетворялось равенство (5).

Поскольку по условиям эксплуатации зданий с теплыми чердаками наружные стены чердака должны быть такими же по конструктивному исполнению, как и наружные стены жилых помещений, для которых согласно табл. 5.1 СНБ 2.01.01-93 [148] термическое сопротивление принимается равным $R_{н.с} = 2,5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$, то значения термического сопротивления для покрытия теплого чердака также должно быть не менее $R_{н.с} = R_{п}$, и тогда уравнение (5) после подстановки значений $R_{н.с} = R_{п} = 2,5 \text{ м}^2 \cdot \text{°C}/\text{Вт}$ получим:

$$\frac{Q_{в.о.}}{t_{в.т.ч} - t_{н}} = \frac{F_{н.с} + F_{п}}{2,5} \quad (7)$$

а после подстановки значений $t_{в.т.ч}$ и $t_{н}$ получим:

$$\frac{Q_{в.о.}}{12,5 - (-25)} = \frac{F_{н.с} + F_{п}}{2,5};$$

$$Q_{в.о.} = 15 \cdot (F_{н.с} + F_{п}). \quad (8)$$

Записав левую часть уравнения (8) в виде (2), получим

$$L_{\phi} \cdot c_{в} \cdot (t_{п} - t_{в.т.ч}) = 15 \cdot (F_{н.с} + F_{п}). \quad (9)$$

Подставив в выражение (9) известные величины, запишем его решение относительно L_{ϕ}

$$L_{\phi} \cdot 1,01 \cdot (20 - 12,5) = 15 \cdot (F_{н.с} + F_{п});$$

$$L_{\phi} = 2 \cdot (F_{н.с} + F_{п}). \quad (10)$$

Таким образом, получена зависимость (10) соотношения аэродинамических характеристик с конструктивными параметрами теплых чердаков в многоэтажных зданиях, обеспечивающих тепло-массообменные процессы, формирующие естественную вентиляцию здания, исключаящих конденсацию влаги на внутренних поверхностях наружных ограждающих конструкций теплых чердаков.

Анализируя полученную формулу (10), можно сделать вывод, что оптимальный воздухообмен должен равняться удвоенной площади наружных ограждений пространственного объема части (секции) теплого чердака.

Решение обратной задачи по подбору суммарной площади наружных ограждений при известных значениях L_{ϕ} определится из выражения

$$(F_{н.с} + F_{п}) = 0,5 \cdot L_{\phi}. \quad (11)$$

ЛИТЕРАТУРА

1. СНБ 2.04.01-97. Строительная теплотехника. Министерство архитектуры и строительства РБ. – Минск, 1998 – 32 с.
2. Беляев В.С., Хохлова Л.П. Проектирование энергоэкономичных зданий: Учебное пособие для студентов вузов по специальности «Промышленное и гражданское строительство». -М. Высш. шк., 1991 – 255 с.: Ил.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ МЕТОДОВ ТЕПЛОТЕХНИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НАРУЖНЫХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение. Возросшие в настоящее время требования к экономии энергетических ресурсов в градостроительстве вызывают необходимость детального исследования теплотехнических характеристик жилых зданий с учетом специфики современного высотного домостроения и сбалансированных систем тепловоздушоснабжения многоэтажных герметичных зданий с наружными ограждениями повышенной теплозащиты.

В условиях повышения цен на энергоносители основным критерием тепловой эффективности зданий является термическое сопротивление теплопередаче R_0 , величина которого стремится к увеличению за счет изменения действующих нормативных документов. Так, в Республике Беларусь с 1993 года установлены нормативы $R_0 = 2 \dots 3 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$, в Финляндии и Швеции с 1985 г. установлены нормативы $R_0 = 4 \dots 5 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$, а к 2005 г. эти значения будут повышены до $R_0 = 7 \text{ м}^2 \text{ }^\circ\text{C/Вт}$.

Предмет и методы исследования. Аналитическое описание теплового и воздушного режимов по критерию энергоресурсосбережения и комфортности микроклимата зданий.

Результаты. Комфортные условия среды проживания создаются инженерными системами зданий, из которых наиболее металлоемкими и энергозатратными являются системы теплоснабжения и вентиляции, предназначенные для подачи свежего воздуха и обеспечения теплового комфорта, жизненно необходимых для человека.

Стремительный рост населения Земли и смещение его в города из-за ограниченности посевных площадей обусловили высотное строительство. На территории бывшего СССР законодательно в больших городах в 70-е годы прошлого столетия введено ограничение на строительство малоэтажных зданий и для массовой жилищной городской застройки рекомендованы 9, 12, 16-этажные чердачные здания. Такое строительство практикуется и в Республике Беларусь, где за 30-летний период возведено значительное их количество. Основной планировочной особенностью их является наличие внутри здания лестнично-лифтового объема, выполняющего дополнительно функции вытяжной шахты, нарушающей воздушно-тепловой режим в здании, при котором, подчиняясь законам аэродинамики, а точнее – аэрации, нижняя часть здания работает в режиме инфильтрации, а верхняя – эксфильтрации, при этом нижние помещения переохлаждаются из-за неорганизованного поступления больших масс холодного наружного воздуха, а верхние помещения эксплуатируются в условиях повышенной загазованности и переувлажненности воздуха, связанных с явлением «опрокидывания» циркуляции.

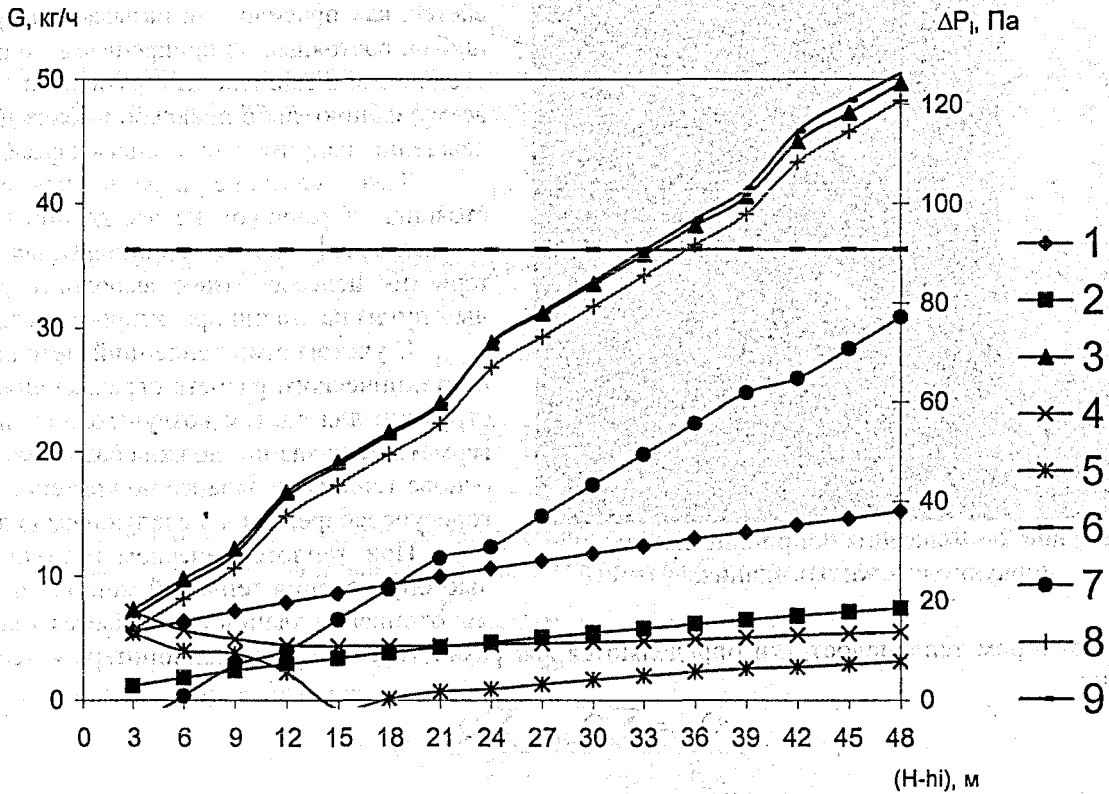
Приоритеты энергоресурсосбережения в градостроительстве Республики Беларусь определились в начале 90-х годов созданием нормативной базы, повышающей более чем в три раза теплозащитные свойства наружных ограждений, что привело к снижению воздухопроницаемости, повышению герметичности, исключаяющей естественное воздухообменное, нарушающей воздушный режим и создающей дискомфорт микроклимата эксплуатируемых зданий.

Эти изменения в технологии воздухообменного не нашли отражения в нормативной базе. Расчет расхода свежего воздуха, поступающего в помещения за счет инфильтрации, выполненный по СНиП 2.04.05-91, дает завышенные значения, так как в формулах используются нормативные величины воздухопроницаемости ограждающих конструкций, а не их фактические значения, которые в сотни раз меньше (рис. 1). Анализируя графики имеем, что при высоте вытяжных каналов 35 метров и выше обеспечивается нормативный воздухообмен для помещений нижнего этажа, т.е. для двенадцатиэтажного здания только первые два нижних этажа работают в условиях нормативной инфильтрации.

Согласно СНиП имеем:

$$G_i = 0,216 \sum A_1 \cdot \frac{\Delta P_i^{0,67}}{R_u} + \sum A_2 \cdot G_H \left(\frac{\Delta P_i}{\Delta P_1} \right)^{0,67} + 3465 \sum A_3 \cdot \Delta P_i^{0,5} + 0,5 \sum \ell \frac{\Delta P_i}{\Delta P_1};$$

$$\Delta P_i = (H - h_i) \cdot (\gamma_i - \gamma_p) + 0,5 \rho_i v^2 \cdot (C_{вн} - C_{сп}) \cdot K_1 - P_{int}.$$



1 – расчетный расход инфильтрующегося воздуха через окна с заветренной стороны;
 2 – расчетный расход инфильтрующегося воздуха через окна с наветренной стороны;
 3 – фактический расход инфильтрующегося воздуха через 1 м² окна;
 4 – фактический расход инфильтрующегося воздуха через окно;
 5 – давление с заветренной стороны; 6 – давление с наветренной стороны;
 7 – расчетный расход инфильтрующегося воздуха при выходе квартирного объема на противоположные фасады здания;
 8 – расчетное гравитационное давление; 9 – нормативный воздухообмен по СНиП
Рисунок 1 – Результаты расчета инфильтрации для 16-ти этажного здания по формулам из СНиП 2.04.05 – 91. Отопление, вентиляция и кондиционирование:

Таким образом, уже на стадии проектирования закладываются условия недопоставки свежего приточного воздуха в вентилируемые помещения, связанные с нарушением нормативных воздухообменов и дискомфортом микроклимата помещений. Результаты обработки данных многочисленных натурных и инструментальных замеров параметров воздушной среды, выполненных по ходатайству эксплуатирующих организаций, связанных с жалобами жильцов и судебными разбирательствами, показали повышенную загазованность и избыточную влажность из-за нарушения естественной вентиляции, основанной на инфильтрации. Основными причинами является наличие двух и более вытяжных каналов в объеме квартиры, когда кухонный канал с большим сечением работает на вытяжку, а каналы меньшего сечения из туалета и ванной работают на приток при закрытых форточках; для квартир верхних этажей, открывающихся через ответвления вытяжных вентблоков в объемы чердаков, имеет место «опрокидывание» циркуляции, когда при открывании форточек эксфильтрация усиливается; а общим недостатком чердачных зданий с шахтой без дефлектора является общее нарушение естественной вентиляции в здании при задувании направленного под углом ветрового потока в объем чердака, когда шахта работает не на вытяжку, а на приток, вызывая повышенное давление и «опрокидывание» циркуляции всей системы вентиляции здания (рис. 2).

Снижение безвозвратных трансмиссионных потерь теплоты зданием в современном градостроительстве осуществляется за счет устройства дополнительной теплозащиты наружных ограждений. Для

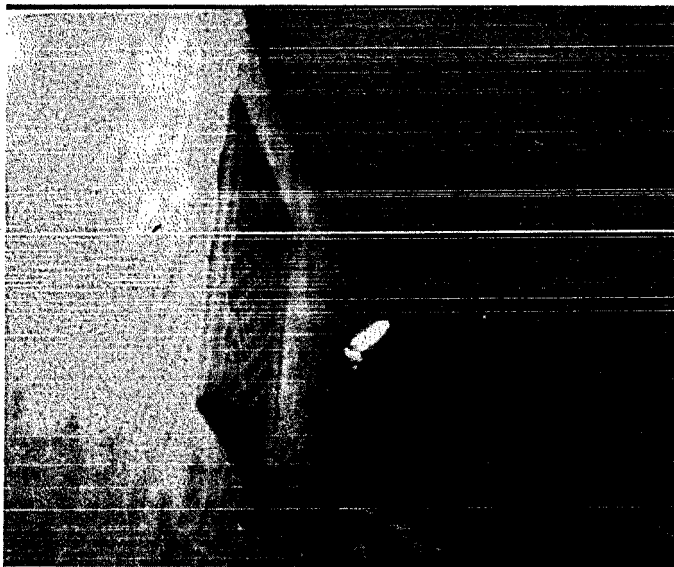


Рисунок 2 – Фиксация «опрокидывания» циркуляции в жилых зданиях

этой цели при реконструкции зданий устраивается, как правило, так называемая «Термошуба», состоящая из прикрепляемого к стене утеплителя и защитно-декоративного слоя по всему зданию, либо локально в зонах переохлаждения, например, на торцевых фасадах.

Такое «латание дыр» в виде дорогостоящих «термошуб» не всегда оправданно, так как выравнивание теплозащитных характеристик целесообразнее выполнять расчетным путем на стадии проектирования здания.

С учетом этих тенденций методика теплотехнического расчета ограждающих конструкций для систем воздушного отопления герметичных зданий должна базироваться на основе теплового баланса по критерию энергоресурсосбережения в следующем виде.

При теплотехническом расчете с целью определения тепловой мощности системы отопления здания составляется тепловой

баланс, в котором теплонедостатки определяются как разность суммарных теплопотерь и теплопоступлений

$$Q_{co} = \sum Q_{пот} - \sum Q_{пост}, \quad (1)$$

где Q_{co} – теплонедостаток, т.е. расчетная мощность системы отопления, Вт;

$\sum Q_{пот}$ – суммарные тепловые потери помещениями, Вт;

$\sum Q_{пост}$ – суммарные теплопоступления в помещения, Вт.

Для жилых зданий с неорганизованным притоком наружного воздуха за счет инфильтрации тепловая мощность системы отопления равна

$$Q_{co} = Q_{огр} + Q_{и} - Q_{быт}, \quad (2)$$

где $Q_{огр}$ – теплопотери через ограждающие конструкции, Вт;

$Q_{и}$ – теплозатраты на нагревание инфильтрующегося наружного воздуха, Вт;

$Q_{быт}$ – бытовые тепловыделения, Вт.

Для жилых зданий с воздушным отоплением тепловой баланс запишется в виде

$$Q_{в.о.} = Q_{огр} + Q_{в} - Q_{быт}. \quad (3)$$

Это уравнение (6) перепишем иначе

$$Q_{в.о.} + Q_{быт} = Q_{огр} + Q_{в}. \quad (4)$$

Если задаться начальным условием

$$Q_{во} = Q_{в}, \quad (5)$$

то тогда из (4) очевидно, что

$$Q_{огр} = Q_{быт}. \quad (6)$$

Запишем уравнение (6) в развернутом виде для помещения промежуточного этажа

$$\left(\frac{F_{нс}}{R_{нс}} + \frac{F_{ок}}{R_{ок}} \right) \cdot (t_{в} - t_{н}) = 21 \cdot F_{п}, \quad (7)$$

откуда

$$R_{нс} = \frac{F_{нс}}{21 \cdot F_{п} - \frac{F_{ок}}{R_{ок}} \cdot (t_{в} - t_{н})}. \quad (8)$$

В развернутом виде значение величины $R_{нс}$, например, для бетонной стены с эффективным слоем утеплителя, можно записать в виде

$$R_{nc} = \frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_b}{\lambda_b} + \frac{\delta_{yt}}{\lambda_{yt}} + \frac{1}{\alpha_n} \quad (9)$$

Толщина наружного и внутреннего слоев бетона принимается конструктивно из условий прочности, и тогда искомая величина промежуточного эффективного слоя утеплителя определится из выражения

$$\delta_{yt} = \lambda_{yt} \left[R_{nc} - \left(\frac{1}{\alpha_b} + \frac{\delta_b}{\lambda_b} + \frac{1}{\alpha_n} \right) \right] \quad (10)$$

Для помещения верхнего этажа бесчердачного здания формула (7) запишется в виде

$$\left(\frac{F_{nc}}{R_{nc}} + \frac{F_{ок}}{R_{ок}} + \frac{F_{пол}}{R_{пол}} \right) \cdot (t_b - t_n) = 21 \cdot F_n \quad (11)$$

$$R_{nc} = \frac{F_{nc}}{21 \cdot F_n - \left(\frac{F_{ок}}{R_{ок}} + \frac{F_{пол}}{R_{пол}} \right)} \quad (12)$$

При теплотехническом расчете конструктивного исполнения наружной стены для помещений первого этажа зданий с неотапливаемым подвалом формула (7) перепишется в виде

$$\left(\frac{F_{nc}}{R_{nc}} + \frac{F_{ок}}{R_{ок}} + \frac{F_{пок}}{R_{пок}} \right) \cdot (t_b - t_n) = 21 \cdot F_n \quad (13)$$

тогда значение R_{nc} определится из выражения

$$R_{nc} = \frac{F_{nc}}{21 \cdot F_n - \left(\frac{F_{ок}}{R_{ок}} + \frac{F_{пок}}{R_{пок}} \right)} \quad (14)$$

Таким образом, изначально принятые условия равенства (6) позволяют за счет незначительных изменений толщины эффективного слоя утеплителя δ_{yt} , определяемого по формуле (10) при подборе конструкции наружной стены на основании теплотехнического расчета, получить выровненный тепловой режим эксплуатации для всех помещений, включая нижние, верхние, промежуточные и даже угловые помещения.

Равные условия обеспечения теплового режима эксплуатации всех помещений, вне зависимости от их расположения в здании, позволяют создать условия выполнения второго равенства (5) из уравнения теплового баланса (4), при которых во все помещения системой воздушного обогрева здания подается приточный воздух с одинаковой температурой $t_{пв}$, равной температуре внутреннего воздуха t_b .

Если в приточном центре наружный воздух подогревается до температуры t_b и распределяется по приточным каналам или воздуховодам без дополнительного или местного подогрева, то эксплуатация такой системы значительно упрощается и удешевляется, т.к. исключаются транзитные потери теплоты из-за отсутствия перепада температур и необходимость установки местных устройств автоматики и подогревателей.

Количество приточного воздуха L_n , м³/ч, определится по рекомендациям [3, прил.19]:

$$L_n = 3 \cdot F_n \quad (15)$$

а расход теплоты $Q_{пр}$ на подогрев наружного воздуха в приточном центре от t_n до $t_b = t_n$ определится из выражения

$$Q_{в.о.} = Q_b = Q_{пр} = 0,28 \cdot L_n \cdot \rho_n \cdot C (t_b - t_n^B) \quad (16)$$

или

$$Q_{пр} = 0,84 \cdot F_n \cdot \rho_n \cdot C (t_b - t_n^B) \quad (17)$$

где F_n — суммарная площадь пола жилых помещений, обслуживаемых системой воздушного отопления, м²;

ρ_n — плотность наружного воздуха, кг/м³;

C — теплоемкость воздуха, Кдж/м³°С;

t_b — температура внутреннего воздуха, °С;

t_n^B — расчетная наружная температура, принимается по параметрам Б [3, прил.8].

Для оценки теплотехнических показателей принятого конструктивно-планировочного решения расчет теплопотребления проектируемого здания обычно заканчивают определением удельной тепловой характеристики $q_{уд}$ по формуле

$$q_{уд} = \frac{Q_{в.о}}{V_n \cdot (t_n^в - t_n^б)}, \text{ Вт/м}^3 \cdot \text{°С}, \quad (18)$$

которую сравнивают со средними показателями для аналогичных зданий, принимаемых по приложению 2 [4]. Для зданий массовой жилой застройки там же предложена формула для определения удельной тепловой характеристики

$$q_{уд} = 1,163 \left(0,37 + \frac{1}{H} \right), \quad (19)$$

где H – высота здания, м.

Из уравнения (19) очевидно, что величина $q_{уд}$ уменьшается с увеличением этажности и высоты здания.

Для жилых зданий, включая гостиницы и общежития, удельная тепловая характеристика здания для населенных пунктов с расчетной наружной температурой $t_n^б = -30^\circ \text{С}$ в зависимости от объема зданий V_n (3,5, 10, 15, 20 тыс. м³) изменяет среднестатистические значения $q_{уд}$ (0,49; 0,44; 0,39; 0,36; 0,34 Вт/м³·°С).

Для других климатических условий вводится поправочный коэффициент, определяемый по приложению 2 [4] и для местных климатических условий Республики Беларусь этот коэффициент в расчетах можно усреднено принимать равным $\alpha = 1,08$.

Однако, приводимые в справочной литературе значения удельной тепловой характеристики для гражданских зданий, эксплуатируемых в режиме инфильтрации, значительно занижены, т.к. количество инфильтрующегося воздуха постоянно изменяется в переменных условиях отопительного периода (изменении барометрического и ветрового давлений, температуры наружного воздуха и т.п.), что приводит к переохлаждению зданий, и как следствие, повышению удельной тепловой характеристики.

Заключение. Создана методическая база для теплотехнического расчета ограждающих конструкций на основе составления воздушного и теплового балансов для каждого ограждающего помещения в отдельности, а не для всего здания в целом, как это практикуется в настоящее время. При современном уровне компьютеризации, такая детализация инженерных расчетов конструктивного исполнения каждого отдельного элемента наружной стены не является громоздкой, но дает значительные преимущества для применения энергоресурсоэффективной системы воздушного обогрева зданий, совмещенной с централизованным воздухомоснабжением каждого помещения, в соответствии с повышенными требованиями комфортности микроклимата.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК.

1. Липко В.И. Вентиляция герметизированных зданий: В 2 т. – Новополоцк: Полоцкий государственный университет, 2000. – Т. 1: Теория расчета и реформирование вентиляции герметизированных помещений. – 300 с.; Т. 2: Сборник методических материалов по энергосберегающей технологии вентиляции с примерами расчета и конструирования. – 246 с.
2. СНиП 2:04.05-91. Отопление, вентиляция и кондиционирование / Госстрой СССР. – М.: АПП ЦИТИ, 1992 – 64с.
3. Отопление и вентиляция жилых и гражданских зданий: Проектирование: Справочник / Г.В. Русланов, М.Я. Розкин, Э.Л. Ямпольский. – Киев: Будівельник, 1983. – 272 с.

УДК 697.38

Липко В.И., Багель А.Б.

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТЕХНОЛОГИИ ВОЗДУШНОГО ОБОГРЕВА ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ

Введение. В современных условиях обостряющегося мирового энергетического кризиса все цивилизованное человечество пришло к необходимости экономии энергетических и сырьевых ресурсов, особенно в импортирующих странах, к которым относится и Республика Беларусь, где энергоемкость валового национального продукта значительно выше, чем в развитых капиталистических странах мира, например, в США – в 2,76 раза, Японии – в 5,9 раза, что ложится тяжелым бременем на экономику всего народно-хозяйственного комплекса страны.

В целях кардинального решения проблем энергоресурсосбережения в одном из основных секторов экономики – градостроительном, где расходуется 35 % потребляемых топливно-энергетических ресурсов, в данной работе отражены социально и экономически целесообразные способы и технические средства нормализации микроклимата со значительно меньшими затратами материальных средств на строительство и эксплуатацию объектов жилищно-коммунального хозяйства.

Постановка задачи. В задачах исследования поставлены актуальные вопросы реформирования технологии вентиляции герметизированных жилых зданий с заменой энергозатратной инфильтрации на организованную подачу свежего наружного воздуха комбинированными системами приточно-вытяжной вентиляции, совмещенной с отоплением, использованием унифицированного оборудования подогрева воздуха за счет солнечной энергии и рекуперации теплоты, трансмиссионной и содержащейся в уходящем воздухе.

Методы исследований. Обобщен передовой опыт достижений науки и техники, проведен сравнительный анализ технико-экономических характеристик конструктивных решений оптимизации процессов тепловоздухоснабжения зданий и отработаны эксплуатационные параметры на экспериментальных моделях и в реальных условиях действующих объектов [1].

В градостроительном секторе экономики Республики Беларусь с 1993 года широко внедряются новейшие конструктивные решения ограждающих конструкций, которые практически более чем в два раза снижают теплопотребление при эксплуатации зданий. В этих новых условиях многотрубные системы водяного отопления, характеризующиеся повышенной энерго- и металлоемкостью и высокими эксплуатационными затратами, становятся непригодными из-за низкой эффективности и поэтому возникает необходимость дальнейшего совершенствования систем тепловоздухоснабжения зданий с заменой теплоносителей на пар и воздух, которые позволяют избавиться от многочисленных дорогостоящих и энергозатратных насосных установок, используемых в низкотяготенциальных водяных системах централизованного теплоснабжения для перекачки огромных масс воды в многотрубных магистральных и распределительных сетях и подъема на высоту многоэтажных зданий.

На рис. 1 представлен один из вариантов классической схемы воздушного отопления, совмещенного с воздухомоснабжением многоэтажного здания ячеистой структуры (жилые дома, общежития, гостиницы, спальные корпуса санаториев и т.п.), в котором приток наружного воздуха осуществляется через заборную шахту 1, нагревательный центр 2, воздухопроводящий канал 3 и вертикальные каналы 4 приточной вентиляции, а вытяжка отработанного воздуха обеспечивается через каналы 5 вытяжной вентиляции и вытяжную шахту 6. В герметизированных зданиях достаточно установки одного вентилятора предпочтительнее по условиям шумозащиты в вытяжном центре с целью обеспечения нормируемого воздухообмена в летний и переходный периоды года при снижении или отсутствии естественной тяги.

Результаты. На основе изучения литературных источников, передового опыта и патентных материалов разработаны конструктивные решения систем приточно-вытяжной вентиляции с использованием объема теплого чердака для размещения распределительных приточных и вытяжных воздуховодов. Из рассмотренных вариантов наиболее эффективным является конструктивное решение нового устройства воздухозабора с южного фасада здания в целях использования солнечной радиации для предварительного подогрева приточного вентиляционного воздуха.

В камере К (рис. 2), объединяющей воздухозаборные каналы и расположенной с южной стороны верхнего чердака, также происходит прогрев наружного воздуха через поверхность южного ската кровли с возможной установкой гелиоприемников для аккумуляции теплоты солнечной радиации. Предва-

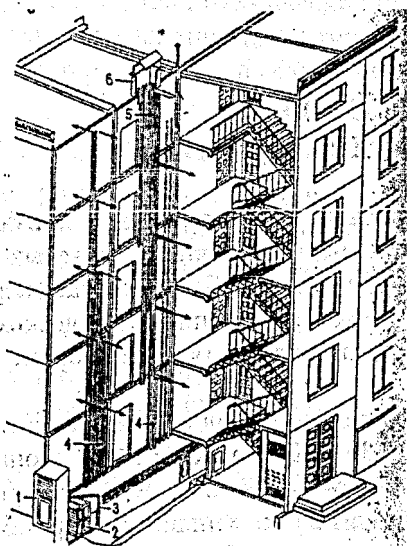


Рисунок 1

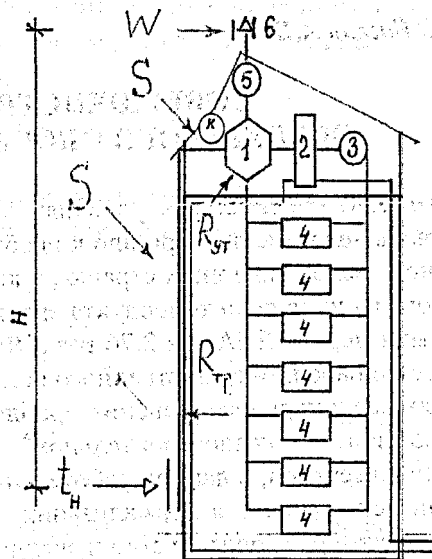


Рисунок 2

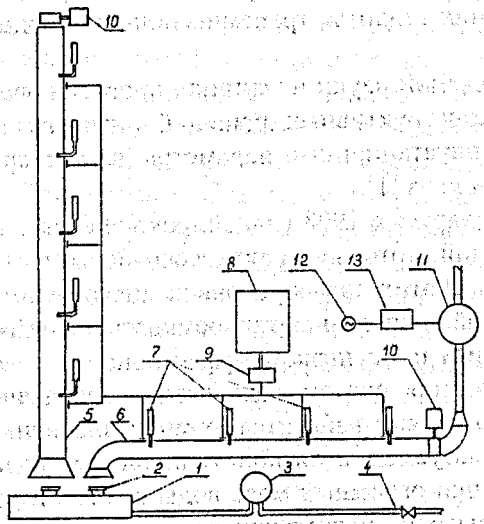


Рисунок 3

рительно подогретый воздух поступает в объединенный приточно-вытяжной центр, где предусмотрен рекуперативный подогрев в теплообменнике 1 с использованием теплоты уходящего воздуха. Догрев до расчетных значений температур приточного воздуха осуществляется в воздухоподогревателе 2. Далее по распределительным магистральным воздухопроводам, расположенным в теплом чердаке, воздух подается через приточные блоки и регулируемые решетки в каждое вентилируемое помещение 4 здания в нормируемых объемах. Отработанный воздух по каналам вытяжных вентблоков и магистральным воздухопроводам через рекуператор 1 вентилятором 5 выбрасывается в атмосферу через шахту с дефлектором 6.

Такой унифицированный центр предполагается устанавливать единым и обособленным для одной жилой секции здания.

В объеме теплого чердака нормативная температура воздуха составляет $12\text{ }^{\circ}\text{C}$, поэтому приточные

и вытяжные воздухопроводы теплоизолируются.

Так как применение комбинированных систем тепловоздухоснабжения в жилищном строительстве ограничивалось из-за отсутствия инженерных методик и рекомендаций по расчету и проектированию, в работе выполнен комплекс теоретических и экспериментальных исследований, которые позволили получить с помощью инструментальных измерений или расчетным путем значения необходимых параметров, характеризующих процессы теплообмена, интенсивность транзитных потерь теплоты с поверхностей тепловоздухопроводов различного конструктивного исполнения, характер изменения температур по длине и по времени, потери давления, коэффициенты теплообмена. Полученные в результате компьютерной обработки данных экспериментальных исследований графические материалы математических зависимостей $\alpha_s = f(\text{Re})$, $t_r = f(l)$, $\tau_n = f(Z)$, $\Delta P = f(\text{Re})$, описывающих физические процессы тепломассопередачи, положены в основу теории расчета и проектирования беструбных систем тепловоздухоснабжения герметизированных зданий высотного и заглубленного исполнения (рис. 4,5,6).

Одним из наиболее эффективных технических решений при создании новой технологии вентиляции герметизированных зданий является дальнейшее совершенствование конструкций бытовых газовых плит с многофункциональным режимом эксплуатации, так как при существующей техно-

гии нормы расхода вентиляционного приточного воздуха в газифицированных кухнях при установке четырехкомфорочных плит составляют $90 \text{ м}^3/\text{ч}$, что связано со значительными затратами тепловой энергии на эксплуатацию систем вентиляции.

Основными недостатками применяемых конструкций газовых плит являются: отсутствие локализации высокотоксичных продуктов сжигания газа, ухудшающих микроклимат жилых помещений и кухонь; необходимость подачи значительного количества свежего наружного воздуха при общесобменной вентиляции для разбавления вредностей до допустимых санитарными нормами пределов, что также связано с понижением температуры внутреннего воздуха, создающего дискомфорт для людей; отсутствие средств утилизации уходящей с отработанным воздухом теплоты через вытяжные системы вентиляции зданий.

Усовершенствованная конструкция бытовой газовой плиты, разработанная в Полоцком государственном университете, полностью лишена всех вышеуказанных недостатков. Помимо универсальности приготовления пищи, сушки и копчения в конструкции газовой плиты предусмотрена закрытая камера сжигания газа, исключая попадание в зону дыхания вредных продуктов сжигания топлива с отводом их через теплообменник в газоход вытяжной вентиляционной системы (рис. 7)

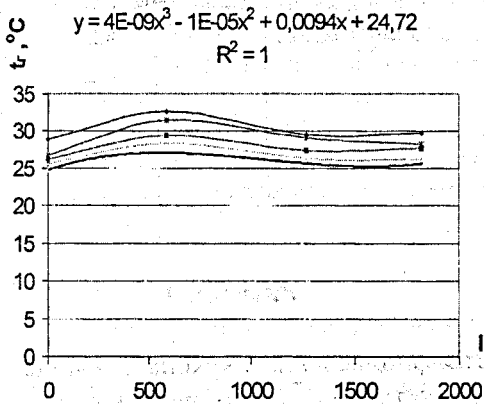


Рисунок 4

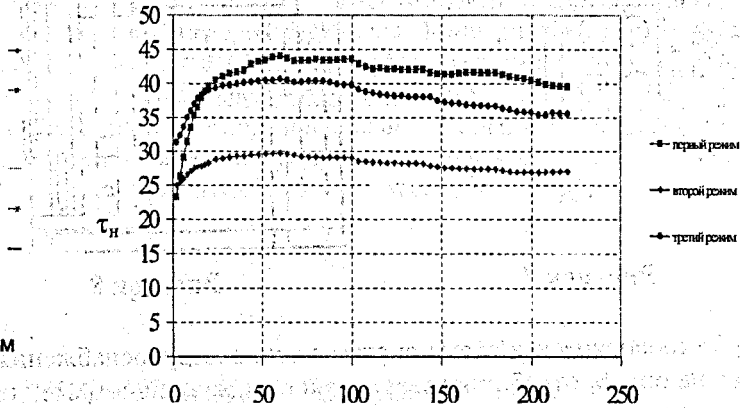


Рисунок 5

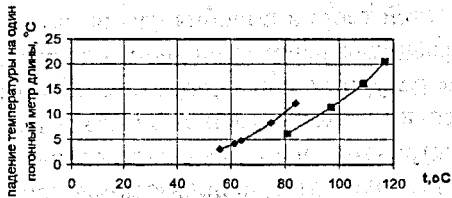


Рисунок 6

На рис.8 газовая плита 9 показана условно в разрезе сбоку отдельно от теплообменника 10, к которому она присоединяется через верхний 11 и нижний 12 патрубки газохода. Теплообменник также имеет решетки 13 для выпуска подогретого приточного воздуха в помещение кухни; патрубок 14 для забора наружного воздуха. Отработанные в теплообменнике высокотемпературные топочные газы через патрубок 15, присоединяемый к вытяжной системе, удаляются из помещения.

Преимущества такой конструкции бытовой газовой плиты очевидны, так как обеспечивают экономию газообразного топлива до 40% по сравнению с обычными плитами, снижают нагрузку на систему отопления за счет рекуперации части теплоты уходящих высокотемпературных топочных газов и способствуют улучшению микроклимата вентилируемых помещений кухонь благодаря локализации вредных продуктов сжигания газа.

Комплексный подход в разработке комбинированной энергоэффективной технологической схемы тепловоздухоснабжения герметизированных зданий обеспечил создание новейших устройств инженерного оборудования зданий, основные из которых запатентованы; изготовлены и прошли проверку функциональной эффективности на испытательных стендах в лабораторных и реальных условиях эксплуатации.

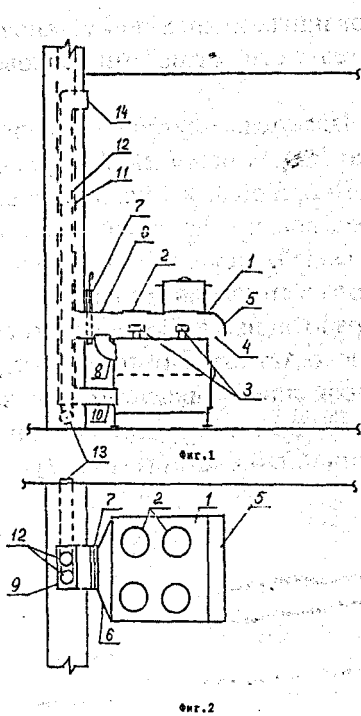


Рисунок 7

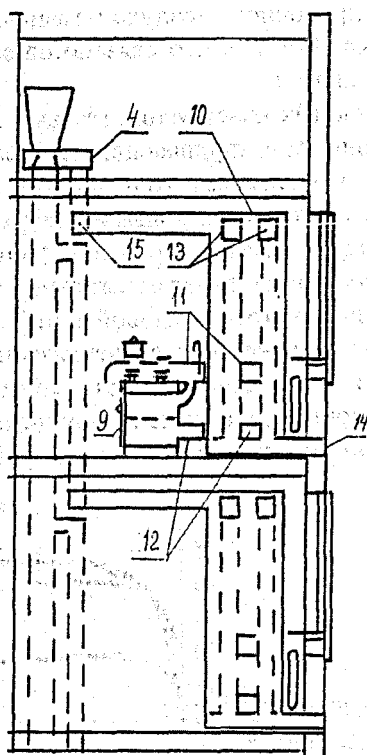


Рисунок 8

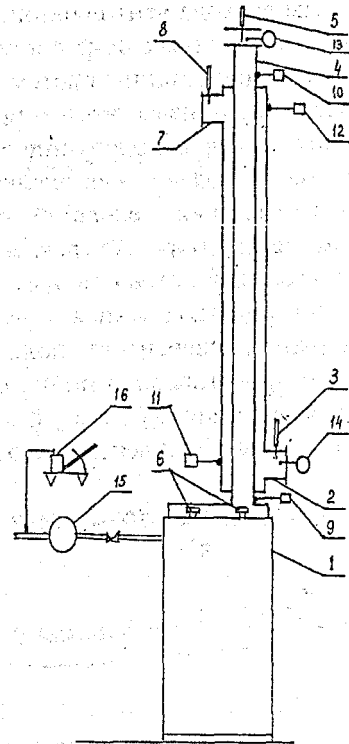


Рисунок 9

Технологическая схема системы тепловоздушоснабжения газифицированных кухонь, представленная на рис. 8, обрабатывалась на экспериментальном стенде в сочетании с теплообменником, схема которого представлена на рис. 9. Теоретические основы расчета рекуперативного теплообменника газовой плиты разработаны на основе критериальных зависимостей теории подобия физических процессов теплообмена при нагреве наружного вентиляционного воздуха за счет уходящей теплоты продуктов сжигания газообразного топлива при переменных температурных и аэродинамических режимах эксплуатации. Результаты анализа комплексных теоретических и экспериментальных исследований положены в основу методики расчета и дальнейшего конструктивного совершенствования теплообменников рекуперативного действия с максимальной эффективностью использования теплоты уходящих топочных газов.

Выводы:

1. Теоретически и экспериментально обоснована необходимость перехода на энергоэффективные комбинированные системы тепловоздушоснабжения зданий с наружными ограждениями повышенной теплозащиты и герметичности в современных условиях сложившихся социальных и экономических критериев жизнеобеспечения, что позволило в настоящей работе на основе анализа результатов исследований по оптимизации режимов эксплуатации уточнить и дополнить методики теплотехнического и аэродинамического расчетов и разработать конкретные рекомендации по проектированию, строительству и эксплуатации объектов жилищно-культурного и спецоборудования [1, 3, 4, 5].
2. Разработаны теоретические основы расчета прямоточного теплообменника универсальной бытовой газовой плиты, защищенной авторским свидетельством, обеспечивающие взаимосвязь динамических процессов воздухообмена газифицированных кухонь при переменных температурных и аэродинамических режимах тепломассообмена, снижающие до 40% расход топлива при одновременной максимально эффективной рекуперации теплоты уходящих высокотемпературных газов для нагрева наружного приточного воздуха в режиме воздушного отопления по сбалансированной схеме естественной вентиляции без применения специальных средств автоматики [2, 6].

ЛИТЕРАТУРА

1. Липко В. И. Энергосберегающая вентиляция жилых и общественных зданий с наружными герметичными ограждениями: Материалы международной 53-й науч. техн. конф. профессоров, преподавателей, научных работников и аспирантов Белорусской государственной политехнической академии / Министерство образования Республики Беларусь. Белорусская государственная политехническая академия. - Минск, 1999. - В 4-х частях, Ч. 3. - С.136.
2. Решение о выдаче патента от 30 августа 2001 г. F 24 C 3/00. Газовая плита/ Липко В.И. - № а 19990297; Заявл. 30.03.1999.
3. Липко В.И. Основы теории расчета теплообменных процессов при вентиляции герметизированных зданий // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: Сборник научных трудов / Под ред. Д.Н. Лазовского. - Минск: УП «Технопринт», 2001. - с. 252 – 260.
4. Липко В.И., Шакель А.А. Концепция энергосбережения в системах теплогоснабжения и вентиляции жилых и общественных зданий с наружными ограждениями повышенной герметичности // Инженерные проблемы строительства и эксплуатации сооружений: Сборник научных трудов / Под ред. Д.Н. Лазовского. - Минск: УП «Технопринт», 2001. - с. 270 – 273.
5. Липко В.И. Резервы снижения энергоресурсопотребления на теплоснабжение и вентиляцию зданий // VI Белорусский энергетический и экологический конгресс: Доклад / НАН Беларуси. Минпром. Минжилкоммунхоз. Минэкономики. Минприроды. ГКНТ. Госкомэнергосбережения. Концерн «Белэнерго». Концерн «Белтопгаз». Мингорисполком. РОО «Информационное общество». ЗАО «Техника и коммуникации». - Минск, 2001. - с. 1-5. - Интернет <http://www.tc.by> E-mail: energia@t-and-c.com.by
6. Создать и внедрить эффективную беструбную систему отопления жилого здания, снижающую ресурсо- и энергопотребление при ее строительстве и эксплуатации: Отчет о НИР (промежуточный)/ Полоцкий государственный университет.; рук. темы В.И. Липко. № ГР 1.1.455.01.01. - Новополоцк, 2001. - 166 с.

УДК 697.921.47; 721.011.25

Липко В.И., Борвонов В.А., Багель А.Б.

ПУТИ СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ ТЕХНОЛОГИИ ВЕНТИЛЯЦИИ ГЕРМЕТИЗИРОВАННЫХ ЗДАНИЙ

Дискомфорт, микроклимат, герметизация, тепловоздухоснабжение, энергоресурсосбережение, исследование, эффективность, строительство, эксплуатация, актуальность, востребованность, конкурентоспособность.

В новых социально-нравственных условиях современной цивилизации особую актуальность и практическую значимость приобретают устремления создать наиболее экономичными способами и техническими средствами комфортные условия проживания для большинства населения с ограниченным материальным достатком. Именно поэтому в современном типовом жилищном строительстве должны найти широкое применение системы тепловоздухоснабжения, формирующие микроклимат внутри зданий, с использованием различных приемов снижения энергоресурсопотребления на этапах проектирования, строительства и эксплуатации зданий, ибо эта расходная часть бюджета любого города является доминирующей и составляет не менее трети энергопотребляющего комплекса для экономически развитых стран, особенно ориентированных на импорт энергоресурсов, как республика Беларусь.

Предметом выполненной работы является преобразование технологии вентиляции зданий жилищнокультуртыта с управляемым воздухообменом по критериям энергоресурсосбережения и комфортности микроклимата.

Методы исследования включали: аналитическое обобщение известных научных и технических результатов; математическое и физическое моделирование; обработку экспериментальных данных методами статистики и корреляционного анализа.

Исследования проводились по двум основным направлениям: энергоресурсосбережение в градостроительстве и дальнейшее совершенствование местных и общеобменных систем тепловоздухоснабжения зданий.

Предложена экономичная безинфильтрационная технология естественной вентиляции герметизированных помещений с организованной подачей свежего наружного воздуха в нормируемых пределах через рекуперативные приточные вентиляционные элементы РПВЭ. Один из вариантов рекомендуемой технологической схемы представлен на рис. 1, которая включает необходимый набор тех-

нических средств, обеспечивающих экономичный воздушно-тепловой режим эксплуатации герметизированных многоэтажных зданий надземного и заглубленного исполнения. На рис. 1 представлена верхняя часть высотного здания с теплым чердаком, которые в градостроительстве за последние 30 лет широко применяются и имеют проблемы вентиляции, связанные с современной герметизацией ограждающих конструкций.

Согласно новой технологии свежий приточный воздух поступает в вентилируемые помещения организованно через РПВЭ за счет перепада давлений между наружными ограждениями, создаваемого вытяжными системами вентиляции. Отработанный воздух из помещений удаляется через вентиляционные решетки 1 по каналам ответвлений 2 и ствола 3 вытяжных вентблоков в теплый чердак, а затем через обособленную шахту - в атмосферу.

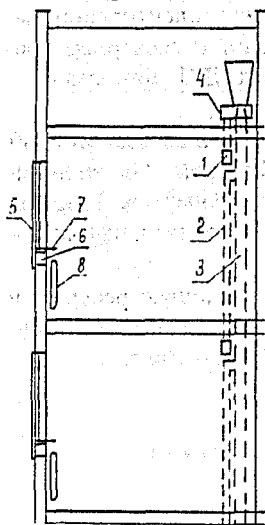


Рисунок 1

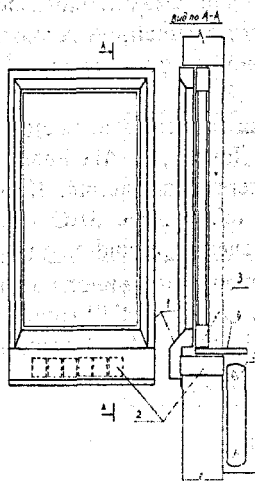


Рисунок 2

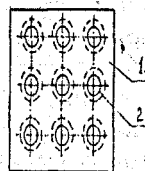


Рис. 1

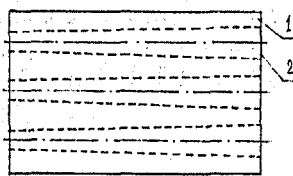


Рис. 2

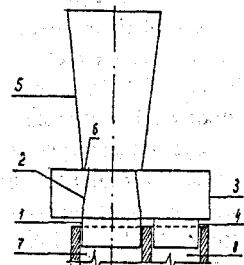


Рис. 1

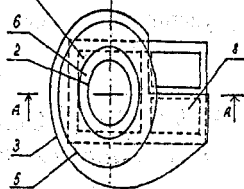


Рис. 2

Рисунок 3

Рисунок 4

При существующей технологии вентиляции жилых зданий возникают очень часто проблемы, связанные с избыточной влажностью и загазованностью в помещениях верхних этажей из-за низкой, а иногда и отрицательной тяги, возникающей в ответвлениях каналов вытяжных вентблоков, открывающихся обособленно от стволов в объемы теплых чердаков.

С целью исключения подобного явления «опрокидывания циркуляции», при котором отработанный переувлажненный воздух из теплых чердаков выдавливается через каналы ответвлений вытяжных вентблоков в жилые помещения верхних этажей, в новой технологии предусмотрена установка на вытяжные каналы оголовков 4 (рис. 1) специального конструктивного исполнения (рис. 4), в которых заложен энергоэкономичный принцип эжектирования воздуха из ответвлений 2 за счет энергии движения воздушного потока, выходящего с большой скоростью из ствола 3 вентблока, удаляющего отработанный воздух из помещений нижних этажей (рис. 1).

Благодаря устойчивости создаваемого вытяжными системами разрежения в каждое вентилируемое помещение поступает наружный воздух, но уже предварительно подогретый в строго нормированных количествах вне зависимости от этажности и внешних воздействий. С этой целью на окнах устанавливаются солнечные подогреватели воздуха 5 (рис. 1) коробчатого сечения (рис. 2) с селективным покрытием, в которых воздух предварительно подогревается за счет солнечной радиации, а затем поступает в рекуперативные вентиляционные приточные блоки 6 (рис. 1), выполненные из холодного цементно-песчаного бетона в виде параллелепипеда, пронизанного сквозными каналами сечением 3, 4, 5 мм (рис. 3), в которых также заложен эффект теплообменника рекуперативного действия, работающего в режиме противотока. Трансмиссионный тепловой поток, направленный через бетонное тело вентблока изнутри наружу, частично возвращается в помещение за счет рекуперативного подогрева движущегося встречным потоком по каналам вентблока наружного воздуха. А поскольку приточный вентблок 6 устанавливается под подоконником 7 в месте расположения нагревательного прибора 8 системы отопления здания, то эффективность теплообмена усиливается за счет конвективных потоков внутреннего воздуха, циркулирующего вблизи нагретых поверхностей и повышающего комфортные параметры приточного воздуха (рис. 1).

Выравнивание естественного давления в помещениях, расположенных на разных этажах высотных зданий, осуществляется за счет установки в помещениях нижних этажей приточных вентблоков с малыми сечениями каналов, характеризующихся большим аэродинамическим сопротивлением, а на верхних этажах сечения каналов увеличены из-за малых величин естественного гравитационного давления, прямопропорционального зависящего от высоты вытяжных каналов.

Ветровое давление также не оказывает существенного влияния на работу приточных вентблоков, так как из-за малости сечения каналов повышение скорости движения воздуха резко в квадратной зависимости поднимает величину аэродинамического сопротивления на проход, что создает эффект саморегулирования расхода приточного воздуха. Нельзя не отметить еще одно положительное обстоятельство. В настоящее время свыше 60 крупных городов Европы из-за работы городского транспорта имеют повышенный уровень шума. При установке приточных вентблоков на фасадах зданий, выходящих на шумные транспортные городские магистрали, звуковые волны гасятся за счет эффекта шумоглушителя до нормативных пределов звукового давления, повышая комфортные условия внутри вентилируемых герметичных зданий.

На основе общих представлений и законов гидроаэродинамики и тепломассообмена вентиляционный процесс следует рассматривать как комплексное взаимодействие движущихся воздушных потоков в ограниченном объеме при соизмеримых скоростях, сопровождающихся термодинамическими и массообменными процессами с характерными полями скоростей, температур и концентраций, формирующими микроклимат вентилируемых помещений. При естественной вентиляции необходимый воздухообмен в помещении создается при условии превышения гравитационного давления P_g над суммарным сопротивлением приточных $S_{вх}$ и вытяжных $S_{вых}$ каналов, связывающих герметичный объем помещения с атмосферным воздухом. Для характеристики надежности естественной циркуляции вводится понятие величины остаточного давления ΔP_3 , значение которой поясняется рис. 5 и является величиной переменной, а на основании материального баланса определяется по выражению

$$\Delta P_3 = P_g - S_{вых} = h \cdot g \cdot (\rho_n - \rho_v) - (R \cdot l \cdot \beta + Z) \quad (1)$$

Для разработки математической модели безинфильтрационной вентиляции зададим конкретные условия для расчета величины ΔP_3 многоэтажного здания, изображенного схематично на рис. 6, и определим по известным методикам аэродинамического расчета значения переменной величины ΔP_3 при трех первоначально заданных условиях, в которых во втором варианте изменяется величина высоты шахты с $h'_{ш} = 1$ м до $h''_{ш} = 3$ м, а в третьем варианте изменение расчетного воздухообмена с $L' = 50$ м³/ч до $L'' = 30$ м³/ч приведет к уменьшению скорости в вытяжных каналах с $V'_k = V_k = 0,5$ м/с до $V''_k = 0,3$ м/с.

Эти изменения в условиях расчета позволяют получить аналитические зависимости величины остаточного давления ΔP_3 от этажности «n» рассчитываемого помещения вида

$$\left. \begin{aligned} \Delta P_3 &= \frac{1,209 + 3,262 \cdot n + 1,96 \cdot n^2}{3,1 + 2,8 \cdot n}; \\ \Delta P_3 &= \frac{4,565 + 6,076n + 1,96n^2}{6,1 + 2,8n}; \\ \Delta P_3 &= \frac{11,88 + 13,51n + 3,836n^2}{5,1 + 2,8n} \end{aligned} \right\} (2)$$

Графически эти зависимости (2) представлены на рис. 7, из которого следует, что графики функции $\Delta P_3 = f(n)$ являют собой прямые линии. Анализ закономерностей свидетельствует о том, что изменение высоты шахты на 1 м дает параллельное смещение графика процесса на величину $\Delta P_3 = 0,25$ Па, а уменьшение скорости в вытяжном канале с $V'_k = 0,5$ м/с до $V''_k = 0,3$ м/с не только изменяет значение ΔP_3 , но и влияет на интенсивность этого изменения с увеличением угла наклона линии графика $\Delta P_3 = f(n)$.

Аэродинамические испытания РПВЭ проводились по стандартной методике на экспериментальном стенде, схема которого показана на рис. 8, а результаты обработки полученных данных представлены графически на рис. 9.

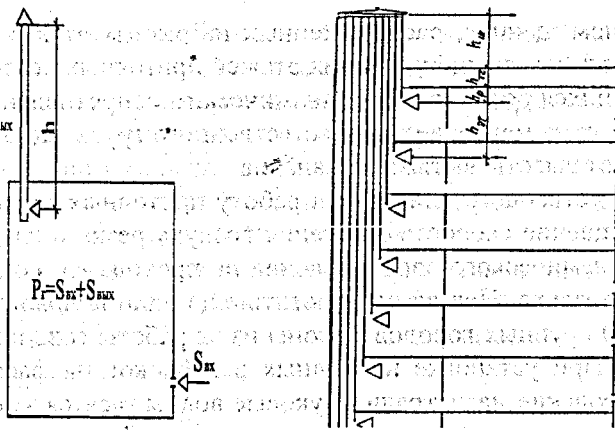


Рисунок 5

Рисунок 6

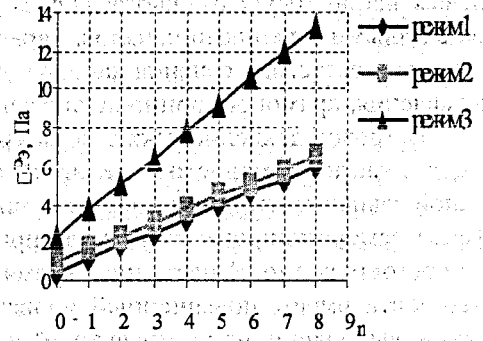


Рисунок 7

Отработка оптимальных эксплуатационных режимов работы РПВЭ выполнялись в реальных условиях отрицательных температур с переменными температурными параметрами воздушной среды на экспериментальном стенде (рис. 10). Оптимальные параметры определялись по минимальным потерям теплоты при нормируемых воздухообменах. Исследования выполнялись по комплексной методике с инструментальной фиксацией температур $t_{н}$, $t'_{н}$, $\tau_{н}$, $\tau_{к}$, $t_{патр}$, $t_{в}$, с последующими вычислениями значений $Q_{в}$, $Q_{тр}$, $Q_{э}$, $Q_{тр}^0$, Re , ΔQ , $L_{ср}$, χ , ε : Отдельные фрагменты графических зависимостей исследуемых величин, полученных при обработке результатов экспериментальных исследований, представлены на рис. 11, 12, 13.

В современном жилищном строительстве нормативной базой предусмотрено увеличение площади световых проемов в ограждающих конструкциях с 28% до 35% для повышения уровня естественного освещения, благотворно влияющего на условия проживания, но из-за многократно пониженных теплозащитных свойств заполнений световых проемов при $R_{ок} = 0,5 (m^2 \cdot C)/Вт$ и $R_{н.с} = 2,5 (m^2 \cdot C)/Вт$ значительно (почти на 20%) увеличились теплотери здания. Предлагаемая конструкция воздухоприточного рекуперативного оконного стеклопакета позволяет не только значительно снизить энергозатраты на отопление зданий, но и обеспечить нормируемые воздухообмены в каждом вентилируемом помещении, что способствует созданию комфортных условий микроклимата помещений, обеспечивая доступ в них таких ценнейших природных жизненно необходимых факторов, как теплота и свет солнечной радиации и свежий атмосферный воздух. Методика аэродинамического и теплотехнического расчета устройства изложена в работе [6].

Впервые в мировой вентиляционной практике применены вентиляционные блоки с размерами каналов от 1, 4 до 5,0 мм. На основе экспериментальной фиксации аэродинамических потерь давления в проточном контуре теплообменника РПВЭ через соотношения размеров характерных сечений каналов и бетонного тела блоков получены системы уравнений оптимизации эксплуатационных характеристик и расчета остаточных гидравлических сопротивлений как разности между потенциалами движения и торможения направленного воздушного потока, имеющего доминирующее влияние на формирование воздухообменов в герметизированных помещениях естественно вентилируемых высотных зданий. С помощью РПВЭ одинаково просто решаются проблемы гидравлической увязки как обособленных поквартирных вытяжных каналов, так и поэтажных ответвлений с общими сборными каналами, которые до настоящего времени в градостроительной практике остаются не решенными.

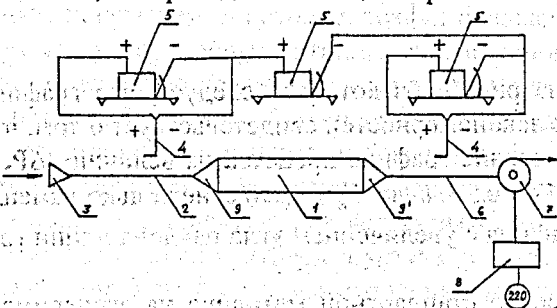


Рисунок 8

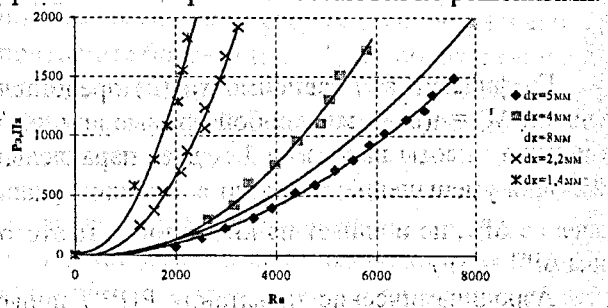


Рисунок 9

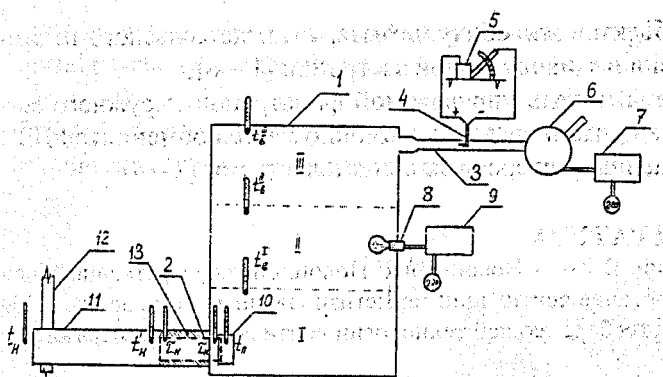


Рисунок 10

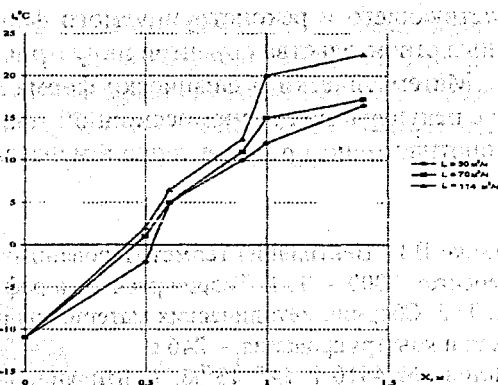


Рисунок 11

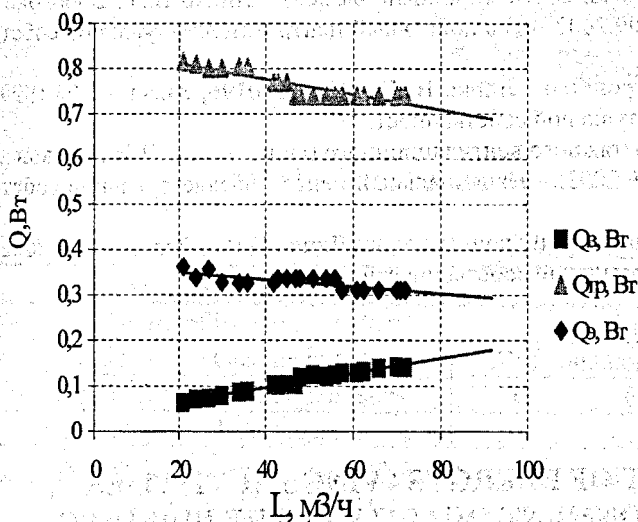


Рисунок 12

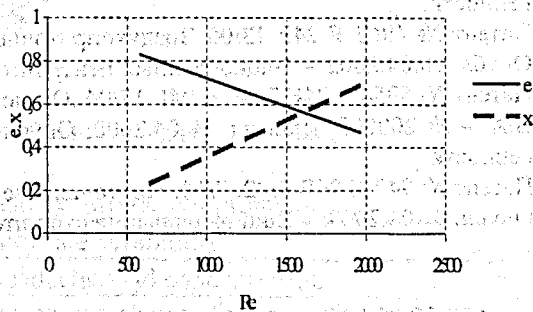
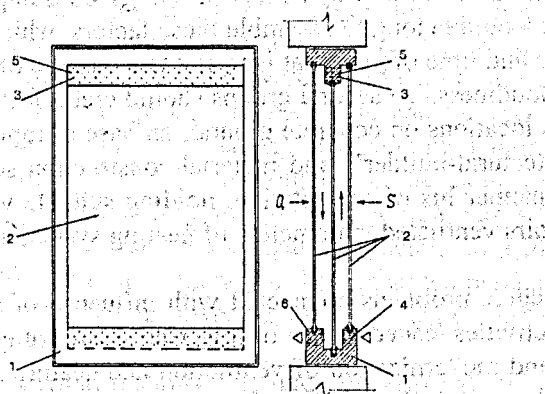


Рисунок 13



- 1 – рама; 2 – светопрозрачные перегородки;
- 3 – каналы; 4 – наружный;
- 5 – верхний промежуточный;
- 6 – нижний внутренний стеклодержатели рамы.

Рисунок 14 – Энергоэффективный многослойный светопрозрачный оконный стеклопакет

На основе сравнительного анализа результатов теоретических и экспериментальных исследований опровергнута ранее принятая гипотеза о возможности применения теории строительной теплофизики для фильтрационного теплообмена в пористых воздухопроницаемых ограждениях при расчете теплообмена в РПВЭ.

На основе инструментальной фиксации и анализа причин дискомфорта параметров микроклимата эксплуатируемых помещений ограждениями повышенной герметичности обоснована необходимость дальнейшего совершенствования систем тепловоздушоснабжения по критериям комфортности и энергоресурсосбережения [1].

Предложена комплексная энергоресурсосберегающая безинфильтрационная тех-

нология вентиляции жилых, общественных и специальных зданий высотного и заглубленного исполнения, которая обеспечивает получение высококачественной строительной продукции, не имеющей аналогов в мировой практике, и применима как для проектируемых и строящихся зданий, так и для

существующего и реконструируемого фонда объектов жилищно-культурного быта, а также сельского и загородного строительства объектов индустриальной и индивидуальной застройки [1 – 6].

Математически и физически формализована модель управляемой фильтрации наружного воздуха с рекуперацией трансмиссионной теплоты в приточном вентиляционном теплообменнике РПВЭ при противоточном режиме теплообмена, защищенные авторскими свидетельствами [2 – 4].

ЛИТЕРАТУРА

1. Липко В.И. Вентиляция герметизированных зданий: В 2 т. – Новополоцк: Полоцкий государственный университет, 2000. – Т. 1: Теория расчета и реформирование вентиляции герметизированных помещений. – 300 с.; Т. 2: Сборник методических материалов по энергосберегающей технологии вентиляции с примерами расчета и конструирования. – 246 с.
2. Патент № 4410 F 24F 13/08. Вентиляционное приточное устройство / Липко В.И., Борвонов В.А. - № а 19981165; Заявл. 23.12.1998; Опубл. 30.03.2002. – Национальный центр интеллектуальной собственности.
3. Патент №4651 F 24F 13/08. Рекуперативный приточный вентиляционный элемент / Липко В.И., Борвонов В.А. - № а 19980753; Заявл. 12.08.1998; Опубл. 30.09.2002. - Национальный центр интеллектуальной собственности.
4. Патент № 4963 F 24F 13/08 Воздухоприточное устройство/ Липко В.И. – № 19990196; Заявл. 02.06.1999; Опубл. 10.04.2002. – Национальный центр интеллектуальной собственности.
5. Патент № 5954 F 24F 7/04, E 04F 17/04. Оголовок вытяжного вентиляционного блока/ Липко В.И., Борвонов В.А. – № 20000367; Заявл. 18.04.2000; Опубл. 21.10.2003. – Национальный центр интеллектуальной собственности.
6. Патент № 947 E 06B 7/02, 7/10. Приточный вентиляционный оконный блок/ Липко В.И. – Заявл. 04.12.2002; Опубл. 01.04.2003. – Национальный центр интеллектуальной собственности.

UDK : 693.22.004.18

Lis Anna

PERSPECTIVES OF DEVELOPMENT OF ENERGYSAVINGS ACTIVITIES DETERMINING THE INDOOR ENVIRONMENT QUALITY IN THE BUILDING

Problems connected energy-saving determine of at present trends in projecting, realization and exploitation of buildings. Factors putting into influencing on character and dynamics of energy consumption for building one can divide on two groups. To first groups would belong to assemble these factors, which conditioned are location of building in definite climatic zone and time of year that is to say temperature of airs external, rose of winds, solar energy, precipitation and cloudiness. To second groups should credit factors connected with planning kind of object and with place his locations on concrete ground, on base of topical state of knowledge of projecting. These factors then architectural-builder's and material-construction solutions, energy characterization of building, destination and manner his of exploitation, holding suitable values of parameters of microclimate, quantity of exchanges of airs ventilated, parameters of heating system and technical state of building.

Energy-saving activities determine at present degree problems connected with influence of artificial environments of rooms on people. Main direction of activities leaded in aim of lowering wastes of energy to heating of buildings is sealing of building's barriers and modernization of ventilation and heating systems. Then attracts oneself change of microenvironment in the rooms. Sharpening of requirements of thermal protection of buildings leaded to height of thermal isolation of cooling barriers. In result noticed extension of participation of losses warm on ventilation in generally balance of losses. On base of analysis of structure of energy-waste in building sector one ascertained, that about 70 % happens on heating and ventilation of rooms. Energy consumption in residential building sector in Poland present Fig. 1.

Activities restrictive waste warmth on heating of airs exchanged in ventilation process caused drastic lowering quantities of exchanges of airs and worsening his qualities, what brought in effect to beginning of occurrence sick building syndrome. Sojourn in building embraced with occurrence of syndrome calls out and intensification many symptoms connected with incorrect working of organism and leading to his weaknesses or illness. Symptoms these called symptoms of syndrome this first of all irritation of eyes, of air passages and skin, dizziness and headache, bad frame of mind, irritation, fatigue and problems with concentration. It eats compactly with incorrect conditions of environment prevalent in the rooms. Main reason of occurrence of syn-

drome suspected in incorrect air quality. Factors strengthening risk are also excessive noise, insufficient lighting and psychological factors. About 30 % newly raised energy-saving building and serfs of modernization is embraced this problem, 20-50% of persons spending his time in pathological environment notifies occurrence of related complaint with syndrome. One found correlations among formative factors of microenvironment in the rooms and occurrence symptoms of syndrome [4]. The values of „r” are presented in Table 1.

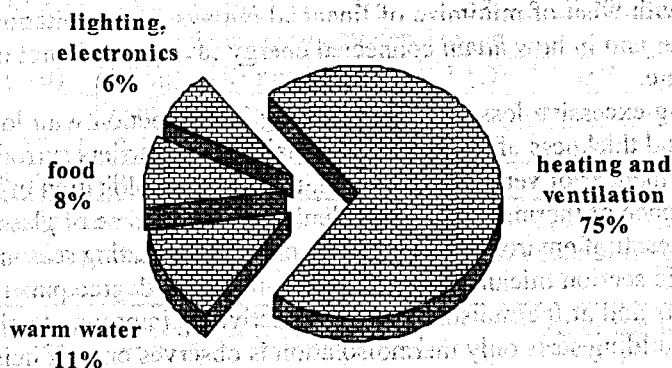


Figure 1 – Energy consumption in residential building sector in Poland

Table 1 – Correlation coefficient between syndrome factors and syndrome symptoms [4]

Syndrome factors	Syndrome symptoms	cor. coef.
Exceed norm of bacteria in a dust	Tiredness, headache, bad concentration	r = 0.73
Exceed norm of bacteria in a dust	Bad condition of mucous membrane of nose and throat	r = 0.76
A lot quantity of volatile organic subst.	Problems with concentration	r = 0.85
A lot quantity of volatile organic subst.	Languidness and tiredness	r = 0.72
A lot quantity of histamin from a dust	Bad mood, dizziness	r = 0.65
A lot quantity of histamin from a dust	Problems with concentration	r = 0.58

Problem of syndrome was not up to here in fullness seriously treated. This situation changing however from regard on sickness absence among new workers in modernized office and industrial complexes and her distinct relationship with environment quality of work. Potential one year's economic effects connected with elimination occurrences of syndrome and extension of production carried out 25-60 % with relation to uses other activities aiming to improvements of quality of work, unconnected with improvement environments.

Assurance of proper microclimate and thermal comfort should become one of the tasks of thermal buildings protections, because rational running a farm with energetic supplies leaded usually at present to making worse qualities of environment in the rooms and to reducing of thermal comfort of people. It seem, that limiting of warmth losses does not go in a pair with assurance of proper conditions in the rooms. Holding required values of microclimate parameters projects of course on energetic needs. On their size puts into port mostly value of temperature. Lowering temperatures at about 2°C causes fall of application on warmly at about 12%. Drastic lowering values of temperature joins of course with uncomfot feeling of environmental conditions.

On thermal feelings puts into port also radiation temperature related with temperature of surrounding barriers. In building with higher thermal isolation can hold both higher temperature of airs as well as higher temperature of surrounding barriers carrying of course less costs of heating. Requirement to hold relative moisture on level 50 % enlarges waste of energy. People spending in environment are more exposed on connected complaints with bad quality of airs than these, which more often spend in dry rooms. Universally met winter drying of nose membranes mucous, throats and larynx steps out mostly in consequence excessive contents in environment dioxide of sulphur with hygroscopic dusts. Worsening qualities of airs in the rooms and considerable moisture are reason of formation of allergy and asthma.

In Scandinavian is observed height of number of allergic illnesses in new and in modernized on level 12-13%. High is level of occurrence of allergic illnesses in children in school age. One noticed distinct correlations among high value of relative moisture of airs and quick development of allergic symptoms and asthma on level r = 0, 78.

Conducted in Poland energy-saving activities, concentrated first at all on thermoinsulation and gasket woodworks, pull behind oneself constant lowering qualities of microclimate. Especially visible is making worse qualities of airs in the rooms, height of relative moisture of airs, appearance of different kind of mould and fungus and of height of symptoms of syndrome of pathogenic building. Too large hermetic sealing of building can call out illness and complaint even at 60-90% persons.

With difficulty is to reconcile expectations aiming to assurances correct conditions of microclimate with limitation dictated with wish of minimize of financial outlays on exploitation of buildings. Comes into being, so question whether and in how attain connected energy saving would not put into port this negatively on microenvironments state.

With factors causing excessive losses warmth, staying in connection with loss of conditions of thermal comfort are mostly kind and thickness of isolation of thermal cooling barriers surrounding room, excessive surface of glass of elevation, manner of ventilation of room, manner of exploitation of room and technical state of object. Enlarging of resistance of thermal barriers and limiting sizes surface of glass of buildings puts into port profitably on formation oneself of environment conditions not only in heating season but also in summer.

Enlarging in specific section thickness of isolation in not large degree puts into port on height of realization costs of new objects and at thermoinsulation. These activities improve clearly thermal characterization of building. However in building serfs only thermoinsulation is observes oneself height of waste of energy and intensification of wholesome problems. Only complexes thermomodernization permits on diminution of waste of energy to heating even about 40-50 % and improvement of microenvironment quality.

Participation application on warmly connected dug losses on penetration is more and more smaller in comparison with application on warmly necessary to heating of airs ventilating. Ventilation process in our climatic zone joined with big energetic outlays. In ventilation systems stay considerable potential of energy saving, this does not behave in most to natural ventilation. Usage not regulated natural ventilation is inadequate for simultaneous realizations of connected requirements from proper exchange and airs quality in the rooms and with energy-saving in buildings. At hermetic windows ventilation take place through them opening, what enlarges waste of energy and lowers level of comfort from regard on impetuous affluence of cold airs or observes oneself disappearance of process of ventilation and worsening of airs quality.

Present connected tendencies of ventilation process should aim to bringing of airs in controlled manner, in quantities resulting from manner of use of rooms. Most straight and simultaneously exacting of not large financial outlays, manner of adjustment is steering quantity of airs reaching to rooms. Large energy-saving potential stays in recovering warm from airs removed from rooms. Diminution of ventilating losses of warm should realize exclusively through improving and controlling of oneself process of ventilation. Inadmissible is thrift of energy cost of limitations of exchange of airs below reasonable hygienic-wholesome norms.

In presented below material introduced the results of investigations passed in building, which did not realize requirements in range of thermal buildings protection and in building after removal in then the thermomodernization works. Object of analysis was waste warm to heating of rooms and state of microenvironment and persons thermal comfort. Analysis one passed under angle of estimation of influence of energy-saving activities on quality of environment and persons thermal comfort.

Analysed buildings became surrendered thermomodernization in different time, range of works was different in each objects. Basic executed works former additional thermoinsulation of walls and of partly horizontal cooling barriers, and also exchange of opening woodwork and modernisation work in boiler room zone.

In building passed investigations in heating season, before and after realization the thermomodernization works, in range of estimations of thermal parameters of research buildings and of microclimate in rooms persons thermal comfort state.

It was to determine thermal transmittance of partition (U), season demand for heating (E), shape coefficient (A/V) and heat consumption (Q/V). The results are shown in Table 2.

All buildings before thermomodernization didn't realize technical, builder's conditions in the range of thermal isolation and energy-saving.

In building were measurement microclimate thermal elements air temperature (t_a), air humidity (ϕ_a), air velocity (v_a), and mean radiant temperature (t_{ra}). Thermal resistance of clothing (I_{cl}) and physical activity level, i.e. the value of metabolism (M) were determined taking advantage of data given by ISO 7730: 1994 standard. The results are shown in Table 3 and 4.

The feelings analysis was carried out using predicted mean vote of thermal comfort PMV (+3 ÷ -3) and predicted percentage of dissatisfied with thermal comfort (PPD). Measurements were carried out using thermal comfort measuring instrument. The results are shown in Table 4.

Table 2 – Thermal-energy parameters of research building

Before thermomodernization										
Statistical indexes	U(S)	U(Std)	U(Snp)	U(Png)	U(O)	U(D)	A/V	E	E ₀	Q/V
	W/(m ² K)					1/m	kWh/(m ³ rok)			
H	1.29	0.80	1.01	0.80	2.6	2.6	0.48	51.2	32.3	58.8
s	0.16	0.16	0.06	0.15	0	0.9	0.08	10.2	1.0	14.1
After thermomodernization										
Statistical indexes	U(S)	U(Std)	U(Snp)	U(Png)	U(O)	U(D)	A/V	E	E ₀	Q/V
	W/(m ² K)					1/m	kWh/(m ³ rok)			
H	0.22	0.18	0.46	0.62	1.5	2.5	0.48	17.5	32.3	20.7
s	0.02	0.02	0.18	0.09	0.19	0	0.08	3.4	1.0	4.7

Symbols: (H) harmonic mean, (s) standard deviation, (S) wools, (Std) roof, (Snp) ceiling over the unheated room, (Png) floor on the ground, (O) windows, (D) door, max value of E (E₀)

Table 3 – The microclimate factors of the rooms

Statistical indexes	Before thermomodernization				After thermomodernization			
	t _a	t _{tra}	φ _a	v _a	t _a	t _{tra}	φ _a	v _a
	[°C]		[%]	[m/s]	[°C]		[%]	[m/s]
\bar{x}	21.7	22.2	31	-	22.4	23.1	34	-
H	-	-	-	0.08	-	-	-	0.06
s	2.7	2.6	12	0.04	2.1	2.5	14	0.03

Table 4 – The indicators of people’s thermal comfort

Before thermomodernization								
Statistical indexes	Adults				Children			
	I _{cl}	M	PMV	PPD	I _{cl}	M	PMV	PPD
	clo	met	-	%	clo	met	-	%
\bar{x}	0.81	1.4	-0.3	17	0.80	2.3	0.6	24
s	0.09	0.2	0.7	15	0.08	0.5	0.8	21
After thermomodernization								
Statistical indexes	Adults				Children			
	I _{cl}	M	PMV	PPD	I _{cl}	M	PMV	PPD
	clo	met	-	%	clo	met	-	%
\bar{x}	0.78	1.4	0.1	19	0.74	2.2	1.1	29
s	0.09	0.05	0.7	16	0.1	0.4	0.7	18

The influence of microclimate element on people’s thermal comfort was determined. Fig. 2. present influence of air temperature on people’s thermal comfort evaluate.

The influence of Q/V on people’s thermal comfort evaluate is shown in Fig. 3.

One traced percentage of occurrence most often met of symptoms from group of symptoms of syndrome of pathogenic building before and after thermomodernization (Table 5).

Table 5 – The symptoms of sick building syndrome

Type of symptoms of sick building syndrome	Percentage of symptoms	
	Before thermomodernization	After thermomodernization
Irritate of eyes, pain of eyes	16.2	36.6
Irritate of skin	3.4	1.2
Irritate of nose, runny nose	18.0	31.1
Irritate of throat, cough	26.4	58.3
Infection of respiratory tract	13.6	28.7
Headache	38.1	62.8
Tiredness, sleepiness	21.3	52.1
Irritate, nervousness	15.4	28.4
Problems with concentration	17.7	36.7
General bad mood	24.6	45.5
Bad air quality	66.7	98.6

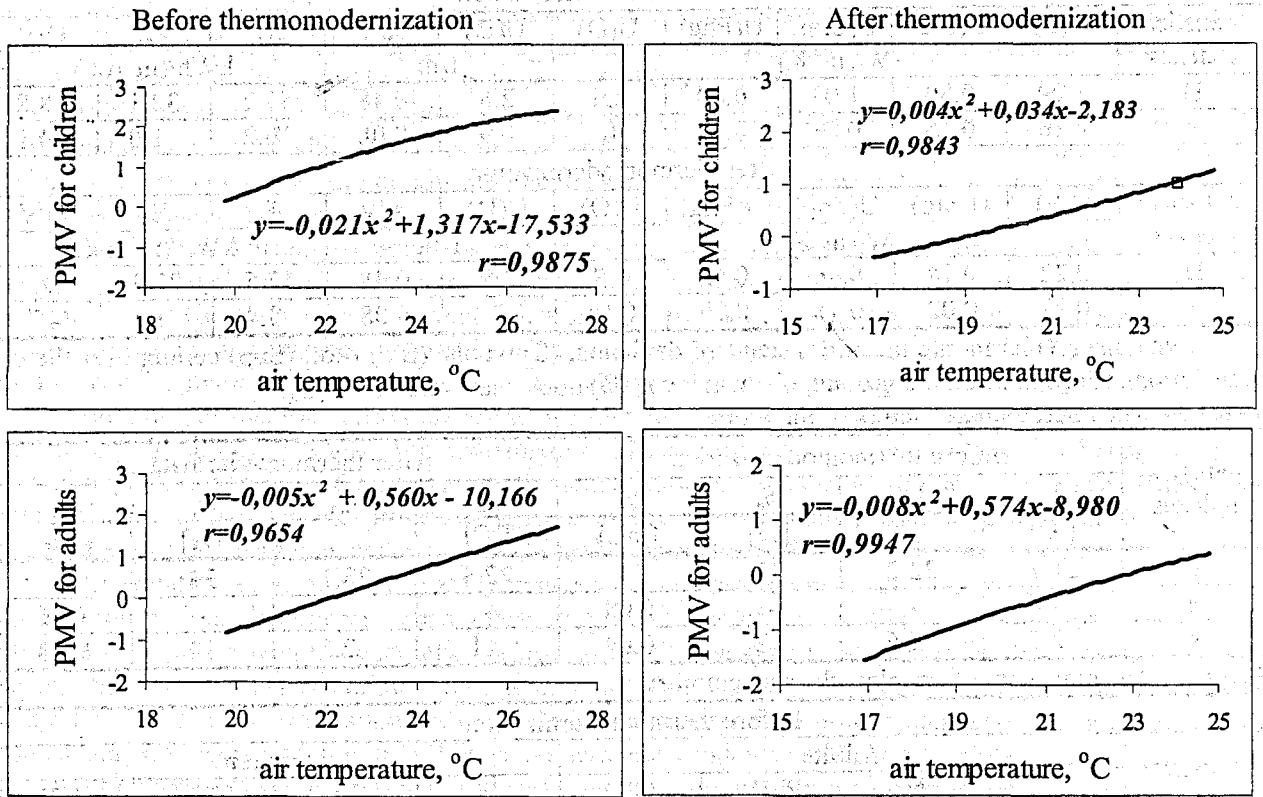


Figure 2 – The influence of air temperature on people’s thermal comfort evaluate

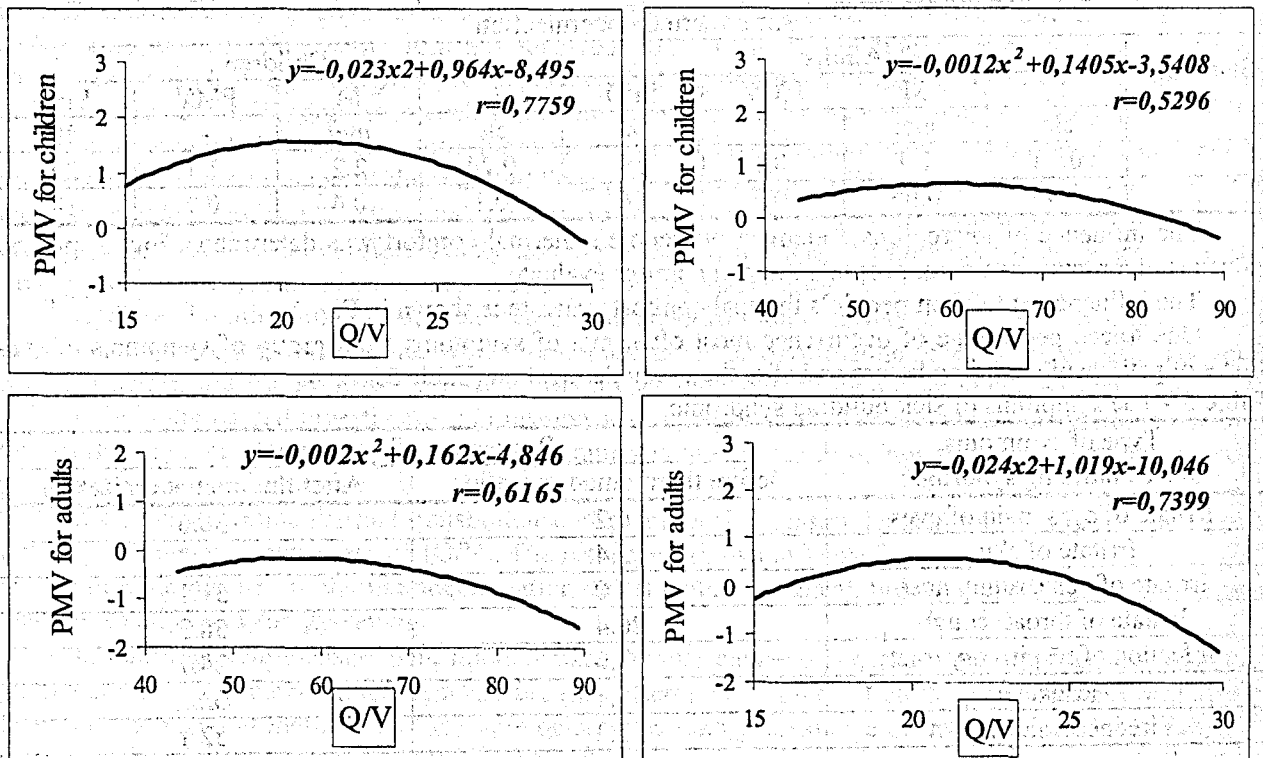


Figure 3 – The influence of Q/V on people’s thermal comfort

After thermomodernization one observed considerable making worse of environment conditions. Respondents signalled making worse qualities of airs and lack of sufficient ventilation. One noted intensification oneself of symptoms of syndrome, in peculiarities irritations of air passages and headache. Lack possibilities of adjustment of temperature, unsuitable ventilation, and bad airs quality in research rooms were effective with necessity additional, frequent ventilations of rooms. Put into port on excessive warm waste, considerably above appointed seasonal applications on warmly.

Conceived at present on wide scale energy-saving activities not always lead to improvements of microclimate conditions existing in closed rooms whether but their maintenances in original state. Requirements behaving to microclimate of rooms and people thermal comfort can be found in conflict with too categorical order of minimize quantities of thermal energy used up in process of exploitation of buildings. Does not mark necessities of entire resignation with energy-saving activities. Outgoings connected with realisation the programme of rational-uses of thermal energy in building, at maintenance correct conditions of thermal comfort, are relatively not very high in relation to entire investment costs.

This situation is more profitable then, when energy-saving recommendations initiating on projecting phase and not in already existing building. In perspective superior value should be state good frames of mind and health of persons spending one's own time in the rooms.

REFERENCES

1. Lis A., Lis P.: Czynniki decydujące o utrzymaniu właściwej temperatury wewnątrz pomieszczeń. Instal R. 21 (214): 2002 nr 1, s. 26-29
2. Lis A.: Construction contribution to shaping interior microenvironment. In: Prostranstvennye konstruktivnye sistemy zdaniy i sooruzhenij, metody rasčeta, konstruirovaniâ i tehnologiâ vozvedeniâ. Trudy Meždunarodnoj naučno-tehničeskoj konferencii, g. Minsk, Belarus 10-12 oktâbrâ 2001 g. Tom 1. Minsk NPOOO "Strinko" 2002, s. 279-281
3. Moriske H. J.: Mögliche Auswirkungen luftdichter Gebäude auf die Innenraumluftqualität. Gesundheits Ingenieur 2003 nr 4, s. 172-175
4. Norn S., Gyntelberg F., Suadicani P., Nielsen J. W. i in.: Dust and the sick building syndrome. Indoor Air International Journal of Indoor Air Quality and Climate.

UDK: 693.22.004.18

Lis Anna

MATERIAL-CONSTRUCTION INDEXES IN CORRELATION TO THERMAL REQUIREMENTS OF BUILDING

Energy-saving is current one of the important problems in designing and exploitation of building. The idea of the research was to find the correlation between the material and constructional features of educational buildings and the heat consumption of these building. Energy consumption in educational building sector in Poland present Fig. 1.

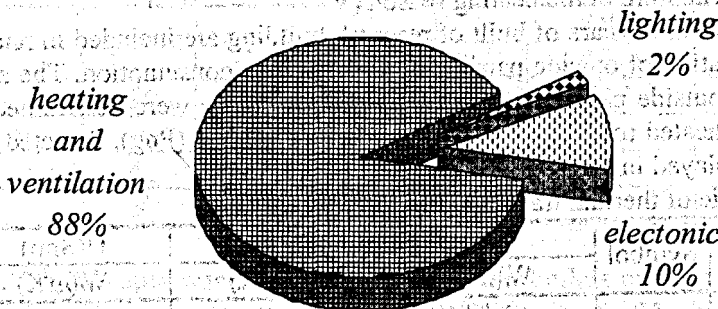


Figure 1 – Energy consumption in educational building sector in Poland

The studied statistical sample consisted of 28 educational building, especially building for children in nursery age. This paper presents an analysis of material-construction indexes of educational buildings from the point of view of their influence on heat consumption on cubic metre of cubature in the heating season. General characteristic of research building are presented in Table 1.

Table 1 – The characteristic of research building

Years of built				
1950-1960 – 14%	1961-1970 – 11%	1971-1980 – 29%	1981-1990 – 32%	1991-2000 – 14%
Number of storeys				
One storey – 67%		Two storey – 33%		
Cellar				
Completely – 45%		Partly – 46%		Lack – 9%
Completely heated – 2%		Partly heated – 32%		Unheated – 66%
Technology of realisation				
Traditional – 50%		Prefabricated – 39%		Framed (Wood) – 11%
Type of windows				
Wooden: – 88%		Plastic – 10%		Metal – 2%

Typical nursery school building, have specific functional arrangement itself. Characteristic is south-northern location with reference to cardinal points. The rooms for children are arranged in southern part of the building. In northern part of the building are arranged administrative-economic rooms. Usable floor space of statistic building for children is 970 m². In research building are situated generally 5 rooms with surface about 320 m².

Selected statistic measuring of research structure, are displayed in Table 2.

Table 2 – Selected statistic measuring of research structure

Statistic measure	Symbol	Usable floor space	Cubature	Number of rooms	Usable floor space of rooms	Cubature of rooms
		m ²	m ³		m ²	m ³
Arithmetic mean	\bar{x}	971.8	4538.1	5	318.5	971.2
Standard deviation	s	418.3	1800.3	1	68.5	231.5
Classical assimetric coef.	A_s	-1.6	0.2	0	-0.3	-0.5
Curtosis	K	-0.3	0.6	1	0.3	0.7

The building was heated from different sources, especially from urban net (WPEC) and from one's own boilers. The characteristic of the heating systems is displayed in Table 3.

Table 3 – The characteristic of the heating systems research building

The characteristic of the heating systems		
One's own boilers: coal, coke – 52%		Urban net (WPEC) – 48%
Additional elements		
Thermostatic elements – 7%	Automated regulation – 2%	Periodical reducing of temperature – 40%

In building heated from one's own boilers reduced heating during the work breaks, in Saturdays, Sundays and during the national or religious holidays. Existing thermostatic elements was unused and out of order. For the sake of diverse scale of analysed structure of building heat use to heating these building (Q) referenced to cubic metre of cubature in the heating season (V).

Typical changeability area years of built of research building are included in range 1950-1973. Its determine low thermal insulation of outside partitions and high heat consumption. The analysis dealt value of thermal transmittance on outside partitions U. Thermal transmittance were determined for walls (S), roofs (Std), ceilings over the unheated room (Snp), and floors on the ground (Png). Selected statistic measuring of research structure, are displayed in Table 4.

Table 4 – The characteristic of thermal transmittance U

Statistic measure	Symbol	U(S)	U(Std)	U(Snp)	U(Png)
		W/(m ² K)	W/(m ² K)	W/(m ² K)	W/(m ² K)
Harmonic mean	H	1.04	0.63	0.98	0.74
Standard deviation	s	0.28	0.21	0.11	0.15
Classical assimetric coef.	A_s	-0.6	-0.3	-0.7	-0.9
Curtosis	K	1.3	0.9	1.0	-1.0

The thermal transmittance on outside all partitions are higher then recommended now value. Mean value of thermal transmittance for research building present Table 5.

Table 5 – Mean value of thermal transmittance in research building

Outside partitions	U	U range	U _{max}
	W/(m ² K)	W/(m ² K)	W/(m ² K)
Wools (S)	1.04	0.31 – 1.53	0.45
Roofs (Std)	0.98	0.30 – 1.20	0.30
Ceilings over the unheated room (Snp)	0.63	0.58 – 1.10	0.60
Floors on the ground (Png)	0.74	0.51 – 0.98	0.66

In analysis structure higher influence on heat consumption have woools and roofs thermal isolation. Fig. 2 and 3 describes the connection between heat consumption and thermal transmittance value for woools and roofs. Thermal isolation of remaining partitions has a lower importance on heat consumption. It is shown on Figs. 4 and 5.

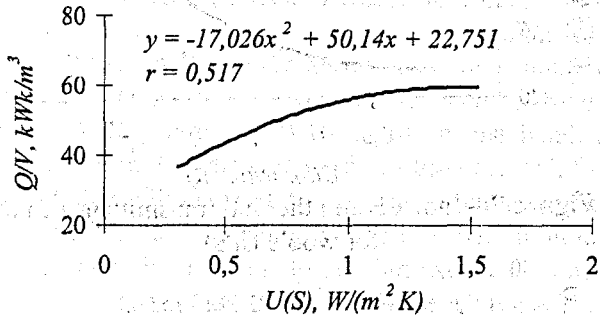


Figure 2 – Heat consumption Q/V and thermal transmittance value for woools U(S)

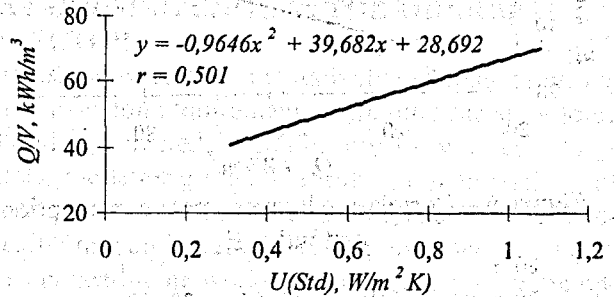


Figure 3 – Heat consumption Q/V and thermal transmittance value for roofs U(Std)

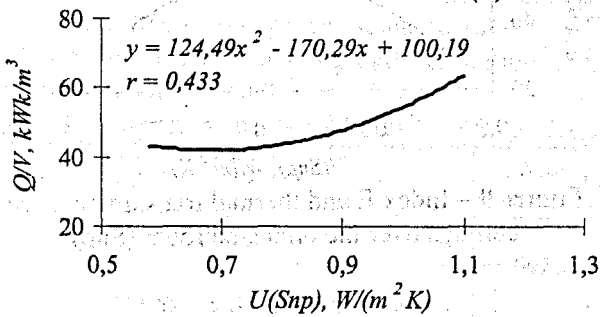


Figure 4 – Heat consumption Q/V and thermal transmittance for ceilings over the unheated room (Snp)

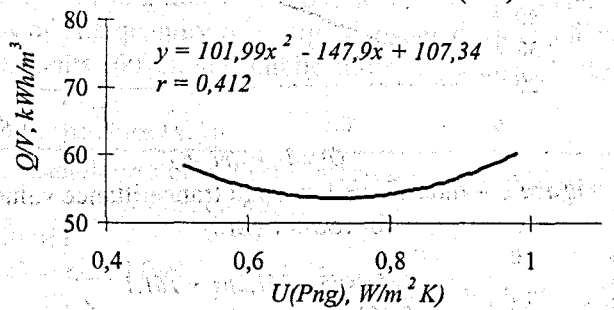


Figure 5 – Heat consumption Q/V and thermal transmittance value for floors on the ground (Png)

Heat consumption in research building was higher then calculated index E sesonal demand for heat for these building. Selected statistic measuring of research structure, are displayed in Table 6.

Table 6 – Selected statistic measuring of research structure

Statistic measure	Symbol	E	E ₀	Q/V	Heating cost	
		kWh/m ³	kWh/m ³	kWh/m ³	\$/m ³	\$/GJ
Harmonic mean	<i>H</i>	43.3	32.2	53.3	1.18	5.33
Standard deviation	<i>s</i>	12.7	1.3	14.2	0.41	0.76
Classical assimetric coef.	<i>A₀</i>	0.5	-	0.4	-	-0.3
Curtosis	<i>K</i>	-1.1	-0.1	-0.1	-1.1	0.1

In research building cheaper was one GJ from one's own boilers on coal and coke. Coast one GJ in these building was 4.48 \$. Cost one GJ from urban net (WPEC) was 5.75 \$. Indexes E sesonal demand for heat is higher then recommended now E₀ value. Correlation between heat consumption and index E sesonal demand for heat is showed on Fig. 6.

On higher heat consumption in research building was first of all influence of insufficient ventilation in the rooms, bad air quality in these rooms and necessity of supplementary ventilation through opening windows.

Fig. 7 and 8 describes the connection between index E sesonal demand for heat and thermal transmittance value for woools and roofs.

Thermal isolation of remaining partitions has also a lower importance on index E seasonal demand for heat (Figs. 9 and 10).

Significant influence on heat consumption was also a destruction of research outside partitions. These partitions were a lot of defects and faults. Correlation between heat consumption and destruction of outside partitions is shown on Fig. 11.

Thermal characteristic of the building partitions in research building was an influence, especially on the indexes E seasonal demand for heat. This influence didn't significant on the heat consumption Q/V. It follows that on the heat consumption significant influence was other factors, didn't take into consideration in calculation e.g. defects and faults of outside partitions or excessive ventilation in the rooms.

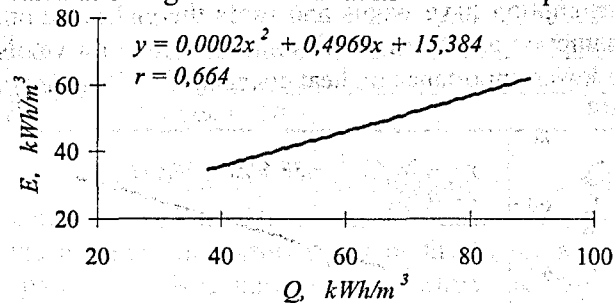


Figure 6 – Correlation between heat consumption and index E

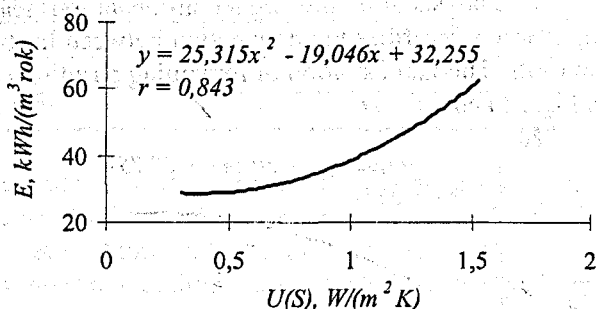


Figure 7 – Index E and thermal transmittance value for walls U(S)

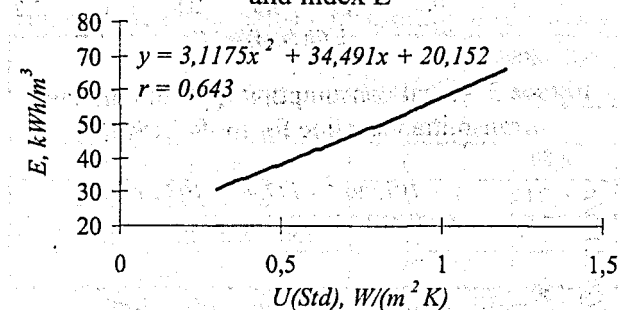


Figure 8 – Index E and thermal transmittance value for roofs U(Std)

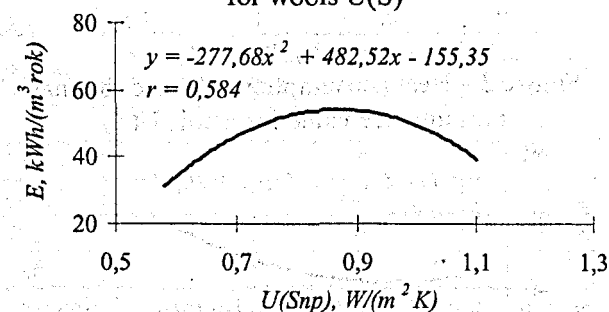


Figure 9 – Index E and thermal transmittance for ceilings over the unheated room (Snp)

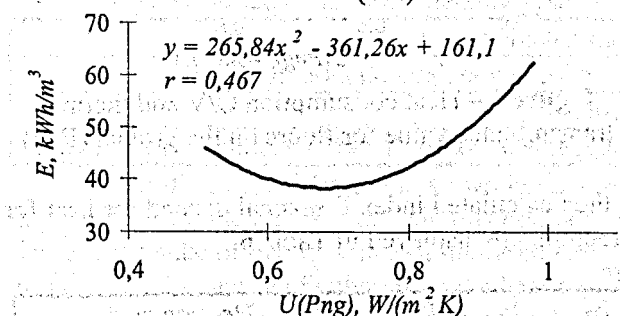


Figure 10 – Index E and thermal transmittance value for floors on the ground (Png)

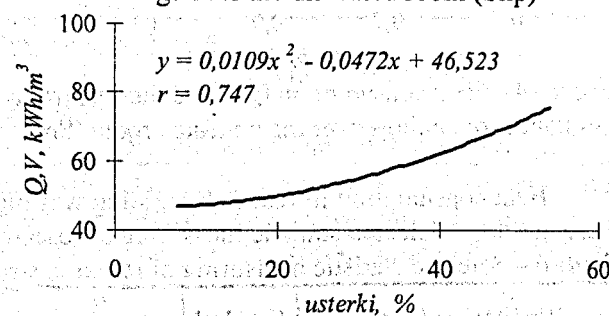


Figure 11 – Correlation between heat consumption and destruction of partitions

REFERENCES

1. Lis A.: Determinanty zużycia ciepła w budynkach oświatowych. V: Odborný Seminár s Medzinárodnou Účasťou „Možnosti znižovania spotreby tepla v bytovokomunálnej sfére“ CASOVIATHERM 2003 Košice 5 februára 2003. Košice Dom techniky ZSVTS s. r. o. 2003, s. 42-47
2. Lis A.: Czynniki wpływające na potrzeby cieplne budynków. W: Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Zagadnienia współczesnego budownictwa energooszczędnego o zoptymalizowanym zużyciu potencjału energetycznego” Częstochowa 25 kwietnia 2003. Częstochowa Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej 2003, s. 148-155

Lis Piotr

ENERGY USE FOR HEATING AS A HOUSING SELECTION CRITERION

For the last several years, a rapid decrease in the number of housing units commissioned in Poland may be observed. The main reason behind this situation is shortage of financial resources and available housing credits. Modest incomes of the majority of Polish families result in increasing numbers of families possessing housing units, yet not making payments for costs of maintenance thereof, in which heating costs constitute about 70%. It is due to these facts that a buyer of a product, which housing units have now become, more and more often tends to take into account, while making a decision, also the rate of housing units maintenance payments to be made over the period of dozens of years.

ENERGY CONSUMPTION USED TO HEAT HOUSING UNITS IN THE MUNICIPAL HOUSEHOLD SECTOR

When analyzing the above issue, one should distinguish between two qualitatively different cases, i.e. buildings erected prior to year 1991, when building thermal isolation requirements were introduced by force of Polish Standard PN-91/B-02020 on one hand, and buildings erected in conformity to requirements as mentioned in the said Standard, on the other. Unfortunately, the latter group, as results from an analysis of GUS (Chief Office of Statistics) data, comprises merely about 2.5% of all Polish housing resources. The remaining 97.5% of housing units are located in buildings exhibiting an increased heating level demand, influenced, inter alia, by: heat losses and excessive water losses in heating networks, as well as inappropriate operation of central heating installations. All these factors contribute to increased energy consumption levels in the municipal households sector, and high costs of housing heating. As early as in mid-eighties, the municipal households sector's share in the national primary energy consumption was about 40%, which was equal to 53.1 mln MT of theoretical standard fuel (t. s. f.). Out of this quantity of energy consumed, as much as 71% was absorbed by heating and ventilation of housing units (60%), and public-utility buildings (11%), which is depicted in Table 1:

Table 1 – Municipal household sector's energy consumption structure [4,5]

Consumption	Municipal household sector's energy consumption structure in the eighties.	
	mln MT of theoretical standard fuel (t. s. f.)	% of total consumption
Total consumption	53,1	100
Heating and ventilation	37,7	71
Preparation of hot usable water	6,9	13
Preparation of meals	4,8	9
Lights and electrical facilities	3,7	7

The above facts find their reflection also in values of heat demand factor E, which for most Polish housing units are within the range of 235-310 kWh / (m²a) (Table 2). For the sake of comparison, the value of E factor is lower by about 25% in France, and by about 46% in Denmark (Table 2), taking into account different weather conditions. In Poland, only the users of housing units erected in conformance to the 1991 heat standard requirements, and "Building Technical Requirements" of 1995, or users of buildings that were subjected to thorough thermal renovation, would have a chance to reach similar heat / energy parameters of their housing units. What should be pointed out now is that in Poland, within the group of potential buyers of housing units, quite restricted for financial / crediting reasons, over the half decides to purchase apartments in several or several dozen years old buildings, rather than in new ones.

Over the last several years, a rapid increase in housing heating costs may be observed. The main reason behind this growing tendency is an increase in prices of heat-carrying agents, which, as per GUS (Chief Office of Statistics) data, within the years 1996 - 2002, rose in real terms by: electricity about 2 times, natural gas about 2 times. Price changes of the basic heat-carrying agents are illustrated in Table 3.

The said price increase has been brought about by two main factors. The first one is inflation, and relative of it periodical updating of prices to bring them to more realistic levels, as well as the state's gradual

withdrawal from subsidizing coal-mining industry and municipal households management, which absorbed about 20% and 30% respectively of the total state budget allocated subsidies. The other reason behind this significant rise in heat-carrying agents prices is a change in their mutual price relations, as well as relations towards other products, as for many years they used to be inappropriate. Attention should be also drawn to the fact that along with price rise of heat-carrying agents, these prices relation to average monthly salary level kept changing as well.

Table 2 – Energy consumption for heating of buildings in Poland and others countries

[Our own data based on [1,4,5]]

Years of building	Index of energy consumption for heating, kWh/(m ² a)
until 1966 in Poland	240 – 350
1967 – 1985 in Poland	240 – 280
1986 – 1992 in Poland	160 – 200
1993 – 1997 in Poland	120 – 160
since 1998 in Poland	90 - 120
average in Poland	280
average in France	212
average in Germany	180
average in Switherland	170
average in Denmark	150
current standards in Germany	40 – 80
current standards in Sweden	30 - 60

Table 3 – Price increase of basic heat-carrying agents in 2002 compared to 1996

[Our own data based on [2,3]]

Heat-carrying agent	Price of 1996, zł/GJ	Price of 2002, zł/GJ	Price relation of 2002 & 1996, (zł/GJ)/(zł/GJ)
Hard coal (fine coal)	17,44	20,25	1,16
Domestic coke	21,00	25,20	1,20
Fuel oil, light	36,11	45,24	1,25
Natural gas	19,44	33,17	1,71
Network heat (fuel: hard coal)	27,78	30,74	1,11
Electrical energy (night tariff)	25,83	55,56	2,15
Electrical energy (days tariff)	53,61	99,82	1,86

According to GUS data, 1985 average monthly salary was equal in amount to payment for about 5,460 m³ of natural gas, or for central heating of about 3,470 m² of housing area (when accounted for in m²). The following years proportions for gas and central heating respectively were as follows: 1989 - 5,090 m³ and 2,909 m², 2004 - 1724 m³ and 816 m². An overall analysis of the above values allows to assert that price increase of these two heat-carrying agents was higher than rise of average monthly salary for the same period. Similar phenomenon occurred with varied intensity in case of other basic heat-carrying agents.

This is the direct reason for an increase of the share of housing expenses in family budgets, for which rising costs of heating are chiefly responsible. This assertion is fully justifiable, as heating costs constitute about 70% of the whole housing rent at the moment. These expenses have today reached the rate of 20 - 30% of income for about one third of families in Poland, and one should expect their further increase brought about by an attempt to gradually reach the level of housing expenses in EEC countries, where they constitute about 30% of family income. Poland should achieve or achieved the "world" level of heat-carrying agents prices. This signifies the further increase of heating costs of housing units and public utility buildings. This thesis finds confirmation in the comparison of basic heat-carrying agents prices in Poland and EEC countries, as depicted in Table 4. Bearing in mind a significant share of heating costs in housing rents, one can point out that living in a well heat-isolated apartment equipped with a state-of-the-art heating system with gauging allows its user to achieve substantial savings. Such a housing unit is also more available in terms of its maintenance cost for a wider circle of potential buyers, though its price might be higher due to the use of

energy-saving material and construction solutions. This price difference should be retrieved within several years of the housing unit's usage.

Thus, the level of demand for housing heating, and arising from it in connection with heat consumption gauging, cost of heating should shortly become maybe the decisive criterion of selection and purchase of a housing unit. A clear indication of such information may be the value of E factor expressed in kWh per one square metre of heated area, which, together with data upon the manner of heating costs accounting, allows to evaluate heating costs and confront them with our financial possibilities.

Table 4 – Prices of heat-carrying agents used to heat housing areas in EEC, as mean weighted prices in the following countries: France, Italy, Belgium, the Netherlands, United Kingdom, Germany, and prices in Poland as of 2002 [Our own data based on [2,3]]

Heat-carrying agent	Price in Poland, \$/MJ	Mean-weighted of price if six countries of Western Europe, \$/MJ	Price relation: Price in Poland / Mean-weighted of price of six countries of Western Europe, \$/MJ/\$/MJ
Hard coal (fine coal)	5,33	11,11	0,48
Fuel oil, light	11,90	12,11	0,98
Natural gas	8,73	10,57	0,83
Electrical energy	26,27	37,08	0,71

With ever more often arising, at purchase of a housing unit, necessity to answer the question if we can afford to incur costs connected with its maintenance, it seems natural for a growing circle of people to search for a potential to reduce rent levels, including those connected with heating, which constitute as much as about 70% of the total housing maintenance cost. This aim may be most easily achieved by purchasing housing units situated in new buildings, or those in existing ones, provided certain most fundamental data upon heating systems and heat loss levels of the latter are known. In this case, having a simple tool of a building's heat-energy evaluation, it is possible to make a proper selection of a housing unit equipped with energy-saving external partitions and energy-saving heating system with heat consumption gauging. Certainly the building's or apartment's E factor mentioned above may be such a tool. By widespreading knowledge upon low heat demand building and, from this viewpoint, the desired E factor value among the public, housing units buyers are provided with a simple decision criterion. Of course, in order to facilitate the applicability of the said criterion it is also necessary to promote the manner of E factor calculation for buildings being designed and existing, through introduction of appropriate formal, legal and standard requirements. Bringing about the situation whereby every house would have its E factor calculated may also influence the process of real estate market shaping, due to differentiation of houses and housing units prices. This will be made possible by a group of potential buyers tending to spend more money to purchase e.g. an apartment in a warmed-up house equipped with state-of-the-art, gauged heat supply system, which will directly influence the rate of heating costs to be incurred later on. One of intermediary stages on the way to achieve the above objective may be amalgamation, by real estate agents, of data against which it would be possible to make an indirect evaluation of a building's heat-energy parameters, i.e.: thermal isolation of external partitions (including windows), heating system's effectiveness, existing heat consumption gauging, and connected with it financial burdens on its future users.

Unfortunately, as follows from the analysis of such data availability carried out for nine out of eleven real estate agencies to be found in Czestochowa, only about 40% of real estate agents could offer this type of information. Based on Table 5, one may assert that possibilities of potential housing units buyers to acquire information directly or indirectly connected with real estate maintenance are to a large extent limited.

It was further discovered that the price of one square metre of housing usable area was significantly influenced only by its finishing quality, and location in particular quarters of the city, i.e. features that exert no impact on e.g. housing heat demand. Among the nine agencies analyzed, all of them offered information upon the estates finishing quality, whereas only two possessed comprehensive information on whether the buildings had appropriate thermal isolation or heat consumption gauging systems, which could significantly influence the rates of heating expenses, and bring substantial savings over the period of a housing unit's maintenance. One should hope, however, that along with increase in heating expenses, to which we are doomed as per the explanations above, the said features of buildings will be taken into account by its future users to a greater degree than so far; and that advantages of general information on the housing heat-energy condition incorporated in the E factor will be duly acknowledged by all participants in the real estate market.

Table 5 – Availability of the selected data on houses and apartments offered by real estate agencies, taking into specific account issues connected with housing heating and heat losses

Type of data on house (apartment)	Did real estate agency offer particular data on house (apartment)? (yes 1, no 0)										Agencies offering part. data	
	Real estate agencies in Czestochowa										Yes (1)	No (0)
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX			
1. No. of floors	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9	0
2. Maintenance period	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	4	5
3. Building materials used	1	0	1	1	0	1	1	0	0	0	5	4
4. Orientation of windows	1	0	1	1	0	1	0	0	0	0	4	5
5. Type of windows	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	3	6
6. Replacement of windows	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	6	3
7. Building's heat isolation	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	2	7
8. Heating system	1	0	1	1	0	1	1	0	1	1	6	3
9. Heating system's rehab	0	1	0	1	0	0	1	0	0	0	3	6
10. Heat gauges	1	1	0	1	0	0	1	0	0	0	4	5
11. Cost dividers	1	1	0	1	0	0	1	0	0	0	4	5
12. Source of usable hot water	1	1	0	1	0	0	1	0	0	0	4	5
13. Water consumpt gauges	0	1	1	1	0	1	0	0	0	0	4	5
14. Maintenance fees, rents	0	1	0	1	0	1	0	0	0	0	3	6
15. Utility standard	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	9	0
TOTAL (-)	3	6	6	0	13	7	6	13	11	—	—	—
TOTAL (+)	12	9	9	15	2	8	9	2	4	—	—	—
TOTAL											70	65
TOTAL (without items 1 and 15)											52	65

SUMMARY

Increasing costs of housing heating, and the state's withdrawal from subsidizing heat-carrying agents and municipal household management, result in increasing expenses connected with maintenance of a housing unit. This, coupled with low income of an average Polish family, will cause increasing numbers of persons capable of significant financial efforts associated with purchasing a housing unit to face the problem to confront their income with maintenance costs of such a housing unit. By choosing an apartment in a low heat demand building, and equipped with a heat consumption gauging system, an average Pole will be able to largely reduce costs incurred on account of its heating. Introduction of the E value to information packages on houses and apartments offered by real estate agencies, and appropriate promotion of knowledge in this respect, would supply potential buyers with an important decision-making criterion as to predominating influence upon the subsequent maintenance costs of a housing unit purchased, which may be decisive in the selection itself.

BIBLIOGRAPHY

- Balaras C. A. and others: EPIQR surveys of apartment buildings in Europe. *Energ. and Buildings*, 31 (2000), p. 111-128
- Dziedzic T., Wojtowicz R.: Koszty energii cieplnej z różnych źródeł. *Rynek Instalacyjny*, nr 9/2002, s. 30-34
- Górecki E., Mizerski A.: Koszty wytwarzania energii cieplnej przez różne źródła. *Materiały Budowlane*, nr 12/1996, s. 51-52
- Lis P., Lis A., Pabian A.: Heating cost as a housing selection criterion in free market economy conditions. W: *Zborník Referátov z Konferencie s Medzinárodnou účasťou „Racionálna výroba, doprava a spotreba tepla” CASOVIA-THERM 96 Košice 6-7.03.1996. Košice 1996, s. 143-150*
- Robakiewicz M.: *Termomodernizacja budynków i systemów grzewczych*. Fundacja Poszanowania Energii. Warszawa 2002
- Wachnicki Cz.: *Ceny energii cieplnej*. *Budownictwo i Gospodarka Miejska*, nr 4/1994

ENERGY CONSUMPTION IN POLISH BUILDING SECTOR

The building industry is the Polish economy's most energy-consuming branch. Erection and maintenance of buildings absorbs almost 50% of the state's energy demand. High energy consumption levels result, inter alia, in rapid depletion of energy raw materials deposits, and increasing emissions of many hazardous compounds, including CO₂ and SO₂ [1]. Irrational energy management threatens with the emergence of energy raw materials barriers (i.e. conditions in which energy raw materials acquisition becomes impossible or economically ineffective, whereas the production of additional volumes of energy is impractical for technical reasons). The scope of the latter phenomenon may be confirmed by the following data: forecast total world energy consumption in the year 200 at the level of 400 EJ will result in the emission of 6.6 · 10⁹ MT of CO₂, and 135.0 · 10⁶ MT of SO₂.

Therefore, extensive research is now run in Poland, aimed at discovery of various reduction opportunities of the building industry's energy consumption levels. In order, however, to achieve expected results in this respect, the issue of heat loss reduction should be considered as a whole, and in complex manners. This type of approach is reflected in the graph - fig. 1.

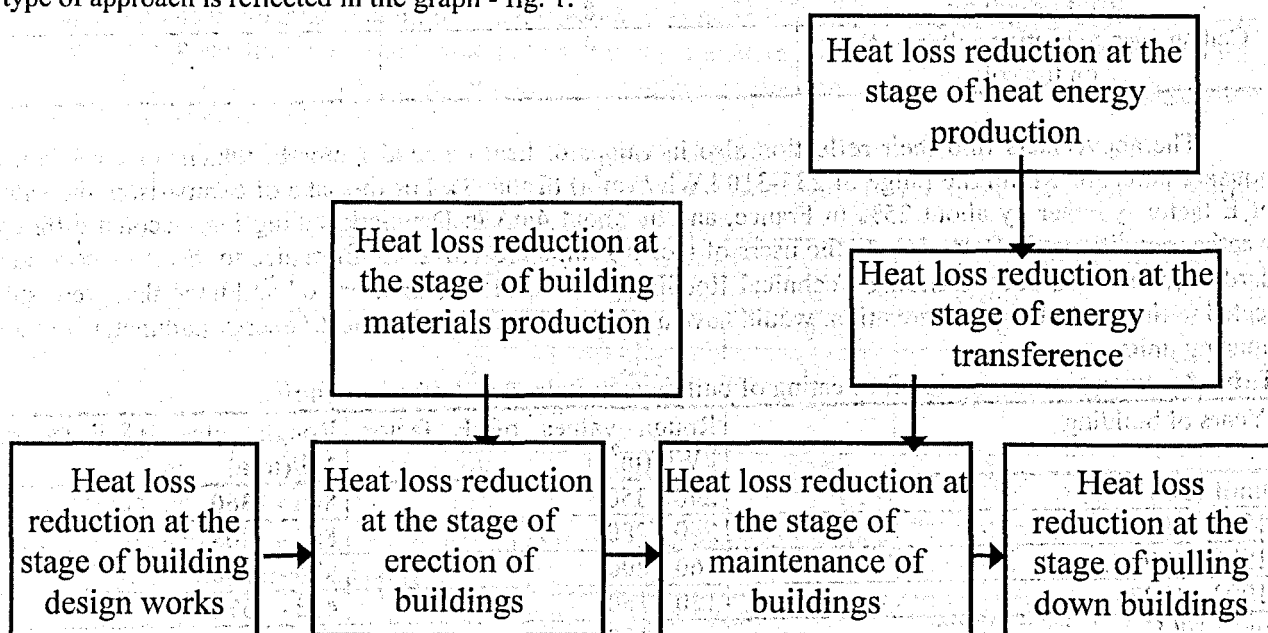


Figure 1 – The main sources of heat loss reduction in the Polish building industry [5]

As indicated in the graph, the most important sources of energy saving occurs at the following stages:

- Production and transference of heat energy;
- Designing, erection, maintenance, and liquidation of buildings, including building materials production.

In Poland, energy needed to heat about 60% of housing units is produced centrally. The remaining 40% of housing units possess their own boiler rooms. Heating ovens usually have low efficiencies. Hard coal is the basic type of fuel. Therefore, the following activities should be conducive to reduce heat loss in this domain: further decentralization of energy production sources (avoiding in this way any serious losses at the stage of its transference to various customers); substitution of out-dated heat ovens and facilities with state-of-the-art ones of high efficiencies, replacement of coal with hydrocarbonic fuels (as an example, their share in Germany's fuel structure amounts to about 90%) (Table 1).

Table 1 – Municipal household sector's fuel consumption for heat production structure

Country	Hard coal and coke	Hydrocarbon fuel
Polska	80 %	20 % (usually gas)
Niemcy	10 %	90 % (usually oil)
Czechy	68 %	32 %
Węgry	40 %	60 %

In case of decentralized energy production, energy is subject to distribution to customers. Heat losses due to transference may reach as much as even 20% [2], and may grow in case of heat network emergency occurrences. These losses may be limited through bringing to a minimum the length of energy transference routes, and through isolation of heat pipelines with state-of-the-art materials (of cellular structure, e.g. Aeroflex).

Besides heat energy production and transference, huge saving opportunities exist at the stages of design works, erection, and maintenance of buildings. Construction / technological design works play a crucial role in the indicated triangle; as it is the designer who creates definite material, construction, and technological solutions, which, when made reality in the form of a building, or earlier building materials production, exert a decisive impact upon energy consumption levels both at erection and maintenance stages. Since the share of particular multi-family building elements in heat losses presented in Table 2.

Table 2 – Average heat losses in multi-family building.

Heat losses	Participation in heat losses by external surface, %	Participation in building heat losses, %
External walls	47	34
Windows and doors	41	30
Ventilation	—	27
Roof or ceiling	8	6
Ceiling over no heating cellar or floor on the soil	4	3

The above facts find their reflection also in values of heat demand factor E, which for most Polish housing units are within the range of 235-310 kWh / (m²a) (Table 3). For the sake of comparison, the value of E factor is lower by about 25% in France, and by about 46% in Denmark, taking into account different weather conditions. In Poland, only the users of housing units erected in conformance to the 1991 heat standard requirements, and "Building Technical Requirements" of 1995, or users of buildings that were subjected to thorough thermal renovation, would have a chance to reach similar heat / energy parameters of their housing units.

Table 3 – Energy consumption for heating of buildings in Poland and others countries

Years of building	Rough values of E factor, kWh/(m ² a)	Rough values of E factor, MJ/(m ² a)
until 1966	240 - 350	864 - 1360
1966 - 1985	240 - 280	864 - 1008
1986 - 1992	160 - 200	576 - 720
1993 - 1997	120 - 160	432 - 576
until 1998	90 - 120	324 - 432
current standards in Germany	40 - 80	144 - 288
current standards in Sweden	30 - 60	108 - 216

Modern isolation and construction materials with low heat permeability factors make it possible to significantly improve thermal isolation parameters of walls and windows. Heat loss reduction through ventilation conduits may be achieved if ventilation conduits' necessary volumes and quantities, as specified in standards, are not exceeded.

Except for construction elements; it is important to create appropriate designs of interior heating installations, including, but not limited to, equipment of heat junctions in hot water in-take automatic adjustment facilities, usage of high efficiency radiators, radiator screens, and thermostatic valves. As an example, heat junctions equipped in hot water in-take automatic adjustment facilities may reduce energy consumption by about 12%, whereas usage of radiator screens by about 4% [3].

Energy savings should be also sought at the stage of construction. Energy levels used to erect a building usually does not exceed 10% of those within the maintenance period. The essence of saving at this stage of investment consists in energy consumption rationalization at the successive stages of basic and auxiliary production, aided by unification and industrialization of building processes.

Energy consumption levels of buildings erection are significantly influenced by energy consumption levels of building materials production. Variance in energy consumption levels at the production of this type of materials may be quite substantial; e.g.: in order to manufacture 1 m³ of reinforced concrete elements 11.5

GJ of energy is needed, the manufacture of 1 m³ of calcium-silicate bricks requires as little as 1.6 GJ [7]. Energy consumption levels of building materials production presented in Table 4.

Table 4 – Coefficients of accumulated energy consumption in production of some building materials in the following countries: Canada, USA, Switzerland, Finland and in Poland
[Our own data based on [8]]

Materials	Canada	USA	Switzerland	Finland	Poland
Aluminium	236,3	192,0	261,7	—	224,5
Steel	25,7	39,0	27,7	—	54,7
Window glass	10,2	19,8	21,6	16,5	30,5
Plaster	7,4	7,2	1,4	—	7,2
Brick	4,9	5,8	3,1	2,8	9,1
Mineral wool	22,3	14,0	18,0	23,4	20,8
Cement	5,9	9,4	4,9	4,9	8,2
Concrete	1,2	1,3	0,9	—	—
Mortal	2,2	—	1,4	—	—

At the building industry consumes very high quantities of materials, energy consumption levels of building materials production should not be neglected. Desirable in this area is considered searching for materials of thermal isolation but at the same time strength parameters, that demand little energy expenditure at the stage of production, as well as making use, in building production processes, of materials that require little energy to be manufactured.

Energy consumption in building presented in Tables 5,6,7,8.

Table 5 – Accumulated energy consumption in Life Cycle Assessment (LCA) of building, which construction erected with various building materials [4]

Energy consumption	Wooden construction		Steel construction		Concrete construction	
	GJ/m ²	%	GJ/m ²	%	GJ/m ²	%
Building erection	4,4	7	5,5	9	4,9	8
Use of building	52,5	83	52,5	81	52,5	82
Technical exploitation	6,6	10	6,7	10	6,5	10
Total energy consumption	63,5	100	64,5	100	63,9	100

Table 6 – Accumulated energy consumption in various elements of building

[Our own data based on [8]]

Energy consumption	Exploitation: 50 years		Exploitation: 100 years	
	GJ/m ²	%	GJ/m ²	%
Developing of bulding site	357	1,2	992	1,4
Construction	0	0,0	0	0,0
External surface	8943	29,5	20060	29,0
Completing	9339	30,8	21046	30,5
Installation	9920	32,8	23093	33,4
Building erection	1714	5,7	3911	5,7
Sum	30273	100,0	69102	100,0
Energy consumption index, GJ/m ²	6,55	—	14,96	—

Last but not least out of the areas indicated in the graph, i.e. reduction of heat loss, at liquidation of buildings, is supplementary in nature. Energy consumption levels when pulling down buildings may be varied, and chiefly dependable upon pulling down technologies and methods of liquidation of their remaining.

Due to limited space of this paper, only the most important guidelines to reduce heat losses in the Polish building industry have been sketched in it. The issues raised here appear to a larger or smaller degree in most post-communist countries, whose scientific and executive personnel keep on trying to find the best methods to solve them. The author of this paper is of the opinion that common, integrated activities run by scientists from these countries could lead to more rational and more global solutions, receivable in shorter periods of time.

Table 7 – Accumulated energy consumption in various elements of building

[Our own data based on [8]]

Energy consumption	Exploitation: 25 years, %	Exploitation: 50 years, %	Exploitation: 100 years, %
Developing of building site	0,5	1,2	1,4
Construction	0,0	0,0	0,0
External surface	32,7	29,5	29,0
Completing	32,7	30,8	30,5
Installation	28,4	32,8	33,4
Building erection	5,7	5,7	5,7
Sum	100,0	100,0	100,0

Table 8 – Rough accumulated energy consumption in erecting phase of building in GJ/m²

[Our own data based on [6]]

Construction	Light	Meddle	Heavy
Easy	4,0	5,0	6,0
Traditional / typical	5,5	6,5	7,5
Complicated	7,0	8,0	

BIBLIOGRAPHY

1. Chwieduk D.: Prospects for low energy buildings in Poland. *Renewable Energy*, 16(1999), p. 1196-1199
2. Cherubin W.: Zmniejszenie energochłonności wytwarzania, przesyłu i rozdziału ciepła dostarczanego ze źródeł centralnych. *Gospodarka Energią i Paliwami*, nr 8/94
3. Chmielowski A.: Oszczędności energii wynikające z właściwego doboru i wykorzystania grzejników centralnego ogrzewania. *Gospodarka Energią i Paliwami*, nr 12/90
4. Górzynski J.: Podstawy metodyczne analizy energetyczno-ekologicznej obiektu budowlanego w pełnym cyklu istnienia. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej. Warszawa 2000
5. Pabian A., Lis P., Lis A.: Polish building industry energy consumption rationalization. W: Zbornik Referátov z Konferencie s Medzinárodnou účasťou „Racionálna výroba, doprava a spotreba tepla” CASOVIA-THERM 96 Kolyice 6-7.03.1996. Kolyice 1996, s. 139-142
6. Panek A.: Metody oceny oddziaływania na środowisko obiektów budowlanych. Inspekcja Ochrony Środowiska. Biblioteka Monitoringu Środowiska. Warszawa 2002
7. Płoński, Wł.: Możliwości poprawienia bilansu energetycznego obiektów budowlanych. *Przegląd Budowlany*, nr 3/88
8. Stawicka-Wałkowska M.: Procesy wdrażania zrównoważonego rozwoju w budownictwie. Wydawnictwo Instytutu Techniki Budowlanej. Warszawa 2001

УДК 504.062:33:69

Кожухар В.М., Лукутцова Н.П.

ДЕНЕЖНЫЙ ЭКВИВАЛЕНТ ОБЩЕСТВЕННО ОПРАВДАНЫХ ЗАТРАТ НА СНИЖЕНИЕ ДОЗЫ РАДИАЦИОННОГО ОБЛУЧЕНИЯ НАСЕЛЕНИЯ И ПРОБЛЕМЫ ЕГО ОЦЕНКИ

Радиационный фон в помещениях, в частности – жилых [2], формируется, преимущественно, излучением естественных радионуклидов (ЕРН), входящих в состав практически всех природных строительных материалов. Уже хотя бы поэтому полная защита строящихся и обновляемых зданий от ионизирующего излучения невозможна, а предпринимаемая – вынуждена ограничиваться разумными границами.

Важной характеристикой, придающей количественный характер обоснованиям рациональности проектируемых защитных мероприятий, является значение максимально оправданных затрат, требующихся для снижения коллективной дозы облучения населения на 1 чел.-Зиверт (чел.-Зв), измеряемое в денежных единицах, приходящихся на 1 человека.

По оценкам международной комиссии по радиологической защите (МКРЗ), выполненным в 80-х годах прошлого века, такие затраты составляют от 1000 до 100000 тысяч долларов, США [5, с 166]. К сожалению, принципы и факторы, учитывавшиеся при этом, нам неизвестны.

Представляется очевидным с одной стороны, что обосновывать какие – либо решения (см., например, [7]) при таком разбросе значений показателя – невозможно, а с другой, что рассматриваемый показатель является социальной нормой, подлежащей установлению полномочной инстанцией. При этом полагают, что в каждой стране и даже в отдельном регионе затраты оценивают исходя из экономического положения страны (региона) [5, с.166].

В современной России соответствующее значение установлено в нормах радиационной безопасности (НРБ – 99 [3]) в размере не менее одного годового душевого национального дохода. Подобная «размытая» форма установления социальной нормы никак не способствует достоверности обоснований целесообразности мероприятий, направленных на снижение дозы радиационного облучения населения. Это видно, хотя бы из показателей, приведённых в таблице.

Таблица – Динамика годового душевого дохода

Уровень показателя	Значение показателя по годам, тысяч рублей				
	1998	1999	2000	2001	2002
Национальный ¹⁾	18,659	32,581	50,168	62,457	– ³⁾
Региональный ²⁾	–	12,449	18,382	22,505	29,897

¹⁾ Приведено по [4, с. 36] в текущих ценах.
²⁾ Приведено по [1, с. 17] в неоговорённых ценах.
³⁾ Данные отсутствуют.

Эти показатели, как видим, характеризуются разбросом, ничуть не меньшим, чем показатели МКРЗ. Разброс будет ещё заметнее, если учесть значение этого показателя, сложившееся в экономически развитых странах, - более 10000 тысяч долларов США [6, с.81].

Проблема состоит и в том, что не ясно, во-первых, какими показателями надлежит пользоваться при обоснованиях, - национальными или региональными? Ведь любое конкретное защитное мероприятие реализуется, в конечном счёте, в определённом регионе. Во-вторых, показателями, какого года: текущими, на момент обоснований; прогнозными и на какой момент процесса реализации; средними за ряд лет? Подобные неясности открывают широкую дорогу субъективизму при обоснованиях и обесценивают их.

Обесценивает подобные расчеты, по нашему мнению, и то, что «потенциальный ущерб, равный потере 1 чел.-года жизни населения [3, с. 17], сведен только к недополучению одного годового валового душевого продукта от облученного населения, которое нужно думать, будет продолжать влачить после облучения какое-то существование и работать, преимущественно, «на медикаменты».

Наибольшее значение годового душевого дохода, из приведенных в таблице, мало чем отличается от меньшего значения денежного эквивалента, установленного МКРЗ в 80 – х годах (62 457 рублей ≈ 2100 долларов).

Между тем индексы потребительских цен на медикаменты за последнее десятилетие (2002 год / 1992 год), например, по Брянской области, более чем в два раза опережали индексы цен на все потребительские товары (846,4 и 406,7 раза, соответственно) (рассчитано по [1, с.181]). А именно они (сами цены на медикаменты и медицинское обслуживание, и их индексы), по нашему мнению, должны выступать, наряду со значением душевого валового продукта, определяющим фактором при установлении значения денежного эквивалента общественно оправданных затрат на снижение дозы радиационного облучения населения. Возможно даже, что именно реабилитационный фактор должен превалировать над экономическим.

Из изложенного видна настоятельная необходимость уточнения в последующей редакции норм радиационной безопасности способа оценки или самого значения рассматриваемого показателя и порядка его индексации. Это особенно актуально для западных районов Брянской области, юго-восточных, Белоруссии и восточных районов Украины, пострадавших от Чернобыльской трагедии.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Брянская область. 2002: Статистический сборник / Брянский облкомстат. - Брянск, 2003. - 265 с.
2. Крисюк Э.М. Радиационный фон помещений. - М.: Энергоатомиздат, 1989. - 120 с.
3. Нормы рациональной безопасности. НРБ -99. - М.: Изд-во Минздрава России, 1999. - 115 с.
4. Российский статистический ежегодник. 2002: Статистический сборник / Госкомстат РФ. - М., 2002.
5. Сидельникова О.П. Радиационный контроль в строительной индустрии. - М.: Изд-во АСВ, 2002. - 208 с.
6. Ханин Г. Вперёд к авторитаризму? // Родина, 2004. - № 6. - С. 81-86.
7. Лукутцова Н.П., Кожухар В.М., Пархоменко В.И. Методические рекомендации по расчету содержания естественных радионуклидов в строительных материалах. - Брянск: Изд-во БГИТА, 2003. - 34 с.

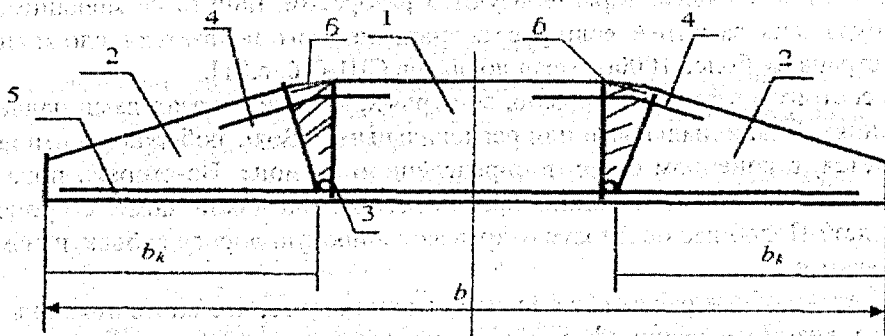
СОСТАВНЫЕ ПЛИТЫ ДЛЯ ЛЕНТОЧНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

ВВЕДЕНИЕ

Известны типовые плиты сборных ленточных фундаментов [1] и плиты с призматической поверхностью опирания [2,3], которые применяются при ширине фундаментов до 3,2 м. При большей ширине они, как правило, изготавливаются монолитными. Если применять сборные фундаменты, то плиты будут иметь большую массу и неудобны при изготовлении, перевозке и монтаже. Поэтому такие плиты предлагается изготавливать из трех элементов. При этом они могут изготавливаться как составные плиты с упругими элементами (а.с. № 691524; класса Е 02 Д), так и с выпуклой подошвой.

1. ПЛИТЫ С УПРУГИМИ ЭЛЕМЕНТАМИ

Плиты с упругими элементами предлагается собирать из трех блоков (рис. 1). Центрального - 1 и двух консольных - 2. Блоки между собой в нижней части соединяются шарнирами 3. В верхней части между ними помещаются упругие элементы 6. Несущая арматура 5 укладывается с защитным слоем 3 - 5 см.



1 - центральный блок, 2 - консольные блоки, 3 - шарнир, 4 - конструктивная арматура, 5 - рабочая арматура, 6 - упругие элементы.

Рисунок 1 - Схема фундаментной плиты с упругими элементами

Нагрузка первоначально передается на центральный блок, а затем через шарниры на консольные блоки. При увеличении нагрузки упругие элементы деформируются, и консольные блоки 2 поворачиваются на соответствующий угол δ (рис. 2).

Конструкция фундамента будет наиболее рациональной и надежной, если упругие элементы будут обеспечивать полный контакт по подошве плиты, при этом h_k будет равен осадке грунта под центральным блоком. В этом случае эпюра реактивного давления будет иметь вид трапеции с нулевыми значениями по краям (рис. 2 линия 1). Если упругие элементы будут более жесткими, то $h_k < S$ и по его краям будет иметь место реактивное давление (рис. 2 линия 2), которое вызовет дополнительный изгибающий момент в расчетных сечениях конструкции. Если упругие элементы будут иметь малую жесткость, то h_k будет больше S . Это уменьшит изгибающие моменты в расчетных сечениях, но увеличится давление на грунт в центральной части конструкции (рис. 2, линия 3). Поэтому важным моментом при конструировании данных плит является оптимальный расчет упругих элементов.

2. РАСЧЕТ УПРУГИХ ЭЛЕМЕНТОВ

Чтобы рассчитать конструкцию плит ленточного фундамента с упругими элементами необходимо определить их жесткость, которая обеспечивала бы принятую расчетную схему, т. е. чтобы реактивное давление по краям плит было равно 0. Из рис. 3 имеем, что

$$\operatorname{tg} \delta = \frac{h_k}{b_k} = \frac{\Delta t}{0,5h_1}, \quad (1)$$

где Δt - среднее значение деформации упругого элемента;
 h_1 - высота упругого элемента.

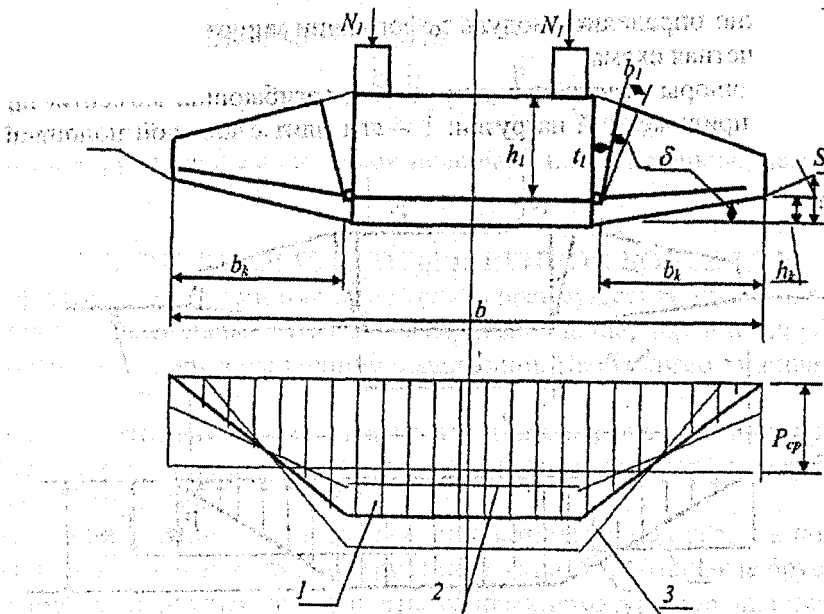


Рисунок 2 – Схема деформации плиты и эпюры реактивного давления при действии вертикальной нагрузки

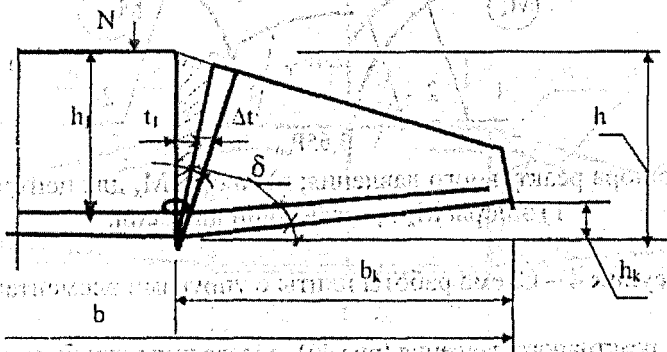


Рисунок 3 – Схема устройства упругого элемента

$$\Delta t = \frac{0,5 h_1 S}{b_k}, \quad (2)$$

где $S = h_k$

По закону Гука

$$\Delta t = \frac{N_1 t_1}{E_1 F_1} \quad (3)$$

Из (6.2) и (6.3) получим, что

$$E_1 = \frac{2 N_1 t_1 b_k}{Sh_1 F_1}, \quad (4)$$

где E_1 – модуль деформации упругого элемента;

t_1 – средняя толщина упругого элемента;

F_1 – площадь упругого элемента, равная h_1 ;

N_1 – нагрузка, которая определяется из условия равновесия, т.е., полагая, что давление на консолях распределяется по треугольнику, получим

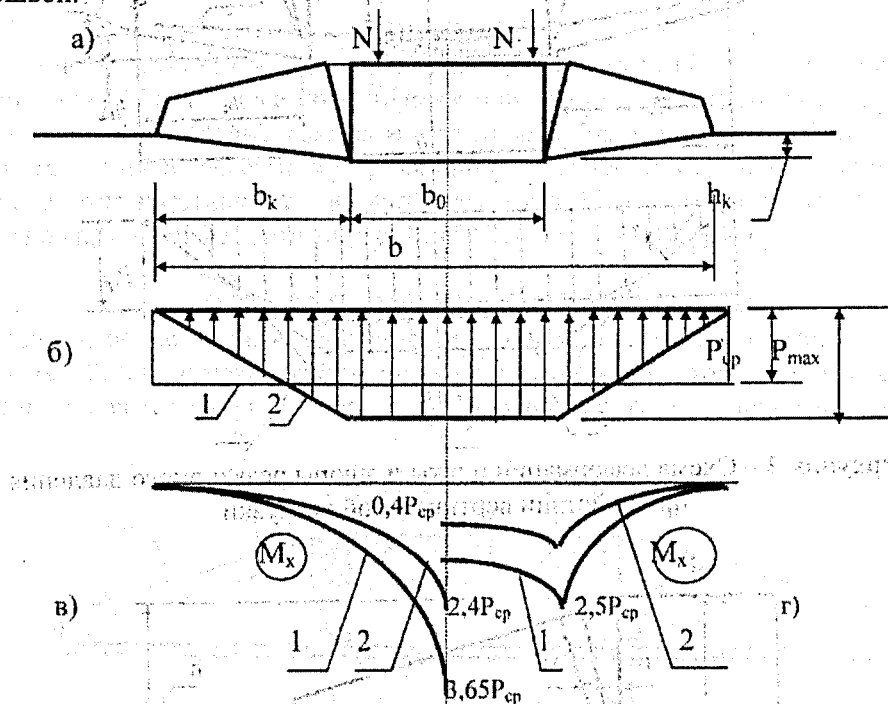
$$N_1 = 0,5 P_{\max} b_k l = \frac{P_{\text{cp}} b b_k l}{2,0(b - b_k)},$$

тогда

$$E_1 = \frac{P_{\text{cp}} b b_k^2 t_1}{Sh_1^2 (b - b_k)} \quad (5)$$

По формуле (5) можно определить модуль деформации упругого элемента, при котором будет соблюдаться принятая расчетная схема.

На рис. 4 показаны эпюры реактивных давлений и изгибающих моментов при действии центральной и внецентренно приложенной нагрузки: 1 – для плит с плоской подошвой; 2 – для плит с выпуклой подошвой.



а) общий вид; б) эпюра реактивного давления; в) эпюры M_x для центральной нагрузки; г) эпюры M_x при действии двух сил.

Рисунок 4 – Схема работы плиты с упругими элементами

При наличии эпюры реактивного давления (рис. 4б), определится изгибающий момент по ширине плиты и поперечная сила.

Момент на наклонных участках при $x = b_k$

$$M_x = \frac{1}{6} \frac{P_{\max} x^3}{b_k} \tag{6}$$

где

$$P_{\max} = \frac{P_{cp} b}{b - b_k}$$

Если нагрузка прикладывается по центру, то момент в расчетном сечении будет равен

$$M = 0,5P_{\max}[a_k^2 - b_k(a_k - 1/3b_k)]. \tag{7}$$

Если нагрузка на фундамент прикладывается от двух стен, расположенных по краям центрального блока, то изгибающий момент на консолях определяется по (6), а в центре фундамента он будет равным

$$M_0 = \frac{1}{2} P_{\max} b_k \left(\frac{b}{2} - \frac{2}{3} b_k \right) + P_{\max} \frac{b_0^2}{2} - P_{cp} \frac{b}{4} (b_0 - b_{cm}) \tag{8}$$

Самым опасным сечением из расчета на поперечную силу является шарнирное соединение. Поперечная сила в шарнирном сечении будет определяться по формуле

$$F = 0,5P_{\max} b_k \text{ или } F = \frac{P_{cp} b b_k}{2(b - b_k)} \tag{9}$$

Для плит с плоской подошвой поперечная сила $F_{пл}$ в рассматриваемом сечении равна

$$F_{пл} = P_{cp} b_k \tag{10}$$

Если ширина крайнего элемента $b_k = 1/3 b$, то

$$F = \frac{P_{cp} b}{4}; F_c = \frac{P_{cp} b}{3},$$

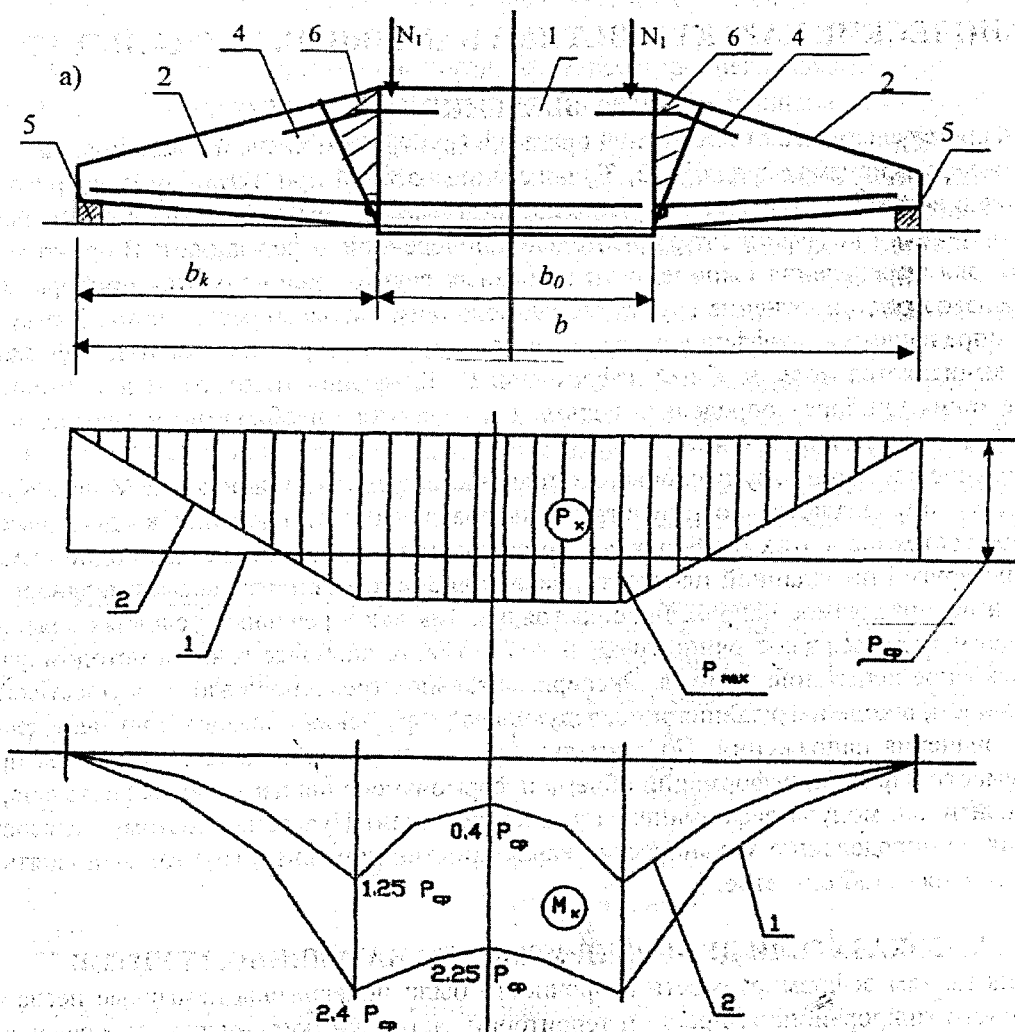
т.е. поперечная сила в фундаменте с выпуклой подошвой на 25% меньше, чем в плите с плоской подошвой.

3. СОСТАВНЫЕ ПЛИТЫ ШИРИНОЙ БОЛЕЕ 3,2 М

Плиты с упругими элементами имеют не только преимущества, но и некоторые недостатки. Например, требуются дополнительные затраты на изготовление шарниров и упругих элементов. Требуется расчет на поперечную силу в шарнирном соединении. Необходимо защищать шарниры от коррозии.

От указанных недостатков можно избавиться, применив для устройства ленточных фундаментов шириной более 3,2 м составные плиты. Данные плиты собираются из трех блоков - центрального 1 и двух консольных 2 (рис. 4а).

Консольные блоки монтируются в траншее или котловане под углом к поверхности основания, т.е. по краям фундамента укладываются на грунт подкладки 5 (деревянные бруски) толщиной h_k , равной осадке фундамента. В нижней части плиты рабочая арматура соединяется электросваркой или при помощи стыка Перидерия. Верхняя монтажная арматура 4 сваривается электросваркой. После соединения нижней и верхней арматуры пространство между блоками 6 заполняется соответствующей марки бетоном, а деревянные подкладки вынимаются.



а) конструктивная схема плиты; б) эпюра реактивного давления; в) эпюры изгибающих моментов.

Рисунок 5 – Составные плиты шириной более 3,2 м

При помощи составных плит можно устраивать ленточные фундаменты шириной до 9 м. При этом представляется возможным уменьшить расход бетона и стали до 30 %, а также выравнять осадку отдельных фундаментов и получить дополнительный экономический эффект. На рис. 5 б показана эпюра реактивного давления при расчетной нагрузке на фундамент. На рис. 5в показаны эпюры изгибающих моментов от двух стен, расположенных по краям центрального блока: 1 - для монолитного фундамента с плоской подошвой; 2 - для фундамента из составных плит. Если $b_k = 1/3b = 2$ м, то изгибающие моменты у края стен у составных плит в 2 раза меньше, чем у плит с плоской подошвой. В центре фундамента эта разница достигает 5,5 раза. Произведя соответствующий расчет, получим, что расход железобетона у составных плит на 40-45% меньше, чем у плит с плоской подошвой. При этом необходимо отметить тот факт, что предлагаемые конструкции плит позволяют уменьшить относительную разность осадок отдельных фундаментов.

ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 13580-85. Плиты ленточных фундаментов. Госстрой СССР; М.: 1984. - 32 с. Технические условия.
2. ТУ 223 БССР 12-86. Плиты железобетонные с призматической поверхностью опирания. Госстрой БССР - Минск, 1989. - 17 с. Технические условия.
3. Грицук М. С., Тарасевич А. Н. Игнатюк В. Ю. Рациональные конструкции ленточных фундаментов. Сб. научных трудов ИСиА Госстроя БССР. Минск. - 1984.

УДК 624.131.436:324.132.345

Дедок В.Н.

МЕХАНИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ НАМЫВНЫХ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ

ВВЕДЕНИЕ

В большинстве случаев строительной практики грунт, в том числе и намывной, рассматривается как линейно-деформируемая среда [1, 2, 3], поведение которой при активном однократном статическом нагружении подчиняется закону Гука, в котором имеется два деформационных параметра - модуль деформации E_0 и коэффициент относительной поперечной деформации ν . В практике грунтовых лабораторий для определения сжимаемости намывных грунтов используются приборы одометры, в которых производится уплотнение грунта без возможности бокового расширения. В результате этих испытаний определяются коэффициент сжимаемости и коэффициент относительной сжимаемости, после чего вычисляется модуль общей деформации E_0 . Коэффициент относительной поперечной деформации в таких приборах определить нельзя, т. к. для этого необходимо отдельно измерить деформации объема и формоизменения.

Предельное состояние грунтов обычно описывается условием прочности Мора - Кулона, параметры которого определяются по результатам лабораторных исследований в сдвиговых приборах. Напряженное состояние в этих приборах создается путем вынужденного сдвига одной части образца относительно другой по заданной плоскости, вследствие чего возникает весьма неоднородное, неопределенное и неуправляемое напряженное состояние. Так как в реальных условиях каждая точка основания будет находиться в состоянии трехосного сжатия, то наиболее точным методом исследований является трехосное испытание грунтов. Экспериментальное трехосное сжатие осуществляется стабилометрами, причем, в ходе нагружения и последующего разрушения образцов получают деформации и предельные значения напряжений. По этим данным и определяются затем параметры прочности и деформируемости. Причем, деформации объема и формоизменения измеряются отдельно, в силу чего удается найти как модуль деформации, так и коэффициент Пуассона. Поэтому целесообразно все исследования по определению механических характеристик намывных грунтов выполнять в приборе трехосного сжатия - стабилометре.

ПОКАЗАТЕЛИ ДЕФОРМИРУЕМОСТИ НАМЫВНЫХ ГРУНТОВ

Исследованиям деформируемости и прочности были подвержены намывные песчаные грунты Юго-Восточного микрорайона г. Бреста и территории застройки погранперехода Козловичи. Грунты представлены песками средней крупности, однородными по гранулометрическому составу. Испытания проводились на образцах ненарушенной и нарушенной структуры при одинаковой начальной

плотности, характеризуемой плотностью сухого грунта $\rho_d = 1,67 \text{ г/см}^3$, что соответствует значению коэффициента пористости $e = 0,6$. Влажность испытуемых грунтов составляла 5 - 6 %.

Образцы намывных грунтов ненарушенной структуры отбирали непосредственно в полевых условиях на карте намыва, образцы нарушенной структуры формировали в лабораторных условиях из грунта, взятого на пляже намыва, с заданной плотностью и влажностью.

В лабораторных условиях эксперименты проводились в приборах одноосного и трехосного сжатия. В компрессионных приборах испытывались образцы с площадью $A = 60 \text{ см}^2$ и $A = 40 \text{ см}^2$, с отношением диаметра образца к его высоте, равным 1,75. В приборе трехосного сжатия испытывались образцы размерами $10,0 \times 10,0 \times 10,0 \text{ см}$.

Компрессионные испытания проводились по стандартной методике в диапазоне вертикальных давлений от 0,1 до 0,5 МПа. Каждая ступень нагрузки выдерживалась до условной стабилизации, которая считалась достигнутой, когда приращение осадки за 15 минут не превышало 0,01 мм. Данная степень условной стабилизации принималась и для испытаний грунтов в приборе трехосного сжатия.

В приборе трехосного сжатия эксперименты проведены при следующих условиях нагружения:

а) в условиях компрессионного сжатия, когда образец грунта предварительно обжимался до величины природного давления, а затем деформации ϵ_2 и ϵ_3 в направлении главных напряжений σ_2 и σ_3 исключались, увеличивалось главное напряжение σ_1 и измерялась соответствующая ему деформация ϵ_1 , по манометрам, а также с использованием датчиков давления - месдоз собственной конструкции измерялись реактивные давления σ_2 и σ_3 ;

б) в условиях осесимметричного трехосного сжатия, когда после обжатия грунта природным давлением образец грунта нагружался вертикальным давлением σ_1 до разрушения, при этом измерялись вертикальные деформации ϵ_1 , и фиксировались реактивные давления σ_2 и σ_3 и соответствующие им деформации ϵ_2 и ϵ_3 ;

в) в условиях плоской деформации, когда после всестороннего обжатия грунта до величины давления $\sigma_{ср} = 0,1 \text{ МПа}$, образец нагружался по 2 траекториям: 1 - исключалась деформация в одном из боковых направлений, по которому фиксировалось реактивное напряжение σ_2 , а другое боковое напряжение σ_3 поддерживалось постоянным, а вертикальное напряжение σ_1 постепенно увеличивалось до разрушения; 2 - исключалась деформация в одном из боковых направлений, по которому фиксировалось реактивное напряжение σ_2 , затем напряжение σ_1 оставалось постоянным, а σ_3 уменьшалось до разрушения;

г) в условиях всестороннего сжатия, когда после обжатия грунта всесторонним давлением до $\sigma_{ср} = 0,1 \text{ МПа}$, производилось чистодевиаторное нагружение при постоянном $\sigma_{ср} = 0,1 \text{ МПа}$.

В полевых условиях с целью определения величины модуля общей деформации были выполнены штамповые испытания. Испытания грунтов статическими нагрузками проводили штампами площадью $A = 600 \text{ см}^2$ в скважинах. Предельная нагрузка на штамп соответствовала величине вертикального давления, передаваемого на основание равного 0,5 МПа, вертикальные деформации определялись с помощью двух прогибов системы Максимова ПМ-3. Исследования проведены для намывных грунтов в возрасте от одного до четырех лет, результаты экспериментов в табл. 1.

Таблица 1 – Расчетные значения модуля деформации

Возраст намывного грунта, год.	Значения модуля деформации, E_0 , МПа		
	Испытания в одометре	Испытания в стабилометре	Штамповые испытания
1.0	13.4	24.2	25.0
1.5	16.2	30.8	-
2.0	19.4	35.0	34.0
2.5	20.8	37.8	-
3.0	21.0	39.5	40.1
3.5	21.6	40.0	-
4.0	22.2	41.0	40,1

Результаты данной серии экспериментов показали, что величина модуля общей деформации увеличивается с "возрастом" намыва. Так, величина E_0 для грунтов в "возрасте" 4,0 года в 1,65 раза больше, чем E_0 в "возрасте" 1 год, необходимо также отметить, что процесс увеличения E_0 наиболее интенсивно проявляется в первый год после намыва и заканчивается по истечении 4-5 лет после

окончания намыва грунта. Анализ полученных результатов показывает, что хорошей сходимостью отличаются результаты испытаний, полученные в полевых условиях и в стабилометре, величина модуля общей деформации E_0 , полученная при испытаниях в одометрах с площадью образца $A=60 \text{ см}^2$ и $A=40 \text{ см}^2$, соответственно в 1.4 и 1.85 раза ниже.

Результаты исследований по изучению намытых песчаных грунтов показали, что деформируемость грунта в направлении вдоль слоистости отложений выше, чем в направлении перпендикулярно слоистости. Величина коэффициента анизотропии, полученного для проведенных серий испытаний, колеблется в пределах 1.5-1.6.

Результаты экспериментов по определению деформативных характеристик намывных песчаных грунтов в условиях сложного напряженного состояния обработаны с применением ПЭВМ, для чего была составлена программа по обработке данных.

В связи с тем, что современные методы расчета осадок, в том числе и метод послойного суммирования [4], исходят из аппарата линейной теории упругости, деформационные параметры исследованных грунтов определялись исходя из обобщенного закона Гука [5].

Анализ деформационных свойств намытых песчаных грунтов выполнен путем установления величин модуля общей деформации E_0 и коэффициента относительной поперечной деформации ν , в зависимости от модулей сдвига G и объемной деформации K . Модули G и K также являются величинами переменными и зависят от инвариантов напряженно-деформированного состояния. Анализ результатов показывает, что:

- расчетные величины модуля общей деформации E_0 и коэффициент Пуассона ν существенно зависят от вида напряженного состояния;
- величина модуля общей деформации уменьшается с увеличением интенсивности касательных напряжений;
- наибольшее значение модуля общей деформации получены при испытаниях грунта в условиях плоской деформации;
- величина коэффициента Пуассона изменяется в ходе опытов на осесимметричное и всестороннее сжатие, сначала уменьшаясь, а затем увеличиваясь до значения, близкого к 0.5, оставаясь практически неизменной в условиях плоской деформации.

ВЫВОДЫ

На основании результатов выполненных исследований можно сделать следующие выводы:

1. Значения показателей деформируемости намывных песчаных грунтов увеличиваются с возрастом намыва.
2. На величину модуля деформации оказывает влияние тип применяемого прибора, а также его конструктивные размеры.
3. Коэффициент относительной поперечной деформации грунта не является постоянной величиной и изменяется в ходе опытов от 0,2 до 0,5.
4. Для намывных песчаных грунтов установлена анизотропия деформационных свойств.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИОСП им. Герсеванова. - М.: Стройиздат, 1986, 415 с.
2. Строительство сооружений и зданий на намывных и насыпных основаниях. Сборник научных трудов ИСИА Госстрой БССР, 1984, 116 с.
3. Винокуров Е. Ф., Карамышев В. С. Строительство на пойменно-намывных основаниях. - Минск, Высшая школа, 1980, с. 208, ил.
4. Строительные нормы Республики Беларусь. Основания и фундаменты зданий и сооружений. СНБ 5.01.01-99. - Минск. 1999, 35с.
5. Гольдштейн М. Е. Механические свойства грунтов. - М.: Стройиздат, 1979 - 304 с., ил.

УДК 625.855:577.4

Колпашиников Г.А.

ОСОБЕННОСТИ РИСКА ПРОЯВЛЕНИЯ ОПАСНЫХ ГЕОЛОГИЧЕСКИХ ПРОЦЕССОВ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Опыт строительства и эксплуатации объектов в Республике Беларусь показывает, что особую опасность представляют процессы, связанные с потерей несущей способности грунтов в основании зданий и сооружений

При строительстве ТЭЦ-5 вблизи г. Минска произошел обвал бетонной стенки в осушаемом котловане высотой 7 м. Причиной аварии явился недоучет строителями воздействия напора грунтовых вод на подпорную стенку. Ранее воздействие напора регулировалось сетью иглофильтров вокруг котлована, из которых производилась откачка грунтовых вод, что снижало воздействие на подпорную стенку. В результате остановки работы иглофильтров и поднятия вследствие этого уровня грунтовых вод с внешней стороны котлована, подпорная стена не выдержала напора и обрушилась. Тем самым государству был нанесен большой материальный ущерб. В данном случае не был произведен расчет критического уровня грунтовых вод на внешней стороне котлована с учетом силы давления столба воды, которая оказалась выше прочности подпорной стенки, что и привело к аварии.

Значительные материальные потери связаны с деформационными процессами в набухающих грунтах, широко развитых в пределах ледниковой формации Беларуси [1]. При этом происходят разрывы трубопроводов, деформации в основаниях сооружений в городах, по трассам железных и автомобильных дорог. Авария в производственном корпусе мясокомбината в г. Миоры в 70-е годы произошла при замерзании воды в так называемых шанцах из асбестовых труб для обогрева горячим воздухом полов на большую глубину и сильном пучении нижележащей ленточной глины. Аналогичные явления наблюдались на мясокомбинатах в г. Бобруйске и других городах страны, что объяснялось попеременным замораживанием и оттаиванием глинистого грунта в основании, его пучением и переходу в более увлажненное состояние с ухудшением физико-механических характеристик.

В связи с подработкой горизонтов на Старобинском месторождении калийных солей произошло усложнение инженерно-геологической обстановки в пределах горного отвода. В результате просадок и последующего повышения уровней грунтовых вод имели место деформации в зданиях и сооружениях, выход из строя подземных коммуникаций, магистралей шоссейных дорог и др. При оценке степени риска проявления опасных геологических процессов в основаниях зданий и сооружений при их проектировании и строительстве не были учтены особенности залегания и деформационные свойства лессовидных супесей и суглинков, залегающих вблизи поверхности. В выполненных ранее прогнозах подтопления территории в результате просадок были даны их прогнозные величины, которые отличались от наблюдаемых в процессе проведения натурных исследований. Был ранее допущен недоучет ряда факторов, определяющих степень просадки — разуплотнение горных пород с последующей их консолидацией, характер разреза кровли над горными выработками, методы их проходки, время консолидации кровли и др.

На основе использования топографических карт съемок до ввода в эксплуатацию горнодобывающего предприятия и карт последних лет съемки, были построены карты проседания поверхности, что дало возможность установить величины поднятия уровней грунтовых вод и степеней их воздействия на грунты, обладающие явно выраженными деформационными свойствами. Проведенными испытаниями грунтов, отобранных в зоне аэрации, установлено изменение их деформационных свойств при увлажнении. При свободном набухании относительное линейное приращение высоты для отдельных образцов составило порядка 0,145-0,19 и более, что позволило отнести их к набухающим грунтам. Деформационные свойства грунтов увеличиваются при их промерзании, так как при подъеме уровней грунтовых вод в зоне промерзания оказываются грунты с набухающими свойствами.

На территории Республики Беларусь зафиксированы и изучены десятки случаев проявления опасных геологических процессов — суффозия, размягчение, оползни, осыпи, воздействие агрессивных вод и др. Оценка и управление риском их проявления и воздействия на инженерные сооружения требуют разработки системы предложений, снижающих это воздействие. Для решения этой проблемы нами разработана типизация аварийных ситуаций, вызванных проявлением опасных геологических процессов в строительстве, использование которой снизит риск проявления опасных геологических процессов в строительстве и приведет к исключению аварийных ситуаций [2].

ЛИТЕРАТУРА

1. Колпашников Г.А., Ромашко Д.В., Никитенко М.И. Особенности проявления опасных геологических процессов на территории Беларуси, их причины и последствия. Сборник материалов Международной научно-технической конференции «Геотехника-Беларуси: наука и практика», №3-4, Минск, 2003, с. 267-272.
2. Колпашников Г.А., Ромашко Д.В., Ленкевич Р.И. Оценка степени риска в строительстве в связи с проявлением опасных геологических процессов. Вестник БНТУ, №2, 2002, с. 20-21.

УДК 624.138+624.154

Кравцов В.Н., Назаров Н.А.

ИССЛЕДОВАНИЕ И ОСОБЕННОСТИ ПРИМЕНЕНИЯ ГРУНТОБЕТОНА ДЛЯ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ И УПРОЧНЕНИЯ ГРУНТОВ

Отечественная и зарубежная практика свидетельствует о том, что сваи в выштампованных скважинах являются одними из наиболее эффективных конструкций, а грунтобетон – самым доступным, дешевым и достаточно надежным материалом для фундаментов [1, 2].

Учитывая это, в УП «Институт БелНИИС», ОАО «Стройкомплекс» и ООО «ОИФК» г. Минск, разработаны: конструкция набивных свай, технология их устройства и способ возведения геомассивов из упрочненных грунтов (армированных грунтобетонными сваями), отличающихся от известных решений повышенной удельной несущей способностью и обеспечивающих экономию и высокую производительность работ, по сравнению с ними до 50% (руководитель темы к. т. н. В.Е. Сеськов УП «Институт БелНИИС»). В частности, созданы и прошли опытную и производственную апробацию различные варианты оборудования для изготовления свай и геомассивов в бурораздвижных скважинах из грунтобетона. Гибкие технологические решения предлагаемых свай позволяют применять различные схемы их устройства в различных грунтовых условиях РБ с использованием съемных лидеров-проходчиков в комплекте с серийно выпускаемыми буровыми машинами (например, БМ202-205, УГБ и др.). По указанным разработкам создано и апробировано навесное оборудование.

Разработаны и внедрены следующие технология устройства и конструкция свай из грунтобетона в бурораздвижных скважинах (далее СГБ):

- геомассивы из упрочненного грунтобетонными сваями уплотнения грунта (ненесущие СГБ в вибро-бурораздвижных скважинах);
- набивные монолитные несущие сваи из грунтобетона в вибро-бурораздвижных скважинах и фундаменты из них.

Устройство скважин для штампованных грунтобетонных свай производится вдавливанием разрабатываемого грунта в стенки скважин при вращении или вибропогружении цилиндрического рабочего органа (лидера $\varnothing 120-300$ мм) с одновременной его принудительной подачей вниз со скоростью 6-14 мм/оборот. Готовые скважины заполняются предварительно изготовленной грунтобетонной смесью из местного грунта строительной площадки.

Основной задачей проведенных исследований являлась проверка конструктивных и технологических характеристик заявленных решений и способов их реализации в производственных условиях. Параллельно отрабатывались задачи доводки оборудования и технологии возведения свай и геомассивов для целей массового внедрения результатов работы, в частности:

- 1) подбор оптимальных составов грунтобетона для несущих и ненесущих свай, устраиваемых по бурораздвижной технологии;
- 2) опытные работы по оптимизации конструкций лидеров-проходчиков (далее «лидеров»), способов штамповки скважин и исследование характера работы рассматриваемых свай в различных грунтах;
- 3) апробация разработанных технологий конструкций и оборудования в производственных условиях строительства 5-ти объектов.

Работы по пп. 2 и 3 выполнены совместно с Н.С. Лобастовым, В.П. Лебедиком (ООО «ОИФК»); А.Я. Трусовым, В.А. Морочко (УИР ОАО «Стройкомплекс»).

Основной упор при исследовании грунтобетона был сделан на изучение его прочностных свойств и морозостойкости. Исследования проводились на смесях с различным содержанием цемента при изменяющейся плотности и влажности по стандартной методике на кубках-образцах 100×100 мм.

В качестве исходного материала для изготовления грунтобетонных образцов применялся песок из гг. Гомеля, Могилева и Минска разной крупности, а также супесь и суглинок (Минский район). В качестве вяжущего использовался портландцемент М400-500 Волковысского цементного завода с началом схватывания более 2ч., активностью 528 кг/см², тонкостью помола 0,008 (12%).

Влияние количества цемента на прочность грунтобетона исследовалось в интервале добавок к грунтовой массе от 5 до 40% при добавках воды от 5 до 30%.

Цемент в грунтовую массу вводился в сухом состоянии и перемешивался с ней. После добавления воды смесь снова тщательно перемешивалась и укладывалась в стандартные формы по методике ГОСТ 10180 с уплотнением различной степени.

Прочность и морозостойкость образцов оценивалась через 7, 14, 28 и 90 сут. нормально-влажного (влажные опилки) хранения и в воде по данным их испытаний, согласно указаниям ГОСТ 10180 и ГОСТ 10060.

Результаты проведенных исследований подтвердили возможность использования грунтов Белорусского региона в качестве материала для изготовления фундаментов и позволили установить: эффективные составы смесей и область применения грунтобетона (таблицы 1,2, рисунки 1, 2).

Таблица 1 – Эффективная область применения фундаментов из грунтобетона

Тип фундамента	Область применения	
	по видам природных грунтов, используемых в качестве материала фундаментов	по нагрузке
Ненесущие сваи для упрочнения оснований (геомассивы) Ø100-200 мм	Песчаные и глинистые грунты Беларуси, не имеющие противопоказаний, указанных в таблице 2 (в т.ч. водонасыщенные)	Устанавливается расчетом, исходя из прочности используемого грунтобетона (таблица 4)
Свайные из несущих свай Ø200-300мм: длинной до 2 м длинной до 3 м	То же То же	$N \leq 30-50 \text{ кН}; H \leq 5 \text{ кН}$ $N \leq 30-70 \text{ кН}; H \leq 10 \text{ кН}$

Примечание. N, H - соответственно допускаемые вертикальная и горизонтальная расчетные нагрузки на сваю.

Таблица 2 – Классификация грунтов по степени пригодности для грунтобетонных смесей

Наименование показателя свойств и состава грунта	Степень пригодности грунта, характеристика	
	пригодны	непригодны
Вид грунта	Искусственные (намывные, насыпные), природные (песчаные, пылевато-глинистые) I и II категории по трудности разработки, оптимальные грунтовые смеси	Глины при числе пластичности $I_L \geq 0,17$; супеси, суглинки $0,02 \leq I_L \leq 0,12$; набухающие; пучинистые
Количество глинистых частиц, %	Не более 30 или улучшить введением добавок песка	Равно или более 30
Содержание легкорастворимых солей, %	Менее 4, сернокислых до 2	Равно или более 4, сернокислых равно или более 2
Содержание гумусированных веществ, %	До 6	Равно или более 6
Водородный показатель	Более 4	Равно или менее 4
Содержание крупнообломочных включений диаметром не более 40 мм, %	До 20	Более 20
Температура грунта	Более 3 ⁰ С	Менее 3 ⁰ С

Примечание. Окончательное решение о пригодности грунтов строительной площадки принимается на основании данных лабораторных исследований.

По результатам лабораторных, натурных исследований на опытных площадках, экспериментального проектирования и апробации на 5-ти объектах можно сделать следующие выводы и рекомендации.

1. Установлено, что наиболее надежными прочностными характеристиками при минимальном расходе цемента обладает грунтобетон, приготовленный из смеси следующего оптимального состава в % от веса воздушно-сухого грунта:

пылеватые и глинистые частицы ($\leq 0,05$ мм)	20-40;
песчаные частицы (0,25-2,00 мм)	30-40;
песчаные частицы (0,25-0,05 мм)	20-40;
число пластичности (I_p)	0,02-0,12;
водородный показатель (рН)	более 6;
содержание солей, %	не более 2;
содержание гумусированных веществ, %	до 3.

Для грунтобетонных смесей следует применять портландцемент и шлакопортландцемент марок 400 и выше по ГОСТ 10178 и ГОСТ 22266 с началом схватывания не ранее 2 ч после изготовления в количестве (в скобках для несущих свай, геомассива), т/м³:

для песчаных грунтов	0,15-0,25 (0,05-0,10);
для пылевато-глинистых	0,20-0,30 (0,10-0,15).

2. Грунтобетон, приготовленный из грунтов Беларуси (таблица 2), представляет собой искусственный конструктивный каменный материал, полученный в результате твердения однородной по составу смеси из природного грунта, цемента и воды.

Применяемая для грунтобетона вода должна иметь водородный показатель более 6.

Болотные, сточные и технические воды (загрязненные щелочами, кислотами, маслами, солями и т.п.) применять не допускается. Расход воды на 1 м³ грунтобетона из оптимальной смеси 0,12-0,18 м³.

В состав грунтобетона, кроме перечисленных компонентов, при соответствующем обосновании, могут также входить известь, золы горючих сланцев, бурых углей, измельченные шлаки с повышенным содержанием кремнезема и специальные добавки, целью введения которых должно являться улучшение свойств грунтобетона, снижение расхода цемента (без снижения качества), регулирование сроков схватывания и твердения материала, улучшение прочностных и деформационных свойств.

После отвердения грунтобетонной смеси полученный материал соответствует бетону класса по прочности на сжатие $C_{ц1,2/1,5}$ - $C_{ц16/20}$ (верхний предел для оптимального состава грунтобетонной смеси).

3. Для фундаментов из грунтобетона рекомендуются следующие показатели качества материала:

а) класс по прочности на сжатие при марках по средней плотности:

$D_{ц1600}$ - $D_{ц1800}$: $C_{ц4/5}$; $C_{ц6/7,5}$; $C_{ц8/10}$;
 $D_{ц1900}$ - $D_{ц2000}$: $C_{ц4/5}$; $C_{ц6/7,5}$; $C_{ц8/10}$; $C_{ц12/15}$; $C_{ц16/20}$

б) класс по прочности на осевое растяжение:

$D_{ц1800}$ - $D_{ц2000}$: $C_{цт0,2}$; $C_{цт0,3}$; $C_{цт0,35}$; $C_{цт0,55}$; $C_{цт0,65}$;

в) марка по морозостойкости: $F_{ц25}$; $F_{ц35}$; $F_{ц50}$; $F_{ц75}$; $F_{ц100}$;

г) марка по водонепроницаемости: $W_{ц2}$; $W_{ц4}$;

д) марка по средней плотности:

тяжелый грунтобетон - $D_{ц1600}$; $D_{ц1800}$; $D_{ц1900}$; $D_{ц2000}$.

4. Грунтобетон из оптимальных смесей (см. п.1), применяемый для изготовления набивных несущих свай для сооружений II уровня ответственности в песчаных и пылевато-глинистых грунтах, после затвердения должен иметь следующие характеристики по прочности на сжатие кубов с высотой ребра 100 мм, МПа (не менее).

Через 7 дней	Через 14 дней	Через 28 дней
3,0	4,0	6,0

5. Минимальный класс по прочности на сжатие должен быть не ниже для геомассивов $C_{ц2/3,5}$, для несущих СГБ – не ниже $C_{ц6/75}$.

Средняя плотность для всех видов фундаментов должна быть не ниже $D_{ц1600}$, а прочности грунта основания не менее чем на 30% выше прочности природного грунта.

СГБ рекомендуется изготавливать переменной прочности по длине ствола, например, в верхней зоне (до середины) ненесущих свай – класса $C2/3,5$, а в нижней – класса $C1,5/2$.

6. Марки грунтобетона по морозостойкости и водонепроницаемости для сооружений II, III уровней ответственности должны соответствовать таблице 3.

Таблица 3 – Марки грунтобетона несущих фундаментов из оптимальных смесей по морозостойкости и водонепроницаемости

Условия работы		Марка грунтобетона, не ниже			
Характеристика режима	Среднемесячная зимняя температура наружного воздуха, град.	по морозостойкости		по водонепроницаемости	
		при уровне ответственности зданий и сооружений			
		II	III	II	III
Попеременное замораживание и оттаивание для отдельно стоящих фундаментов (вне здания)	До минус 10	75	35	Не нормируется	
То же, в здании при эпизодическом водонасыщении и в сухих грунтах.	До минус 10	35	Не нормируется		

Для фундаментов, возводимых в водонасыщенных грунтах, класс грунтобетона по прочности на сжатие, марки по средней плотности и морозостойкости должны быть на одну ступень выше рекомендуемых.

7. Расчетные сопротивления $f_{cd,u}$, $f_{cd,u}$, $f_{ctd,u}$ грунтобетона из оптимальных смесей для предельных состояний первой группы (с округлением) в зависимости от класса грунтобетона по прочности на сжатие и осевое растяжение допускается назначать по таблице 4.

Ориентировочное значение модуля упругости для грунтобетона из природных грунтов Беларуси составляет $1 \times 10^3 - 20 \times 10^3$ МПа.

Начальный коэффициент поперечной деформации грунтобетона (коэффициент Пуассона) для всех видов грунтобетона из смеси по п.1 допускается принимать равным 0,1-0,2.

Таблица 4 – Расчетные сопротивления грунтобетона из оптимальных смесей

Вид сопротивления	Расчетные сопротивления тяжелого ($D_{ц}$ 1800-2000), грунтобетона при классе грунтобетона по прочности на сжатие МПа (kg/cm^2)					
	$C_{ц}$ 2/3,5	$C_{ц}$ 4/5	$C_{ц}$ 6/7,5	$C_{ц}$ 8/10	$C_{ц}$ 12/15	$C_{ц}$ 16/20
Сжатие осевое (кубиковая прочность), $f_{cd,u}$	1,90	2,70	4,00	5,00	8,00	10,00
	19,30	27,50	40,80	51,00	81,60	102,00
Сжатие осевое (призменная прочность), $f_{cd,u}$	1,45	2,10	3,10	3,80	6,10	7,60
	14,70	21,00	31,00	38,80	62,00	77,60
Растяжение осевое, $f_{ctd,u}$	0,14	0,20	0,30	0,35	0,55	0,65
	1,45	2,10	3,10	3,55	5,65	6,65

Примечания: 1. Над чертой указаны значения в МПа, под чертой – в kg/cm^2 . 2. Нормативные сопротивления грунтобетона определяются умножением расчетных сопротивлений на коэффициент безопасности по бетону при сжатии и растяжении $\gamma_f=1,5$. Для грунтобетона из неоптимальных грунтовых смесей значения таблицы следует умножить на коэффициент $f_{b1}=0,8$, а при эксплуатации в воде $f_{b2}=0,9$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Крутов В.И., Багдасаров Ю.А., Рабинович И.Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах. - М.: Стройиздат, 1985.-163 с.
2. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта.- М.: Стройиздат, 1984.- 184 с.

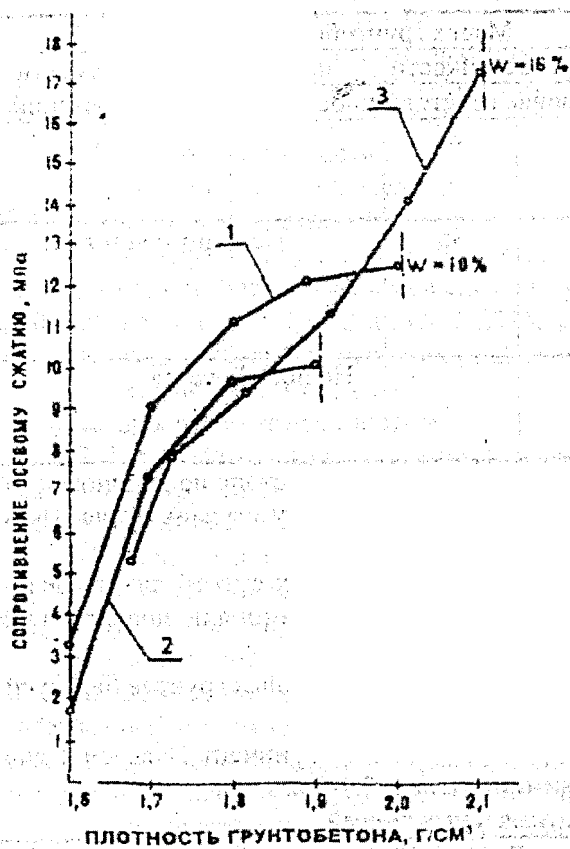


Рис.1. Зависимость прочности (в возрасте 90 дней) грунтобетона от плотности материала (цемент М400, расход 20%): 1 - песок средней крупности $d_{60}=0,35$; 2 - песок мелкий; 3 - суглинок (частицы $<0,5$ от 35 до 50%; $I_p=0,11$; $pH=8$); - максимальная плотность материала; W- влажность.

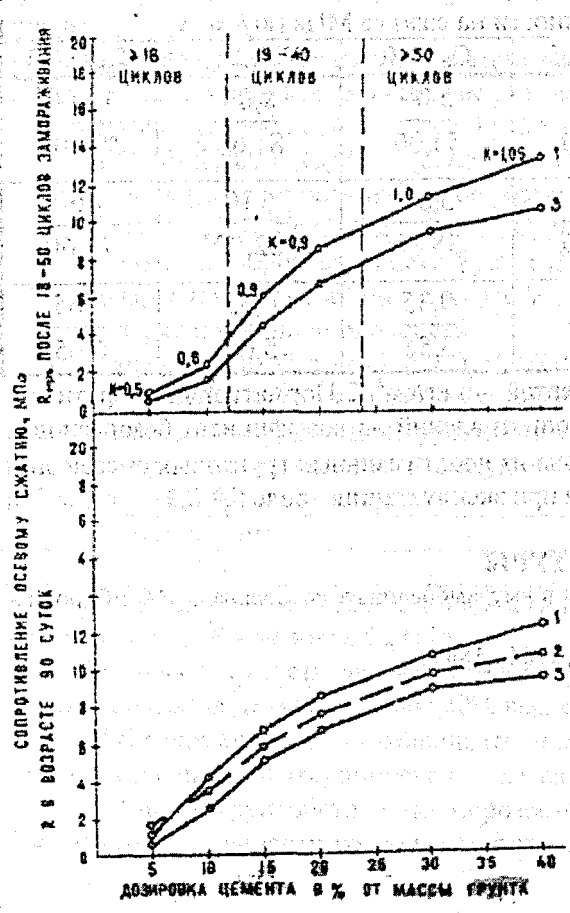


Рис.2. Изменение прочности грунтобетона ($\rho=1,8 \text{ г/см}^3$) из песка однородного мелкого и пылеватого в возрасте 90 дней от дозировок цемента, воды и при замораживании: 1 - песок мелкий, содержание воды 10% от массы грунта; 2 - то же, содержание воды 15%; 3 - песок пылеватый, содержание воды 10-12%; K - коэффициент морозостойкости, отношение $\frac{R_{мпт}}{R}$

УДК 624.154.331:624.131.553

Лях В.Н.

РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ПЕСЧАНЫХ ГРУНТОВ УПРОЧНЕННЫХ ОСНОВАНИЙ НАБИВНЫХ ФУНДАМЕНТОВ С МИКРОСВАЯМИ

Конструктивно набивной фундамент с микросваями (далее – ФСМ) представляет собой куст из трех, четырех микросвай конусообразной формы длиной до $l = 1,0$ м и заглубленного ростверка в выштампованном котловане с размерами в плане $a \times b = (0,9 \div 1,4) \times (0,7 \div 1,1)$ м и высотой $h = 0,5$ м, здесь a – длина ростверка и b – ширина ростверка [1].

ФСМ изготавливается путем забивки в грунт штампа-скважинообразователя идентичной формы и последующего бетонирования скважин микросвай и котлована заглубленного ростверка. При этом могут изготавливаться как одиночные, так и ленточные ФСМ, так и кусты из двух, трех и четырех ФСМ с использованием комплекта штампов-скважинообразователей [2].

Основное преимущество ФСМ заключается в образовании зоны двойного упрочнения (уплотнения) под фундаментом в процессе выштамповки скважин микросвай и котлована под ростверк. Как показали проведенные исследования, именно образование упрочненной (уплотненной) зоны обеспечивает высокую удельную несущую способность оснований (в том числе насыпных) ФСМ, позволяет ликвидировать влияние колебаний прочности (плотности) верхнего слоя естественных оснований, а также вести строительство на насыпных грунтах толщиной до 3 м без их предварительного уплотнения [3].

Сопротивление оснований ФСМ при воздействии вертикальных нагрузок определяется:

- сопротивлением упрочненного грунта по подошве заглубленного ростверка (R_0);
- сопротивлением упрочненного грунта по острию (R) и боковой поверхности микросвай (R_{Π});
- нормальным давлением упрочненного грунта (боковым отпором) по боковой поверхности микросвай (R_i).

Сопротивление оснований ФСМ при воздействии горизонтальных нагрузок определяется:

- силами трения упрочненного грунта по подошве заглубленного ростверка, определяемыми величиной вертикального пригруза (N) и углом внутреннего трения упрочненного грунта (ϕ_y);
- силами сцепления (прилипания) между подошвой заглубленного ростверка и упрочненным грунтом, определяемыми площадью подошвы (A) заглубленного ростверка и удельным сцеплением упрочненного грунта (C_y);
- силами пассивного отпора грунта по боковой поверхности заглубленного ростверка и микросвай.

Экспериментально были определены параметры зон упрочнения грунтовых оснований ФСМ и характеристики упрочненных грунтов в пределах этих зон.

Зона уплотнения имеет форму эллипсоида вращения. В частности, наибольшие размеры зоны уплотнения песчаных грунтов средней крупности в зависимости от ширины b заглубленного ростверка составляют:

- для песков плотных:
по ширине – $4b$,
по глубине – $1,6b$;
- для песков средней плотности:
по ширине – $2,8b$,
по глубине – $1,8b$;
- для песков рыхлых:
по ширине – $2,2b$,
по глубине – $2,9b$.

Значение переходных коэффициентов для определения геометрических параметров зоны упрочнения (уплотнения) по сравнению с соответствующими параметрами песчаных грунтов средней крупности составляет:

- для песков крупных – 1,08;
- для песков мелких – 0,99;
- для песков пылеватых – 0,80.

Конкретизированы расчетные сопротивления упрочненного грунта под подошвой заглубленного ростверка R_0 , острием R и боковой поверхностью R_i , R_{Π} микросвай, которые сведены в региональ-

ные таблицы расчетных сопротивлений (таблицы 1-4), в которых их значения зависят от вида и плотности песчаных грунтов в природном залегании.

Таблица 1 – Расчетное сопротивление упрочненных (уплотненных) песчаных грунтов естественного сложения под подошвой ростверка, нижним концом и по боковой поверхности микросвай

Расчетная глубина расположения нижнего конца свай (фундамента), м	Коэффициент пористости, e	Расчетные сопротивления R_0 , R и R_f , МПа, для песчаных грунтов				
		гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых
0,5	0,5	3,00	2,50	2,40	2,20	1,75
	0,65	2,00	1,60	1,50	1,40	1,10
	0,8	1,60	1,10	1,05	1,00	0,80
1,0	0,5	4,80	4,20	3,20	2,40	1,85
	0,65	3,00	2,80	2,00	1,50	1,15
	0,8	2,10	2,00	1,40	1,05	0,82
1,5	0,5	7,20	6,40	4,10	2,55	1,90
	0,65	4,50	4,00	2,60	1,60	1,17
	0,8	3,15	2,80	1,80	1,10	0,85

Таблица 2 – Расчетное сопротивление трения упрочненных (уплотненных) песчаных грунтов естественного сложения по боковой поверхности микросвай

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_f , кПа, для песчаных грунтов средней плотности				
	гравелистых	крупных	средней крупности	мелких	пылеватых
0,5	50,0	47,0	40,0	35,0	25,0
1,0	60,0	55,0	45,0	40,0	30,0
1,5	65,0	57,0	50,0	45,0	35,0

Таблица 3 – Расчетное сопротивление упрочненных (уплотненных) песчаных грунтов насыпного сложения под подошвой ростверка, нижним концом и по боковой поверхности микросвай

Расчетная глубина расположения нижнего конца свай (фундамента), м	Расчетные сопротивления R_0 , R и R_f , МПа, для насыпных песчаных грунтов с коэффициентом уплотнения K_{com}			
	0,92	0,94	0,96	0,98
0,5	0,90	1,10	1,12	1,40
1,0	0,92	1,15	1,20	1,45
1,5	0,95	1,18	1,25	1,50

Таблица 4 – Расчетное сопротивление трения упрочненных (уплотненных) песчаных грунтов насыпного сложения по боковой поверхности микросвай

Расстояние от расчетной поверхности грунта до середины рассматриваемого слоя, м	Расчетное сопротивление R_f , кПа, для насыпных песчаных грунтов с коэффициентом уплотнения K_{com}		
	0,92	0,95	0,98
0,5	18	28	38
1,0	24	32	44
1,5	27	35	49

Уточнены параметры прочности упрочненного грунта ϕ_u и C_u (таблица 5), зависящие от значений угла внутреннего трения (ϕ_n) и удельного сцепления (C_n), коэффициента пористости (e) песчаного грунта в природном залегании.

Таблица 5 – Расчетные характеристики прочности упрочненного песчаного грунта основания ФСМ

Физические характеристики вида грунта основания	φ_y	C_y
Песчаные грунты		
$e < 0,60$	$\varphi_{II} / 1,1+1^\circ$	$C_{II} / 1,5$
$0,60 \leq e \leq 0,75$	$\varphi_{II} / 1,1+2^\circ$	$1,3C_{II} / 1,5$
$e > 0,75$	$\varphi_{II} / 1,1+3^\circ$	$1,3C_{II} / 1,5$

Натурные испытания и наблюдения за осадками 21-го объекта (из более чем двухсот построенных в различных грунтовых условиях РБ) на ФСМ [4] свидетельствуют, что реальные деформации их упрочненных оснований отличаются от расчетных не более чем на 15%, что является подтверждением достаточной точности расчетных характеристик упрочненных оснований ФСМ.

Полученные материалы исследований, приведенные в настоящей статье, включены в нормативный документ по проектированию и устройству ФСМ [5].

ЛИТЕРАТУРА

1. Сеськов В.Е., Лях В.Н. Опыт строительства зданий и сооружений на набивных фундаментах с микросваями в выштампованных котлованах// Основания и фундаменты: Обзорная информация БелНИИТИ. – Минск, 1990. – 53 с.
2. Сеськов В.Е., Лях В.Н. Технология устройства набивных фундаментов в выштампованных котлованах с микросваями// Прибалтийская геотехника VII: Тез. докл. конф. – Рига, 1991. – С. 147-150.
3. Сеськов В.Е., Лях В.Н. Фундаменты с микросваями в выштампованных котлованах на объектах строительства Беларуси// Основания, фундаменты и механика грунтов. - 1995. – №5. – С. 7-10.
4. Лях В.Н. Оценка несущей способности и деформативности оснований набивных микросвайных фундаментов по результатам испытаний в полевых условиях// Пространственные конструктивные системы зданий и сооружений. Методы расчета, конструирования и технологии возведения: Тр.межд.научн.техн.конф. – Мн., 2002. – С. 52-58.
5. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с уплотненным основанием: Пособие П19-04 к СНБ 5.01.01-99: Утв. Минстройархитектуры РБ от 20.09.04. – Минск, 2004. – 147 с.

УДК 624.138.003

Пойта П.С., Пчелин В.Н., Чернюк В.П.

УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТА МНОГОМАССОВЫМИ ТРАМБОВКАМИ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИМИ СОЗДАНИЕ В ГРУНТЕ ВОЗРАСТАЮЩИХ ДИНАМИЧЕСКИХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

В ряде случаев, при наличии слабых грунтов основания, возникает необходимость улучшения физико-механических свойств грунта посредством его уплотнения сбрасываемыми с высоты тяжелыми трамбовками.

Эффективность уплотнения грунта трамбовками определяется такими параметрами, как:

- величина создаваемых в грунте при ударе динамических контактных напряжений;
- время нанесения удара;
- масса, высота сбрасывания и рабочая площадь трамбовки.

Время наносимого сбрасываемой трамбовкой удара можно увеличить посредством использования многомассовых трамбовок, благодаря чему повышается коэффициент полезного действия удара [1]. При этом в каждом рабочем цикле наносится серия ударов с интервалом, не превышающим время нанесения одного удара.

В соответствии с [2] при уплотнении грунта трамбовками с созданием в грунте в процессе его уплотнения возрастающих динамических контактных напряжений от 0,6 до 2 МПа через интервал 0,45...0,7 МПа глубина уплотнения увеличивается на 15-20% с одновременным снижением энергозатрат на 14%. Кроме того, обеспечивается получение устойчивой плотности всей массы уплотненного грунта, так как исключается образование буферной зоны (взрыхленного слоя).

Возрастание создаваемых трамбовкой в грунте динамических контактных напряжений может быть обеспечено путем:

- уменьшения рабочей площади трамбовки [2,3];
- увеличения массы трамбовки;
- увеличения высоты сбрасывания трамбовки.

Для изменения рабочей площади и массы трамбовки на объекте достаточно иметь набор трамбовок с разными указанными параметрами [2], однако при этом увеличиваются затраты труда на уплотнение грунта, связанные с необходимостью периодической замены трамбовок.

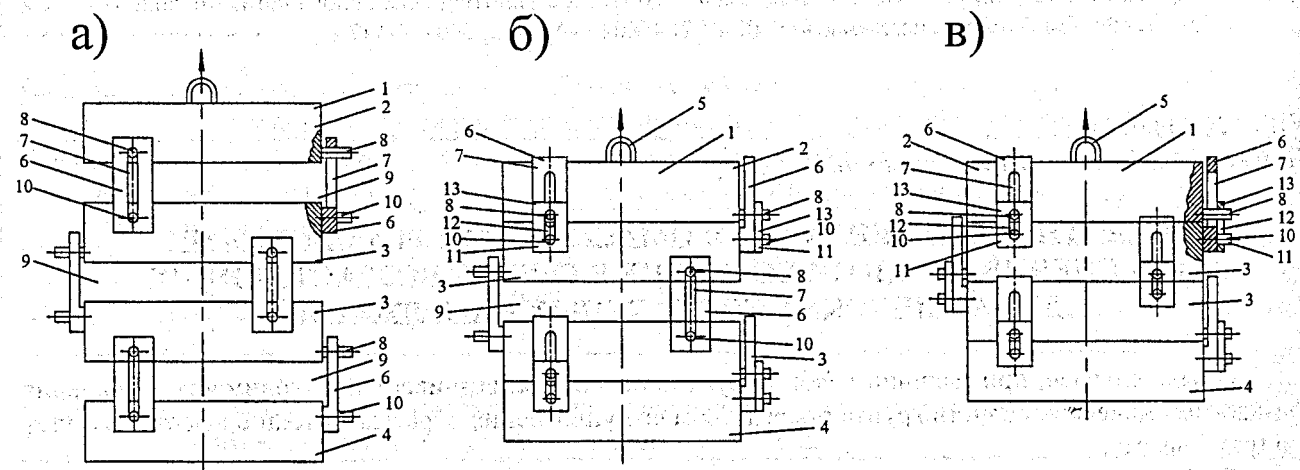
Указанный недостаток устраняет трамбовка постоянной массы, у которой корпус выполнен из концентрично расположенных с возможностью их вертикального перемещения секций с фиксаторами каждой из них [3].

Данная трамбовка характеризуется сложностью и невысокой надежностью в работе, так как при нанесении ударов с поднятыми наружными секциями возникают большие динамические нагрузки, воздействующие на фиксаторы и приводящие к деформациям последних.

С целью повышения эффективности уплотнения грунта трамбованием и упрощения конструктивного исполнения авторами разработаны новые конструкции многомассовых трамбовок, обеспечивающие возможность регулирования создаваемых в грунте динамических контактных напряжений и времени нанесения ударов.

Представленная на рис.1 трамбовка для уплотнения грунта включает составной по высоте корпус 1, выполненный из верхней 2, промежуточных 3 и нижней 4 секций. Верхняя секция 2 оборудована устройством для зацепления 5. К боковой поверхности промежуточных 3 и нижней 4 секций жестко прикреплены направляющие вертикальные пластины 6, выполненные с вертикальными прорезями 7.

К боковой поверхности верхней 2 и промежуточных 3 секций жестко прикреплены упоры 8 в виде горизонтальных стержней. Упоры 8 каждой из секций 2,3 пропущены через вертикальные прорези 7 пластин 6 нижерасположенной секции с возможностью образования зазоров 9 между секциями 2,3,4 в процессе перемещения упоров 8 вдоль прорезей 7 при подъеме трамбовки за верхнюю секцию 2.



а) в момент подъема трамбовки без съемных стопоров; б) в момент подъема трамбовки со снятыми стопорами между промежуточными секциями; в) в момент подъема трамбовки со всеми установленными съемными стопорами: 1 – корпус; 2 – верхняя секция; 3 – промежуточные секции; 4 – нижняя секция; 5 – устройство для зацепления; 6 – направляющие вертикальные пластины; 7 – вертикальные прорези; 8 – упоры; 9 – зазоры; 10 – стержневой фиксатор; 11 – съемный стопор; 12 – прорезь; 13 – накладная пластина.

Рисунок 1 – Схема трамбовки с составным многомассовым корпусом и направляющими в виде пластин, через отверстия в которых пропущены стержневые упоры

Пластины 6 снабжены стержневыми фиксаторами 10, каждый из которых расположен в одной вертикальной плоскости с упором 8, пропущенным через прорезь 7 соответствующей пластины 6.

Трамбовка снабжена также съемными стопорами 11 вертикального перемещения секций 2,3,4 относительно друг друга. Каждый из съемных стопоров 11 выполнен в виде накладной, выполненной с прорезью 12 пластины 13, одеваемой прорезью 12 на стержневой упор 8, пропущенный через прорезь 7 вертикальной пластины 6, и стержневой фиксатор 10 вертикальной пластины 6. Длина прорези 12 принимается равной расстоянию между упором 8 и фиксатором 10 плюс радиусы последних.

Для предотвращения соскакивания стопоров 11 с фиксаторов 10 и упоров 8 в процессе сбрасывания трамбовки на выступающие концы стержневых фиксаторов 10 могут навинчиваться гайки (на чертежах не показано).

Трамбовка работает следующим образом.

Вначале для уплотнения грунта используют трамбовку без стопоров 11. Путем захвата за устройство для зацепления 5 тросом грузоподъемного механизма трамбовку поднимают на заданную высоту (рис. 1а). При этом секции 2,3,4 поднимаются поочередно, по мере опирания упоров 8 в верхние кромки прорезей 7, начиная с верхней секции 2. После отрыва нижней секции 4 от грунта между секциями 2,3,4 образуются зазоры 9.

Величина каждого из зазоров 9 определяется из условия обеспечения нанесения ударов секциями 4,3,2 через интервалы времени, не превышающие время каждого из ударов, т.е. из условия соблюдения неравенства:

$$S_{i,i+1} \leq V_{i+1} \cdot t_i + g \cdot t_i^2 / 2,$$

где $S_{i,i+1}$ — величина зазора между секцией с порядковым номером "i" и вышерасположенной секцией с порядковым номером "i+1" (нумерация выполняется снизу вверх);

V_{i+1} — скорость падения секции "i+1" в момент нанесения удара секцией "i";

t_i — время нанесения удара секцией "i";

g — ускорение свободного падения.

Величину зазоров 9 можно регулировать путем изменения длины прорезей 7, в этом случае направляющие пластины 6 выполняются съемными (на чертежах не показано).

При жестком прикреплении пластин 6 к секциям 3,4 можно добиться уменьшения зазоров 9 путем использования дополнительных пластин, имеющих вертикальные прорези длиной менее длины прорезей 7 и одеваемых своей прорезью на фиксаторы 10 и упоры 8 (на чертежах не показано).

Затем трамбовку сбрасывают на точку уплотнения грунта. Вначале с грунтом взаимодействует, нанося удар, нижняя секция 4, с падением ее скорости до нуля. Расположенная над секцией 4 секция 3 продолжает движение вниз и, после выборки зазора 9, наносит удар. Аналогично наносят удары остальные секции 3,2, увеличивая время воздействующего на грунт ударного импульса. За один цикл в общей сложности наносится 4 удара с созданием минимальных динамических напряжений в грунте. Затем повторяется новый цикл работы трамбовки.

Для увеличения создаваемых в грунте динамических напряжений фиксируют попарно секции 2,3 и секции 3,4 от взаимного перемещения (рис. 1 б), для чего на упоры 8 и фиксаторы 10 соответствующих секций 2,3 и 3,4 устанавливают стопоры 11. При подъеме переоборудованной трамбовки зазор 9 образуется только между промежуточными секциями 3. Поэтому при падении трамбовки наносится 2 удара, при этом создаваемые в грунте динамические напряжения увеличиваются в два раза (при одинаковых массах секций).

Количество промежуточных секций 3 для увеличения количества наносимых за один цикл ударов может быть увеличено, однако для обеспечения нанесения ударов с одинаковой энергией необходимо, чтобы количество промежуточных секций было кратно 2.

Для максимального увеличения создаваемых в грунте динамических контактных напряжений фиксируют от взаимного перемещения все секции 2,3,4 (рис. 1 в). В этом случае при подъеме трамбовки между секциями 2,3,4 не образуются зазоры 9, и при падении наносится один удар с максимальными динамическими контактными напряжениями.

Таким образом, предлагаемая конструкция трамбовки позволяет повысить эффективность уплотнения грунта за счет обеспечения возможности регулирования в широком диапазоне энергии единичного удара, а также создаваемых в грунте динамических напряжений.

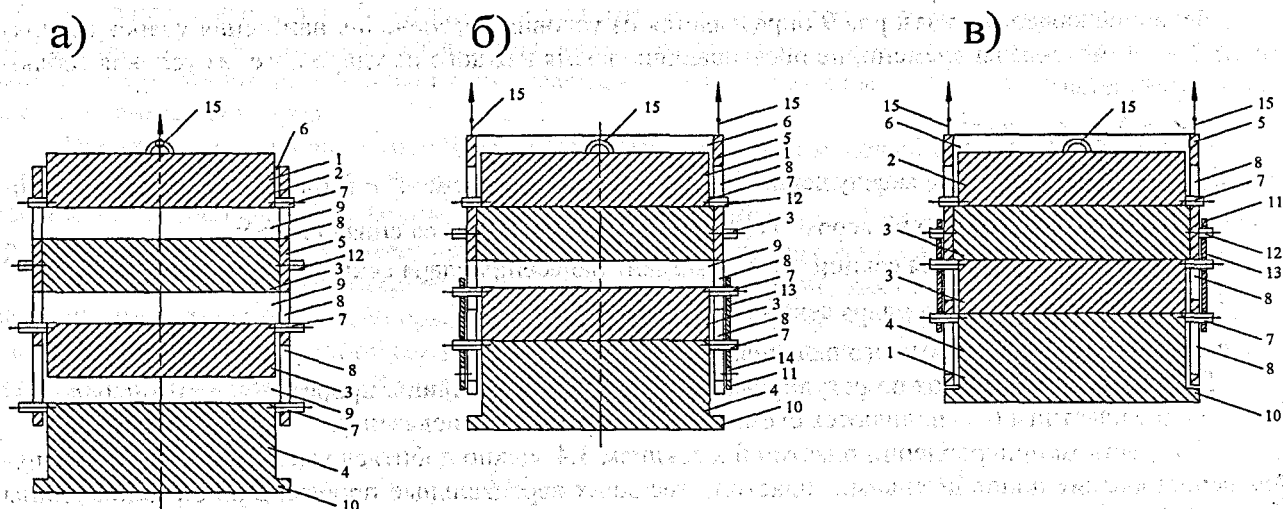
Для улучшения центровки секций 2,3,4 корпуса 1, при нанесении ударов, разработана конструкция трамбовки, у которой секции 2,3,4 расположены в полости 6 втулки 5 (рис.2). Верхняя промежуточная секция 3 жестко прикреплена к втулке 5. Остальные секции 2,3,4 монтированы с возможно-

стью осевого перемещения относительно друг друга и втулки 5 и выполнены с радиальными упорами 7. В стенках втулки образованы вертикальные прорезы 8.

Упоры 7 каждой из секций 2,3,4 пропущены через соответствующие прорезы 8 втулки 5 с возможностью перемещения вдоль прорезей 8 и образования зазоров 9 между секциями 2,3,4 при подъеме трамбовки за верхнюю 2 секцию. При размещении трамбовки на грунте (рис.2 в), упоры 7 верхней секции 2 должны располагаться в нижней части соответствующих прорезей 8, а упоры 7 нижней 4 и рядом расположенной с ней промежуточной 3 секций – в верхней части соответствующих прорезей 8 втулки 5.

Длина прорезей 8, через которые пропущены упоры 7 нижней секции 4, должна быть больше длины прорезей, через которые пропущены упоры 7 нижней промежуточной секции 3, на величину зазора 9 между промежуточными секциями 3, при этом в случае подъема трамбовки за верхнюю секцию 2 (рис.2 а) между секциями 2,3,4 образуются зазоры 9.

Для предотвращения попадания грунта, в процессе его уплотнения, между втулкой 5 и секцией 4 последняя выполнена с уширением 10, диаметр которого превышает диаметр втулки 5.



а) в момент подъема трамбовки за верхнюю секцию без съемных стопоров; б) в момент подъема за втулку трамбовки с одетыми на упоры нижней и рядом расположенной с ней промежуточной секций накладными пластинами стопоров; в) в момент подъема за втулку трамбовки с одетыми на упоры нижней и рядом расположенной с ней промежуточной секций и фиксаторы втулки накладными пластинами стопоров: 1 – корпус; 2 – верхняя секция; 3 – промежуточные секции; 4 – нижняя секция; 5 – втулка; 6 – полость втулки; 7 – радиальные упоры; 8 – вертикальные прорезы; 9 – зазоры; 10 - уширение; 11 – съемные стопоры; 12 – стержневой фиксатор; 13 – накладная пластина; 14 - отверстия; 15 – петли зацепления

Рисунок 2 – Схема трамбовки с составным многомассовым корпусом и направляющей втулкой, через отверстия в которой пропущены стержневые упоры

Для обеспечения одновременного подъема всех секций 2,3,4 без образования зазоров 9 между ними (рис.2 в) или с образованием зазоров 9 только между промежуточными секциями 3 (рис.2 б) трамбовка снабжается съемными стопорами 11 перемещения нижней 2 и промежуточных 3 секций относительно друг друга.

Втулка 5 снабжена стержневыми фиксаторами 12, расположенными в одной вертикальной плоскости с упорами 7 нижней 4 и рядом расположенной с ней промежуточной 3 секций. Каждый из стопоров 11 выполнен в виде накладной пластины 13 с отверстиями 14, одеваемой отверстиями 14 на упоры 7 нижней 4 и рядом расположенной с ней промежуточной 3 секций или на указанные упоры 7 и фиксатор 12 втулки 5.

При уплотнении грунта вначале используют трамбовку без стопоров 11 (рис.2 а). Путем захвата за петли 15 верхней секции 2 тросом грузоподъемного механизма трамбовку поднимают на заданную высоту. При этом секции 2,3,4 поднимаются поочередно, по мере опирания упоров 7 в верхние кром-

ки прорезей 8, начиная с верхней секции 2. После отрыва нижней секции 4 от грунта между секциями 2,3,4 образуются зазоры 9.

Затем трамбовку сбрасывают на точку уплотнения грунта. Вначале с грунтом взаимодействует, нанося удар, нижняя секция 4, с падением ее скорости до нуля. Расположенная над секцией 4 секция 3 продолжает движение вниз и, после выборки зазора 9, наносит удар. Аналогично наносят удары остальные секции 3,2, увеличивая время воздействующего на грунт ударного импульса. При нанесении третьего удара вместе с верхней промежуточной секцией 3 наносит удар шток 5. За один цикл, в общей сложности, наносится 4 удара с созданием минимальных динамических напряжений в грунте. Затем повторяется новый цикл работы трамбовки.

Для увеличения создаваемых в грунте динамических напряжений устанавливают стопоры 11 путем одевания накладных пластин 13 отверстиями 14 на упоры 7 нижней 4 и расположенной рядом с ней промежуточной 3 секций (рис.2 б). При этом происходит фиксация указанных секций 3,4 относительно друг друга, исключая возможность их относительного перемещения. При подъеме переоборудованной трамбовки за петли 15 штока 5 зазор 9 образуется только между промежуточными секциями 3. Поэтому при падении трамбовки наносится 2 удара, с увеличенными в два раза динамическими напряжениями (при одинаковых массах секций).

Для получения максимальных динамических контактных напряжений устанавливают стопоры 11 путем одевания накладных пластин 13 отверстиями 14 на упоры 7 нижней 4 и расположенной рядом с ней промежуточной 3 секций (рис.2 в) и фиксаторы 12 втулки 5. При этом происходит фиксация нижней 4 и всех промежуточных 3 (через втулку 5) секций относительно друг друга, исключая возможность их относительного перемещения. Подъем трамбовки производят зацеплением за петли 15 втулки 6; при этом между секциями 2,3,4 не образуются зазоры 9, и при падении наносится один удар с максимальной его энергией.

На разработанные конструкции трамбовок оформлены и поданы заявки на выдачу патентов Республики Беларусь на полезную модель, по которым принято положительное решение центра интеллектуальной собственности на выдачу патентов.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Минаев О.П. Исследование возможности увеличения скорости погружения свай при использовании двухмассного молота. // Основания и фундаменты. - 1985. - №2. - с.14-16.
2. А. С. 1289959 СССР, МКИ Е 02 D 3/046. Способ уплотнения связных грунтов трамбованием./ В.Д.Зотов, Е.А.Сорочап, Ю.П.Кальнин, И.В.Ананьев, А.И.Семененко, Ш.М.Шлафман; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №3899039/29-33; Заявл.01.04.85; Оpubл.15.02.87; Бюл.№6 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.- 1987.- №6.
3. А. С. 1335643 СССР, МКИ Е 02 D 3/046. Трамбовка для уплотнения грунта./ Ю.П.Кальнин, В.Д.Зотов, А.И.Семененко; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №4048966/29-33; Заявл.04.04.86; Оpubл.07.09.87; Бюл.№33 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.-1987.- № 33.

УДК 642.131

Попов О.В., Анисимов Ю.В.

ПРАКТИЧЕСКОЕ ПРИМЕНЕНИЕ ТЕОРИИ ДИЛАТАНТНОЙ ПРОЧНОСТИ НЕСВЯЗНЫХ ГРУНТОВ К РАСЧЕТУ ОТСЕЧНОЙ КОНСТРУКЦИИ ИЗ БУРОНАБИВНЫХ СВАЙ

При оценке несущей способности и устойчивости оснований главным показателем является величина сопротивления грунта сдвигу. Следовательно, актуальной задачей лабораторных испытаний является определение достоверных значений сопротивляемости сдвигу и параметров прочности несвязных грунтов.

Для этой цели разработаны сдвиговые дилатометрические приборы, позволяющие моделировать условия стеснения дилатансии [1].

В основу работы этих приборов положены феноменологические модели [1], представляющие собой сочетание моделей скольжения и упругих моделей. Такое сочетание необходимо для того, чтобы отразить разделение пластических деформаций [1], происходящих в области сдвига и упругих деформаций, происходящих в областях, смежных с областью сдвига.

Используя механическую модель прочности грунта [1] (применительно к дилатометрическим приборам), можно моделировать различные случаи разрушения грунта. В основу модели положены следующие положения:

разрушение грунта при сдвиге локализовано в слое (области) ограниченной толщины, положительная или отрицательная дилатансия (контракция) слоя (области) сдвига вызывает упругий отпор или разгрузку массива грунта соответственно в зависимости от его плотности и начального напряженного состояния.

В предлагаемой модели пластические дилатантные деформации слоя (области) сдвига и области их развития учитываются совместно с упругими деформациями массива и записываются в виде соотношения обобщенного закона Гука как для линейно деформированной среды, но при переменном, зависящем от вида сыпучего грунта и его напряженного состояния, модуле упругости массива E , либо эквивалентно его заменяющего коэффициента равномерного сжатия K , отражающего в нашем случае пропорциональность между дилатантными напряжениями σ_d и дилатантными деформациями δ_d .

$$K = \sigma_d / \delta_d$$

Величина коэффициента равномерного сжатия K зависит не только от вида сыпучего грунта, его плотности и начального напряженного состояния, но также и от величины и формы загружаемой площади и связана с модулем упругости E соотношением Ляме и Шлейхера:

$$E = (1 + \nu) r K,$$

$$E = (1 - \nu^2) \omega b K$$

Расчеты в рамках предлагаемой модели предполагают наличие экспериментальных данных о характеристиках K , E во всем диапазоне изменения напряжений в рассматриваемом массиве. Дилатантное перемещение δ_d , сопутствующее сжатию или разгрузке массива при положительной или отрицательной дилатансии соответственно, является расширением или сужением слоя (области) сдвига и по своему направлению нормально к условной границе, разделяющей слой пластических деформаций разрушения от области упругих в массиве.

Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения представлена на рисунках (1) и (2).

Начальное напряженное состояние в области разрушения определено исходным нормальным давлением σ_0 , которое показано на рисунках 1а и 2а, передающимся посредством упругих пружин, моделирующим массив с определенными характеристиками K и E . Рисунки 1б и 2б отражают состояние предельного равновесия в случае положительной и отрицательной дилатансии соответственно. При положительной дилатансии слоя (области) сдвига (рис.1б), проявляющейся в расклинивании и разрыхлении при взаимном повороте частиц, наблюдается его расширение на величину δ_d , которому противодействует массив грунта, испытывающий упругое сжатие. Положительная дилатансия вызывает в массиве грунта распорные дилатантные напряжения σ_d , которые накладываются на начальное нормальное состояние σ_0 , существовавшее до приложения сдвигающего усилия. Общее нормальное давление в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия определяется как:

$$\sigma_n = \sigma_0 + \sigma_d.$$

При отрицательной дилатансии контракция слоя (области) сдвига (рис.2б), выражается в более плотной переупаковке частиц до величины критической плотности сложения, которая, в свою очередь, зависит от вида сыпучего грунта и его начального напряженного состояния. При этом наблюдается сужение дилатирующего слоя (δ_d^1), вызывающее упругую разгрузку массива грунта. Новое напряженное состояние в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия определяется как:

$$\sigma_n = \sigma_0 - \sigma_d.$$

В рассматриваемой модели длина пружин, моделирующих упругую работу массива, соответствует толщине зоны, где возникают положительные σ_d и отрицательные σ_d^1 при разрушении грунта. При этом толщина распространения дилатантных напряжений в массиве тем больше, чем больше площадь сдвигаемой поверхности. Одно и то же дилатантное перемещение способно вызывать в массиве грунта различное изменение конечного нормального давления.

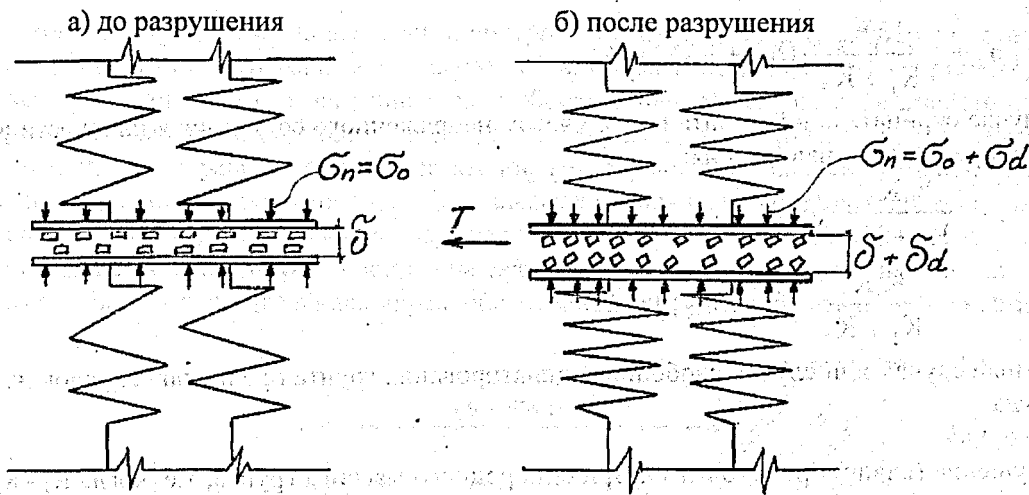


Рисунок 1 – Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения (для положительной дилатансии)

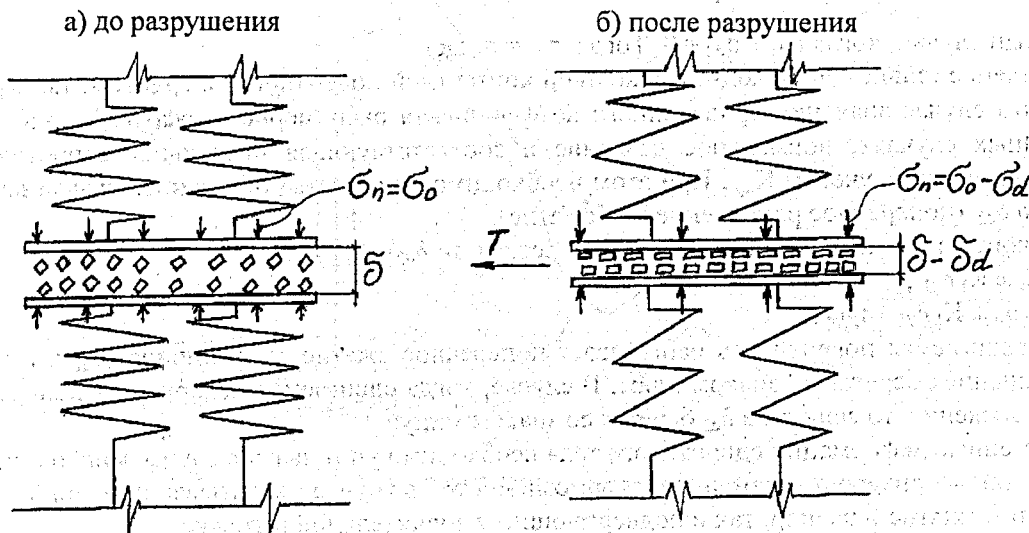


Рисунок 2 – Механическая модель прочности грунта в условиях стесненного разрушения (для отрицательной дилатансии)

Частным случаем стесненного разрушения грунта является условие свободного дилатирования, когда соответствующие дилатантные напряжения σ_{d1} и σ_{d2} равны нулю. Тогда сдвигающее напряжение определяется согласно традиционной зависимости Кулона[2]:

$$\tau_n = \sigma_0 \operatorname{tg} \phi$$

При различных значениях жесткости пружин, моделирующих коэффициент упругого равномерного сжатия K массива грунта, возможны следующие случаи разрушения грунта.

Разрушение (сдвиг) происходит по контакту массивов грунта с различными коэффициентами равномерного сжатия, т.е. $K_1 \neq K_2$.

Тогда приведенный коэффициент равномерного сжатия

$$K_{np} = \sigma_d / (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \text{ с учетом } \delta_{d1} = \sigma_{d1} / K_1 \text{ и } \delta_{d2} = \sigma_{d2} / K_2 \text{ равен}$$

$$K_{np} = K_1 K_2 / (K_1 + K_2)$$

Для положительной дилатансии с учетом общего нормального давления в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия

$$\sigma_n = \sigma_0 + K_{np} (\delta_{d1} + \delta_{d2})$$

или

$$\sigma_n = \sigma_0 + \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} (\delta_{d1} + \delta_{d2})$$

и предельное сопротивление сдвигу

$$\tau_u = \left[\sigma_o + \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \right] \operatorname{tg} \phi$$

В случае отрицательной дилатансии с учетом напряженного состояния в плоскости разрушения в состоянии предельного равновесия:

$$\sigma_n = \sigma_o - \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}),$$

$$\tau_u = \left[\sigma_o - \frac{K_1 K_2}{K_1 + K_2} \cdot (\delta_{d1} + \delta_{d2}) \right] \operatorname{tg} \phi$$

Частный случай или случай свободного дилатирования грунта предполагает условия, когда $\sigma_{d1} + \sigma_{d2} = 0$. Тогда

$$\tau_n = \sigma_o \operatorname{tg} \phi$$

Разрушение (сдвиг) происходит внутри однородного массива грунта, т.е. когда $K_1 = K_2 = K$, тогда приведенный коэффициент равномерного сжатия $K_{np} = K/2$. Значения нормального давления в плоскости разрушения и соответствующая предельная сопротивляемость сдвигу определяются с учетом приведенного коэффициента равномерного сжатия как для положительной, так и для отрицательной дилатансии.

Частный случай, когда $\sigma_{d1} + \sigma_{d2} = 0$. Тогда $\tau_n = \sigma_o \operatorname{tg} \phi$.

Разрушение (сдвиг) происходит по жесткой контактной поверхности с грунтом, т.е. $K_1 \neq K_2$, $K_2 \Rightarrow \infty$. В этом случае значение приведенного коэффициента равномерного сжатия $K_{np} = K_1$. Как и в вышеуказанных случаях, нормальное давление и соответствующая предельная сопротивляемость сдвигу определяются с учетом K_{np} . При этом необходимо учитывать собственные деформации сдвигаемого тела δ_{d2} (поперечное растяжение или сжатие).

Если контактная поверхность абсолютно жесткая, то $\delta_{d2} = 0$,

$$\sigma_n = \sigma_o \pm K_1 \delta_{d1},$$

$$\tau_n = (\sigma_o \pm K_1 \delta_{d1}) \operatorname{tg} \phi.$$

Если сдвигаемая поверхность испытывает поперечное сжатие, то величина δ_{d2} в вышеприведенных уравнениях берется со знаком плюс. В случае, когда сдвигаемая поверхность испытывает поперечное растяжение, то величина δ_{d2} берется со знаком минус.

Собственные деформации сдвигаемого тела необходимо учитывать в случае микросвай, корней буронабивных анкеров и свай, а также армоэлементов в грунте, испытывающих при нагружении как поперечное сжатие и распор, так и подвергающиеся значительной вытяжке.

Вышеуказанная теория прочности несвязного грунта была использована при строительстве подземного гаража по ул. В. Хоружей в г. Минске в непосредственной близости от существующего здания ООО «Таир». Первоначально предусматривалось устройство отсечной конструкции из забивного металлического профиля. Однако при его динамическом нагружении могли возникнуть деформации грунтов основания фундамента существующего здания и привести его в аварийное состояние.

После рассмотрения нескольких решений наиболее рациональной и экономически выгодной была признана конструкция ограждающей стенки из вертикальных соприкасающихся буронабивных свай диаметрами 400 мм при высоте ограждения 2,25 м и заземлении 2,0 м; а в зоне заглубления фундаментов при высоте 2,7 м и заземлении 2,5 м. Грунтовая насыпь за ограждением имела наклонную поверхность с уклоном в 45°. При этом фундаменты существующего здания удалены от оси ограждения на расстояния от 3,9 до 5,0 м.

В процессе устройства шести первых свай не удалось пройти скважины на проектные глубины, поскольку был встречен слой валунника на контакте грунтовых слоев. Вследствие этого заземление свай оказалось порядка 0,7 м. В подобных обстоятельствах естественно встал вопрос о необходимости принятия мер по обеспечению устойчивости ограждения при таком малом заземлении свай ниже дна котлована. Было рассмотрено два варианта обеспечения устойчивости данной ограждающей стены:

- с использованием инъекционных анкеров,
- устройство козловой системы из буронабивных свай.

Наиболее экономически выгодным был признан вариант устройства подпорной стены из козловой системы вертикальных и наклонных свай с инъекционными корнями вблизи от существующего здания с заземлением вертикальных свай на глубину 0,7 м от поверхности проектируемого котлована.

Согласно расчету, вертикальные сваи диаметром 400 мм образовали подпорную стену. Расстояние между наклонными к вертикали в 30° сваями с диаметрами по 325 мм было принято равным 2 м (рис.3). Поверху вертикальные и наклонные сваи объединялись обвязочным железобетонным поясом. Боковое давление (распор) на подпорную стену, возникающее вдоль всей ее длины от передаваемой на поверхности нагрузки и расположенного за стеной грунта, воспринималось козловой системой, при этом наклонные сваи играли роль анкеров и образовывали условный фундамент для восприятия проектной нагрузки. Из условия возникновения удерживающего момента за счет наклонного ряда свай (второй ряд вертикальных свай считали работающим на сжатие) были рассчитаны усилия вдавливания в вертикальных сваях и выдергивающих в наклонных, обеспечивающие устойчивость всей подпорной стены.

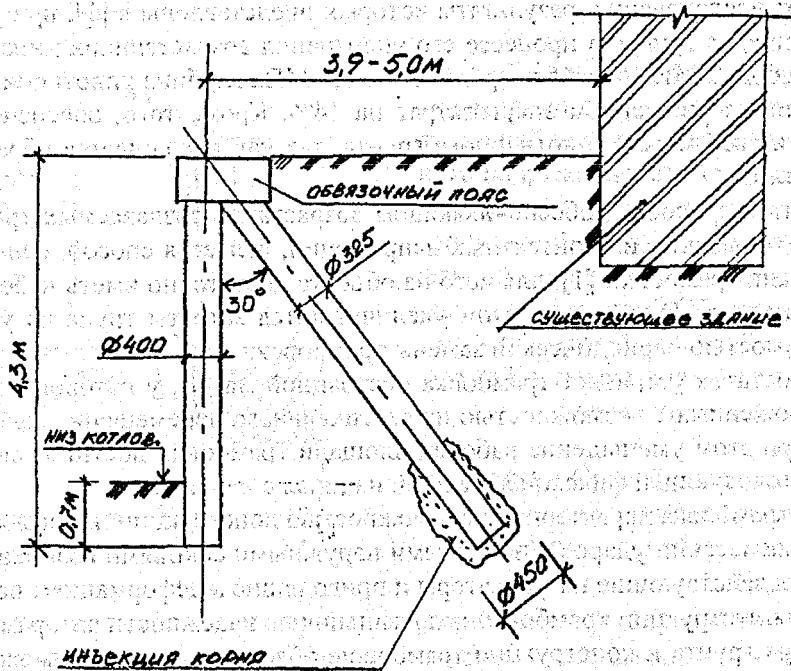


Рисунок 3 – Конструктивная схема козловой системы

Расчет параметров подпорной стены обеспечил возможность выполнения строительно-монтажных работ при значительной экономии строительных материалов и снижении сроков строительства. Геодезические наблюдения за осадками и деформациями как подпорной стены, так и близлежащего здания, указали на эффективность устройства отсечной конструкции с использованием вышеуказанной технологии.

ЛИТЕРАТУРА

1. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта.— Мн.:Навука і тэхніка, 1994. — 232 с.
2. Цытович Н.А. Механика грунтов.—М.: «Высшая школа», 1983.

УДК 624.138.003

Пчелин В.Н., Пойта П.С., Петрунич В.А.

УПЛОТНЕНИЕ ГРУНТА УНИВЕРСАЛЬНЫМИ ТРАМБОВКАМИ, ОБЕСПЕЧИВАЮЩИМИ СОЗДАНИЕ В ГРУНТЕ ВОЗРАСТАЮЩИХ ДИНАМИЧЕСКИХ КОНТАКТНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ

Для улучшения физико-механических свойств слабых грунтов основания в ряде случаев производят уплотнение грунта сбрасываемыми с высоты тяжелыми трамбовками.

Как показывают исследования, результаты которых представлены в [1], при уплотнении грунта трамбовками с созданием в грунте в процессе его уплотнения возрастающих динамических контактных напряжений от 0,6 до 2 МПа через интервал 0,45...0,7 МПа глубина уплотнения увеличивается на 15-20% с одновременным снижением энергозатрат на 14%. Кроме того, обеспечивается получение устойчивой плотности всей массы уплотненного грунта, так как исключается образование буферной зоны (взрыхленного слоя).

Наиболее простым способом, обеспечивающим возрастание создаваемых трамбовкой постоянной массы в грунте динамических контактных напряжений, является способ, основанный на уменьшении рабочей площади трамбовки [1], для чего на объекте достаточно иметь набор трамбовок с разными рабочими площадями. Однако при этом увеличиваются затраты труда на уплотнение грунта, связанные с необходимостью периодической замены трамбовок.

Указанный недостаток устраняет трамбовка постоянной массы, у которой корпус выполнен из концентрично расположенных с возможностью их вертикального перемещения секций с фиксаторами каждой из них [2]. При этом уменьшение рабочей площади трамбовки достигается путем последовательного подъема с последующей фиксацией секций, начиная с наружной.

Однако данная трамбовка характеризуется сложностью конструкции и невысокой надежностью в работе, так как при нанесении ударов с поднятыми наружными секциями возникают большие динамические нагрузки, воздействующие на фиксаторы и приводящие к деформациям последних.

Для упрощения конструкции трамбовки и повышения ее надежности авторами разработаны новые способ уплотнения грунта и конструкции трамбовок, обеспечивающие возможность регулирования создаваемых в грунте динамических контактных напряжений.

В предлагаемом способе уплотнения грунта 1 используется трамбовка 2 в виде прямой четырехгранной призмы с разными длиной, шириной и высотой, а изменение рабочей площади трамбовки производят путем последовательного ее поворота в вертикальной плоскости на 90° в направлении уменьшения рабочей площади (рис. 1).

Для обеспечения зацепления к крюку грузоподъемного механизма трамбовка 2 снабжена петлями 3, прикрепленными к верхнему основанию призмы и к двум боковым ее граням.

Длину l и ширину b призмы принимают, предварительно задавшись ее высотой, по выражениям:

$$l = \left(P_n + 2 \cdot P_{ш} \right) \cdot h / P_n \quad (1)$$

$$b = \left(P_n + P_{ш} \right) \cdot h / P_n, \quad (2)$$

где P_n — создаваемые в грунте 1 динамические контактные напряжения в начальной стадии уплотнения;

$P_{ш}$ — шаг возрастания динамических контактных напряжений;

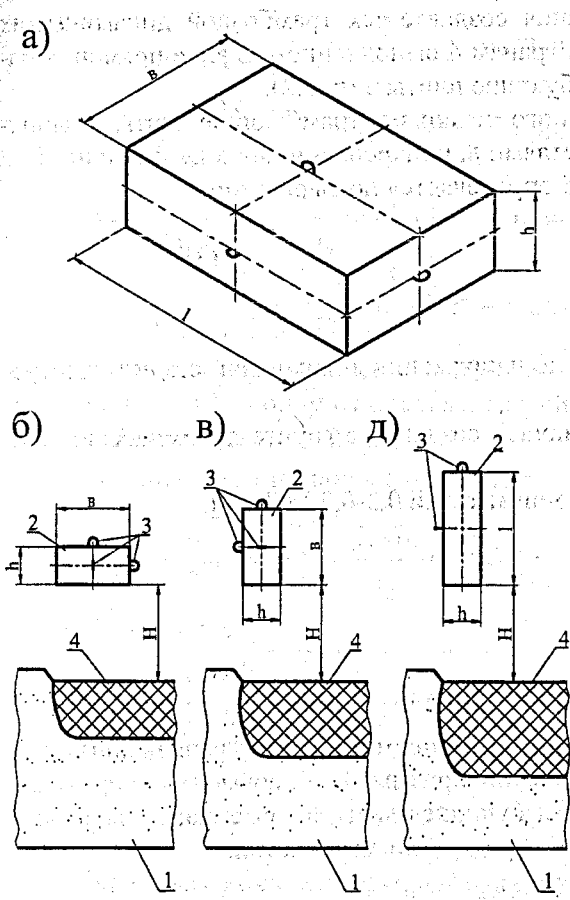
h — высота призмы.

Например, если принять $h = 0,8$ м, $P_n = 0,6$ МПа и $P_{ш} = 0,7$ МПа (см. [1])

$$l = \frac{0,6 + 2 \cdot 0,7}{0,6} \cdot 0,8 = 2,67 \text{ м} \quad \text{и} \quad b = \frac{0,6 + 0,7}{0,6} \cdot 0,8 = 1,73 \text{ м.}$$

При этом получаем следующие возможные рабочие площади трамбовки 2:

- нижнее основание — $F_1 = l \cdot b = 2,67 \cdot 1,73 = 4,62 \text{ м}^2$;
- большая боковая грань — $F_2 = l \cdot h = 2,67 \cdot 0,8 = 2,14 \text{ м}^2$;
- меньшая боковая грань — $F_3 = b \cdot h = 0,8 \cdot 1,73 = 1,39 \text{ м}^2$.



а) общий вид трамбовки; б) схема формирования уплотненного слоя грунта на первом этапе при начальной величине P_n динамического контактного напряжения; в) то же, на втором этапе при возросшей величине динамических контактных напряжений; г) то же, на третьем этапе при предельной величине создаваемых в грунте динамических напряжений. Обозначения: 1 – уплотняемый грунтовый массив; 2 – трамбовка в виде прямой четырехгранной призмы; 3 – петля; 4 – уплотненная зона грунта

Рисунок 1 – Способ уплотнения грунта трамбовкой в виде прямой четырехгранной призмы с разными длиной, шириной и высотой

Масса трамбовки 2 и высота H ее сбрасывания принимаются из условия обеспечения $P_n = 0,6$ МПа в случае нанесения ударов нижним основанием трамбовки 2, имеющим максимальные размеры $l \times b = 2,67 \times 1,73$ м (рис.1 б).

Тогда при нанесении удара большей боковой гранью в грунте 1 будут создаваться динамические контактные напряжения $P_1 = \frac{P_n \cdot F_1}{F_2} = \frac{0,6 \cdot 4,62}{2,14} = 1,3$ МПа (рис.1 в), а при нанесении удара

меньшей боковой гранью (рис.1 г) - $P_2 = \frac{P_n \cdot F_1}{F_3} = \frac{0,6 \cdot 4,62}{1,39} = 2$ МПа, т.е. динамические контактные напряжения в грунте будут возрастать с шагом $P_{ш} = 0,7$ МПа.

На первом этапе уплотнения сбрасываемой трамбовкой 2 наносятся удары нижним ее основанием (рис. 1 б) с рабочей площадью F_1 сериями по два удара в след, при этом в грунте 1 создаются динамические контактные напряжения $0,6 \dots 0,75$ МПа и формируется уплотненная зона 4.

Затем трос грузоподъемной машины открепляют от петли 3 верхнего основания трамбовки 2 и цепляют за петлю 3 большей боковой грани. При последующем подъеме трамбовки 2 осуществляется ее поворот на 90° , при этом трамбовка 2 разворачивается большей боковой гранью с площадью F_2 вниз. После чего проводят второй этап уплотнения грунта сериями по два удара в след (рис.1 в).

На заключительном этапе трос грузоподъемной машины открепляют от петли 3 большей боковой грани трамбовки 2 и цепляют за петлю 3 меньшей боковой грани. При последующем подъеме трамбовки 2 осуществляется ее поворот на 90° , при этом трамбовка 2 разворачивается меньшей боковой гранью с площадью F_3 вниз. После чего проводят третий этап уплотнения грунта сериями по два удара в след (рис.1 г) до отказа понижения поверхности и полного сформирования уплотненной зоны 4 грунта.

Однако указанной трамбовкой обеспечивается только два интервала увеличения динамических контактных напряжений.

Для увеличения количества интервалов возрастания создаваемых трамбовкой динамических контактных напряжений к основаниям 3 и/или боковым граням 4 выполненного в виде прямой четырехгранной призмы 2 корпуса соосно прикреплены трамбующие плиты 5 (рис.2).

Для обеспечения зацепления к крюку грузоподъемного механизма трамбующие плиты 5 выполнены с выемками 6 и перекладинами 7 или снабжены петлями 8, прикрепленными к центру плит 5.

Рабочая площадь F_n каждой из трамбующих плит 5 определяется по выражению:

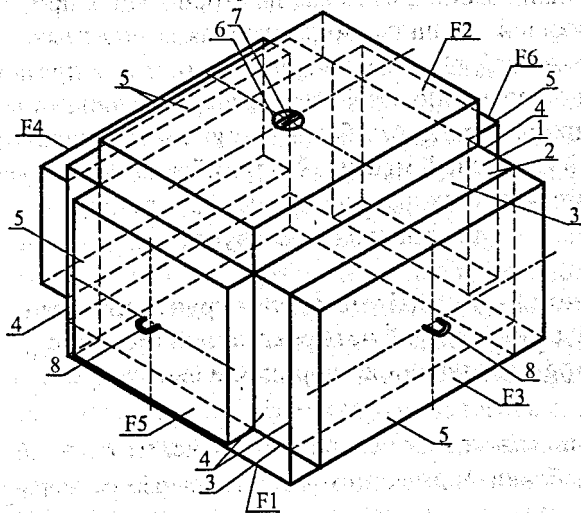
$$F_n = \frac{P_H \cdot F_1}{P_H + P_{III} (n-1)}, \quad (3)$$

где n – порядковый номер трамбующей плиты 5;

P_H – создаваемые в грунте динамические контактные напряжения в начальной стадии уплотнения, которые могут приниматься 0,6 МПа;

F_1 – рабочая площадь первой плиты 5, обеспечивающей создание в грунте динамических контактных напряжений P_H ;

P_{III} – шаг возрастания динамических напряжений, принимаемый 0,3-0,7 МПа [1].



1 – корпус; 2 – прямая четырехгранная призма; 3 – основания призмы; 4 – боковые грани призмы; 5 – трамбующие плиты; 6 – выемка; 7 – перекладина; 8 – петли.

Рисунок 2 – Общий вид трамбовки трамбовки в виде прямой четырехгранной призмы с прикрепленными к основаниям и боковым граням призмы трамбующими плитами

Толщина δ каждой из трамбующих плит 5 определяется на основании толщины напротив расположенной плиты 5 по выражению:

$$\delta = -\frac{b}{2} + \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \frac{F_{np} \cdot \delta_{np}}{F} (b + \delta_{np})}, \quad (4)$$

где b – расстояние между расположенными напротив друг друга плитами 5;

F_{np} – рабочая площадь напротив расположенной плиты 5;

δ_{np} – толщина напротив расположенной трамбующей плиты 5;

F – рабочая площадь трамбующей плиты 5; толщина которой определяется.

Благодаря назначению толщины каждой из трамбующих плит 5 на основании толщины напротив расположенной плиты 5 по выражению (4) и соосному прикреплению плит 5 к основаниям 3 и/или боковым граням 4 призмы 2, обеспечивается устойчивое положение трамбовки при нанесении ударов по грунту любой трамбующей плитой 5, так как в этом случае сумма статических моментов трамбующих плит 5 относительно центральной точки плиты 5, через которую проходит ось призмы 2, равна нулю.

Количество трамбующих плит 5 определяется количеством интервалов (шагов) возрастания динамических контактных напряжений. При количестве интервалов равном пяти к призме 2 прикрепляется шесть плит 5 (рис.2), а при трех – четыре плиты 5. В последнем случае плиты 5 достаточно прикрепить только к боковым граням 3 призмы 2.

Например, если принять $F_1 = 2 \cdot 2 = 4 \text{ м}^2$, $P_H = 0,6 \text{ МПа}$, $P_{III} = 0,3 \text{ МПа}$ и $\delta_{np} = 0,2 \text{ м}$:

$$F_2 = \frac{0,6 \cdot 4}{0,6 + 0,3(2-1)} = 2,67 \text{ м}^2 \text{ – принимаем размеры плиты } 2 \times 1,335 \text{ м;}$$

$$F_3 = \frac{0,6 \cdot 4}{0,6 + 0,3(3-1)} = 2 \text{ м}^2 \quad - \text{принимаем размеры плиты } 2 \times 1 \text{ м};$$

$$F_4 = \frac{0,6 \cdot 4}{0,6 + 0,3(4-1)} = 1,6 \text{ м}^2 \quad - \text{принимаем размеры плиты } 2 \times 0,8 \text{ м};$$

$$F_5 = \frac{0,6 \cdot 4}{0,6 + 0,3(5-1)} = 1,333 \text{ м}^2 \quad - \text{принимаем размеры плиты } 1 \times 1,333 \text{ м};$$

$$F_6 = \frac{0,6 \cdot 4}{0,6 + 0,3(6-1)} = 1,143 \text{ м}^2 \quad - \text{принимаем размеры плиты } 1 \times 1,143 \text{ м}.$$

Основание призмы 2 целесообразно принять равным максимальной рабочей площади F_1 трамбующей плиты 5, а одну из боковых граней – равной площади F_3 . Принимаем окончательно следующие размеры призмы 2 – $2 \times 2 \times 1$ м.

В этом случае толщина второй плиты 5 при $\delta_1 = 0,2$ м равна

$$\delta_2 = -\frac{b}{2} + \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \frac{F_1 \cdot \delta_1}{F_2} (b + \delta_1)} = -\frac{1}{2} + \sqrt{\left(\frac{1}{2}\right)^2 + \frac{4 \cdot 0,2}{2,67} (1 + 0,2)} = 0,281 \text{ м}$$

Аналогично:

$$\delta_4 = -\frac{b}{2} + \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \frac{F_3 \cdot \delta_3}{F_4} (b + \delta_3)} = -\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + \frac{2 \cdot 0,2}{1,6} (2 + 0,2)} = 0,245 \text{ м}$$

$$\delta_6 = -\frac{b}{2} + \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 + \frac{F_5 \cdot \delta_5}{F_6} (b + \delta_5)} = -\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + \frac{1,33 \cdot 0,2}{1,14} (2 + 0,2)} = 0,23 \text{ м}$$

Благодаря выполнению трамбовки с указанными размерами при нанесении ударов второй плитой в грунте создаются динамические контактные напряжения $P_2 = \frac{P_H \cdot F_1}{F_2} = \frac{0,6 \cdot 4}{2,67} = 0,9$ МПа, при

нанесении удара третьей плитой 5 - $P_3 = \frac{P_H \cdot F_1}{F_3} = \frac{0,6 \cdot 4}{2} = 1,2$ МПа, при нанесении удара четвертой

плитой 5 - $P_4 = \frac{0,6 \cdot 4}{1,6} = 1,5$ МПа и т. д.

При нанесении ударов шестой плитой 5 с минимальной площадью в грунте создаются максимальные напряжения $P_6 = 2,1$ МПа.

Масса трамбовки, высота ее сбрасывания и максимальная рабочая площадь плиты 5 F_1 подбираются из условия обеспечения начальных динамических контактных напряжений $P_H = 0,6$ МПа.

На первом этапе уплотнения сбрасываемой трамбовкой наносятся удары первой трамбующей плитой 5 с максимальной рабочей площадью F_1 серией по два удара в след, при этом в грунте 1 создаются динамические контактные напряжения 0,6 МПа.

Затем трос грузоподъемной машины открепляют от петли 8 или перекладины 7 второй плиты 5, трамбовку поворачивают на 180° и цепляют за петлю 8 или перекладину 7 первой плиты 5. После чего проводят второй этап уплотнения грунта несколькими сериями по два удара в след второй плитой 5 с рабочей площадью F_2 , при этом в грунте создаются динамические напряжения 0,9 МПа.

На третьем этапе трос грузоподъемной машины открепляют от петли 8 первой плиты 5 и цепляют за петлю 8 четвертой плиты 5. При последующем подъеме трамбовки осуществляется ее поворот на 90° , при этом трамбовка разворачивается третьей плитой 5 с площадью F_3 вниз, после чего уплотняют грунт несколькими сериями по два удара в след с созданием динамических контактных напряжений 1,2 МПа.

Аналогично выполняются остальные этапы уплотнения грунта с последовательным нанесением ударов плитами с уменьшающейся рабочей площадью.

На заключительном этапе грунт уплотняется шестой плитой 5 с минимальной рабочей площадью F_6 сериями по два удара в след до отказа понижения поверхности и полного сформирования уплотненной зоны грунта, при этом в грунте создаются максимальные динамические напряжения, равные 2,1 МПа.

Выполнение трамбовки или ее корпуса в виде прямой четырехгранной призмы с разными длиной, шириной и высотой с возможным соосным прикреплением трамбующих плит к основаниям и/или боковым граням призмы и изменение рабочей площади трамбовки путем ее последовательного поворота в вертикальной плоскости позволяют существенно упростить конструкцию трамбовки и повысить ее надежность, благодаря чему обеспечивается снижение себестоимости уплотнения грунта не менее чем на 10...15%.

На разработанные способ уплотнения грунта и конструкцию трамбовки оформлены и поданы заявки на выдачу патентов Республики Беларусь на изобретение и полезную модель, которые в настоящий момент находятся на рассмотрении.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. А. С. 1289959 СССР, МКИ Е 02 D 3/046. Способ уплотнения связных грунтов трамбованием./ В.Д.Зотов, Е.А.Сорочян, Ю.П.Кальнин, И.В.Ананьев, А.И.Семененко, Ш.М.Шлафман; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №3899039/29-33; Заявл.01.04.85; Оpubл.15.02.87; Бюл.№6 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.- 1987.- №6.
2. А. С. 1335643 СССР, МКИ Е 02 D 3/046. Трамбовка для уплотнения грунта./ Ю.П.Кальнин, В.Д.Зотов, А.И.Семененко; Ростовский инженерно-строительный ин-т.- №4048966/29-33; Заявл.04.04.86; Оpubл.07.09.87; Бюл.№33 // Открытия. Изобретения. Промышленные образцы. Товарные знаки.- 1987.- № 33.

УДК 624.155

Ребеко В.Я.

ОСОБЕННОСТИ КОНСТРУКТИВНОГО РЕШЕНИЯ ШПУНТОВЫХ СТЕНОК ИЗ БУРООПУСКНЫХ СВАЙ ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ ОФИСНОГО ЦЕНТРА В ГРАНИЦАХ УЛ. ГАГАРИНА-ПРОЛЕТАРСКАЯ В Г. ГОМЕЛЕ

При строительстве офисного центра в стесненных условиях при разработке котлована для обеспечения устойчивости близкорасположенных зданий потребовалось устройство шпунтовых стенок.

Вместо применения буронабивных свай [4], предложено выполнить шпунтовые стенки из буроопускных свай, когда в скважины опускаются стальные электросварные трубы, параметры которых (диаметр, шаг и глубина скважин) назначаются из расчета совместного действия горизонтальных сил и момента от активного давления грунта стенок котлована.

Такое конструктивное решение шпунтовых стенок в виде буроопускных свай позволило снизить трудоёмкость и материалоемкость устройства нулевого цикла строящегося здания офисного центра.

Расчет шпунтовых стенок из буроопускных свай велся на совместное действие горизонтальных сил и момента от активного давления самого слабого грунта стенок котлована (по результатам инженерно-геологических изысканий [1] этим грунтом является песок ИГЭ2 с характеристиками: $\gamma = 18,2$ кН/м³; $c_1 = 16$ кПа; $\phi_1 = 29^\circ$). Грунтом, окружающим сваю на расчетной глубине заземления, является супесь прочная ИГЭ6 с характеристиками: $\gamma = 19,2$ кН/м³; $c_1 = 32$ кПа; $\phi_1 = 26^\circ$.

Расчет буроопускных свай шпунтовых стенок при этих геологических условиях на совместное действие горизонтальных сил и момента велся на основе приложения 1 СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты» [2]. Горизонтальные нагрузки и изгибающие моменты от активного давления грунта определялись по главе 7 «Расчет и проектирование подпорных стен» справочника проектировщика «Основания, фундаменты и подземные сооружения» [3].

За относительную отметку 0,000 офисного центра принята отметка уровня чистого пола 1-го этажа, что соответствует абсолютной отметке 142,500 м. Уровень земли у магазина соответствует отм. 141,26 м., а у корпуса №2 сельхозтехникума-141,40 м.

У оси 1 на расстоянии 4,48 м располагается фундамент одноэтажного магазина с минимальной глубиной заложения 0,9 м = 140,35 м, а по оси 1 требуется забетонировать монолитный фундамент Фм3, что при глубине заложения фундамента -4,650 = 137,85 м дает высоту шпунтовой стенки (глу-

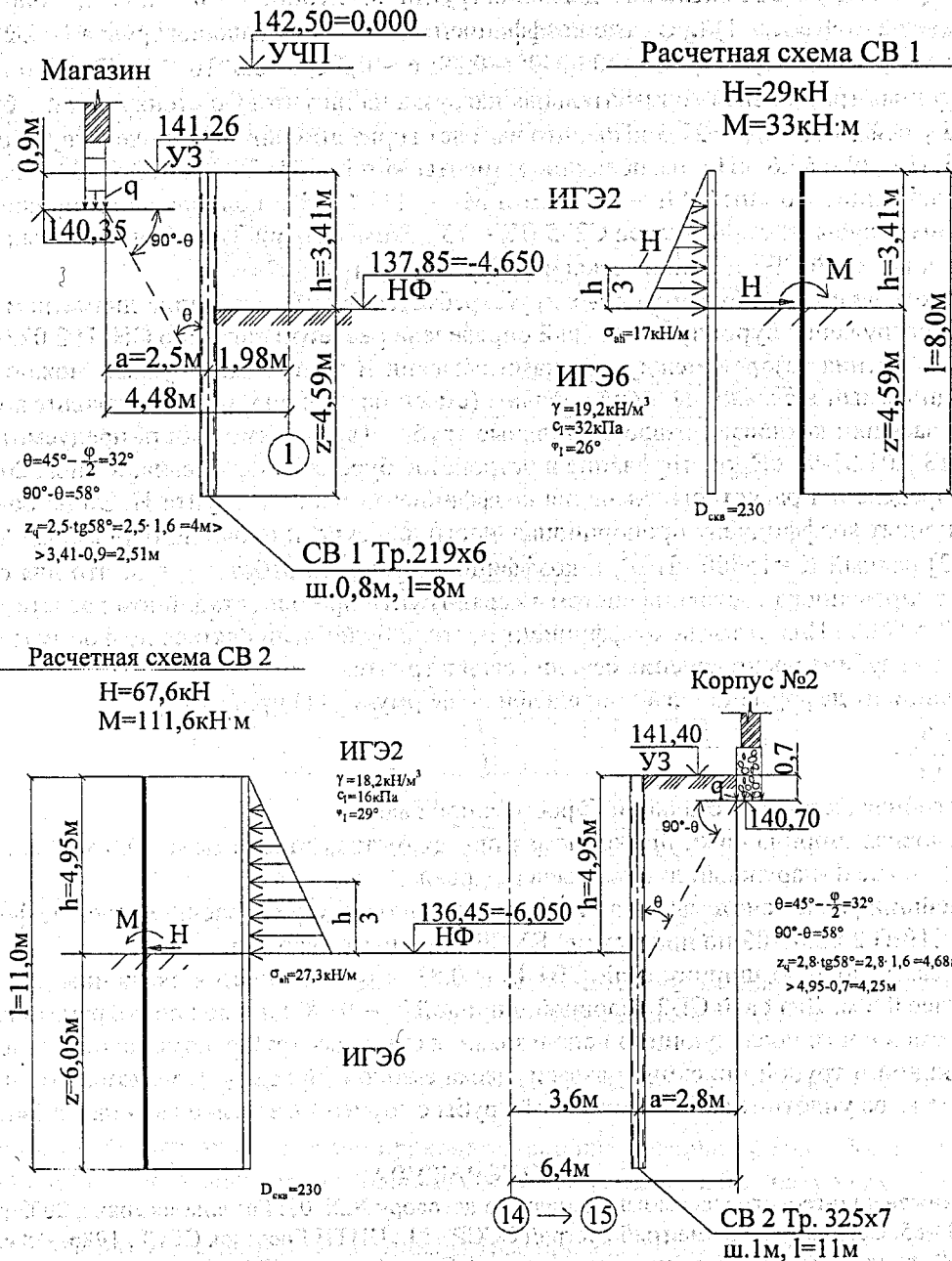


Рисунок 1 – К расчету шпунтовых стенок из буропусковых свай СВ1 и СВ2 у осей 1 и 14 при строительстве офисного центра

бину котлована) равную $h = 141,26 - 137,85 = 3,41$ м. Для устройства фундаментов по оси 1 шпунтовая стенка должна быть устроена на расстоянии 1,98 м от оси 1 и 2,5 м от магазина, а у оси 14/15 на расстоянии 3,6 м и 2,8 м от корпуса №2 сельхозтехникума [4].

При этих расстояниях влияние вертикальных нагрузок от фундаментов близко расположенных зданий на шпунтовую стенку невелико, так как угол влияния этой нагрузки на шпунтовую стенку равен $\theta = 45^\circ - \varphi/2 = 32^\circ$, где $\varphi = 0,9\varphi_1 = 0,9 \cdot 29^\circ = 26^\circ$. Угол между горизонталью и наклонной линией влияния равен $90^\circ - \theta = 90^\circ - 32^\circ = 58^\circ$, для которого тангенс равен 1,6. При этом ординаты $z_q = a \cdot \text{tg } 58^\circ = 2,5 \cdot 1,6 = 4$ м и $z_q = a \cdot \text{tg } 58^\circ = 2,8 \cdot 1,6 = 4,68$ м оказываются больше, чем глубины котлована с учетом минимального заложения фундаментов близко расположенных зданий $(3,41 - 0,9) = 2,51$ м и $(4,95 - 0,7) = 4,25$ м, что свидетельствует о том, что вертикальная нагрузка от фундаментов магазина и корпуса сельхозтехникума на шпунтовые стенки не оказывает никакого влияния. Следовательно, шпунтовая стенка у оси 1 должна рассчитываться только на горизонтальную нагрузку от активного давления грунта на глубине $z = h = 3,41$ м, а шпунтовая стенка у оси 14/15 должна рассчитываться только на

горизонтальную нагрузку от активного давления грунта на глубине $z = h = 4,95$ м, определяемого по формуле $\sigma_{ah} = \gamma z \lambda_a + c(\lambda_a - 1)/\text{tg } \varphi$, где коэффициент активного давления грунта ИГЭ2 равен $\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 26^\circ/2) = \text{tg}^2 32^\circ = 0,6249^2 = 0,39$; $c = 0,5 c_1 = 0,5 \cdot 16 = 8$ кПа < 10 кПа. При шаге свай 1 м погонная треугольная горизонтальная нагрузка на шпунтовую стенку у оси 1 будет равна $\sigma_{ah} = 17$ кН/м, а у оси 14/15 $\sigma_{ah} = 27,3$ кН/м, что вызовет горизонтальные равнодействующие $H = 0,5 \sigma_{ah} z = 0,5 \cdot 17 \cdot 3,41 = 29$ и $67,6$ кН и изгибающие моменты $M = H z/3 = 29 \cdot 3,41 : 3 = 33$ и $111,6$ кН.м.

На изгибающие моменты $M_1 = 33$ кН.м и $M_2 = 111,6$ кН.м подобраны по прочности стальные электросварные трубы из стали класса С235 ($R_y = 23$ кН/см²). На рисунке 1 приведены расчетные схемы буроопускных свай СВ1 и СВ2 из стальных труб 219×6 и 325×7 мм.

При таких диаметрах буроопускных труб требуется бурить скважины диаметром 230 мм и 350 мм. Глубина погружения буроопускных свай определена расчетом согласно СНиП 2.02.03-85 [2].

Для заполнения зазоров между стенками скважин и стальными трубами можно использовать песок, инъецируемый в скважины в виде пульпы (смеси песка с водой), что позволит после устройства обратной засыпки котлована извлечь стальные трубы. Такая возможность предусмотрена п. 6.10.1 П13-01 к СНБ 5.01.01-99 «Проектирование и устройство буронабивных свай», Минск, 2002.

Для определения расчетного значения коэффициента постели грунта ИГЭ6 на боковой поверхности свай принят коэффициент пропорциональности для супеси прочной, окружающей свай, согласно табл. 1 [2] равный $K = 15000$ кН/м⁴, и коэффициент условий работы $\gamma_c = 3$, что для оценки напряженно-деформированного состояния системы «свая-грунт» при одностадийном расчете даст величину $K = 15000 : 3 = 5000$ кН/м⁴ и тогда коэффициент постели будет вычисляться по формуле (1) прил. 1 [2] $c_z = K z$, где z - глубина расположения сечения свай в грунте.

Коэффициент деформации свай определен по формуле (11) прил. 1 [2]

$$\alpha_e = \sqrt{\frac{K b_p}{EI}}$$

где EI - изгибная жесткость стальной буроопускной свай;

b_p - условная ширина свай, принимаемая при диаметрах ствола менее 0,8 м равной $b_p = 1,5 d + 0,5$ м, где d - наружный диаметр сечения свай.

Дальнейший расчет системы «свая-грунт» при одностадийном расчете велся по формулам (30) - (36) прил. 1 СНиП 2.02.03-85 по программе EXCEL при шаге свай 1 м.

Учитывая условную ширину свай СВ1 $b_p = 0,83$ м, рекомендуется скважины для них бурить с шагом не более 0,8 м. Для свай СВ2 условной шириной $b_p = 0,9875$ м можно сохранить шаг 1 м.

Для возможности последующего использования стальных труб рекомендуется заполнить зазоры между скважиной и трубой инъекцией взвеси песка с водой (пульпы). При незначительной разности диаметров эта мера уплотнит контакт стальной трубы с грунтом в заделке свай на глубине 4...6 м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Отчет по инженерно-геологическим изысканиям по договору №28/02. Гомельгеосервис, 2002 г., арх. №6792.
2. СНиП02.03-85. Свайные фундаменты/Госстрой СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. -48 с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения/ Под общ. ред. Е.А. Сорочана и Ю.Г. Трофименкова. (Справочник проектировщика). -М.: Стройиздат, 1985. -480 с.
4. Проект. Офисный центр в границах ул. Гагарина-Пролетарская. Г. Гомель. «Гипроживмаш». Объект № 158-93/02-КЖ, 2003.

УДК 624.154.34

Синякевич П.М.

ИНТЕРПРЕТАЦИЯ РЕЗУЛЬТАТОВ ИСПЫТАНИЙ СВАЙ С ПОВТОРНЫМИ ЦИКЛАМИ ИХ ЗАГРУЖЕНИЯ ВЕРТИКАЛЬНЫМИ ВДАВЛИВАЮЩИМИ НАГРУЗКАМИ

На данный момент в литературных источниках имеется большое количество данных натурных испытаний свай и свайных фундаментов статической вдавливающей нагрузкой. Для большинства опытов приводится зависимость $S=f(P)$ только до значений испытательной нагрузки. Однако эти дан-

ные не позволяют оценивать доли упругих и остаточных деформаций. Такая возможность имеется лишь в ограниченном объеме, когда в экспериментах производятся не только загрузки, но и разгрузки свай ступенями с фиксацией соответствующих значений деформаций основания (осадок свай). В частности, по результатам опытных данных, выполненных на площадке возведения жилого дома в квартале ул. Бурдейного-Якубовского [7], получены диаграммы испытания свай (рис. 1), на которых представлены ветви загрузки и разгрузки.

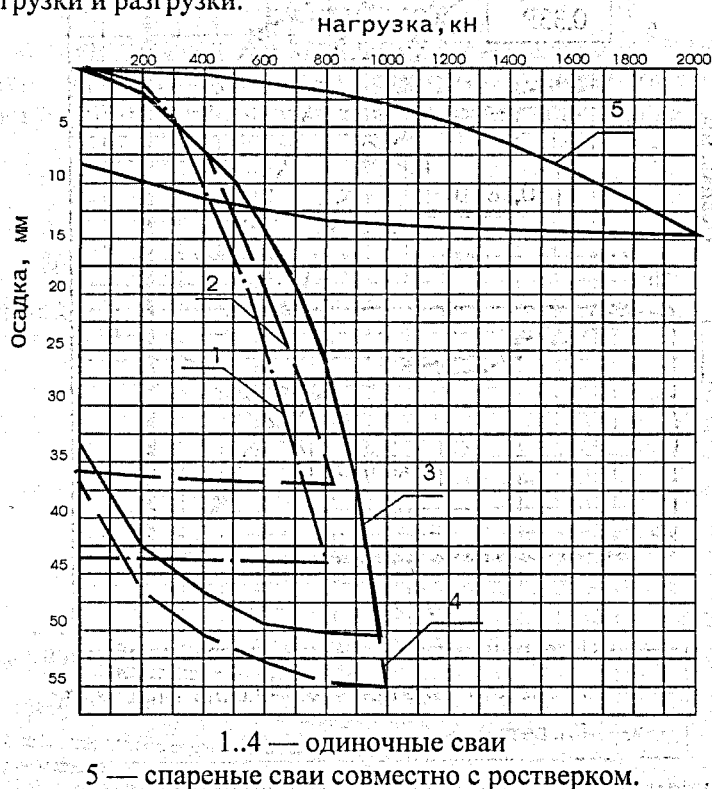


Рисунок 1 – Результаты статических испытаний свай, в том числе совместно с ростверком под жилой дом по ул. Бурдейного-Якубовского в г. Минске.

Как видно из этих диаграмм, общие деформации складываются из упругих и остаточных деформаций.

Повторные ветви загрузки-разгрузки приводятся вообще довольно редко. Доли упругих и остаточных деформаций можно оценить по данным статических испытаний натуральных свай на вдавливающие нагрузки [1, 2, 3].

Для иллюстрации этого на рис. 2 построены графики зависимости “нагрузка – осадка” при наличии нескольких циклов загрузки и разгрузки.

Из этих графиков видно, что повторные ветви нагружения имеют минимальные значения осадок до нагрузок, предшествующих тем, после которых производилась разгрузка. Это обстоятельство имеет большое значение с позиции оценки несущей способности основания свай по результатам их статических испытаний. Так, например, действующие нормативные документы (СНБ 5.01.01-99, СНиП 2.02.03-85) в качестве несущей способности предписывают принимать то значение усилия, при котором осадка составляет $0,2 \cdot S_{пред}$. Однако из рис. 2 видно, что даже при нагрузке в 1,33 раза больше этих значений осадка не достигает предельных значений, и даже не возникает полного исчерпания несущей способности основания (не затухающие во времени деформации).

На графике (рис. 2) можно выделить главную ветвь нагрузки (штриховая линия), обладающую особым свойством, а именно: если довести процесс нагружения до какой-либо точки этой кривой, а затем разгрузить сваю и вновь нагрузить, то кривая разгрузки не совпадет с первоначальной кривой нагрузки (так называемая петля гистерезиса) [5]. Причем это произойдет в случае, если каждую ступень нагрузки или разгрузки выдерживать до полной стабилизации ветви упругих деформаций или осадки. Новая же ветвь кривой при повторной нагрузке, несколько превышающей ту нагрузку, которая соответствует началу ее уменьшения, вновь будет совпадать с главной ветвью кривой нагрузки.

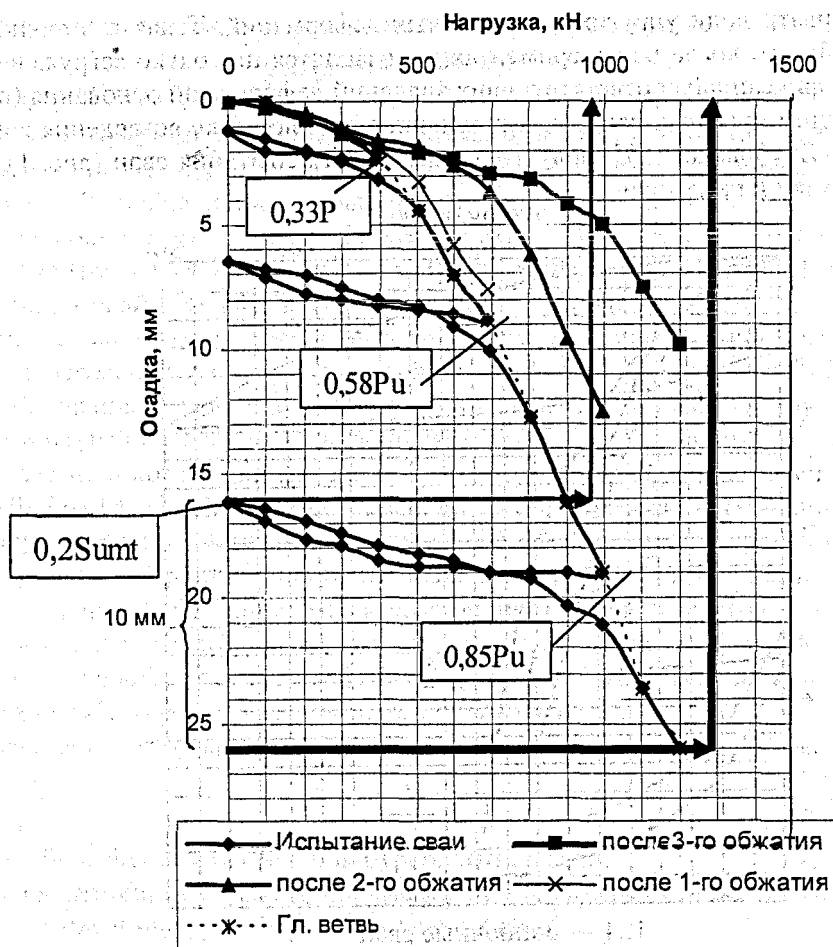


Рисунок 2 – График зависимости “нагрузка – осадка” для буронабивной сваи в абсолютных величинах

Ветвь разгрузки может начинаться от любой точки главной диаграммы. Все ветви разгрузки являются упругими участками деформации, причем они оказываются параллельными между собой. Поэтому можно утверждать, что эти ветви выражают примерно пропорциональную зависимость упругих деформаций от вдавливающих нагрузок. При повторном нагружении сваи следует ожидать возобновление цикла упругой деформации от $P=0$ до $P=0,35 \cdot P_{пред}$, т.к. в этих пределах все остаточные деформации, свойственные данному грунту, могут считаться уже практически завершившимися на предыдущем цикле загрузения. При дальнейшем повышении нагрузки накопление остаточных деформаций может возобновиться и криволинейная зависимость осадки от нагрузки становится продолжением ее главной ветви.

Если после каждого цикла загрузки осадки поместить в начало координат, то можно визуальнo увидеть уменьшение доли остаточных деформаций по сравнению с упругими и соответственно увеличение несущей способности сваи при одной и той же величине осадки от данного вдавливающего усилия на сваю (рис. 2).

Для более детального получения вывода нами проведены испытания моделей свай в песках. На рис. 3 показан график зависимости “нагрузка-осадка” для модели забивной сваи. Из этого графика видно, что повторные ветви загрузки также имеют минимальные значения осадок до нагрузок, предшествующих тем, после которых производилась разгрузка.

В практических целях из выше описанного процесса можно извлечь существенную пользу от предварительного обжатия сваи. Согласно условию норм [6], по данным статических испытаний натурной сваи за несущую способность ее основания F_d сваи принимается:

$$F_d = \gamma_c \cdot F_{un} / \gamma_n \tag{1.1}$$

где γ_c – коэффициент условий работы;

γ_n – коэффициент надежности по грунту;

F_{un} – частное значение предельного сопротивления сваи, соответствующее осадке сваи s , полученной по формуле:

$$s = \xi \cdot s_{\text{умт}}, \quad (1.2)$$

здесь $\xi=0,2$ – коэффициент перехода к осадке отдельной сваи;
 $s_{\text{умт}}$ – предельное значение осадки свайного фундамента проектируемого здания, установленного нормами; (например для каркасного типа здания $s_{\text{умт}} \approx 8$ см.)

$$s = 0,2 \cdot 8 = 1,6 \text{ см.}$$

Таким образом, при данной осадке для свай без предварительного напряжения предельное сопротивление сваи составит $F_{\text{ум}}=900$ кН (рис. 2). После третьего цикла обжатия при осадке $s=10$ мм сопротивление сваи будет $F_{\text{ум}}=1200$ кН, что больше предыдущего значения на 33%.

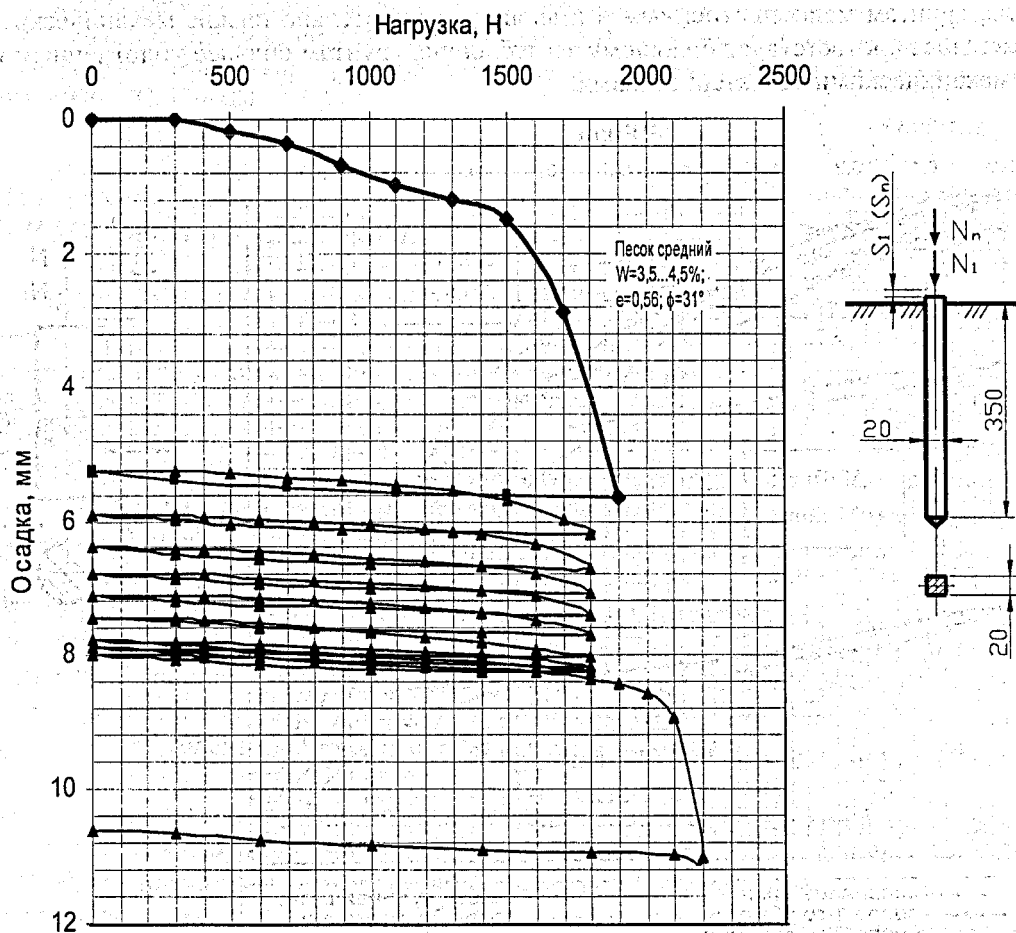


Рисунок 3 – График зависимости “нагрузка-осадка” для модели забивной сваи

Из выше описанного можно заключить, что при предварительном обжатии свай возрастает доля упругих деформаций по сравнению с остаточными, а от одной и той же нагрузки общая величина осадки уменьшается. Иначе говоря, при одинаковых величинах общих осадок увеличивается значение испытательной нагрузки. Таким образом, после предварительного обжатия для осадки $S_i=0,2 \cdot S_{\text{умт}}$ можно получить большее значение несущей способности.

Чаще всего графики “нагрузка-осадка” строятся в абсолютных величинах. Объективную оценку протекающего процесса, показанного на таком графике нельзя дать в силу произвола при выборе горизонтального и вертикального масштабов.

Исходя из этого, данные графика на рис. 2 были обработаны в безразмерных координатах (рис.4). Отношение промежуточных значений: перемещений S_i и нагрузок P_i для всех опытных данных к их предельным значениям $S_{\text{умт}}$ и $P_{\text{умт}}$ изображаются в единой системе безразмерных координат. Такая обработка опытных результатов обеспечивает возможность сопоставимости зависимостей для свай различного масштаба и получения уравнений связи между относительными параметрами:

$$\frac{S_i}{S_{umt}} = f\left(\frac{P_i}{P_{umt}}\right) \quad (1.3)$$

С использованием зависимости (1.3) были обработаны результаты большого количества испытаний [8] с построением графиков “нагрузка – осадка” в относительных величинах. Анализ этих графиков выявил следующие особенности:

1. Все графики имеют общие начальную и конечную точки в системе безразмерных координат.
2. Графики характеризуются выпуклой кривизной, что указывает на нелинейность деформирования оснований свай и рост перемещений при последующих ступенях нагружения, вплоть до достижения предельных деформаций сдвига и сжатия (уплотнение до внутреннего выпора).
3. Кривизна графиков в неявном виде отражает свойства основания: большая присуща сваям малого заглубления, грунтам малоуплотненным и имеющим сравнительно низкие механические характеристики; меньшая соответствует большому заглублению, грунтам сильнее уплотненным и с повышенными механическими характеристиками.

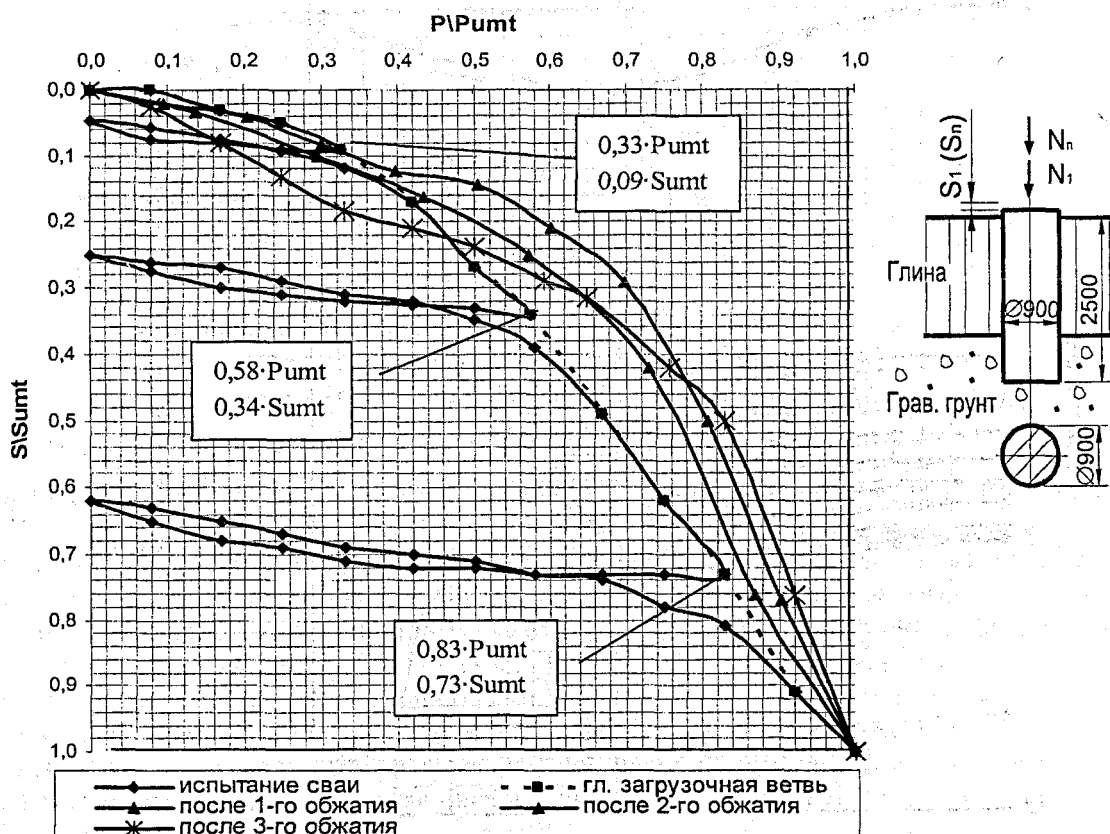


Рисунок 4 – Графики зависимости “нагрузка – осадка” для буронабивной сваи в относительных величинах

4. Графики остаются одинаковыми для моделей свай как во всем диапазоне масштабов вплоть до натурального размера, так и в пределах части этого диапазона, что открывает широкие возможности для экстраполирования результатов испытаний. На кривизну графиков не влияют размеры и форма поперечного сечения свай.

ВЫВОДЫ

1. Графики статических испытаний свай на вдавливающую нагрузку, в которых приводятся ветви загрузки и разгрузки позволяют оценить доли упругих и остаточных деформаций.
2. При предварительном напряжении свай возрастает доля упругих деформаций по сравнению с остаточными, а от одной и той же нагрузки общая величина осадки уменьшается.
3. Построение графиков “нагрузка - осадка” в безразмерных координатах дает возможность более объективно оценить характер работы свай.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Романов Д.А. Методы статических испытаний и оценки несущей способности свай.-Киев "Будівельник", 1967. – 29 с.
2. 10. Konferencija s mezinarodni ucasti. Zakladani Staveb. Brno. – 1989.
3. 17. Konferencija s mezinarodni ucasti. Zakladani Staveb. Brno. – 1989.
4. 25. Konferencija s mezinarodni ucasti. Zakladani Staveb. Brno. – 1989.
5. Березанцев В.Г. Механика грунтов, основания и фундаменты: Трансжелдориздат.-М., 1961 – 340 с.
6. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений/ Минстройархитектуры РБ.- Минск.: ГП "Минсктиппроект", 1999. –36 с.
7. Несущая способность буронабивных свай с уширениями / М.И. Никитенко, В.В. Роговенко, В.А. Сернов // Вестник БНТУ. Серия "Архитектура и строительство". – 2000. - №6. – С. 23-27.
8. Расчет оснований анкеров, свайных фундаментов и глубоких опор по предельным состояниям с применением приближенного моделирования /Ю.А.Соболевский, В.Н.Суходоев, М.И.Никитенко // Проблемы применения рациональных конструкций фундаментов в условиях белорусской ССР: Тез. докл. научно-техн. конф. – Витебск, 1976. – С. 170-184.

УДК 624.154

Чернюк В.П., Самкевич В.А., Пчелин В.Н.

ВИНТОВЫЕ СВАИ И РАСЧЕТ ИХ НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ

Высокая несущая и анкерующая способность, небольшая стоимость и простота конструкций фундаментов из винтовых свай, анкеров и якорей позволяют считать данный тип фундаментов прогрессивным и эффективным техническим решением. В частности, винтовые анкерные сваи, устройства и приспособления хорошо работают на вдавливающие, выдергивающие и знакопеременные нагрузки, возникающие от влияния температурных воздействий, массы конструкций и вышележащих элементов, ветровых и снеговых нагрузок, сил морозного пучения грунта, динамических усилий, гидростатического напора и др.

Возможность снижения материалоемкости (до 50%), трудоемкости (на 30...60%), стоимости возведения фундаментов (на 25...40%), сроков выполнения работ, надежности защемления конструкций обуславливают широкое применение анкерных винтовых свай и устройств при строительстве трубопроводов, линий электропередач, мостов, причалов, башен радиорелейной связи, пневматических сооружений, заглубленных сооружений, транспортных тоннелей, подпорных стен, опускных колодцев и т.п.

Винтовые сваи известны давно и применялись уже несколько десятков тысяч лет назад в Индии, Мексике, России и других районах. Высокую эффективность винтовые сваи, устройства и приспособления обеспечивают в неблагоприятных природно-климатических и мерзлотно-грунтовых условиях, преимущественно в районах распространения слабых, болотистых, водонасыщенных, пластичных и пластично-мерзлых грунтов, характеризующихся незначительными прочностными, деформативными и механическими характеристиками.

Винтовых свай в практике строительства насчитывается значительное количество, разнообразных по конструктивному решению и техническому исполнению [1, 2]. Одна из таких винтовых свай, разработанная в БГТУ и защищенная патентом РБ №5245, представлена на рис. 1.

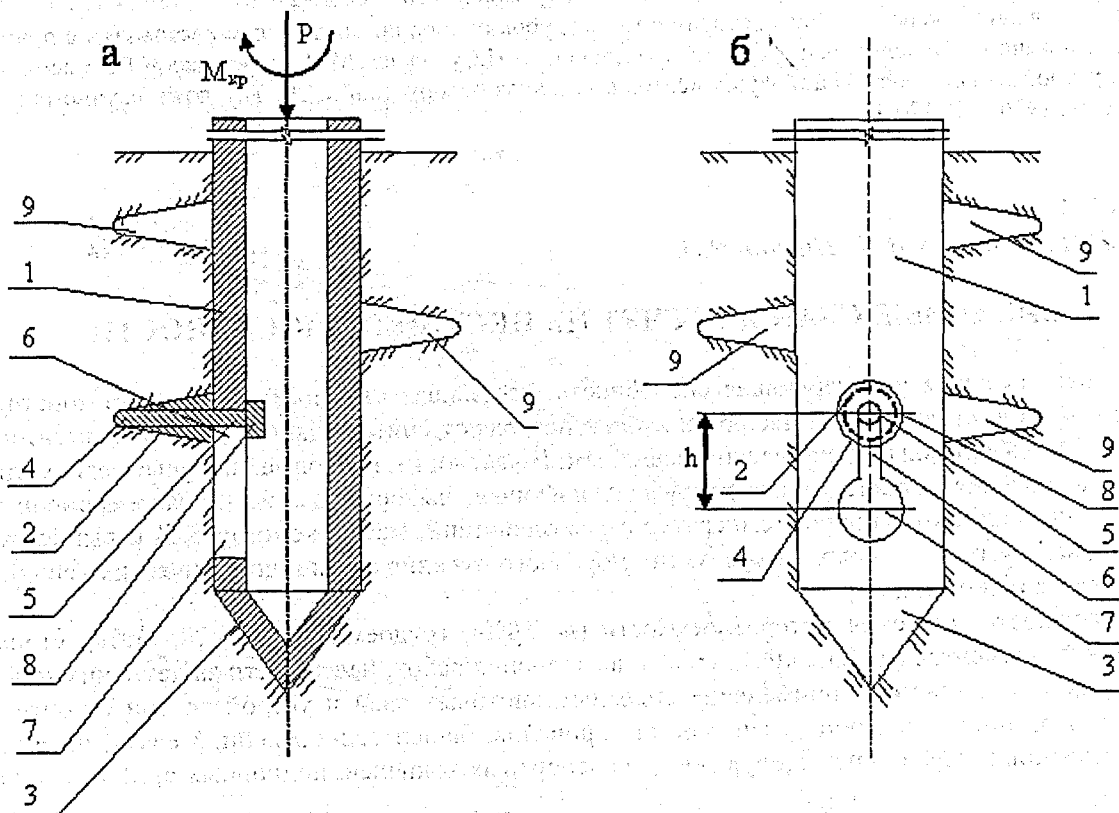
Конструкция состоит из ствола 1, теряемого резаца 2 и наконечника 3. Резец 2 содержит режущую часть 4 переменного сечения и хвостовую часть 5, заведенную в продольную прорезь 6 с уширением 7 внизу в стволе 1 трубы и снабженную упором 8, с возможностью продольного перемещения в прорези 6 и освобождения от нее в уширении 7.

Для образования винтонабивной сваи в грунте необходимо сначала погружение устройства в грунт, выемку его из грунта с последующим бетонированием образовавшейся полости.

Для погружения устройства в грунт к оголовку ствола 1 прикладывают осевое усилие подачи P и крутящий момент $M_{кр}$, посредством которых труба с резцом 2 завинчивается в грунт, образуя в нем винтообразную канавку 9 (рис. 1а). При этом резец хвостовой частью 5 ориентируется в продольной прорези 6 благодаря наличию упора 8 в хвостовой части 5 и режущей части 4 переменного сечения. После погружения устройства до проектной отметки осевое усилие подачи P убирают, а завинчивание

посредством крутящего момента $M_{кр}$ или прекращают для образования винтонабивной сваи, или продолжают для образования уширения в донной части ствола.

Далее производят выдергивание ствола 1 вверх на величину не менее h (рис. 1б). При этом резец 2 перемещается в прорези 6 вниз, выходит из нее в уширении 7 и освобождается от ствола 1. После этого производят поэтапное разновременное или одновременное выдергивание ствола 1 и бетонирование полости трубы (с армированием или без армирования ствола) и винтообразной канавки (лопасти) 9 в грунте. Бетонирование осуществляется аналогично подводному бетонированию методом вертикально перемещающейся вверх трубы (ВПТ), восходящего раствора (ВР) или другими общеизвестными способами под защитой (или без нее) обсадной трубы. При этом бетон (или раствор) будет вытекать из трубы в лопасть через прорезь 6 и уширение 7.



а – в процессе погружения в грунт; б – в процессе образования винтовой сваи
 1 – свая; 2 – теряемый резец; 3 – наконечник; 4 – режущая часть; 5 – хвостовая часть; 6 – продольная прорезь; 7 – уширение; 8 – упор; 9 – винтообразная канавка

Рисунок 1 – Конструкция устройства для изготовления винтонабивных свай

После затвердевания бетонной смеси в грунте образуется винтонабивная или набивная свая с уширением в донной части.

По сравнению с известными техническими решениями аналогичного назначения, в том числе и с прототипом, описываемое устройство проще других в изготовлении за счет исключения необходимости изготовления сложной пространственной винтовой лопасти и теряемого каждый раз башмака. Кроме того, энергоемкость погружения устройства в грунт значительно меньше других за счет уменьшения сил резания грунта резцом (а не винтовой лопастью) и исключением сил трения грунта по поверхности лопасти.

Одним из факторов, влияющих на несущую способность винтовых свай по грунту основания как при вдавливающих нагрузках, так и при выдергивании, является глубина погружения их лопастей H и их размеры D_l (рис. 2). В однородных грунтах с увеличением глубины завинчивания до критической $H_{кр}$ несущая способность винтового анкера растет непрерывно и интенсивно. Критическая глубина завинчивания находится на границе изменения схемы работы анкера от мелкозаглубленной до глубокозаглубленной.

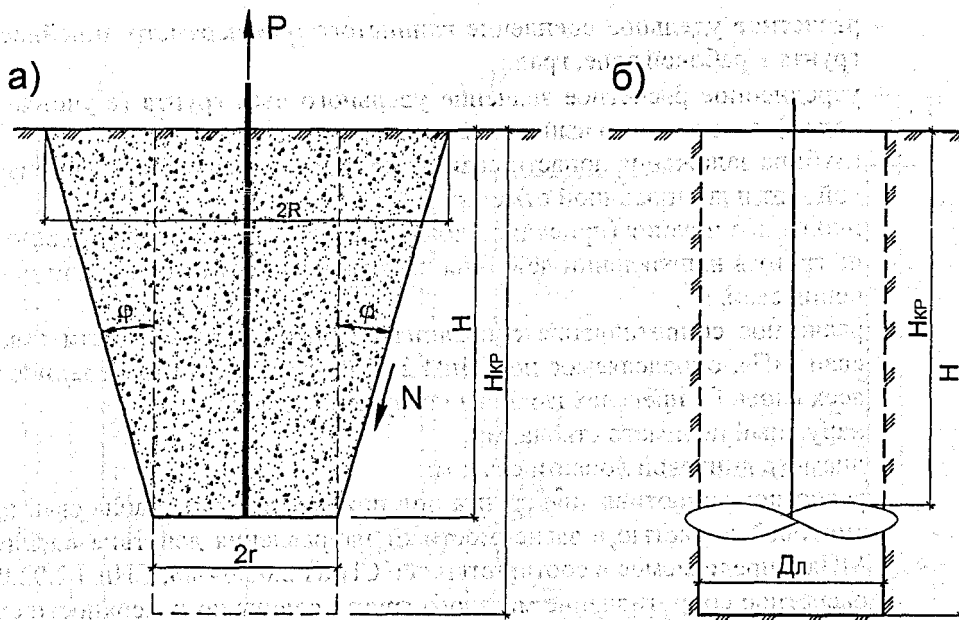


Рисунок 2 – Схема к расчету несущей способности винтовых свай по грунту основания мелкого (а) и глубокого (б) заложения

Анализ результатов испытаний винтовых свай, анкеров и якорей, которые проводились в различных грунтовых условиях, позволяет рекомендовать оптимальную глубину погружения в однородных грунтах \$H\$, равной:

- в глинистых грунтах – \$(5...6) \cdot D_{л}\$;
- в песчаных грунтах – \$(6...8) \cdot D_{л}\$;

Несущая способность винтовой сваи при глубине завинчивания винтовой лопасти больше критической определяется сопротивлением грунта, перемещенного уплотнением ядра. Для практических расчетов при действии на винтовую сваю или анкер вертикальных вдавливающих или выдергивающих нагрузок \$P\$ это сопротивление \$\Phi\$ определяется по одной из формул, мН (рис. 3):

- при работе свай и анкеров с диаметрами лопастей \$D_{л} \le 2\$ м и глубине погружения \$H \le 0\$ м на выдергивающие нагрузки в немерзлых грунтах:

$$\Phi = m \cdot [(A \cdot C_1 + B \cdot \gamma_1 \cdot h) \cdot F + f \cdot U \cdot (H - D_{л})]; \quad (1)$$

- при работе свай и анкеров с \$D_{л} \le 2\$ м и \$H \le 0\$ м на вдавливающие нагрузки в немерзлых грунтах:

$$\Phi = m \cdot [(A \cdot C_1 + B \cdot \gamma_1 \cdot h) \cdot (F + F_0) + f \cdot U \cdot (H - D_{л})]; \quad (2)$$

- при работе свай и анкеров на выдергивающие нагрузки в мерзлых грунтах:

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} m \cdot (R \cdot F + \sum_{i=1}^n R_{CMi} \cdot F_{CMi}) \\ m \cdot \sum_{i=1}^n R_{cgi} \cdot F_{cgi} \end{array} \right\}; \quad (3)$$

- при работе свай и анкеров на вдавливающие нагрузки в мерзлых грунтах:

$$\Phi = m \cdot \left[R \cdot (F + F_0) + \sum_{i=1}^n R_{CMi} \cdot F_{CMi} \right]; \quad (4)$$

- где \$m\$ – коэффициент условий работы, дол.ед., принимаемый согласно СНиП 2.02.04-88, СНиП 2.02.03-85 или [1];
- \$A\$ и \$B\$ – безразмерные коэффициенты, принимаемые в соответствии со СНиП 2.02.03-85 или [1] в зависимости от угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне \$\varphi\$ (под рабочей зоной принимается прилегающий к лопасти слой грунта толщиной, равной \$D_{л}\$), ед;
- \$C_1\$ – расчетное удельное сцепление глинистого или параметр линейности песчаного грунта в рабочей зоне, МПа;

- Φ_1 — расчетное удельное сцепление глинистого или параметр линейности песчаного грунта в рабочей зоне, град.;
- γ_1 — усредненное расчетное значение удельного веса грунта (с учетом взвешивания водой), залегающего выше отметки лопасти сваи, кН/м^3 ;
- h — глубина заложения лопасти сваи от природного рельефа, а при планировке срезкой — от планировочной отметки, м;
- F — площадь опирания (проекция площади по наружному контуру) винтовой лопасти на грунт в направлении действия нагрузки, за вычетом площади поперечного сечения сваи, м^2 ;
- f — расчетное сопротивление основания на боковой поверхности ствола винтовой сваи, МПа, определяемое по СНиП 2.02.03-85 или [1] (приведенное значение для всех слоев f в пределах глубины погружения сваи);
- U — наружный периметр ствола, м;
- $D_{\text{л}}$ — диаметр винтовой лопасти сваи, м;
- R — расчетное сопротивление грунта под нижним концом ствола сваи и под или над винтовой лопастью, в зависимости от направления действия внешней нагрузки, МПа, определяемое в соответствии со СНиП 2.02.04-88, СНиП 2.02.03-85 и [1];
- $R_{\text{СМ}i}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания для i -го слоя основания, МПа, определяемое по СНиП 2.02.04-88 и [1];
- $F_{\text{СМ}i} = U \cdot h_i$ — площадь поверхности смерзания i -го слоя мерзлого грунта с боковой поверхностью ствола сваи, м^2 ;
- h_i — толщина i -го слоя грунта в пределах боковой поверхности сваи, м;
- $F_{\text{СМ}i} = p \cdot D_{\text{л}} \cdot h_i$ — площадь поверхности сдвига i -го слоя мерзлого грунта по грунту или грунтовому раствору, м^2 ;
- $R_{\text{сги}}$ — расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по грунту или грунтовому раствору для середины i -го слоя грунта, МПа, определяемое по СНиП 2.02.04-88 и [1].

При размерах лопастей винтовых свай, работающих на вдавливающие нагрузки в немерзлых грунтах, $D_{\text{л}} > 1,2$ м и $H > 10$ м несущую способность Φ следует определять по данным испытания свай статическими нагрузками.

При определении Φ на вдавливающие нагрузки характеристики и расчетные сопротивления грунтов относятся к грунтам, залегающим под лопастями, а при работе на выдергивающие нагрузки — над лопастями свай. Глубина заложения лопастей свай от планировочной отметки должна быть не менее:

- в глинистых грунтах — $5D_{\text{л}}$;
- в песчаных грунтах — $6D_{\text{л}}$;

Описываемую винтовую сваю можно рассматривать как многолопастную винтовую сваю, работающую в многослойных основаниях, и ее несущую способность Φ можно определять по одной из формул, мН (расчетные схемы представлены на рис. 4):

- при работе свай и анкеров с диаметрами лопастей $D_{\text{л}} \leq 2$ м и глубине погружения $H \leq 0$ м на выдергивающие нагрузки в немерзлых грунтах:

$$\Phi = m \cdot \left[\sum_{z=1}^p (A_z \cdot C_{1z} + B_z \cdot \gamma_{1z} \cdot h_z) \cdot F_z + f \cdot U \cdot (U - D_{\text{л}}) \right]; \quad (5)$$

- при работе свай и анкеров с $D_{\text{л}} \leq 2$ м и $H \leq 0$ м на вдавливающие нагрузки в немерзлых грунтах:

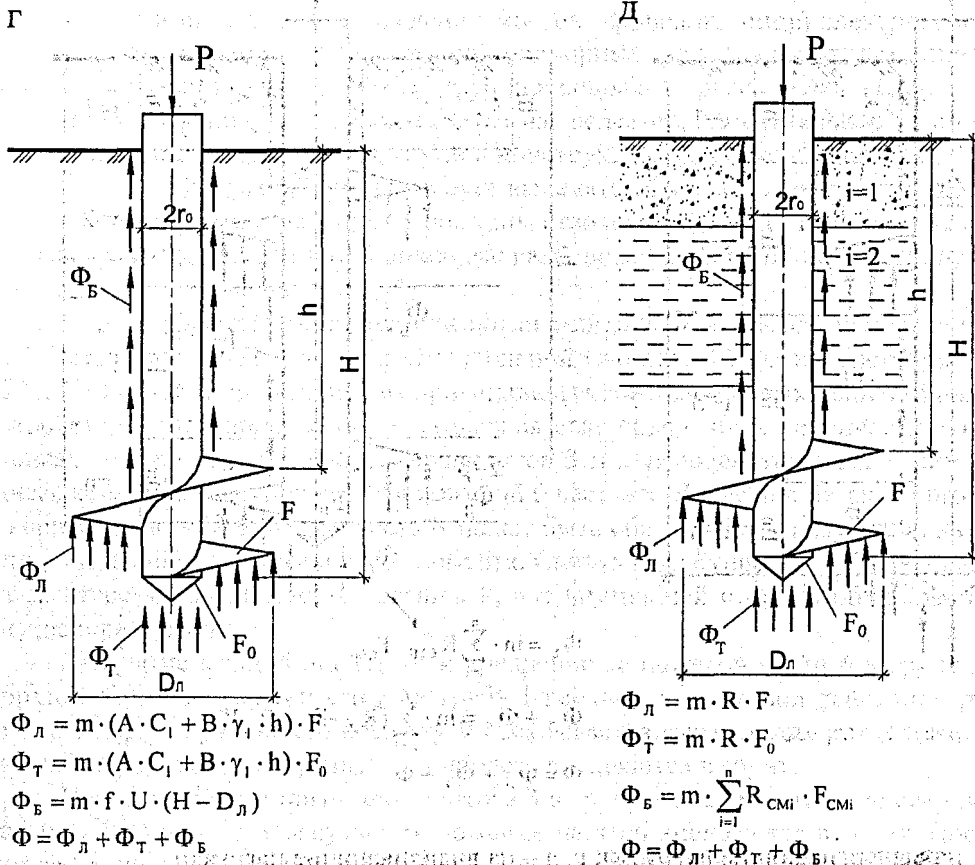
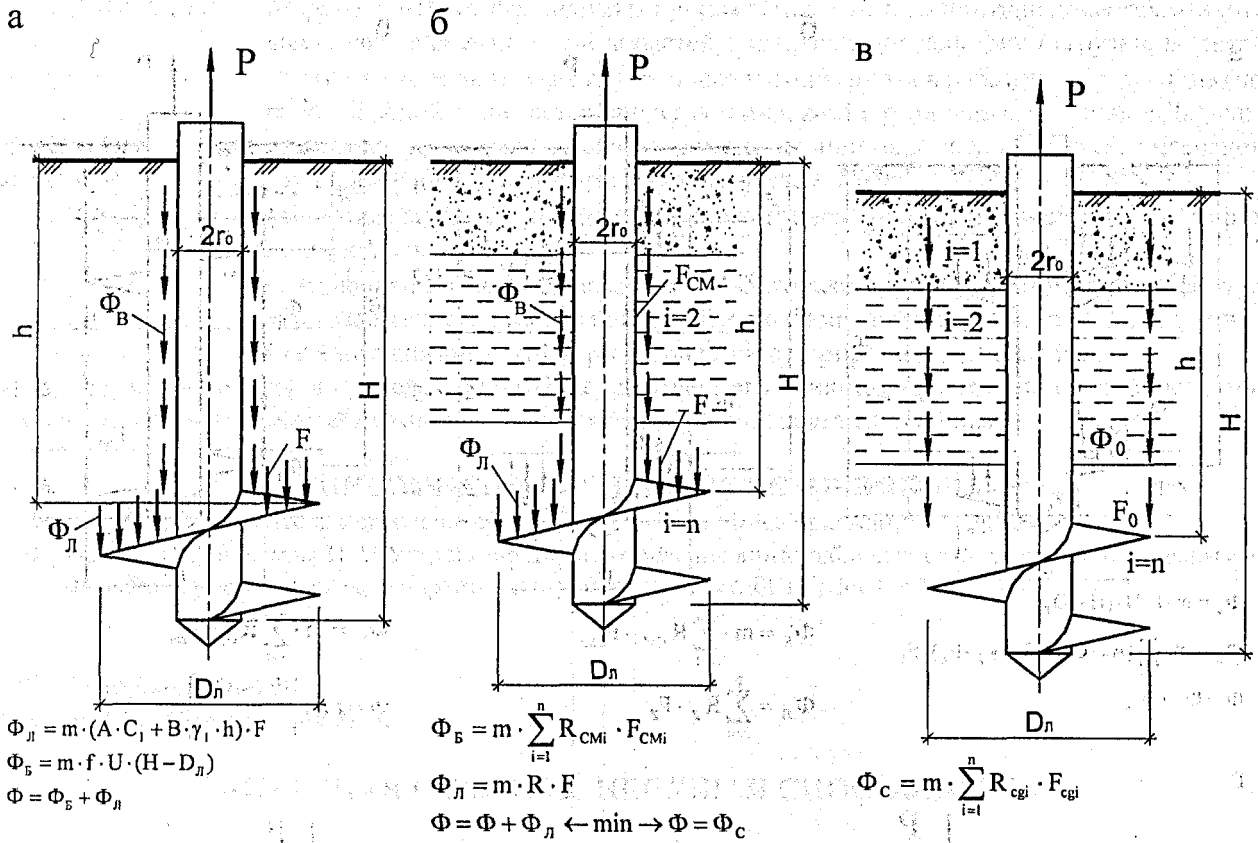
$$\Phi = m \cdot \left[\sum_{z=1}^p (A_z \cdot C_{1z} + B_z \cdot \gamma_{1z} \cdot h_z) \cdot F_z + (A_p \cdot C_{1p} + B_p \cdot \gamma_{1p} \cdot h_p) \cdot F_0 + f \cdot U \cdot (H - D_{\text{л}}) \right]; \quad (6)$$

- при работе свай и анкеров на выдергивающие нагрузки в мерзлых грунтах:

$$\Phi = \min \left\{ \begin{array}{l} m \cdot \left[\sum_{z=1}^p R_z \cdot F_z + \sum_{i=1}^n R_{\text{СМ}i} \cdot F_{\text{СМ}i} \right] \\ m \cdot \sum_{i=1}^n R_{\text{сги}} \cdot F_{\text{сги}} \end{array} \right\}; \quad (7)$$

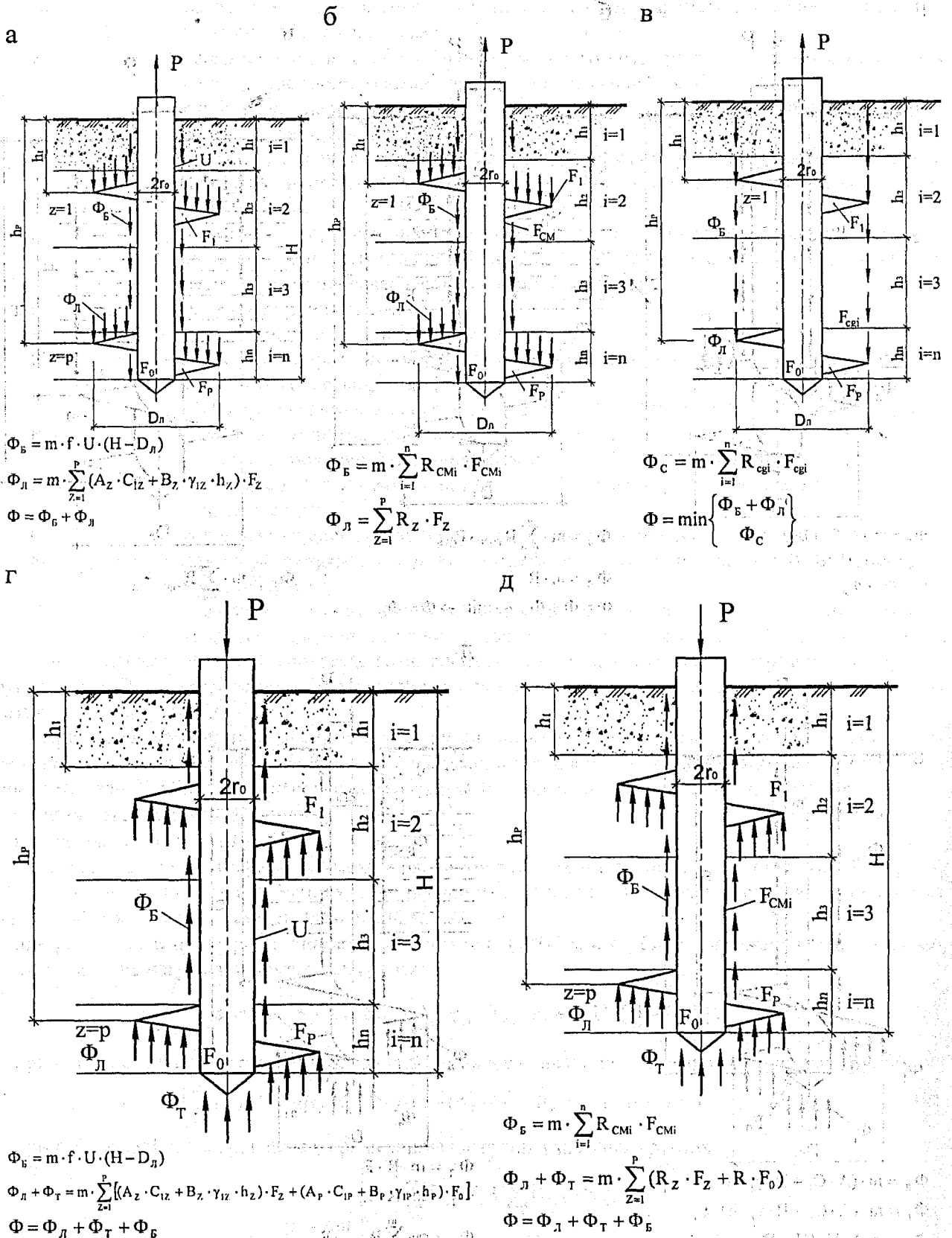
- при работе свай и анкеров на вдавливающие нагрузки в мерзлых грунтах:

$$\Phi = m \cdot \left[\sum_{z=1}^p (R_z \cdot F_z + R \cdot F_0) + \sum_{i=1}^n R_{\text{СМ}i} \cdot F_{\text{СМ}i} \right]; \quad (8)$$



а, б, в – на выдергивающие нагрузки; г, д – на вдавливающие нагрузки

Рисунок 3 – Расчетные схемы для определения несущей способности одноластных винтовых свай



а, б, в – на выдергивающие нагрузки; г, д – на вдавливающие нагрузки

Рисунок 4 – Расчетные схемы для определения несущей способности многолопастных винтовых свай

- где A_z, B_z, A_p, B_p — безразмерные коэффициенты, принимаемые аналогично однолопастным винтовым сваям для z -ой и i -ой лопастей в направлении действия нагрузки, в зависимости от расчетного угла внутреннего трения грунта в рабочей зоне φ_{1z} и φ_{1p} (под рабочей зоной понимается прилегающий к z -ой и p -ой лопастей, равной D_L), ед;
- C_{1z}, C_{1p} — расчетные удельные сцепления глинистого или параметр линейности песчаного грунтов в рабочей зоне z -ой и p -ой лопастей, МПа;
- φ_{1z} и φ_{1p} — расчетные значения углов внутреннего трения грунта в рабочей зоне z -ой и p -ой лопастей, град.;
- γ_{1z}, γ_{1p} — усредненные расчетные значения удельного веса грунта (с учетом взвешивания водой), залегающего выше отметок z -ой и p -ой лопастей и торца винтовой сваи, кН/м³;
- h_z и h_p — глубина залегания z -ой и p -ой лопастей от природного рельефа, м.

Шаг винта лопасти в пределах до $0,6 \cdot D_L$ существенного влияния на несущую способность Φ не оказывает, поэтому расчет Φ можно выполнять как для обычных анкерных плит.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Чернюк В.П. и др. Винтовые сваи и анкеры в строительстве. — Мн.: Ураджай, 1993, -178 с.
2. Чернюк В.П., Сташевская Н.А. Устройство для изготовления винтонабивных свай. Сборник конкурсных научных работ молодых ученых, аспирантов и студентов. — Брест, БГТУ, 2004, с.106...108.

УДК 624.15;624.139.34

Чернюк В.П., Сташевская Н.А.

АНКЕРНАЯ СВАЯ И ЕЁ НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ

Анкерные сваи, устройства и приспособления широко применяются в промышленном и гражданском строительстве при возведении мостов, причалов, линий электропередач, башен радиорелейной связи, пневматических сооружений, подпорных стен, транспортных тоннелей, заглубленных подземных сооружений, при прокладке трубопроводов и в других целях [1, 2].

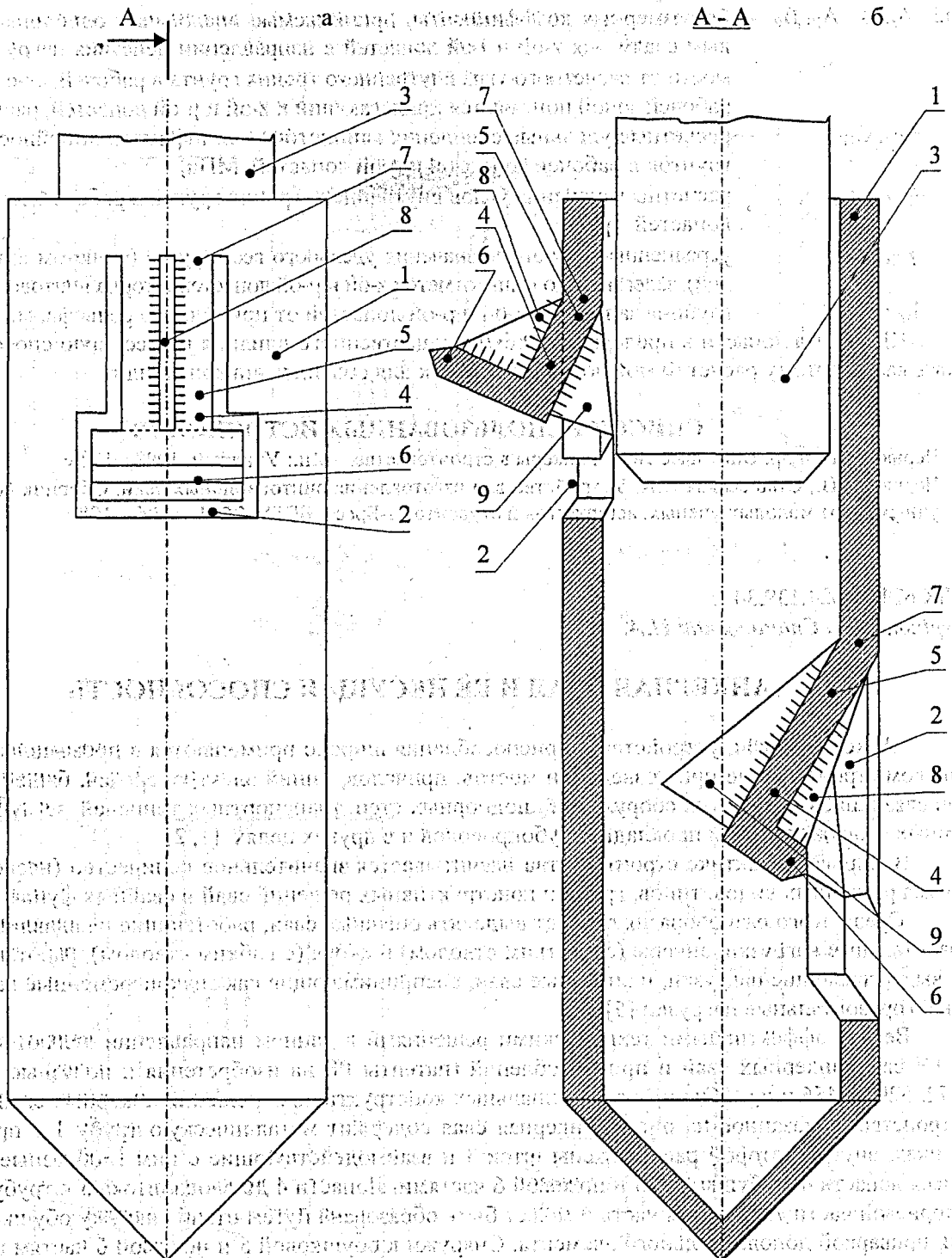
В мировой практике строительства насчитывается значительное количество (несколько тысяч) весьма различных видов, типов, групп и конструктивных решений свай и свайных фундаментов [3, 4].

Среди этого разнообразия следует выделять обычные сваи, работающие на вдавливающие и горизонтальные нагрузки, анкеры (с жестким стволом) и якоря (с гибким стволом), работающие только на выдёргивающие нагрузки, и анкерные сваи, воспринимающие как знакопеременные вертикальные, так и горизонтальные нагрузки [5].

Весьма эффективными техническими решениями в данном направлении являются разработки БГТУ свай, анкерных свай и приспособлений (патенты РБ на изобретения и полезные модели №№ 5272, 5298, 5456 и др.). Одним из оригинальных конструктивных решений анкерных свай может быть устройство, показанное на рис.1. Анкерная свая содержит металлическую трубу 1 с прорезями 2 в стенках, внутри которой расположены шток 3 и взаимодействующие с ним L-образные раскрывающиеся лопасти 4 с обушковой 5 и ножевой 6 частями. Лопасти 4 до ввода штока 3 в трубу 1 отогнуты в корневой части 7. Ножевая часть 6 может быть образована путём отгиба наружу обушковой части 5 или приваркой дополнительного элемента. Снаружи к обушковой 5 и ножевой 6 частям приваривается электросваркой наружная косынка 8, а к внутренней стороне обушковой части 5 приваривается внутренняя косынка 9.

Раскрытие каждой лопасти 4 и внедрение её ножевой части 6 в грунт происходит следующим образом. При погружении штока в трубу 1 верхняя лопасть под действием расклинивающих усилий штока 3 через внутреннюю косынку 9 раскрывается, а изогнутая её ножевая часть 6 и наружная косынка 8 через соответствующую им прорезь внедряются в грунт.

При дальнейшем погружении штока 3 в трубу 1 последовательно сверху вниз раскрываются остальные лопасти 4, а изогнутые их ножевые части 6 внедряются в грунт. После полного погружения штока 3 и последовательного раскрытия всех лопастей 4 производится загрузка сваи полезной вертикальной или горизонтальной нагрузками. При раскрытии лопастей 4 усилие от штока 3 на лопасти 4 передаётся через внутреннюю косынку 9. При этом лопасть 4, её уширенная ножевая 6 и обушковая 5 части внедряются в грунт больше обычного.



а – общий вид; б – продольный разрез.

1 – металлическая труба; 2 – прорезы; 3 – шток; 4 – лопасти; 5 – обушковая часть; 6 – ножевая часть; 7 – корневая часть; 8 – наружная косынка; 9 – внутренняя косынка.

Рисунок 1 – Конструкция анкерной сваи с опорными лопастями

Наружная косынка 8 повышает жёсткость ножевой и обушковой частей, внутренняя косынка 9 — раскрывает лопасть 4 в грунт, уплотняет его, что в совокупности с уширенной ножевой частью повышает несущую способность свай по грунту основания и по материалу конструкции.

В качестве материала свай могут быть использованы составные или цельные стержни — деревянные, металлические, железобетонные, а также крупнокусковые камень, галька, валуны. Во избежание трещин, разрывов в месте изгиба может быть применена соответствующая термообработка металла, например, отпуск или отжиг. Для обеспечения забивки анкерной сваи в грунт нижний конец конструкции может быть выполнен острым или закрыт коническим наконечником.

Данная анкерная свая по сравнению с известной (прототипом) по а.с. СССР 647402 обладает повышенной несущей способностью по материалу свай и по грунту основания на действие различных видов нагрузок, а также, как и известная, обладает минимальной материалоемкостью (металлоёмкостью) за счёт рационального изготовления лопастей и простотой конструкции.

Основным требованием, предъявляемым к надёжности работы и качеству погружения свай, является их высокая несущая способность. Под несущей способностью свай понимают предельно допустимую нагрузку, приложенную к ней. Это требование относится и к свайным фундаментам, состоящим из одной или нескольких свай.

На величину несущей способности свай влияют различные факторы, в том числе и производственного характера: метод погружения, точность погружения свай, достигнутая глубина погружения, режим работы сваепогружающего механизма, очередность погружения свай и т.д.

Несущую способность одиночных свай всех видов определяют как наименьшее из двух значений несущих способностей, полученных из условия сопротивления грунта основания и по условию сопротивления материала свай. Несущая способность одиночных свай по условию сопротивления грунта основания зависит от механических свойств грунта и от метода устройства или погружения свай, в то время как по условию сопротивления материала свай — от прочностных характеристик последнего.

Существуют три метода определения несущей способности одиночных свай: расчётный, динамический, основанный на использовании результатов пробной забивки свай, и статический, при котором используют данные, полученные при погружении свай статическими нагрузками или зондированием грунта. Как наименее трудоёмкий и практически не требующий денежных средств, расчётный способ получил наиболее широкое распространение в строительстве при проектировании свайных фундаментов.

Независимо от вида свай, исключая сваи-стойки, несущая способность по грунту основания складывается из сопротивления грунта основания нормальному давлению под нижним концом ствола, под или над лопастями свай (при их наличии) в зависимости от направления действия внешней нагрузки и сопротивления сцепления грунта с боковой поверхностью ствола свай.

Для многолопастных анкерных свай глубокого заложения несущая способность по грунту основания при работе на выдёргивающие нагрузки определяется по формулам, мН, в зависимости от расчётной схемы (разработки БГТУ [6...8], рис.2):

— в немерзлых грунтах

$$\phi = m \cdot (m_R \cdot \sum_{z=1}^p R_z \cdot F_z + U \cdot \sum_{i=1}^n m_f \cdot f_i \cdot l_i); \quad (1)$$

— в мерзлых грунтах

$$\phi = m \cdot (\sum_{z=1}^p R_z \cdot F_z + \sum_{i=1}^n R_{cmi} \cdot F_{cmi}) \quad (2)$$

То же, при работе на вдавливающие нагрузки

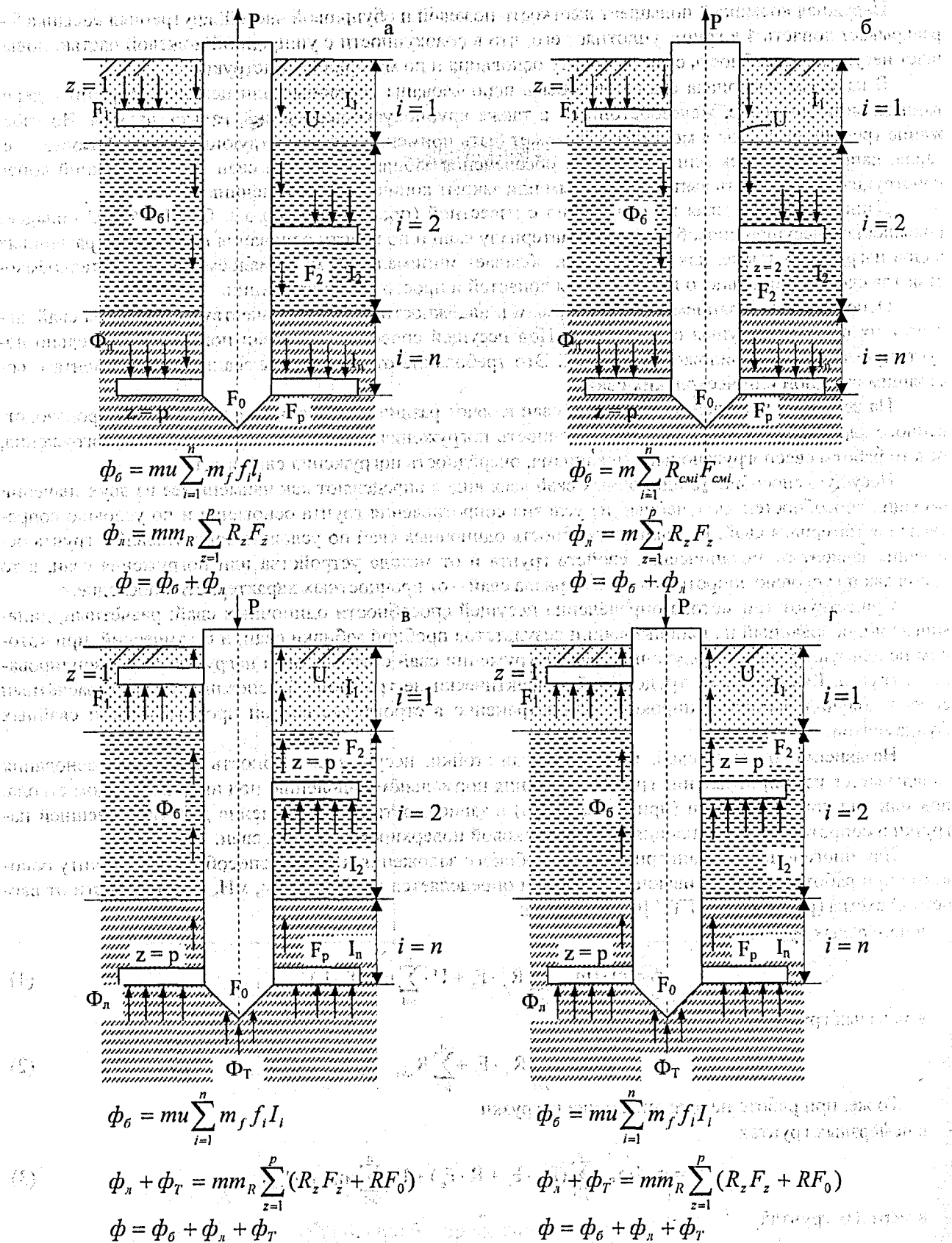
— в немерзлых грунтах

$$\phi = m \cdot [m_R \cdot \sum_{z=1}^p (R_z \cdot F_z + R \cdot F_0) + U \cdot \sum_{i=1}^n m_f \cdot f_i \cdot l_i]; \quad (3)$$

— в мерзлых грунтах

$$\phi = m \cdot [\sum_{z=1}^p (R_z \cdot F_z + R \cdot F_0) + \sum_{i=1}^n R_{cmi} \cdot F_{cmi}], \quad (4)$$

где i — номер слоя в пределах расчётной толщи основания от нижнего конца свай, ед;
 n — число слоёв, на которые разделяется толщина основания в пределах боковой поверхности свай, ед;



а, б – на действие выдёргивающей нагрузки в немерзлых и мерзлых грунтах;
в, г – на действие вдавливающей нагрузки

Рисунок 2 – Расчётные схемы для определения несущей способности анкерной сваи

- z — номер лопасти анкерной сваи в пределах от дневной поверхности до нижнего конца сваи, ед;
- p — число лопастей анкерной сваи в пределах боковой поверхности ствола, ед;
- m — коэффициент условий работы сваи в грунте, ед, принимаемый согласно СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений»;
- R — расчетное сопротивление под нижним концом сваи, МПа;
- R_z — расчетное сопротивление под или над z -той лопастью, МПа;
- F_o — площадь опирания торца сваи на грунт, m^2 ;
- F_z — площадь опирания на грунт z -ой лопасти анкерной сваи в направлении действия нагрузки, m^2 ;
- F_p — площадь опирания на грунт нижней лопасти анкерной сваи в направлении действия нагрузки, m^2 ;
- f_i — расчетное сопротивление i -го слоя основания на боковой поверхности сваи, МПа;
- l_i — толщина i -го слоя грунта, соприкасающаяся с боковой поверхностью сваи, м;
- U — наружный периметр поперечного сечения ствола сваи, м;
- R_{cmi} — расчетное сопротивление мерзлого грунта сдвигу по поверхности смерзания для середины i -го слоя грунта, МПа;
- $F_{cmi} = U \cdot l_i$ — площадь поверхности смерзания i -го слоя мерзлого грунта с боковой поверхностью сваи, m^2 ;
- m_R, m_f — коэффициенты условий работы грунта соответственно под или над уширениями либо лопастями, по длине ствола и под нижним концом сваи, принимаемые независимо друг от друга в зависимости от вида грунта и способа устройства, ед, определяемые согласно СНБ 5.01.01-99 «Основания и фундаменты зданий и сооружений», $m_R=0,8...1,2$ и $m_f=0,5...1,0$.

Лопастей анкерных свай и якорей под действием выдергивающей нагрузки перемещаются в две фазы. В первой фазе вышележащий грунт уплотняется и в нём образуется ядро, которое имеет форму конуса с вершиной по оси анкера. Такое ядро при дальнейшем увеличении нагрузки на сваю действует как тело, расклинивающее, уплотняющее и сдвигающее грунт. При перемещении сваи во второй фазе образуется коническое тело выпора (при мелком заложении лопасти) или происходит вдавливание грунта в стороны уплотнённым ядром (при глубоком заложении лопасти).

При приложении выдергивающей нагрузки напряжения в грунте анкерных свай и якорей глубокого заложения концентрируются в зоне над лопастью, не выходя на поверхность основания, а мелко-го заложения — у поверхности основания.

Несущую способность анкерных свай мелкого заложения при работе на выдергивающие нагрузки следует определять другими способами (методами Бреннеке, ЦНИИлесосплава или по [8]). В расчётах немецкого инженера начала прошлого века Бреннеке сопротивление выдергиванию анкерной сваи или анкера приравнивалось весу усечённого конуса грунта. В результате опытов ЦНИИлесосплава как в лабораторных, так и в естественных условиях была выведена эмпирическая формула, устанавливающая зависимость между допустимой выдергивающей силой P , диаметром лопасти D_L , глубиной её погружения H , углом внутреннего трения грунта ϕ и плотностью γ с учётом возникающих сил трения грунта. Обе методики являются несовершенными, а более точным — способ расчёта по [8].

Одним из факторов, влияющих на несущую способность анкерных и винтовых свай как при вдавливающих нагрузках, так и при выдергивании, являются глубина погружения их лопастей. В однородных грунтах с увеличением глубины погружения до критической несущая способность анкерной сваи растёт непрерывно и интенсивно, критическая глубина находится на границе изменения схемы работы анкера от мелкозаглубленного до глубокозаглубленного.

Анализ результатов испытаний анкерных свай, которые проводились в разнообразных грунтовых условиях на мерзлых и немерзлых грунтах, позволяет рекомендовать оптимальную глубину погружения стволов свай в однородных грунтах: глинистых — более $(12...15) \cdot l$, песчаных — более $(15...20) \cdot l$, где l — длина лопастей от ствола.

Стволы анкерных свай и анкеров рекомендуется изготавливать в виде отдельных металлических труб или стержней. Они имеют незначительные по сравнению с анкерующими лопастями размеры. Поэтому несущая способность такого анкера или якоря весьма велика и определяется в основном параметрами лопасти и глубиной её погружения в грунт.

При размерах лопастей свай и анкеров, работающих на вдавливающие и выдёргивающие нагрузки, в немерзлых грунтах, длиной более 1,2 м и глубиной погружения более 10 м, несущую способность следует определять по данным испытания свай статическими нагрузками.

При определении несущей способности анкерных свай на вдавливающие нагрузки характеристики и расчётные сопротивления грунтов относятся к грунтам, залегающим под лопастями, а при работе на выдёргивающие нагрузки – над лопастями свай.

Проведенные теоретические и экспериментальные исследования показывают высокую надёжность работы и несущую способность предлагаемых БГТУ анкерных свай.

ЛИТЕРАТУРА

1. Спиридонов В.В., Пчелин В.Н., Чернюк В.Н. Конструкции анкерных устройств и приспособлений с опорными лопастями. Обзорная информация «Строительство предприятий нефтяной и газовой промышленности». Серия: «Механизация строительства», вып.5.-М.:Информнефтегазстрой, 1983,-65с.
2. Спиридонов В.В., Пчелин В.Н., Чернюк В.Н. Анкерные устройства и приспособления в строительстве. Обзорная информация «Строительство предприятий нефтяной и газовой промышленности». Серия: «Линейное трубопроводное строительство», вып.2.-М.:ВНИИПКтехоргнефтегазстрой, 1986,-65с.
3. Чернюк В.П., Пчелин В.Н., Сеськов В.Е. Эффективные конструкции анкерных и винтовых свай в промышленном и гражданском строительстве. Экспресс-информация. Серия: «Строительство. Архитектура».-Мн.:БелНИИТИ, 1983,-22с.
4. Спиридонов В.В., Пчелин В.Н., Чернюк В.П. Основания и фундаменты нефтегазопромысловых объектов в условиях распространения многолетнемерзлых грунтов. Обзорная информация «Основные направления развития отрасли». Серия: «Строительство нефтепромысловых объектов», вып.9.-М.: ВНИИПКтехоргнефтегазстрой, 1990,-44с.
5. Чернюк В.Н., Пчелин В.Н., Черноиван В.Н. Винтовые сваи и анкеры в строительстве.-Мн.: «Ураджай», 1993,-178с.
6. Рекомендации по устройству и методике расчёта анкерных свай в условиях распространения вечномёрзлых грунтов. Р407-80.-М.:ВНИИСТ, 1981,-34с.
7. Рекомендации по устройству и методике расчёта анкерных свай в условиях распространения вечномёрзлых грунтов. Р480-82.-М.:ВНИИСТ, 1983,-36с.
8. Чернюк В.П., Пойта П.С. Расчёт, проектирование и устройство свайных фундаментов.-Брест, облтипография, 1998,-216с.

УДК 624.12+624.15

Уласик Т.М.

МОДЕЛЬ КОНТАКТНОГО СДВИГА В ПРОЧНОСТНЫХ ИСПЫТАНИЯХ ГРУНТОВ

Испытания грунтов на срез (сдвиг) предполагают определенные условия, при которых сдвиговые или срезные приборы работают на основе моделей, позволяющих оценить как начальное напряженное состояние, так и состояние предельного равновесия грунта.

За основу модели контактного сдвига принято допущение: вся зона деформаций грунта разделяется на зону упругих деформаций и область пластических деформаций. Модель контактного сдвига соответствует феноменологической модели. При этом условная граница, отделяющая слой пластических деформаций скольжения зерен грунта от области упругих деформаций в массиве грунта, располагается нормально по отношению к дилатантной составляющей сдвига $\Delta\sigma_d$. Деформации формоизменения при сдвиге, связанные с явлениями дилатансии или контракции, ведет к расширению или сужению полосы сдвига. Дилатантные напряжения неотъемлемо связаны с дилатантными перемещениями и упругими деформациями, происходящими в исследуемом грунте. От того, насколько значительными будут изменения нормального давления, зависит весь процесс сдвига грунта.

Дилатантные перемещения для условий «стесненной» дилатансии, определенные нами при испытании песка крупного, среднеоднородного ($U_{max} = 6,28$) довольно незначительны и составляют $\delta_d = 0,14$ мм, $\sigma_o = 0,1$ МПа; $\delta_d = 0,19$ мм, $\sigma_o = 0,2$ МПа с коэффициентом упругого отпора $K = 420$ МН/м³. Соответствующие им дилатантные напряжения составили 0,05 МПа и 0,075 МПа. Очевидно, что пере-

мещения, составляющие доли миллиметров, вызывают значительный прирост нормального давления в плоскости сдвига. В момент сдвига, как известно, грунт достигает определенной или «критической» плотности. И то, насколько близкой будет плотность грунта от начала испытания к «критической», определит дальнейшее поведение исследуемого образца. Нами отмечен тот факт, что в опытах на сдвиг несвязных грунтов при различных значениях нормального давления в диапазоне 0,1 МПа до 0,5 МПа предельные сдвигающие напряжения могут возникать как на этапе контракции, так и на этапе дилатансии. В опытах наблюдались следующие варианты сдвига несвязного грунта:

1-й вариант, когда исследуемый образец сначала испытывает этап контракции или уплотнения, уменьшения его объема, затем на нескольких ступенях нагружения нормальное давление остается постоянным и далее начинается этап дилатансии, который завершается сдвигом;

2-й вариант, когда от начала испытаний идет этап контракции, нормальное давление при этом существенно снижается и на этом этапе происходит сдвиг;

3-й вариант, от начала опыта начинается уплотнение грунта или его контракция и уже непосредственно перед сдвигом нормальное давление незначительно увеличивается;

4-й вариант, когда сразу после приложения сдвигающего усилия наблюдается дилатансия исследуемого грунта, нормальное давление в ходе всего опыта увеличивается и в конце испытания наступает сдвиг.

Некоторые исследователи отмечают, что «...важным фактором, определяющим несущую способность основания, является связанная с проявлением дилатантных свойств плотных песков их способность к снижению сопротивляемости сдвигу». Очевидно, что здесь речь идет об условиях дилатирования, когда отсутствуют стеснения объемных деформаций, что соответствует условиям свободного дилатирования грунта. Схожие результаты были получены и в наших опытах. Из этого следует, что достижение «критической» плотности после этапа контракции позволяет зернам несвязного грунта переупаковаться так, что на этапе дилатансии, постепенно приближаясь к состоянию «критической» плотности, несвязный грунт проявляет большую сопротивляемость сдвигу, чем при условии только дилатансии.

На наш взгляд, контракция несвязных грунтов является определяющим фактором дальнейшего процесса сдвига. Глубина так называемой «петли контракции» характеризует как начальное состояние грунта (плотность, влажность, форму и размеры зерен грунта, минеральный состав их), так и изменение начального, нормального давления, степень изменения пористости от момента приложения вертикального давления до завершения испытания.

Чем больше «глубина петли контракции», тем более рыхлым будет несвязный грунт до начала сдвиговых испытаний и чем плотнее испытываемый грунт, тем меньше «петля контракции». Отсутствие «петли контракции» в сдвиговых испытаниях говорит о плотности несвязного грунта, соответствующей такой плотности упаковки его зерен, при которой сразу после приложения сдвигающего усилия начинается разворот зерен, возникает дилатантный распор. Насколько большими будут значения дилатантных напряжений зависит от размеров зерен грунта и от условий стеснения объемных деформаций, в которых происходит испытание.

Передача изменяющихся в ходе сдвига напряжений происходит через контакты зерен несвязного грунта, поэтому будет иметь значение не только количество контактов, но и минеральный состав зерен грунта, равно как и их размеры. Для дальнейших исследований нами был выбран грунт, зерна которого представлены различными минералами: кварц, полевые шпаты, мелкие обломки гранита и др.

Чтобы выяснить, как влияют на характер сдвига такие факторы, как однородность для опытов были взяты отсеянные фракции диаметром 2-5 мм, 5-10 мм, 1-2 мм. Используя зерна диаметром 2-5 мм, как основной грунт к нему добавлялись зерна 5-10 мм в процентном соотношении по массе 10%, 30%, 50%.

Отсортированные фракции редко встречаются в основании сооружений, однако влияние присутствия зерен определенной крупности на характер сдвига, на проявление дилатансии и контракции, представляют интерес.

В таблицах представлены данные испытаний отсортированных фракций.

Присутствие более крупных зерен в основной массе грунта с менее крупными, оказывает тем большее влияние на сдвиг, чем больше их в грунте по массе. Дилатантные напряжения $\Delta\sigma_d$ увеличиваются с процентным увеличением более крупных зерен в образце грунта по массе.

Отмеченная нами в опытах закономерность изменения дилатантных напряжений при контактном сдвиге хорошо иллюстрируется приведенными далее графиками (рис. 1). Определяющим

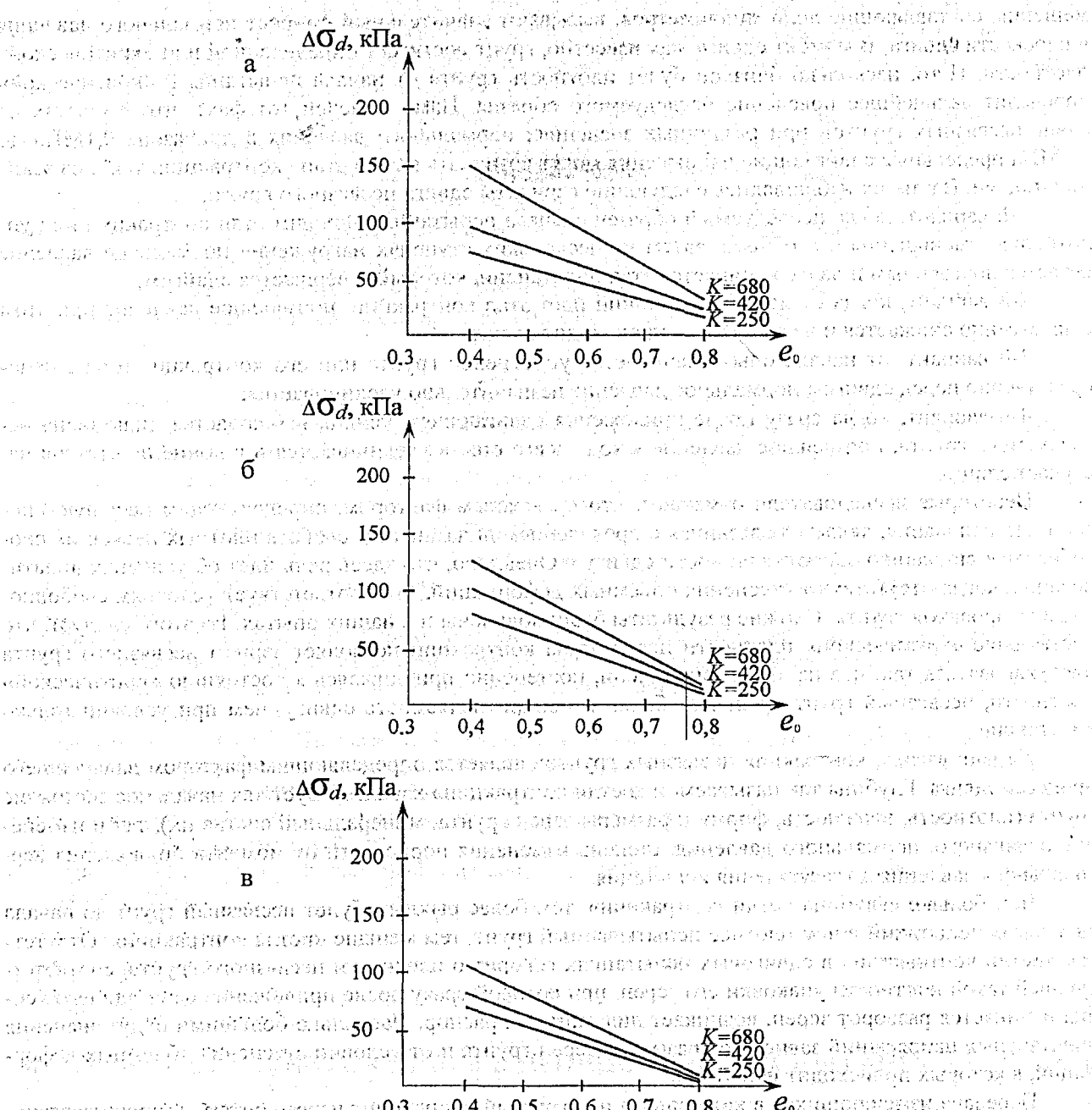


Рисунок 1 — Влияние начального коэффициента пористости несвязанного грунта на величину дилатантных напряжений для песка:

а — крупного; б — среднего; в — мелкого

фактором конечных значений сдвигающих напряжений при этом служит начальное состояние грунта, характеризуемое плотностью его упаковки или начальным коэффициентом пористости e_0 . Следовательно, дилатантный распор также зависит от исходных физических характеристик грунта. Для песка крупного повышенной неоднородности значения дилатантных напряжений уменьшаются с увеличением e_0 для испытаний при одном и том же коэффициенте упругого отпора K ; с уменьшением значений K дилатантные напряжения изменяются от 153 кПа до 75 кПа для наименьших значений e_0 и от 34 кПа до 18 кПа для наибольших значений e_0 . Подобная закономерность изменения дилатантных напряжений прослеживается и для песка средней крупности среднеоднородного, и для песка мелкого однородного. Для песка среднего, среднеоднородного максимальное значение дилатантных напряжений при наибольшем значении $K = 680 \text{ МН/м}^3$ составляет 130 кПа при $e_0 = 0,4$. При этом же коэффициенте пористости, но для $K = 250 \text{ МН/м}^3$ дилатантное напряжение для песка среднего составляет 81 кПа.

Для песка мелкого однородного с теми же начальными физическими параметрами дилатантное напряжение еще меньше – от 108 кПа при $K = 680 \text{ МН/м}^3$ и до 67,5 кПа при $K = 250 \text{ МН/м}^3$.

Очевидно, что для более крупного грунта значения дилатантных напряжений больше, чем более мелкого. Увеличение стеснения объемных деформаций, выражаемое в увеличении коэффициента упругого отпора, приводит к закономерному росту дилатантных напряжений для конкретного вида грунта.

В более плотном несвязном грунте дилатансия проявляется сильнее, чем в рыхлом. Приведенные графики построены для условий испытаний при проявлении дилатансии, т.е. когда все зафиксированные дилатантные напряжения имеют знак плюс и при приложении сдвигающего усилия не наблюдается явление контракции или уплотнения песчаного грунта. Общий вид графиков характеризуется схожим расположением прямых дилатантных напряжений. Пользуясь этими графиками, можно количественно оценить величину дилатантных напряжений при сдвиге, а также рассчитать, на сколько будут отличаться значения контактного трения, определенные с учетом дилатантных напряжений от определяемых на основе данных традиционных испытаний.

Традиционно в механике грунтов угол внутреннего трения считается величиной постоянной для конкретного вида грунта. Условия сдвига или разрушения, при которых определен угол внутреннего трения, обычно не учитываются.

Когда проводят сдвиговые испытания с использованием стандартных методик, в этом случае моделируются условия сдвига вблизи поверхности грунта. Когда же сдвиг происходит по контакту тела сваи, анкера, тогда зона сдвига зажата между сдвигаемым телом и массивом грунта. В этом случае наблюдаются условия, которые можно моделировать с помощью дилатометрических приборов (специальных сдвиговых приборов).

Действие внешней нагрузки на массив грунта может привести к нарушению прочности внутренних связей между зернами грунта. Это приведет к скольжению (смещению) зерен относительно друг друга. И, поскольку сопротивление сдвигу внутри массива грунта зависит от ряда факторов (гранулометрический состав грунта, минеральное трение зерен, начальная плотность упаковки, их влажность, жесткость грунтового массива), то необходимо максимально учесть все вышеперечисленное. Прочностные характеристики, получаемые на основе испытаний грунтов на сдвиг (удельное сцепление C и угол внутреннего трения ϕ) используются в расчетах прочности и устойчивости при проектировании оснований и фундаментов. Определение достоверных значений прочностных характеристик является, таким образом, важнейшей задачей сдвиговых испытаний грунтов.

В традиционных методах испытаний на сдвиг (срез), проводимых для несвязных грунтов, в консолидированно – дренированных испытаниях, консолидированно – недренированных испытаниях, согласно нормативным требованиям (ГОСТ 12248 – 96), чаще всего сопротивление грунтов сдвигу определяют по заранее фиксированным плоскостям. Причем, для испытаний несвязных (сыпучих) грунтов приборы должны иметь неподвижную нижнюю часть. Поскольку деформация сдвига – это смещение одной части грунта относительно другой, вызванное действием касательных напряжений от внешней нагрузки, то при таком смещении неизбежно изменение высоты образца за счет явления дилатансии в плоскости сдвига. На подобное явление исследователи обращали внимание неоднократно, были зафиксированы эти незначительные перемещения (миллиметры и доли миллиметров) и в связи с такой незначительностью этими перемещениями пренебрегали.

Предлагаемые нами методики определения параметров прочности основаны, в том числе, и на учете этих незначительных перемещений, названных дилатансией.

Процесс сдвига несвязного грунта, в условиях которого определяют значения сопротивления грунта сдвигу, хорошо моделируется с помощью специальных приборов, называемых дилатометрическими. Такими приборами являются дилатометрический прибор контактного сдвига и дилатометрический прибор плоского среза.

Название «дилатометрические» объединяет их по принципу учета явления дилатансии: дилатантных перемещений при сдвиге δ_d (весьма незначительных), дилатантных напряжений $\Delta\sigma_d$ и дилатантных составляющих предельных сдвигающих напряжений τ_d .

Предельное состояние при сдвиге – незатухающее скольжение одной части несвязного грунта относительно другой – соответствует состоянию или состоянию исчерпания прочности. Именно в этот момент, в зависимости от значения дилатантных перемещений δ_d и дилатантных напряжений $\Delta\sigma_d$ мобилизуется предельное сдвигающее усилие и его составная часть – дилатантная составляющая сдвига τ_d .

Разделение методики испытаний на испытания, в которых происходит объемное стеснение деформаций в зоне сдвига и когда такое стеснение отсутствует, позволяет четко разграничить традиционные и нетрадиционные методики испытаний несвязных грунтов. Традиционная методика испытаний известна как закон Кулона: сопротивление сыпучих грунтов сдвигу есть сопротивление внутреннего трения, прямо пропорциональное нормальному давлению. С учетом явления дилатансии традиционная методика требует специального дополнения, уточнения при определении параметров прочности несвязного грунта. Этим дополнением является методика на определение дилатантных составляющих сдвига, дилатантных напряжений и дилатантных перемещений.

В соответствии с исследованиями, проведенными по учету явления дилатансии [5], предложена следующая формула определения предельных сдвигающих напряжений:

$$\tau = \sigma_{no} \operatorname{tg} \varphi + \Delta \sigma_d \operatorname{tg} \varphi$$

Очевидно, что первая часть уравнения – это закон Кулона для сыпучих (несвязных) грунтов, а вторая – названа нами дилатантной составляющей сдвига τ_d .

Для того чтобы зафиксировать в опытах изменение нормального давления необходимо смоделировать условия стеснения объемных деформаций. В дилатометрических приборах таким устройством для моделирования стеснения объемных деформаций является винтовой домкрат и динамометр типа ДОСМ с индикатором часового типа. Полученные в опытах значения дилатантных напряжений могут существенно повлиять на величину несущей способности оснований фундаментов, определяемую на основании параметров прочности несвязного грунта.

Дилатометрические приборы устроены так, что с их помощью можно моделировать испытания, проводимые по традиционной методике. В этом случае нормальное давление поддерживается в ходе всего опыта постоянным и не происходит подавления дилатансии.

Существует ряд факторов, определяющих влияние дилатансии на напряженное состояние грунта и процесс сдвига. Влияние физических характеристик несвязного грунта на проявление дилатансии неотъемлемо связано с таким явлением, как контракция. Падение нормального давления, также как и его увеличение, может быть зафиксировано в опытах, проводимых на дилатометрических приборах. Методика испытаний дилатирующих несвязных грунтов на сдвиг от этого не меняется. Различие будет только в конечном результате – предельном сдвигающем напряжении, которое определится с учетом явления контракции. В том случае, когда сдвиг или разрушение несвязного грунта произойдет на этапе контракции, знак $\Delta \sigma_d$ будет «минус».

Плотные и рыхлые несвязные грунты по-разному будут реагировать на приложение сдвигающего усилия при одном и том же нормальном давлении. Но все они могут быть испытаны по одной методике, позволяющей определить, зафиксировать и количественно описать явление дилатансии несвязного грунта.

Следовательно, использование стандартных методов испытаний грунтов на сдвиг, когда происходит свободное изменение объема образца грунта в процессе сдвига, может привести к определению неточных значений сопротивления сдвигу. Это обусловлено тем, что при наличии дилатантных перемещений с возникновением дилатантного распора в грунте наблюдается противодействие дилатансии. При использовании приборов, в которых объемное расширение образца не ограничивается, условия при которых происходит сдвиг, будут оставаться достаточно неопределенными. Ни один из таких приборов не позволит нам количественно измерить величину дилатансии и определить влияние ее на параметры прочности грунта.

Использование традиционных методов испытаний грунтов на сдвиг не моделирует условия, при которых деформации объема в области разрушения стеснены. Подобные условия испытаний моделируют дилатометрические приборы. С использованием таких приборов связаны методики испытаний, существенно дополняющие существующие стандартные методики.

ЛИТЕРАТУРА

1. Цытович Н.А. Механика грунтов. – М.: Высшая школа, 1983. – 288 с.
2. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1973. – 375 с.
3. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1979. – 304 с.
4. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Издательство литературы по строительству, 1971. – 367 с.
5. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта. – Минск: Наука і тэхніка, 1994. – 232 с.

УДК 624.131.435

Пойта П.С., Тарасевич А.Н.

ЭФФЕКТИВНЫЕ МЕТОДЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И СТРОИТЕЛЬСТВА ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

Одной из наиболее актуальных проблем при проектировании и строительстве оснований и фундаментов является уменьшение величины неравномерных осадок. Неучет этого фактора в ряде случаев приводит к значительным неоправданным затратам, в полной мере не обеспечивающим нормальную эксплуатацию здания. Нами предлагается весьма простой и эффективный подход к проектированию оснований и фундаментов, в значительной степени снижающий развитие неравномерных осадок, а, следовательно, позволяющий существенно повысить экономичность проектных решений.

Весьма прогрессивной технологией подготовки оснований является интенсивное ударное уплотнение грунтов тяжелыми трамбовками. Зарубежный опыт применения этой технологии свидетельствует, что в сравнении с устройством свайных фундаментов отношение затрат оценивается как 1/7. При уплотнении значительных по площади (более 10 тыс. м²) и мощных грунтовых толщ затраты на уплотнение составляют 1/15 по сравнению с затратами на устройство свайного основания [1].

По сравнению с такими методами, как статическая пригрузка основания, замена слабых грунтов, устройство свайных фундаментов и др., помимо прямого сокращения затрат, достигается дополнительный эффект за счет сокращения сроков строительства [2, 3]. Как отмечают Ю.К.Зарецкий и М.Ю.Гарицелов, стоимость работ по интенсивному ударному уплотнению оснований в несколько раз ниже стоимости применения любого другого метода подготовки основания при залегании слабых грунтов на глубину более 4,0 м [4].

Реализация комплексного подхода к проектированию и строительству оснований и фундаментов еще в большей степени улучшает показатели экономической эффективности.

В работе [5] предложен метод расчета самонапряженной плиты на упругом основании с усилиями в срединной плоскости. Дифференциальное уравнение изгиба срединной поверхности плиты с учетом действующих в срединной плоскости усилий имеет вид:

$$D \left[\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right] + N_x \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + 2N_{xy} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + N_y \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = q(x, y) - p(x, y), \quad (1)$$

где D — цилиндрическая жесткость плиты;
 $w(x, y)$ — прогиб плиты;
 N_x, N_y, N_{xy} — погонные усилия, приложенные в срединной плоскости;
 $q(x, y)$ — внешняя нагрузка, перпендикулярная срединной плоскости;
 $p(x, y)$ — реактивное давление грунта.

Запишем уравнение, выражающее зависимость между давлением на основание и перемещением поверхности основания в виде:

$$w^*(x, y) = \iint_F P(\xi, \eta) K(x, y, \xi, \eta) d\xi d\eta, \quad (2)$$

где: $w^*(x, y)$ — осадка поверхности основания;
 $K(x, y, \xi, \eta)$ — ядро основания, т.е. прогиб основания в точке (x, y) от единичной силы, приложенной в точке (ξ, η) ;
 ξ, η — координаты точки приложения силы;
 x, y — координаты точки, где определяется перемещение.

Граничные условия на свободных краях плиты запишутся следующими выражениями:
 при $x = 0$ и $x = a$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) = 0; \quad (3)$$

$$Q_x + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y} = 0; \quad (4)$$

при $y = 0$ и $y = b$

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0; \quad (5)$$

$$Q_y + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} = 0; \quad (6)$$

где:

$$M_{xy} = M_{yx} = -D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y};$$

$$Q_x = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} \right);$$

$$Q_y = -D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + \frac{\partial^3 w}{\partial y \partial x^2} \right).$$

Для решения системы дифференциальных уравнений при заданных граничных условиях используем метод конечных разностей. Заменяя частные производные конечными разностями, вместо дифференциальных, следует решать систему алгебраических уравнений. Разделив поверхность рассматриваемой плиты линиями, параллельными осям принятой прямоугольной системы координат с шагом Δx и Δy , и обозначив ординаты срединной поверхности плиты на пересечении двух линий через $W_{i,k}$, получим.

Для первых производных

$$\frac{\partial w_{i,k}}{\partial x} = \frac{w_{i+1,k} - w_{i-1,k}}{2\Delta x};$$

$$\frac{\partial w_{i,k}}{\partial y} = \frac{w_{i,k+1} - w_{i,k-1}}{2\Delta y}.$$

Для вторых производных

$$\frac{\partial^2 w_{i,k}}{\partial x^2} = \frac{w_{i+1,k} - 2w_{i,k} + w_{i-1,k}}{\Delta x^2};$$

$$\frac{\partial^2 w_{i,k}}{\partial y^2} = \frac{w_{i,k+1} - 2w_{i,k} + w_{i,k-1}}{\Delta y^2};$$

$$\frac{\partial^2 w_{i,k}}{\partial y \partial x} = \frac{w_{i-1,k-1} - w_{i-1,k+1} - w_{i+1,k-1} + w_{i+1,k+1}}{4\Delta x \Delta y}.$$

Для третьих производных

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} = \frac{-w_{i-2,k} + 2w_{i-1,k} - 2w_{i+1,k} + w_{i+2,k}}{2\Delta x^3};$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = \frac{-w_{i,k-2} + 2w_{i,k-1} - 2w_{i,k+1} + w_{i,k+2}}{2\Delta y^3};$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} = \frac{-w_{i-1,k-1} + w_{i-1,k+1} - 2w_{i,k-1} - 2w_{i,k+1} - w_{i+1,k-1} + w_{i+1,k+1}}{2\Delta x^2 \Delta y};$$

$$\frac{\partial^3 w}{\partial x \partial y^2} = \frac{-w_{i-1,k-1} + w_{i-1,k} - w_{i-1,k+1} + w_{i+1,k-1} - 2w_{i+1,k} + w_{i+1,k+1}}{2\Delta x \Delta y^2}.$$

Для четвертых производных

$$\frac{\partial^4 w_{i,k}}{\partial x^4} = \frac{w_{i-2,k} - 4w_{i-1,k} + 6w_{i,k} - 4w_{i+1,k} + w_{i+2,k}}{\Delta x^4};$$

$$\frac{\partial^4 w_{i,k}}{\partial y^4} = \frac{w_{i,k-2} - 4w_{i,k-1} + 6w_{i,k} - 4w_{i,k+1} + w_{i,k+2}}{\Delta y^4};$$

$$\frac{\partial^4 w_{i,k}}{\partial x^2 \partial y^2} = \frac{w_{i-1,k-1} - 2w_{i-1,k} + w_{i-1,k+1} - 2w_{i,k-1} + 4w_{i,k} - 2w_{i,k+1} + w_{i+1,k-1} - 2w_{i+1,k} + w_{i+1,k+1}}{\Delta x^2 \Delta y^2}$$

Подставляя в дифференциальное уравнение (1) соответствующие разностные отношения получим следующее разностное уравнение:

$$\begin{aligned} D \left\{ \frac{w_{i-2,k} - 4w_{i-1,k} + 6w_{i,k} - 4w_{i+1,k} + w_{i+2,k}}{\Delta x^4} + \right. \\ \left. + \frac{2}{\Delta x^2 \Delta y^2} [4w_{i,k} - 2(w_{i-1,k} + w_{i,k-1} + w_{i+1,k} + w_{i,k+1}) + \right. \\ \left. + w_{i-1,k-1} + w_{i-1,k+1} + w_{i+1,k-1} + 2w_{i+1,k+1}] + \right. \\ \left. + \frac{w_{i,k-2} - 4w_{i,k-1} + 6w_{i,k} - 4w_{i,k+1} + w_{i,k+2}}{\Delta y^4} \right\} + N_x \frac{w_{i+1,k} - 2w_{i,k} + w_{i-1,k}}{\Delta x^2} + \\ + N_y \frac{w_{i,k+1} - 2w_{i,k} + w_{i,k-1}}{\Delta y^2} + N_{xy} \frac{w_{i-1,k-1} - w_{i-1,k+1} - w_{i+1,k-1} + w_{i+1,k+1}}{2\Delta x \Delta y} = \\ = q(x, y) - p(x, y) \end{aligned} \quad (7)$$

Решая совместно уравнения изгиба плиты, записанные для точки (i, k) , и уравнения граничных условий для изгибающих моментов, крутящих моментов и приведенных поперечных сил получим выражение для $w_{i,k}$, содержащее только прогибы точек плиты

$$\begin{aligned} \frac{(2-2\nu)}{a^4} w_{i,k-2} + \frac{4(\nu-1)(1+2\lambda^2+\nu)}{\lambda^4} w_{i,k-1} + \frac{2(1+\lambda^4-4\lambda^2(\nu-1)-2\nu^2)}{\lambda^4} w_{i,k} - \\ - \frac{8(\nu-1)}{\lambda^2} w_{i+1,k-1} + \frac{4(2\lambda^2(\nu-1)-\lambda^4-\nu^2)}{\lambda^4} w_{i+1,k} + 2 \left(2 - \frac{2\nu^2}{\lambda^4} \right) w_{i+2,k} = \\ = \frac{\Delta x^4}{4D} [q(x, y) - p(x, y)] \end{aligned}$$

где $\lambda = \frac{\Delta y}{\Delta x}$; $\alpha = N_x \Delta x^2$; $\beta = N_y \Delta x^2$.

В матричной форме система уравнений для определения перемещений узлов сетки плиты и реактивных давлений в контактной зоне записывается в следующем виде:

$$[K] \vec{X} = \vec{P} \quad (8)$$

$$\begin{aligned} \vec{X} &= [w_1, w_2, \dots, w_n, p_1, p_2, \dots, p_n] \\ \vec{P} &= [q_1, q_2, \dots, q_n, 0, 0, \dots, 0] \end{aligned}$$

где: $[K]$ – матрица жесткостей и совместности деформаций;

X – вектор неизвестных перемещений и реактивных давлений;

P – вектор внешней нагрузки, которая на участке принимается постоянной.

После решения системы уравнений по известным прогибам плиты определяются усилия в плите (изгибающие моменты и поперечные силы).

Используя полученную эпюру перемещений, можно корректировать деформационные характеристики основания. С целью выравнивания осадок плиты необходимо выполнить локальное уплотнение грунтов оснований. Для решения этой задачи следует использовать метод уплотнения грунтов тяжелыми трамбовками. Достоинством применения данного метода является то, что уплотнение грунтов можно проводить до фиксированного значения модуля деформации при заданных технологических параметрах, энергии удара, исходной и требуемой плотности грунта. Требуемый диаметр трамбовки следует определять по формуле

$$d = \frac{0,255MqH(1 - v^2)\omega}{\left(\frac{\rho_d^{тр} - \rho_d \cdot l}{\rho_d^{тр}}\right)^2 E}$$

- где $\rho_d^{тр}$ – требуемая плотность сухого грунта, т/м³;
 ρ_d – плотность сухого грунта до уплотнения, т/м³;
 l – мощность уплотненного слоя, м;
 v – коэффициент относительной поперечной деформации;
 ω – безразмерный коэффициент, равный 0,79 для круглой в плане трамбовки;
 E – модуль деформации грунта природного сложения, МПа;
 M – масса трамбовки, т;
 H – высота сбрасывания, м.

Технологическую схему уплотнения грунтов следует принимать в соответствии с рекомендациями, изложенными в работе [6].

Прогнозируемые значения угла внутреннего трения и модуля деформации следует определять по методике, приведенной в работе [7]. Достоинством этого подхода является то, что прогнозируемые характеристики грунта могут быть определены с учетом упрочнения оснований во времени. Предлагаемая методика позволяет учесть временной фактор непосредственно на начало строительства объекта.

Следует отметить, что предложенный метод проектирования оснований апробирован на строительстве многоэтажного жилого дома в г. Минске. Неоднородность основания устранена методом интенсивного ударного уплотнения, что обеспечило разность осадок в допустимых пределах при существенном уменьшении материалоемкости фундаментов, в результате чего получен значительный экономический эффект.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Зарецкий Ю.К., Гарицелов М.Ю. Глубинное уплотнение грунтов ударными нагрузками. – М.: Энергоатомиздат, 1989. – 192 с.
2. Винокуров Е.Ф., Макарук П.Н., Пойта П.С., Набоков И.М., Лобанов В.В. Применение метода интенсивного динамического уплотнения грунта в Белорусской ССР. – Минск, 1989. – с. 60-68.
3. Ганичев И.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
4. Зарецкий Ю.К., Вуцель В.И., Гарицелов М.Ю., Березинский С.А. Интенсивное динамическое уплотнение слабых грунтовых оснований // Энергетическое строительство. – 1983. - № 10. – с. 37-40.
5. Тарасевич А.Н., Пойта П.С. Самонапряженные плиты на упругом основании // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: Сб. статей VII научно-методического межвузовского семинара. – Брест, 1997. – с. 136-141.
6. Пойта П.С. Влияние физико-механических свойств уплотняемого грунта на оптимальный диаметр трамбовки // Строительство. Минск. – 2003. - № 1-2. – с. 243-247.
7. Пойта П.С. Строительные свойства искусственных оснований. – Брест: издательство БГТУ. – 2004. – 174 с.

УДК 624.131.436:324.132.345

Дедок В.Н.

СПОСОБЫ НАМЫВА И СВОЙСТВА НАМЫТЫХ ОСНОВАНИЙ

Опыт инженерной подготовки заболоченных территорий способом гидромеханизации для градостроительных целей свидетельствует о том, что для обеспечения качества оснований зданий и сооружений на таких территориях необходимо инженерно-экономическое обоснование целесообразности проведения вскрышных работ с учетом применяемых конструктивных типов фундаментов, детальное изучение свойств карьерных грунтов, правильное назначение, в зависимости от вида карьерных грунтов, способа и технологической схемы намыва с целью получения более однородной, как по площади, так и по глубине, намывной толщи, проведение в процессе намыва геотехнического контроля.

Способы намыва

Качество намывной грунтовой толщи зависит в первую очередь от технологии намыва. При намыве территорий для промышленного и гражданского строительства применяются безэстакадный, низкоопорный, послойно-грунтоопорный, продольно-торцевой бесколдцевый и мозаичный способы.

При безэстакадном способе выпуск пульпы производится из торцов специальных раструбных труб, которые укладываются на поверхность намывного песка. В процессе намыва трубы наращиваются или укорачиваются, а намыв производится слоями высотой до 1,0—1,5 м.

Низкоопорный способ отличается от безэстакадного тем, что трубы укладываются на специальных низких инвентарных опорах высотой 1,0—1,5 м. Поэтому намыв низкоопорным способом выполняется горизонтальными слоями толщиной до 1,5 м.

При послойно-грунтоопорном способе трубы укладываются на земляные валы высотой до 1,5 м, которые являются опорами. Выпуск пульпы производится из торцов труб.

Продольно-торцевой бесколдцевый способ предусматривает сосредоточенный выпуск пульпы из торцов труб, укладываемых на гребне дамбы. Поэтому фронт намыва может перемещаться по длине сооружения неограниченно и без разбивки территории на отдельные карты, а осветленная вода выводится через трубчатые водосбросы на дамбе первичного обвалования.

При мозаичном способе намыва пульпа подается из нескольких пульпопроводов, расположенных в шахматном порядке «вразбежку». Этот способ применяют для возведения из неоднородных грунтов широкопрофилированных и среднепрофилированных площадей. В процессе намыва предыдущий слой перекрывается последующим в шахматном порядке и никакой закономерности распределения частиц грунта по площади не наблюдается. В результате любой плоский срез на намываемой площади представляет собой пестрое распределение материала различной крупности. В связи с тем, что при данном способе намыва нет прудка-отстойника, наблюдается большой отмыв мелких фракций. При мозаичном способе намыв достигает большой интенсивности, в особенности для крупных песков.

Свойства намывных грунтов

При проектировании намывных площадей важно правильно прогнозировать изменение фракционного состава грунта на пляже намыва. Такой прогноз дает возможность определить физико-механические характеристики и фильтрационные свойства намывных грунтов в любой точке намываемой площади. На характер фракционирования влияют состав карьерного грунта, гидравлические параметры потока пульпы и уклоны поверхности намываемых грунтов.

По длине откоса намыва происходит движение частиц различной крупности, при этом образуется русло для вновь намываемых частиц грунта. Поэтому на характер фракционирования частиц грунта в условиях массового перемещения иногда накладываются случайные явления. Однако в целом, в определенных интервалах по откосу намыва откладываются определенные по крупности частицы, характерные лишь для данного участка. По мере удаления от места выпуска пульпы растекается по поверхности, скорость движения снижается и происходит отложение более мелких фракций.

Процесс фракционирования грунта на откосе намыва изучался как на картах намыва, так и в лабораторных условиях. Наиболее полные данные получены при намыве территории Юго-Восточного микрорайона г.Бреста из карьера реки Муховец. Карьерный грунт представлен неоднородными песками различной крупности.

Для изучения характера фракционирования на откосах намыва на различных расстояниях от места выпуска пульпы, по мере наращивания толщины слоя намыва, отбирались пробы грунта для

гранулометрического анализа. Установлено, что вдоль пляжа намыва и по его фронту по мере удаления от места выпуска пульпы наблюдается четко прослеживаемое уменьшение содержания крупных фракций и увеличение мелких. Кроме того, обеспечивается почти полный отмыв частиц размером менее 0.1 мм, содержание которого в намытом песке ничтожно по сравнению с карьерным.

Качество намытых грунтов характеризуется плотностью сухого грунта, которая является одним из основных критериев намываемых оснований под сооружение.

Непосредственное влияние на плотность грунтов намываемой территории оказывает способ намыва. При эстакадном способе намыва падающая с высокой эстакады струя пульпы образует в песчаных отложениях воронку, из которой пульпа изливается на намываемый откос. При этом борта воронки оказываются сильно уплотненными, а песчаные отложения на дне ее – предельно рыхлые. После намыва в центре воронки сохранится рыхлый грунт, который даст в будущем значительную просадку.

Из ранее выполненных исследований [1, 2] известно, что намытые грунты имеют три вида текстуры: микрослоистую, слоисто-грядовую и смятую. Микрослоистая текстура создается при намыве с большим удельным расходом и сравнительно низкой консистенцией. Слоисто-грядовая текстура образуется при грядовом перемещении твердой фракции по намываемому откосу, слоистая – при антидунном перемещении песчаных частиц по пляжу намыва.

Микрослоистая текстура, которая характеризуется большей плотностью, легче достигается при эстакадном способе намыва. Слоисто-грядовая и смятая текстуры, с меньшими плотностями, создаются соответственно при низкоопорном (сосредоточенном выпуске пульпы) и безэстакадном способах.

Одной из основных механических характеристик, определяющих прочность и устойчивость грунтов, является их сопротивление сдвигу, которое также в значительной степени зависит от текстуры грунтов. Предельное сопротивление грунтов сдвигу определяли в одноплоскостном приборе прямого среза Маслова – Лурье при вертикальных давлениях – 0.1, 0.2, 0.3 МПа. Исследовались два типа образцов намывного песчаного грунта ненарушенной текстуры: в плоскости сдвига, параллельной плоскости наслоений, и в плоскости сдвига, перпендикулярной к плоскости наслоений. Результатами экспериментов установлено, что $\varphi_{гор} = 31.2$ град, $\varphi_{верт} = 34.6$ град, т.е. очевидно, что намывные грунты обладают анизотропией прочностных свойств, коэффициент анизотропии $A = \varphi_{верт}/\varphi_{гор}$ в проведенной серии испытаний составляет 1.1.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Строительство сооружений и зданий на намывных и насыпных основаниях. Сборник научных трудов ИСИА Госстрой БССР, 1984, 116 с.
2. Винокуров Е. Ф., Карамышев В. С. Строительство на пойменно-намывных основаниях. - Минск, Высшая школа, 1980, с. 208, ил.

УДК 624.131:624.131.213

Талецкий В.В., Бондаренко В.М.

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ОСАДКИ ЖЁСТКОГО ШТАМПА НА ИСКУССТВЕННО-АНИЗОТРОПНОМ ОСНОВАНИИ В УСЛОВИЯХ ПЛОСКОЙ ДЕФОРМАЦИИ

Часто строительство необходимо вести на не надежных и не устойчивых грунтах. В этих условиях особое значение приобретает целенаправленное изменение физико-механических характеристик грунтов, достигаемое их уплотнением или усилением (армированием). Армирование насыпного грунта выполняют введением в него специальных не гниющих тканей, пленок, сеток и других материалов.

Для экспериментального изучения изменения значений деформации в зависимости от вида основания были проведены испытания грунта в лотке в условиях плоской деформации. Каркас лотка выполнен из равнополочного уголка 50×5 мм. Рабочие размеры лотка 885×358×495(н) мм. Размер 358 мм соответствует расстоянию между неподвижными стенками лотка, выполненными из органического стекла ($\delta = 16$ мм) и обеспечивающими условие плоской деформации. Прозрачность оргстекла позволяла наблюдать характер деформирования основания по горизонтальным полосам из мела, которые выполнялись во время формирования грунта в лотке. Общий вид лотка приведен на рисунке 1.

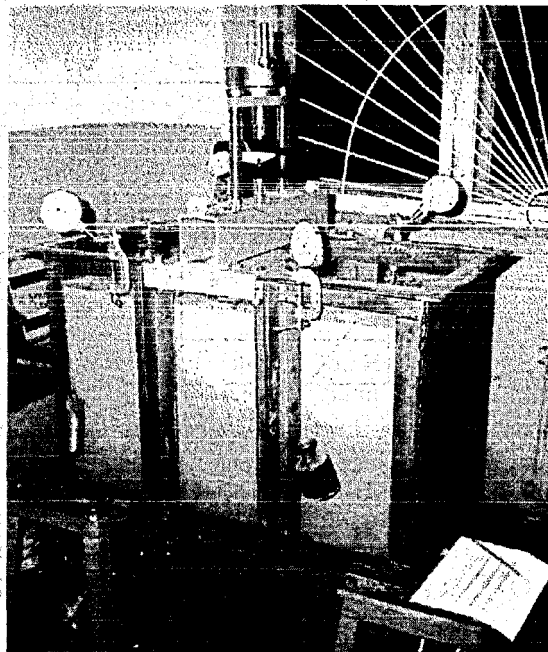


Рисунок 1 – Общий вид лотка

Формирование массива грунта для испытания в лотке выполнялось путём укладки навесок грунта заданной влажности с последующим уплотнением. Навески соответствовали слою грунта толщиной 24 мм. В итоге было получено изотропное основание из мелкозернистого песка со следующими характеристиками: плотность $\rho = 1,75 \text{ г/см}^3$, влажность $w = 0,06$, коэффициент пористости $e = 0,61$.

Нагружение производилось с помощью вертикального нагружающего устройства от срезного прибора ВСВ-25. Нагрузка на основание передавалась через штамп шириной $b = 70 \text{ мм}$. Усилие, передаваемое на штамп, измерялось динамометром сжатия марки ДОСМ-3-5. Давление под штампом увеличивалось ступенями по 0,04 МПа. После приложения очередной ступени давления, через 1 мин, фиксировались перемещения штампа (записывались отсчёты по прогибомерам) и прикладывалась следующая ступень. Во время ожидания напряжения, соответствующее данной ступени нагружения, поддерживалось постоянным. Перемещения штампа, по которым впоследствии определялись деформации основания, замерялись прогибомерами Аистова с ценой деления 0,01 мм.

Были проведены экспериментальные исследования деформирования оснований двух типов:

а) изотропного, описанного выше;

б) изотропного с усиленным слоем грунта толщиной b . Усиление выполнено путём помещения под штамп (при формировании массива грунта) на глубине $0,3b$ и $0,6b$ двух слоёв геотекстиля шириной $2b$. В качестве геотекстиля использована сетка из стекловолокна с размером ячейки $4 \times 4 \text{ мм}$ и толщиной волокон 0,5 мм.

По результатам исследований в лотке построены кривые осадки штампа для двух типов оснований, приведенные на рисунке 2.

Проведенные испытания просчитаны МКЭ. Расчёт осадки штампа выполнен для двух видов оснований. В первом случае весь грунт под штампом рассматривался как изотропный с теми же характеристиками, как и при испытании в лотке. Во втором случае слой грунта под штампом, усиленный геотекстилем шириной $2b$ и глубиной b , рассматривался как трансверсально-изотропный, а остальной грунт основания – как изотропный. Изотропный грунт характеризовался стандартными параметрами: $E = 32 \text{ МПа}$, $\varphi = 33,6^\circ$, $c = 2,8 \text{ кПа}$, $\nu = 0,25$. Для определения прочностных свойств армированных (анизотропных) грунтов обычно используют сложные модели, учитывающие свойства грунта, прочность армирующего материала, величину трения его с грунтом и др. Это ведет к дополнительным затратам на проведение испытаний, а также к снижению точности определения свойств из-за сложности математического описания взаимодействия двух материалов.

Для сокращения количества испытаний и повышения точности определения свойств было предложено свойства армированного грунта определять через испытание в приборе двухосного сжатия, искусственно сформированных армированных образцов исследуемого грунта. Полученные при испытании прочностные и деформационные характеристики использовать как параметры модели грунта [1].

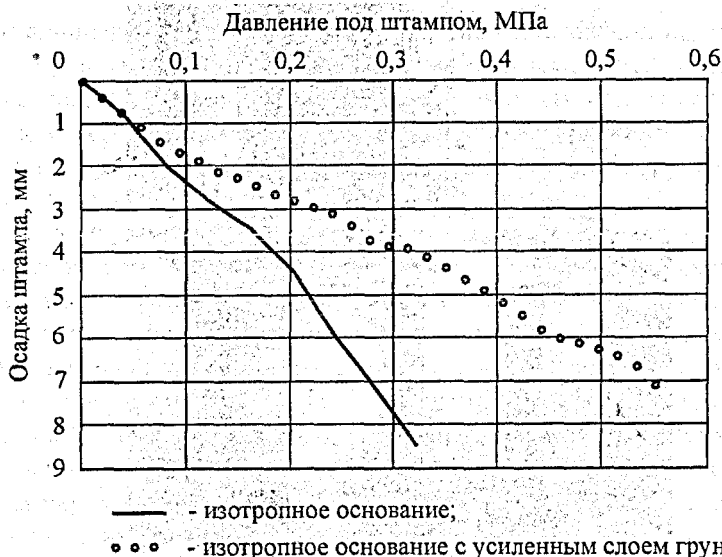


Рисунок 2 – Осадка штампа по результатам испытаний в лотке

Расчёт осадки штампа выполнен с использованием программы «Геомеханика» [2], разработанной для решения смешанной задачи теории упругости и пластичности. Программа реализует деформационную модель идеальной упругопластической среды. Для расчета анизотропного грунта в программу была введена такая же модель, но трансверсально-изотропного грунта [1]. Деформационная анизотропия учитывалась коэффициентами деформации C_{ij} , связывающими напряжения и деформации в обобщенном законе Гука для трансверсально-изотропной среды [3]. Анизотропия прочностных свойств - экспериментальной зависимостью, полученной в результате испытаний образцов анизотропного грунта в двухосном приборе. Математически она описывалась предельной поверхностью в виде функции $\sigma_1^s = f(\sigma_3, \psi)$, с помощью которой определялась прочность армированного грунта для различных значений главного напряжения σ_3 и угла наклона плоскости изотропии ψ [4].

Результаты расчётов осадки штампа приведены на рисунке 3.

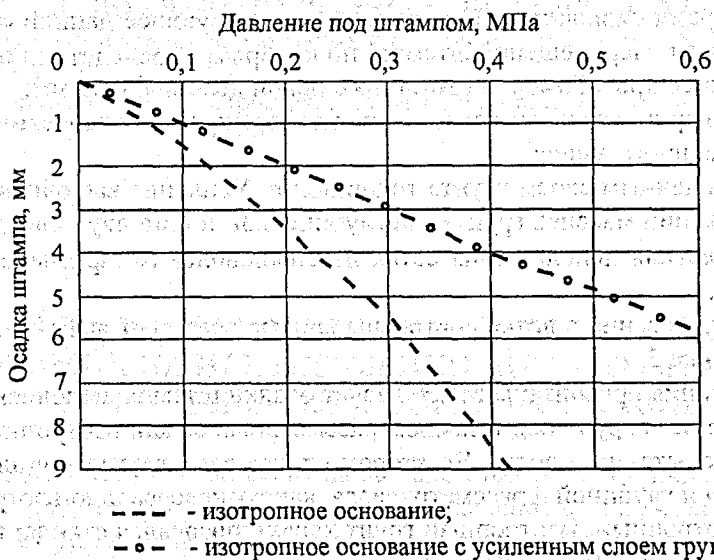


Рисунок 3 – Осадка штампа по результатам расчетов МКЭ

Испытания в лотке показали, что усиление слоя грунта под штампом геотекстилем приводит к значительному повышению несущей способности основания и снижению его деформативности. Несущая способность основания после его усиления увеличилась с 0,32 до 0,56 МПа, т.е. на 75%. Осадка штампа на изотропном основании в момент потери несущей способности составила 8,6 мм, а для основания с усиленным слоем грунта, при этом же значении напряжения под штампом, вдвое меньше – 4,1 мм.

При этих же значениях напряжений осадка штампа в теоретических расчётах составила соответственно 6,8 мм и 3,3 мм, то есть отличие от экспериментальных значений составляет не более 20%. Таким образом, результаты расчётов подтверждают возможность определения свойств армированных грунтов по испытаниям в приборе двухосного сжатия для использования их в виде параметров расчётной модели.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Талецкий В.В. Деформационная модель упругоидеальнопластической среды для намывного грунта // Проектирование и строительство зданий на транспорте: Сб. науч. тр./ Белорусс. гос. ун-т трансп. – Гомель: БелГУТ, 2000. – С.79-82.
2. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике. – М.: Недра, 1987, 221 с.
3. Пат. 5618. МКИ Е 02D 1/00 Способы определения коэффициентов упругости трансверсально-изотропного грунта / Талецкий В.В. Заявл. 07.12.1999; Оpubл. 30.12.2003. Официальный бюллетень. – 2003. – №4.
4. Бондаренко В.М., Талецкий В.В. Экспериментальное исследование механических свойств искусственно анизотропных песчаных грунтов // Материалы X международного симпозиума «Динамические и технологические проблемы механики конструкций и сплошных сред» Т. 2 – М.: МАИ, 2004. – С.32-37.

УДК 624.154.04:624.156.04

Никитенко М. И., Сернов В. А., Синякевич П. М., Куриленко Я. А., Воробьев Ф. В.

ОЦЕНКА ВЗАИМОДЕЙСТВИЯ С ОСНОВАНИЕМ СВАЙ ВМЕСТЕ С НИЗКИМИ РОСТВЕРКАМИ

Целью настоящей работы является усиление внимания к проблеме оценки несущей способности оснований свайных фундаментов и возможностям ее повышения.

В геотехнической практике Беларуси при наличии сложных инженерно-геологических условий сваи применяют в сравнительно больших объемах.

Обычно у нас предпочтение отдавали забивным призматическим сваям, которые очень часто не удается погрузить на проектные глубины, что способствует появлению «свайных лесов». Это связано с несовершенством прогноза несущей способности свай согласно ранее действовавшим нормам СНиП 2.02.03-85 [1]. За счет эксцентричности ударов молота призматические сваи отклоняются от оси и создают в грунте у поверхности щель. Ударная энергия при этом затрачивается в значительной мере на разрушение головы сваи и преодоление отпора грунта перед наклоненной гранью сверху, а к нижнему концу сваи доходит ослабленный ударный импульс. Существенный недостаток забивных призматических свай постоянного поперечного сечения заключается в малом увеличении их несущей способности с глубиной, особенно после 8-10 м.

Более благоприятно взаимодействуют с грунтами пирамидальные сваи. При их погружении ударный импульс распределяется более равномерно с максимумом в голове сваи большего сечения и минимумом у нижнего конца малого сечения. При постоянном контакте с грунтом такие сваи удается погружать на проектные глубины с меньшей затратой энергии. Пирамидальные забивные сваи в Беларуси с 70-х годов ушедшего столетия начали успешно применять под научным руководством доцентов, кандидатов техн. наук Ситникова М.А., Шайтарова Л.Д. и Циунчика Б.А. [2]. Нашли они применение и в Словакии [3], [4], [5].

Большие преимущества пирамидальных свай заключаются в том, что при их погружении грунт подвергается сжатию не только под нижним концом, но и вдоль всего ствола. При этом не возникает негативное трение. В результате создаваемого наклонными гранями распора грунт, даже насыпной, упрочняется в межсвайном промежутке [2], [4]. Благодаря распорному эффекту можно уменьшить длины свай и сжимаемую зону грунта под ними. Пирамидальные сваи особенно эффективны в грунтах с понижением прочности от поверхности вниз, поскольку основная часть отпора грунта при этом мобилизуется на верхнем отрезке сваи с большим поперечным сечением. Это позволяет не прорезать нижерасположенные слои или линзы слабых грунтов и оставлять стволы в более прочных верхних грунтах. Такие же достоинства имеют конические сваи при бетонировании в отверстиях, создаваемых вибрационным погружением в грунт металлических пуансонов. Эти сваи можно делать полыми, уменьшая расход бетона и существенно увеличивая относительную несущую способность, приходящуюся на единицу объема расходуемого материала.

Дополнительно увеличить сопротивляемость грунта в основании свай при незначительном расходе на них материала позволяет создание под их нижними концами уширений за счет инъекции цементного раствора в геотекстильные баллоны либо путем выштамповывания из бетонной смеси уширений требуемого объема. В пластичных глинистых грунтах весьма ощутимый эффект дает использование в составе уширений сухой бетонной смеси, которая поглощает из грунта избыточную влагу и повышает его прочность.

Повысить несущую способность основания свайных фундаментов позволяет использование сопротивления грунта под подошвой ростверка, который как и ленточный или столбчатый фундамент, либо сплошная плита, способен воспринимать значительную часть нагрузок. Это обеспечивает возможность уменьшить количество свай в фундаменте, сократить сроки его возведения, снизить стоимость нулевого цикла. Покажем это на примере результатов натурных испытаний некоторых авторов.

Проф. А.А.Бартоломеем [6,7] в Перми испытано в различных грунтах более 70 натурных фундаментов из свай длиной 3...12 м. При расстоянии между сваями $3d$ и длине свыше 9 м доля ростверка в общей несущей способности свайного фундамента составила 10...12%, а при расстоянии $6d$ и длине свай 5...8 м — 35...40%. Проф. В. Н. Голубковым [8] в Одессе по результатам испытаний призматических (350x350мм, $L = 3,8$ м) и пирамидальных свай (верх 600x600мм, низ 100x100мм, $L = 3,0$ м) с низким и с высоким ростверками в водонасыщенных песках установлено значительное влияние низкого ростверка на общее сопротивление свайного фундамента, причем более существенно с ростом осадки. Сопротивление грунта основания у призматических свай с низким ростверком было на 38% выше, чем без ростверка, у пирамидальных — на 72%. Испытаниями Я. Ш. Зиязова в г. Уфа [9] в глинистых грунтах фундаментов из железобетонных свай сечением 20x20 и 30x30 см при их длинах по 6 м и наклонах к вертикали 0, 10, 15, 20 и 22° выявлено, что с увеличением шага свай от 3 до 4d сопротивление грунта под подошвами ростверков при вертикальных сваях составило 25%, а при их наклоне на 10° и 15° соответственно 20 и 11%.

Включение в работу ростверков оправдало себя на некоторых объектах г. Минска [10]. За счет зачистки забоя скважин от шлама, создания уширений под нижними концами цилиндрических свай в моренных суглинках их несущая способность возросла на 80%, а при включении в совместную работу ростверков увеличилась еще на 95% (рис. 1).

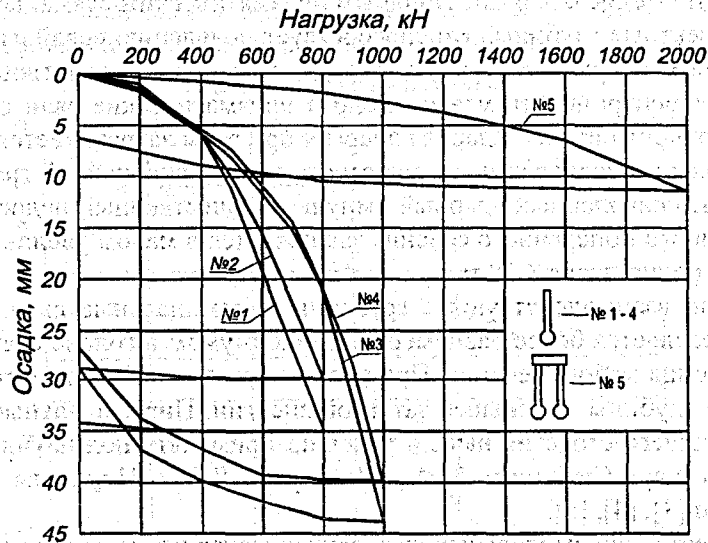
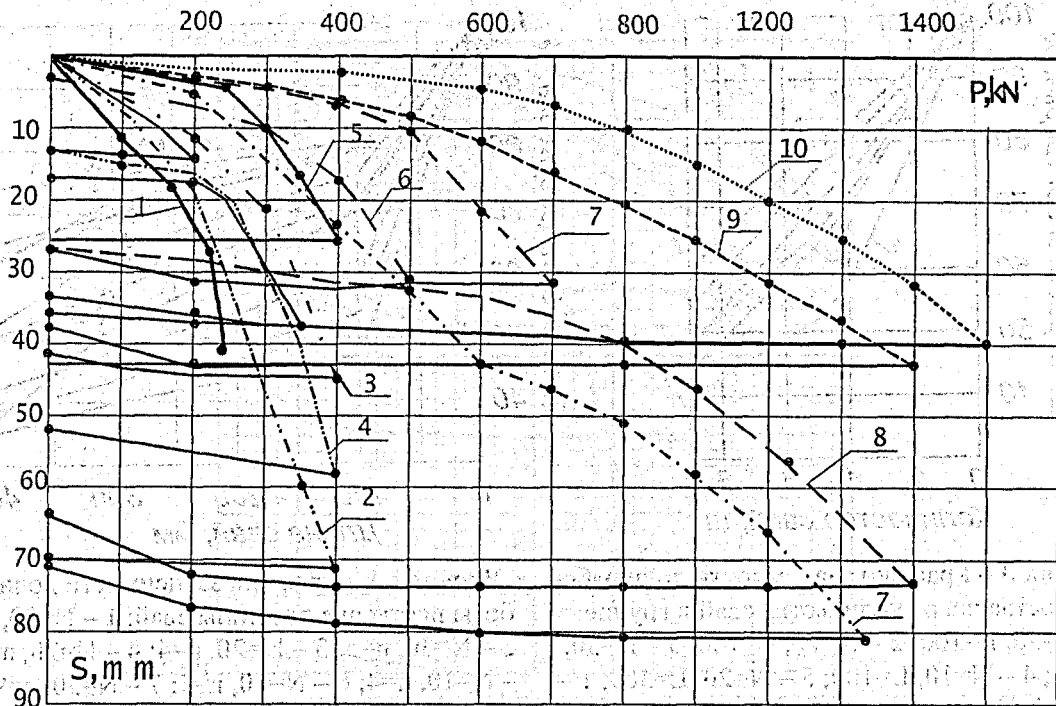


Рисунок 1 — Результаты испытаний в квартале улиц Бурдейного-Якубовского

№1-4 — одиночные сваи; №5 — две сваи с фрагментом ростверка,

Эти же меры применены при возведении многоэтажных жилых домов по ул. Бельского [5], где в пылеватых суглинках содержались прослойки торфа и заторфованного грунта на глубине более 10м, что и определило длину свай от 3 до 4 м. Здесь сопротивляемость грунта сжатию также была увеличена на 80% за счет уширений на нижних концах свай и на 45% благодаря включению в работу ростверков (рис. 2).



1, 2 — испытания свай без уширенных пятой, 3, 4 — то же сразу после устройства уширенных пятой;
5, 6 — испытания после твердения бетона в составе пятой;
7, 8, 9, 10 — испытания свай попарно с фрагментами ростверка.

Рисунок 2 — Результаты статических испытаний конических свай с уширенной пятой, в том числе по две с фрагментами ростверка на ул. Бельского

В наших исследованиях свай изучались: характер взаимодействия с грунтами свай одиночных и вместе с ростверками во всем диапазоне нагрузок; основные факторы, влияющие на работу ростверков. В лаборатории испытаны модели сборного ростверка шириной 160x160 мм и сечением 20x20 мм с длинами 100, 200, 300, 400 мм. Нижняя плита ростверка с 9 отверстиями по 20,5x20,5 мм направляла погружения свай и заземляла их головы при нагружении через распределительную верхнюю плиту без отверстий. Такая конструкция ростверка позволяла испытывать разное количество свай и их взаимное расположение. В маловлажном песке средней крупности выполнено 24 испытания низких и высоких ростверков при 4, 5, 9 сваях в группе, шагах $6d$, $4,25d$, $3d$ и длинах 100, 200, 300, 400 см. Из зависимостей $S=f(N)$ определялась доля работы ростверка (K_p) во всем диапазоне нагрузок. Установлено, что несущая способность низкого ростверка при 4 или 5 сваях с длинами 100 ... 300 мм значительно выше, чем при 9 таких же сваях с высоким ростверком. При одинаковых нагрузках и количестве свай (4 шт.) осадка низкого ростверка с длинами свай 100 ... 200 мм гораздо меньше, чем у высокого даже при длинах свай 400 мм. Ростверк включается в работу практически сразу после приложения нагрузки (при осадке 0,5 ... 1,5 мм), поскольку грунт под его подошвой был тщательно уплотнен до начала эксперимента.

На рис. 3 представлены кривые зависимости доли работы ростверка от количества свай в группе $K_p=f(n)$, а на рис. 4 — от их длины $K_p=f(L)$.

Из рис. 3 видно, что с увеличением количества свай в группе доля работы ростверка K_p уменьшается по близкой к гиперболической зависимости и стремится к нулю, т.е. эффективность их работы снижается. С возрастанием нагрузки и уменьшением длины свай значения K_p увеличиваются, а кривая $K_p=f(n)$ приобретает более пологий вид. При увеличении длины свай L доля работы ростверка K_p снижается и также приближается к нулю (рис. 4): В наиболее распространенном диапазоне длин свай зависимости $K_p=f(L)$ прямолинейны.

Согласно действующих норм [11], при оценке несущей способности свай по результатам полевых испытаний грунтов в качестве частного значения нормативного предельного сопротивления основания сваи предписывается принимать величину нагрузки $F_{u,п}$, при которой свая получит осадку, меньшую или равную величине, составляющей 0,2 от предельно допустимой для проектируемого сооружения. $S_{u,мт}$. Таким образом, для производственных и гражданских одно- и многоэтажных зданий

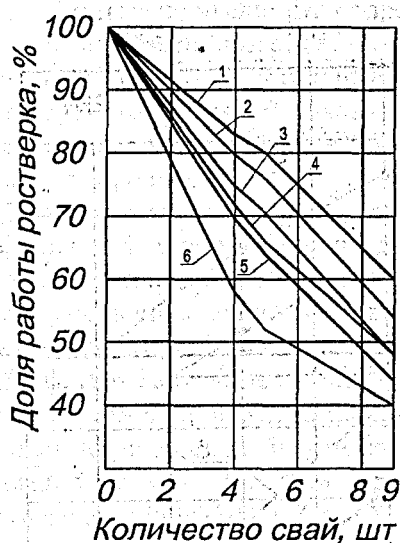


Рисунок 3 – Графики зависимости доли работы ростверка от количества свай в группе: 1 – $N=30, L=100$; 2 – $N=20, L=100$; 3 – $N=30, L=300$; 4 – $N=10, L=100$; 5 – $N=20, L=300$; 6 – $N=10, L=300$; (N — нагрузка, кН; L — длина свай, мм).

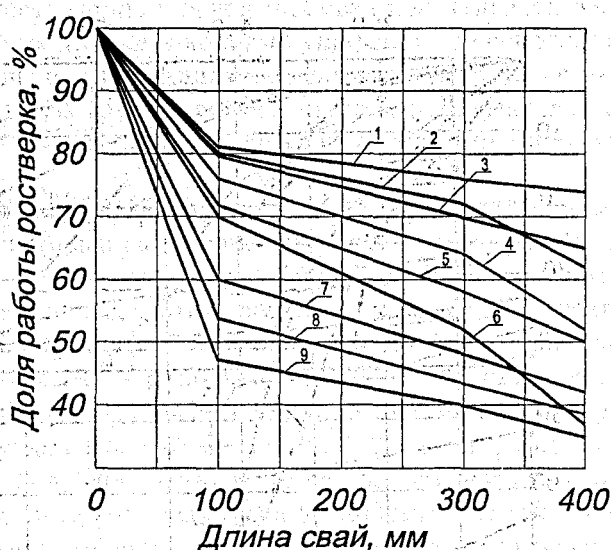


Рисунок 4 – Графики зависимости доли работы ростверка от длины свай: 1 – $N=30, n=4$; 2 – $N=30, n=5$; 3 – $N=20, n=4$; 4 – $N=20, n=5$; 5 – $N=10, n=4$; 6 – $N=10, n=5$; 7 – $N=30, n=9$; 8 – $N=20, n=9$; 9 – $N=10, n=9$; (N — нагрузка, кН; n — количество свай).

с полным железобетонным каркасом при величине $S_{u,mt} = 8$ см, значение $F_{u,n}$ приходится принимать при осадке всего 1,6 см. Судя по таблице Б.1 норм [11], в ней дается для ряда сооружений максимальное значение $S_{u,mt} = 40$ см, поэтому для них должно назначаться существенно большее значение $F_{u,n}$. В данном случае создается ситуация, когда для одной и той же испытанной сваи получаются разные значения несущей способности грунта, что не увязывается со здравым смыслом. Видимо, в данном случае целесообразно изменить критерий оценки несущей способности, приняв его общим для соответствующей сваи в данном грунте, а допустимое усилие назначать с учетом условий работы и коэффициентов надежности для соответствующих сооружений. Из анализа зависимостей на рис. 1 следует, что при критерии норм осадке 1,6 см будет соответствовать нагрузка в среднем лишь порядка 500 кН, в то время как при испытательных в 800 кН и 1000 кН стабилизированные осадки составили от 3,0 до 4,5 см. Это свидетельствует о необоснованности принятого нормами критерия при оценке несущей способности грунта в основании испытанных свай. В данном конкретном случае для увеличения значений пришлось использовать прием включения ростверка вместе со сваями во взаимодействие с грунтом.

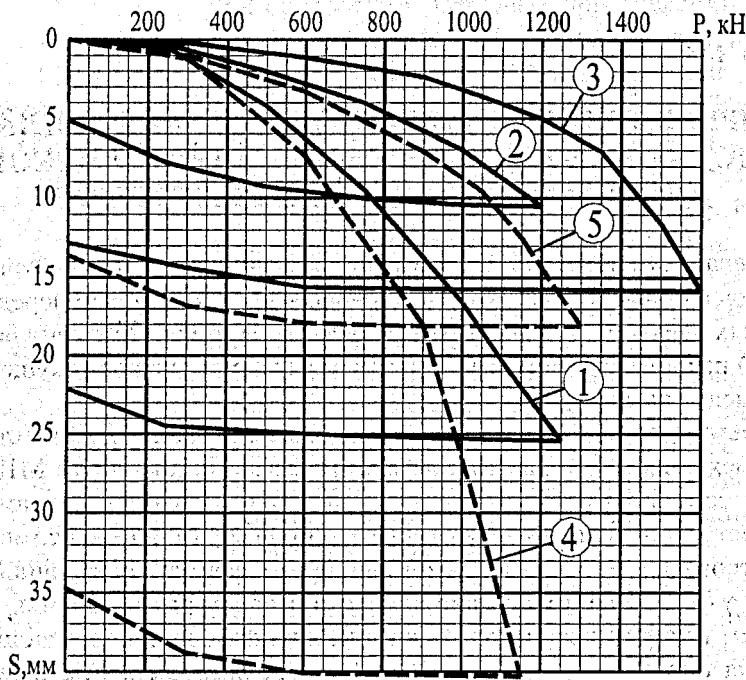
Наши исследования (рис. 5) свидетельствуют, что повторные загрузки свай позволяют произвести опрессовку грунта и увеличить значения $F_{u,n}$.

ВЫВОДЫ

1. Повышению несущей способности оснований свайных фундаментов способствуют пирамидальная или коническая форма их стволов, наличие уширений под их нижними концами, включение во взаимодействие низких ростверков, а также предварительная опрессовка грунта за счет повторных циклов загрузок и разгрузок испытываемых свайных фундаментов.

2. Основными факторами, влияющими на работу ростверка в составе свайного фундамента, являются: характер напластований, характеристики грунта под подошвой ростверка, вокруг свай и в межсвайном пространстве, вид подготовки и качество уплотнение грунта под ростверком; геометрические характеристики фундамента (вид свай, их длина и шаг, ширина ростверка); интенсивность нагрузки на фундамент.

3. Назрела необходимость совершенствования критериев в действующих нормах при оценке несущей способности оснований свайных фундаментов по результатам их натурных испытаний статическими нагрузками.



1 – загрузка фрагмента ростверка №4 первое; 2 – то же второе; 3 – то же третье;
4 – загрузка фрагмента ростверка № 5 первое; 5 – то же второе.

Рисунок 5 – Результаты статических испытаний конических свай с уширенными пятями с фрагментами ростверков в пылеватых супесях на ул. Бельского-Притыцкого

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты. - М., 1986.
2. Nikitenko M.I.: Konicke vibracne piloty v geotechnickej praxi Bieloruska. In: «Zb. Prispievkov zo VII. Vedeckej konf. s medzinar. Ucastou. 4b. Sekcia: Geotechnika. 22.-24 maja 2002. Kosice. TU v Kosiciach, s.99-102.
3. Puzder P.: Skusenost s barananim ihlanovych pilot. In: «Prefabrikacis v zakladani stavieb». Zb. prednasok z celostatnej konf.: Zakladanie stavieb '84. Hotel Praha, Tatranska Lomnica. DT Kosice, s.84-91.
4. Mitro J.: Nove poznatky o unosnosti skupiny pilot. In: «Optimizacia geotechnickych konstrukcii». Zb. Prednasok 5. Slov. geotechn. konf. 18. A 19 sept. 2001. Bratislava. STU Bratislava, s.259-264.
5. Mitro J.: Influence of restraint on bearing capacity of driven pyramidal piles. In: «Zb. Prispievkov zo VII. Vedeckej konf. s medzinar. Ucastou. 4b. Sekcia: Geotechnika. 22.-24 maja 2002. Kosice. TU v Kosiciach, s.103-106.
6. Бартоломей А. А. Основы прогноза осадок свайных фундаментов // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1995. — №3. — С. 8-10.
7. Бартоломей А. А., Пономарев А. Б. Экспериментальные исследования и прогноз осадок фундаментов из конических свай: // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 2001. — №2. — С. 6-12.
8. Голубков В. Н., Тугаенко Ю. Ф., Хуторянский Б. О. Исследование процесса формирования зоны деформации в основаниях одиночных свай. Сб. «Основания и фундаменты» Вып. 4. Киев, «Будівельник», 1971.
9. Зиязов Я. Ш. Исследование вертикально и горизонтально нагруженных фундаментов из забивных наклонных свай. Сб. «Свайные фундаменты» Вып. . Уфа, 1983.
10. Никитенко М. И., Роговенко В. В., Сернов В. А. Несущая способность буронабивных свай с уширениями. // Вестник БГПА — 2002 — №6. — С. 23-27.
11. СНБ 5.01.01-99. Основания и фундаменты зданий и сооружений. Минархстрой РБ. – Мн., 1999.

МЕТОДИКА ОПРЕДЕЛЕНИЯ СИЛИКАТНОГО РАСПАДА ШЛАКА ТЕКУЩЕГО ПРОИЗВОДСТВА БЕЛОРУССКОГО МЕТАЛЛУРГИЧЕСКОГО ЗАВОДА ДЛЯ ПРИМЕНЕНИЯ В АСФАЛЬТОБЕТОНЕ

В процессе переработки лома черных металлов на Белорусском металлургическом заводе образуются электросталеплавильные шлаки, которые получают в результате передельного процесса выплавки стали в дуговых электросталеплавильных печах. В настоящий момент Белорусский металлургический завод (БМЗ) располагает запасами шлаков в отвалах и шлаков текущего производства в количестве более 800 тысяч тонн.

Щебень, получаемый из отвальных электросталеплавильных шлаков, имеет устойчивую структуру, обладает физико-механическими характеристиками (марка по прочности М1000, истираемость И1, морозостойкость F25), сопоставимыми с физико-механическими характеристиками гранитного щебня.

Однако электросталеплавильный шлак текущего производства в зависимости от внешних условий способен существовать в нескольких кристаллических формах с различной структурой. Каждая модификация (α - β - , γ - Ca_2SiO_2) имеет свою область температуры и давления, при которых она стабильна. Под действием как физических, так и химических факторов окружающей среды происходит процесс распада шлака текущего производства [1]. В основе разрушения шлаков лежит трещинообразование, возникающее вследствие неравномерного его охлаждения, микронеоднородности структуры, а также изменения объема активных компонентов, взаимодействующих с окружающей средой. В результате разрушения, количество дефектов, а следовательно, общая величина напряжений в шлаке снижается, обеспечивая дальнейшую устойчивость [2].

Основные составляющие электросталеплавильного шлака текущего производства приведены в табл. 1.

Таблица 1 – Химико-минералогический состав шлака

Оксиды	Содержание, %			
	Проба №1	Проба №2	Проба №3	Проба №4
SiO_2	16,14	2,84	20,01	14,16
Al_2O_3	4,74	3,82	2,21	1,52
CaO	45,50	44,94	32,91	39,12
$\text{CaO}_{\text{свобод.}}$	1,13	0,27	0,53	0,74
MgO	5,07	5,17	5,11	5,13
SO_3	0,92	0,3	0,74	0,54

Для распознавания шлаков, подверженных силикатному распаду, рекомендовано петрографическое исследование с количественным определением кристаллов силиката кальция, или определение химическим путем. Также для проверки склонности предлагаются следующие уравнения [3].

$$\% \text{CaO} \leq 1,2 (\% \text{SiO}_2) + 0,4 (\% \text{Al}_2\text{O}_3) - 0,8 (\% \text{MgO}) + 1,75 (\% \text{S}); \quad (1)$$

$$\% \text{CaO} \leq 0,9 (\% \text{SiO}_2) + 0,6 (\% \text{Al}_2\text{O}_3) + 1,75 (\% \text{S}). \quad (2)$$

Если неравенства неверны, то шлак производства склонен к распаду. Расчет по формулам (1) и (2) и данным таблицы 1 приводят к следующим результатам:

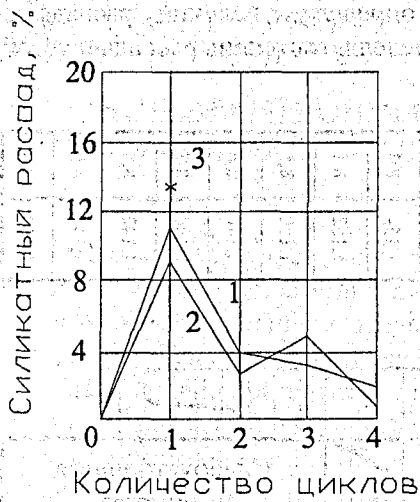
$$45,5 \% > 18,9 \%; \quad (1)$$

$$45,5 \% > 18,8 \%; \quad (2)$$

то есть условия не выполняются. Данный шлак текущего производства имеет не устойчивую структуру и требует проведения дополнительных исследований.

Распад шлаков текущего производства в штабелях происходит за длительный период (2-3 года). Для строительных целей могут применяться только шлаки с устойчивой структурой и степенью распада менее 3% [3]. В связи с этим, для оценки устойчивости структуры и возможности последующего применения электросталеплавильного шлака Белорусского металлургического завода в качестве крупного заполнителя для асфальтобетона требуется разработать соответствующую методику.

Известны методы определения устойчивости шлака, но они мало доступны и длительны по срокам испытания (до 32 суток). Так по методике СоюздорНИИ пробы шлака подвергают пятикрат-



1 – обработка при 0,3 МПа в течение 6-ти часов; 2 – обработка при 0,3 МПа в течение 2-х часов; 3 – испытания по ГОСТ 3344-73. 1,2,3 – суммарные потери массы по циклам

Рисунок 1 – Влияние режима автоклавной обработки на распад сталеплавильного шлака:

ной обработке в автоклаве при давлении 0,3 МПа в течение 2 часов. По методике Донецкого ПромстройНИИпроекта шлак подвергают трехкратной обработке при давлении 0,9 МПа в течение 4 часов. По методике УралНИИЧМ осуществляется 30-суточная выдержка щебня из шлака в дистиллированной воде с последующим испытанием в автоклаве в течение 6 ч (продолжительность методики до 32 суток). В результате под действием как физических, так и химических факторов происходит процесс распада. Кинетика распада шлака определяется изменением его напряженного состояния. При тепловлажностной обработке шлака количество трещин увеличивается за счет расклинивающего действия воды, давления пара, гидратации активной составляющей. Продолжение испытаний приводит к резкому уменьшению величины распада. Этому также способствует частичная цементация вершин трещин, которая происходит благодаря повышенной химической активности материала в напряженном состоянии.

Исходя из описанной схемы распада, режим тепловлажностной обработки шлака должен находиться в соответствии с его структурными свойствами и кинетикой их изменения. На рис. 1 показано влияние режима автоклавной обработки на распад сталеплавильного шлака [2].

С увеличением количества циклов и продолжительности испытания шлака суммарные потери массы его возрастают, и после трех циклов превосходят потери, определенные по стандартной методике. В дальнейшем они стабилизируются, что

объясняется образованием вторичной структуры, устойчивой к распаду. Это позволяет ограничить обработку шлака при 0,3 МПа тремя циклами продолжительностью по 2 часа и сушкой неохлажденного материала в разогретом до 423 – 473 К сушильном шкафу (продолжительность методики 12-16 часов).

На основании данной методики (три цикла продолжительностью по 2 часа при давлении пара 0,3 МПа) провели испытания шлакового текущего производства щебня фракций 5, 10, 15 мм на устойчивость. Одновременно нами предложено проводить испытания на дробимость (D_1) (по стандартной методике [4]) шлака текущего производства до испытания на силикатный распад и после (D_2). В результате установлена зависимость степени распада от прочности шлака текущего производства (химического состава приведенного табл. 2). На основании полученной зависимости разработана методика определения силикатного распада шлака текущего производства, приведенная ниже.

Таблица 2 – Фазовый состав электросталеплавильных шлаков, % (данные ИОНХНАНБ)

Фаза / Образцы	№ 1 от 3.12.03	№ 2 от 14.11.03	№ 3 1998 год
$Ca_2SiO_4 (\alpha, \beta, \gamma)$	80,6	86,5	85,4
$MgFe_2O_4$	7,8	6,2	6,8
$MnAl_2O_4$	4,2	3,8	3,2
$CaCO_3$	3,9	2,0	3,2
$AlFe_3C_x$	5,0	-	-
Влажность	0,5	1,5	1,4

Методика определения силикатного распада шлака текущего производства. На первом этапе рассеивают навески шлакового щебня текущего производства на стандартные фракции. Для испытания отбирают три навески фракции 5 мм или 10 мм не менее 0,5 кг каждая. По [4] определяют дробимость (D_1) электросталеплавильного шлака (с точностью до 1 %).

На втором этапе по значению полученной дробимости (D_1) и табл. 3 определяют значение коэффициента дробимости (K_d).

Затем по формуле (1) определяют величину дробимости (D_2).

$$\frac{D_1}{D_2} = K_d \quad (1)$$

На третьем этапе по зависимости, представленной на рис. 2, определяем величину распада соответствующую D_2 . По значению распада и в соответствии с [5] определяют степень распада и устойчивость шлака текущего производства.

Таблица 3 – Значение коэффициента дробимости

Дробимость, D_1	7,1	7,2	7,3	7,4	7,5	7,6	7,7	7,8	7,9	8,0	8,1	8,2	8,3	8,4	8,5	8,6	8,7	8,8	8,9	9,0
K_d	1,186	1,183	1,18	1,77	1,74	1,71	1,169	1,167	1,164	1,162	1,159	1,157	1,154	1,152	1,150	1,148	1,144	1,142	1,141	1,139

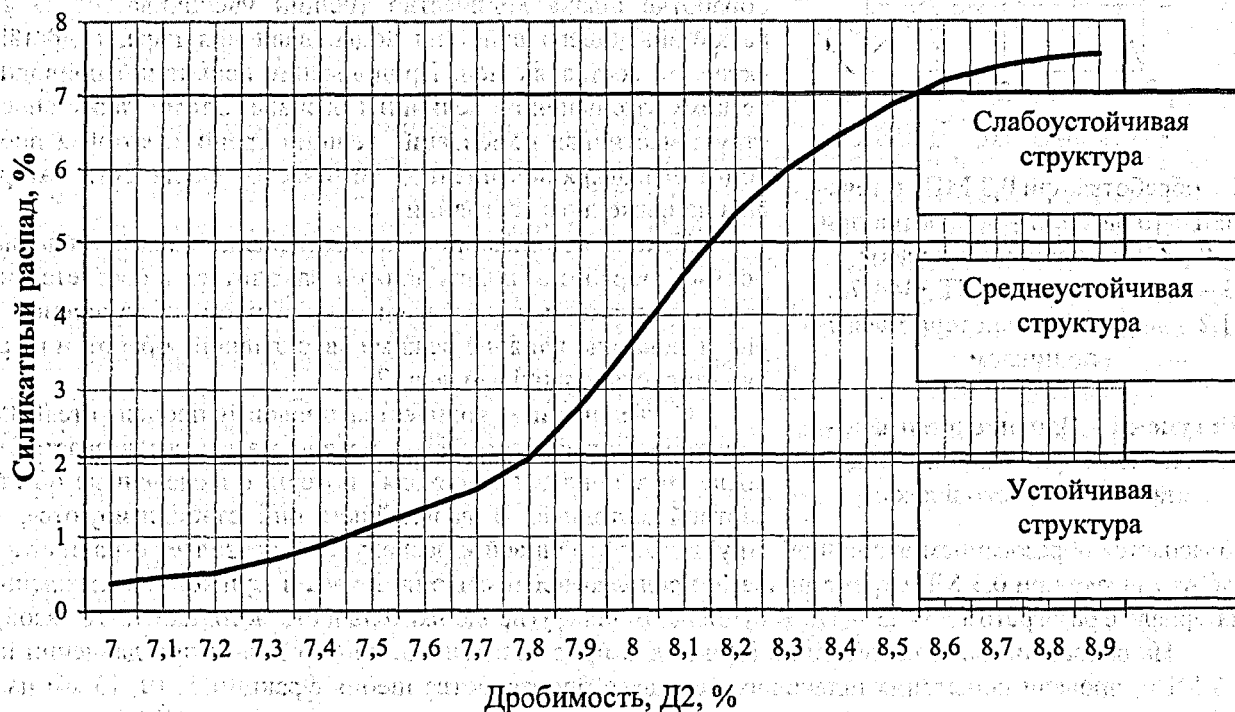


Рисунок 2 – Зависимость силикатного распада от дробимости электросталеплавильного шлака текущего производства

Применение данной методики позволяет определить, что при значении дробимости менее 7,8 % структура шлака текущего производства является устойчивой. Кроме этого, продолжительность испытания шлака на распад сокращается с 12-16 часов до 2-3 часов и обеспечит доступность методики для определения силикатного распада электросталеплавильного шлака текущего производства в лабораторных условиях.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. Киршина К.В. Опарина О.Н. О методике определения устойчивости структуры щебня из сталеплавильного шлака. УралНИИЧМ; Свердловск, 1980, т. 37
2. Рекомендации по устройству искусственных оснований из отвальных сталеплавильных шлаков при строительстве промышленных зданий и сооружений, Донецк. 1979
3. Ицкович С.М., Балашевич В.А. Отходы металлургии строительству., изд-во Полымя, Минск, 1973, с.57.
4. ГОСТ 8269.0-97. Щебень из природного камня, гравий и щебень из гравия для строительных работ. Методы испытаний.
5. ГОСТ 3344-83. Щебень и песок шлаковые для дорожного строительства.

УДК 625.7(0,75.8)

Шуляков Л.В.

АВТОМАТИЗАЦИЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ АВТОМОБИЛЬНЫХ ДОРОГ: ПРИМЕНЕНИЕ КОМПЬЮТЕРНЫХ ТЕХНОЛОГИЙ ПРОЕКТИРОВАНИЯ В УЧЕБНОМ ПРОЦЕССЕ

Проектирование сегодня стало подлинно-комплексной и системной деятельностью, а это предполагает формирование у инженера-проектировщика системного подхода, знания современных технологий проектирования. Следует отметить, что инженер создает не отвлеченный продукт, а товар, который должен обладать определенной рыночной новизной, ценностью, конкурентоспособностью.

Интенсивное развитие и широкое внедрение информационных технологий во все сферы деятельности человека обуславливает и новый подход к подготовке специалистов. Важно не только научить их работать на компьютере, но и показать возможности использования информационных технологий и систем автоматизированного проектирования (САПР) в своей профессиональной деятельности. В связи с этим особое значение приобретают различного рода обучающие программы, позволяющие моделировать ситуации профессиональной деятельности. Примером может быть разработанная нами в ЭВЛ факультета мелиорации и водного хозяйства программа «Обоснование технических параметров проектируемой дороги».

Определенный интерес представляют программные средства ПЭВМ, предлагаемые компьютерным центром Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь, отделом автоматизации проектирования проектного института «БЕЛГИПРОДОР», а также компанией «КРЕДО-ДИАЛОГ». Основная цель применения данных средств состоит в приобретении пользователями (студентами) навыков адаптации типовых пакетов программ к особенностям своей профессиональной деятельности.

Прикладные программы и инструкции пользователя предоставляют возможность моделирования той или иной ситуации, связанной с его профессиональной деятельностью. В большинстве случаев это задачи автоматизации технологии проектирования. Поскольку пользователь должен хорошо ориентироваться в многообразии современных программных средств, их потенциальных возможностях, цель обучения состоит в том, чтобы позволить студенту, владеющему лишь основами компьютерной грамоты, решать поставленные задачи автоматизации. Поэтому в процессе обучения необходимо акцентировать внимание пользователей на специфических для них особенностях изучаемого пакета прикладных программ.

Компьютерные технологии используемые для обучения студентов, стремящихся овладеть современными методами автоматизированного конструирования и выполнения чертежно-конструкторской документации, помогают студентам с меньшими трудностями, чем при обучении традиционными методами, качественно усвоить необходимые знания и умения за счет возможности неоднократного самостоятельного повторения вариантов. За основу может быть принята система автоматизированного проектирования автомобильных дорог и искусственных сооружений на них (САПР-АД). Она включает основные проектные задачи, для решения которых используются средства диалога и машинной графики. Компонентами организационного обеспечения САПР являются положения, инструкции, приказы, штатные расписания, квалификационные требования, документы, регламентирующие технологию автоматизированного проектирования и др. Программное обеспечение САПР представляет собой комплекс средств, позволяющих получать решение проектных задач с помощью ЭВМ, обрабатывать информацию и управлять различными устройствами, входящими в комплекс средств САПР. Проектирование осуществляется в диалоговом режиме.

Результаты счета выводятся на экран дисплея. Студент анализирует результаты и либо корректирует исходные данные для получения нового варианта, либо дает команду вывода результатов.

Методика разработки информационного и методического обеспечения и принципы его использования должны постоянно совершенствоваться, поскольку восприятие содержательной части задания существенно влияет на формирование у студента начальной концептуальной модели решаемой задачи и продолжительность ее решения.

Целью использования компьютера при выполнении проектов является приобретение студентами нового качественного уровня в решении поставленных задач на основе анализа проведенных расчетов и определения оптимальных вариантов. Для этого необходим всесторонний охват проблемы, а,

следовательно, выполнение большого количества проводимых расчетов. Использование компьютера позволяет переработать требуемое количество вариантов с минимальным расходом времени на математические выкладки. При этом программное обеспечение должно быть согласовано с методическим обеспечением выполняемого проекта. Объем проекта увеличивается с перемещением акцента в сторону оптимизации как отдельно поставленных задач, так и разрабатываемого проектом объекта в целом, тогда как трудоемкость по времени, как правило, сокращается.

Здесь сопоставляются разработки производства с достигнутым уровнем отечественной и зарубежной науки и техники; определяется принадлежность используемых методов и расчетов к учебной дисциплине; оцениваются возможности использования рекомендаций теории для практического приложения; идет поиск путей применения средств автоматизации инженерного труда.

Применение компьютерных технологий при курсовом и дипломном проектировании обеспечивает эффективную организацию учебного процесса. Внедрение их в учебный процесс позволяет осуществить подготовку высокопрофессиональных специалистов и соответствует тенденциям развития современных методологических основ преподавания.

В настоящее время в большинстве вузов страны широко используются персональные компьютеры (ПЭВМ) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации. В настоящее время в вузах активно используются пакеты прикладных программ (ППК) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации. В настоящее время в вузах активно используются пакеты прикладных программ (ППК) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации.

В настоящее время в большинстве вузов страны широко используются персональные компьютеры (ПЭВМ) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации. В настоящее время в вузах активно используются пакеты прикладных программ (ППК) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации.

В настоящее время в большинстве вузов страны широко используются персональные компьютеры (ПЭВМ) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации. В настоящее время в вузах активно используются пакеты прикладных программ (ППК) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации.

В настоящее время в большинстве вузов страны широко используются персональные компьютеры (ПЭВМ) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации. В настоящее время в вузах активно используются пакеты прикладных программ (ППК) для автоматизации расчетов, проектирования, моделирования, анимации, визуализации, документирования, хранения и поиска информации.

УДК 338.45:[693.6+698]

Павлючук Ю.Н., Русакевич В.А.

ОПТИМИЗАЦИЯ РЕШЕНИЙ ПРИ ВЫБОРЕ ТЕХНОЛОГИИ ВЫПОЛНЕНИЯ ОТДЕЛОЧНЫХ РАБОТ НА ОСНОВЕ ОЦЕНКИ ИХ КОНКУРЕНТОСПОСОБНОСТИ

В последнее десятилетие в строительстве широко используются прогрессивные технологии выполнения отделочных работ. Их внедрение связано с использованием новых материалов, совершенно другой их конструкции и качества, современных технологий отделки и более совершенных архитектурных форм. При этом, с функциональной точки зрения, многие из этих технологий являются взаимозаменяемыми и возникает задача принятия оптимального решения относительно применения той либо иной технологии. Проблема заключается не только в том, чтобы найти оптимальное соотношение цены и качества, но и соблюсти заявленные сроки ремонта или строительства, а также минимизировать расходы. С этих позиций весьма важным является количественная оценка конкурентоспособности возможных технологий выполнения отделочных работ.

Конкурентоспособность - это комплексная многоаспектная характеристика строительной продукции, определяющая ее предпочтение на рынке по сравнению с аналогичной продукцией-конкурентом как по степени соответствия конкретной потребности, так и по затратам на ее удовлетворение.

Анализ конкурентоспособности как раз и призван, прежде всего, выявить те параметры, которые представляют для покупателя существенный интерес.

Во-первых, это параметры, в которых отражается качество и полезность строительной продукции с учетом социальных, функциональных, эргономических, эстетических, экологических и других потребительских свойств. Ведь для того, чтобы строительная продукция была пригодна для удовлетворения потребности и представляла интерес для покупателя, она должна обладать набором соответствующих параметров. При этом, согласно маркетинговой концепции, особое значение имеет не просто набор потребительских свойств и характеристик, а понимание того, как данная продукция воспринимается самим потребителем, которому, в принципе, безразличны его технические характеристики, но важно, каким образом данная продукция может помочь удовлетворить определенную потребность или разрешить стоящую перед ним проблему. Таким образом, одним из условий выбора потребителем является совпадение свойств продукции с условными характеристиками прогнозируемой потребности.

Во-вторых, стремясь к приобретению строительной продукции (услуг), в наибольшей степени соответствующих потребностям (т.е. обладающих наивысшим потребительским эффектом), потребитель не может абстрагироваться от затрат, которые будут связаны с этим товаром. Естественно, что он стремится достичь оптимального соотношения потребительских свойств изделия и своих расходов, т.е. получить максимум потребительского эффекта на единицу затрат. Поэтому для определения конкурентоспособности существенным является не только сравнение строительной продукции (услуг) по степени соответствия конкретной потребности, но и учет затрат потребителя. При этом следует исходить из того, что для покупателя покупка означает только обязательное условие, исходный пункт начала процесса удовлетворения потребности, который представляет собой акт не единовременный, а занимает определенный (иногда весьма длительный) период.

Для многих товаров реализация полезного эффекта достигается в ходе эксплуатации, что связано с дополнительными расходами для покупателя.

Таким образом, конкурентоспособность обуславливается качественными и стоимостными особенностями строительной продукции (услуг), которые учитываются покупателем согласно их непосредственной значимости для удовлетворения потребностей.

Исходным моментом является определение цели оценки конкурентоспособности. В зависимости от конкретных условий ею может быть:

- определение положения вновь разрабатываемой строительной продукции (услуг) в ряде аналогов предприятия, отрасли;
- оценка перспектив строительной продукции (услуг) на конкретном рынке;
- выделение тех показателей строительной продукции (услуг) аналога, которые обеспечивают ему необходимый уровень конкурентоспособности;

- разработка мероприятий по повышению уровня конкурентоспособности строительной продукции (услуг);
- установление цен на строительную продукцию (услуги);
- обоснование необходимости снятия строительной продукции (услуг) с производства или их модернизации;
- выбор стратегии и тактики работы строительной продукции (услуг) на конкретном рынке.

Логическая последовательность расчета показателей конкурентоспособности представлена на рис. 1.



Рисунок 1 – Блок-схема расчета конкурентоспособности

Классический расчет комплексного показателя конкурентоспособности производится на основе групповых показателей по регламентируемым, качественным (сопоставительным), экономическим показателям:

$$K = J_{p,n} \frac{J_{k,n}}{J_{э,n}}$$

где K — комплексный показатель конкурентоспособности анализируемой строительной продукции (услуг) по отношению к базовому образцу;

$J_{p,n}, J_{k,n}, J_{э,n}$ — групповые индексы конкурентоспособности по регламентируемым, качественным (сопоставительным) и экономическим показателям.

По смыслу показатель K отражает различие между сравниваемыми товарами в потребительском эффекте, приходящемся на единицу затрат потребителя на их приобретение и использование.

Введение в расчет ставки рефинансирования обусловлено отличительной особенностью экономических систем переходного периода.

Расчет конкурентоспособности с учетом дисконтирования за период эффективной эксплуатации производится:

$$K_{эф}^k = J_{p,n}^k \frac{J_{k,n}^k}{J_{э,п.диск}^k}$$

- где $K_{эф}^k$ – комплексный показатель конкурентоспособности анализируемой строительной продукции (услуг) (варианта k) по отношению к базовому образцу с учетом коэффициента дисконтирования за период эффективной эксплуатации варианта;
- $J_{э.п.диск}^k$ – групповой индекс по экономическим показателям для варианта k с учетом коэффициента дисконтирования за период эффективной эксплуатации варианта (для построения графиков конкурентоспособности следует рассчитывать для каждого года отдельно, учитывая эксплуатационные расходы;

$$J_{э.п.диск}^k = J_{э.п.}^k \times \frac{\sum_{i=1}^{T^k} K_{диск}^i}{T^k},$$

- где $K_{диск}^i$ – коэффициент дисконтирования для i -го года;

$$K_{диск}^i = \frac{1}{(1 + E_{реф})^i},$$

- где $E_{реф}$ – ставка рефинансирования на момент расчета;
- T^k – минимальная продолжительность эффективной эксплуатации варианта k ;
- i – год эффективной эксплуатации варианта $i = (1, 2, 3, \dots, T_{огр}, \dots, T^k)$;
- $J_{р.п.}^k$ – групповой индекс по регламентируемым показателям варианта k ;
- $J_{к.п.}^k$ – групповой индекс по сопоставительным показателям варианта k ;
- $J_{э.п.}^k$ – групповой индекс по экономическим показателям (ценам потребления) варианта k .

Очень важно, что данный вариант расчета позволяет рассчитать конкурентоспособность варианта при его эксплуатации ниже срока его эффективной эксплуатации, что особенно ярко отражается на интерьерных отделочных работах. Например, в магазинах, офисах, барах капитальный ремонт осуществляется с периодичностью 10...15 лет с полной сменой интерьера на более современный.

По смыслу показатель $K_{эф}^k$ отражает различие между сравниваемыми товарами в потребительском эффекте, приходящемся на единицу затрат потребителя на их приобретение и использование за период эффективной эксплуатации варианта с учетом коэффициента дисконтирования.

Чем выше показатель $K_{эф}^k$, тем вариант более конкурентоспособен.

Экономический эффект от использования более конкурентоспособного варианта за период эффективной эксплуатации определяется по формуле:

$$Q_{эк.эфф}^{i,j} = C_{ср}^i \times \left(1 - \frac{K_{эф}^j}{K_{эф}^i} \right),$$

- где $Q_{эк.эфф}^{i,j}$ – экономический эффект от использования варианта i по отношению к варианту j за период эффективной эксплуатации;
- $K_{эф}^i$ – комплексный показатель конкурентоспособности анализируемой строительной продукции (услуг) (варианта i) по отношению к базовому образцу с учетом коэффициента дисконтирования за период эффективной эксплуатации варианта;
- $K_{эф}^j$ – комплексный показатель конкурентоспособности анализируемой строительной продукции (услуг) (варианта j) по отношению к базовому образцу с учетом коэффициента дисконтирования за период эффективной эксплуатации варианта.

Используя построение графиков конкурентоспособности с учетом дисконтирования (рис. 2), можно определять области лидерства вариантов и делать выводы о выборе варианта для производства работ (услуг) при сроке эксплуатации менее эффективного.

Например, выполнив расчет для 3 вариантов можно судить о конкурентоспособности ламината первые 15 лет, а затем паркета. Однако если графики не строить, лидерство ламината замечено не будет, и выводы о полном лидерстве паркета будут не совсем достоверны (рис.2).

Если же выполнять расчет без учета ставки рефинансирования, то расчет конкурентоспособности примет упрощенный вариант, где не будет достоверно выполнен учет срока эффективной эксплуатации и затрат на приведение в годное состояние.

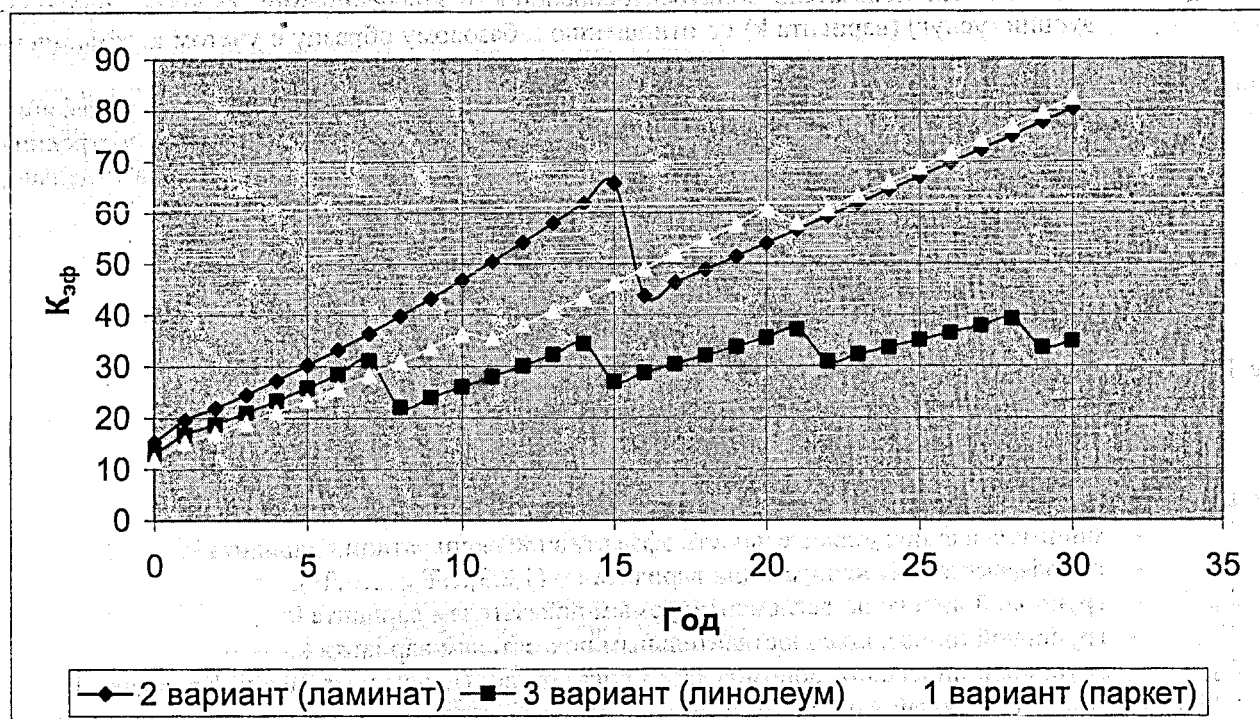


Рисунок 2 – График конкурентоспособности с учетом дисконтирования

В процессе произведенного исследования было выявлено, что отличительной особенностью расчета конкурентоспособности в экономических системах переходного периода является необходимость учета ставки рефинансирования, что не учитывается в классической теории конкурентоспособности. В развитых странах со стабильной экономикой ставка рефинансирования составляет 1 - 5 %, поэтому ее влияние незначительно, а в экономических системах переходного периода ставка рефинансирования значительно выше, и происходит погрешность в расчетах экономических показателей, а следовательно, и в самой конкурентоспособности работ. В этой связи предлагается в расчете конкурентоспособности учитывать ставку рефинансирования.

В процессе исследования так же было выявлено, что отличительной особенностью отделочных работ является:

- а) смена отделочного покрытия происходит часто до окончания срока эффективной эксплуатации (особенно заметно в интерьерной отделке) на 10 - 15-й год в связи с тенденциями в изменении моды отделочных работ;
- б) при выборе того или иного варианта производства работ следует учитывать не только стоимость выполнения самих работ, но и затраты на эксплуатационные расходы, приведение в годное состояние, смену покрытия;
- в) необходимо производить сопоставление отношения качественных показателей вариантов отделки к стоимостным показателям с учетом ставки рефинансирования;
- г) для выбора наиболее конкурентоспособного варианта следует строить графики конкурентоспособности вариантов с последующим ограничением срока эффективной эксплуатации до планируемого срока эксплуатации.

На основании разработанной методики создана программа автоматизации мониторинга отделочных работ, структура которой представлена на рис. 3.

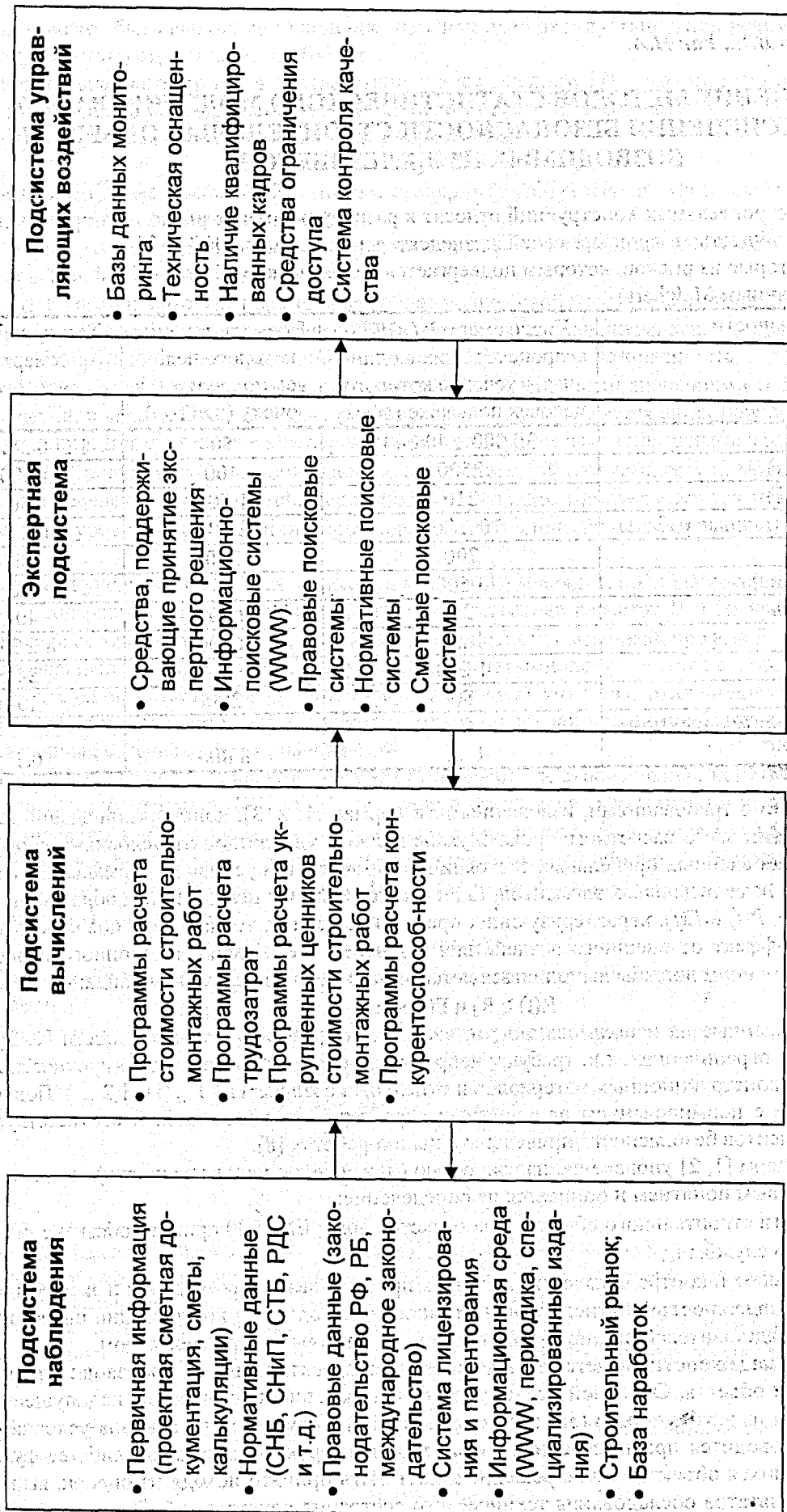


Рисунок 3 – Структура мониторинга отделочных работ

ПРИМЕНЕНИЕ МЕТОДОВ СТАТИСТИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЛЯ ОБЕСПЕЧЕНИЯ БЕЗОПАСНОСТИ СТРОИТЕЛЬНЫХ ОБЪЕКТОВ, ВОЗВОДИМЫХ ИЗ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Обрушение строительных конструкций относят к разряду основных рисков, которым подвергается человеческое общество в процессе своей жизнедеятельности (см. табл. 1).

Таблица 1 – Некоторые из рисков, которым подвергается человеческое общество (по данным Melchers)

Вид активности	Число смертей ($\times 10^{-9}$), происходящих в один час, в течение которого человек подвержен риску	Время, в течение которого человек подвергается риску (час/год)	Типичный риск смерти ($\times 10^{-6}$ /год)
1. Альпинизм	30 000 .. 40 000	50	1 500 .. 2 000
2. Курение (сигарет)	2500	400	1 000
3. Добыча угля (УК)	210	1 500	300
4. Строительно-монтажные работы	70 .. 200	2 200	150 .. 440
5. Автомобиль	700	300	200
6. Плавание (купание)	3 500	50	170
7. Промышленность	20	2 000	40
8. Пожары	1 .. 3	8 000	8 .. 24
9. Авиа	1 200	20	24
10. Поезд	80	200	15
11. Обрушение строительных конструкций	1 .. 3	8 000	0,1

В соответствии с требованиями, изложенными в нормах [1, 2, 3], конструкций зданий (сооружений) на протяжении всего расчетного срока службы должны удовлетворять условиям непревышения некоторых установленных предельных состояний по прочности и условиям нормальной эксплуатации как в каждом из ее отдельных элементов, так и в конструкции в целом. Таким образом, для случайных переменных $R(t)$ и $E(t)$, характеризующих предельное усилие, воспринимаемое конструкцией (ее элементом), и эффект от внешнего воздействия в течение всего эксплуатационного периода, в рамках действующих норм должны выполняться детерминистические неравенства вида:

$$R(t) \geq R_d \text{ и } E(t) \leq E_d \quad (1)$$

Методы, основанные на использовании т.н. частных коэффициентов безопасности [1, 2], идут несколько дальше в ограничениях, т.к. требуют непревышения расчетных значений прочностных характеристик $f_{i,d}$ для конструкционных материалов и отдельных воздействий $F_{i,d}$ ($i = 1, 2, \dots$). Подробнее вопросы, связанные с нормированием прочностных характеристик материалов и соответствующих значений коэффициентов безопасности, приведены в наших работах [8].

В контексте норм [1, 2] управление надежностью (или менеджмент надежности) строительного объекта является новым понятием и опирается на определение:

- класса надежности строительного объекта (в контексте нормы EN 1990 принято обозначение RC);
- проектного срока службы t_d ;
- системы обеспечения и контроля качества на этапах проектирования, возведения и эксплуатации.

Управление надежностью (менеджмент надежности) находится в компетенции инвестора (заказчика), а также представителей органов администрации и надзора за строительством.

Обеспечение надежности является задачей инженера-проектировщика, производителя работ и служб эксплуатации объекта. Основной целью управления надежностью является недопущение или исключение объекта из эксплуатации (англ. decommissioning) в случае невыполнения условий (1). В таких случаях производится преднамеренная ликвидация конструкции или какой-либо ее функции. Для эксплуатирующихся объектов такое решение может быть принято исходя из оценок, выполняемых на основе результатов обследования технического состояния конструкций. По результатам об-

следования может быть выполнено усиление, изменен план эксплуатации или рекомендована полная разборка (демонтаж) строительного объекта.

Строительная катастрофа в соответствии с определением [1] – это не преднамеренное, мгновенное, непредвиденное разрушение строительного объекта или его части. Это случайное событие наступает тогда, когда перестает выполняться неравенство

$$R(t) > E(t). \quad (2)$$

Символ $E(t)$ ¹ в неравенстве (2) означает скалярный эффект случайных воздействий (внутренние усилия, вынужденные перемещения и т.д.).

В общем случае методы статистического моделирования надежности конструкций разделяют на 4 группы (см. Madsen, p. 30).

- Методы I уровня: базовые переменные, обладающие свойствами статистической изменчивости, моделируются одним характеристическим (нормативным) значением, как это сделано, например, в нормах, базирующихся на концепции частных коэффициентов безопасности.
- Методы II уровня: базовые переменные моделируются средними значениями и стандартными отклонениями, и через корреляционные коэффициенты устанавливается связь между стохастическими переменными. Для стохастических переменных принимается закон нормального распределения.
- Методы III уровня: величины, обладающие статистической изменчивостью, моделируют их функцией распределения вероятностей. Вероятность разрушения определяется как мера надежности.
- Методы IV уровня в определении меры надежности принимают в расчет стоимостные показатели и риски.

Методы I уровня калибруются, используя методы II уровня, и т.д. В информационном приложении С норм [1] содержится альтернативная вероятностная методика расчетов II и III уровней. В принятом подходе мерой безопасности является т.н. индекс надежности β , введенный проф. А.Р. Ржаницыным² [6].

Для дальнейших рассуждений следует уточнить терминологию в соответствии с [1, 3]. Вероятность строительной катастрофы p_c (probability of collapse) – это мера, отличающаяся от вероятности отказа p_f (probability of failure), которая учитывает также случаи кассации объектов в результате действий, связанных с менеджментом надежности.

Нормы EN 1990 [1] устанавливают уровни надежности строительных конструкций. Различают три класса надежности RC3, RC2, RC1, зависящие от классов ответственности CC3, CC2, CC1. В табл. 2 приведены минимальные значения индексов надежности β , а также коэффициентов ответственности k_f для использования в расчетах методом частных коэффициентов безопасности.

Проф. А.Р. Ржаницын [6] определил β как аргумент функции вероятностей p_f непреднамеренного разрушения конструкции

$$p_f = \Phi(-\beta). \quad (8)$$

Функция Лапласа $\Phi(\dots)$ характеризует как нормальное, так и логнормальное распределение вероятностей.

Индекс β определяет, по существу, стандартизированный запас несущей способности g , или величину, обратную коэффициенту вариации $v_g = \sigma_g / g_m$:

$$\beta = \frac{g_m}{\sigma_g} \quad \text{или} \quad \beta = \frac{1}{v_g}. \quad (9)$$

¹ Символ $E(t)$ заменяет действовавшее до настоящего времени обозначение S в ISO 2394 и начальных версиях Eurocode. Его связывают с английским обозначением эффекта воздействия (action effect) и заменяют французскую транскрипцию "sollidaction" [1].

² Исследуя полностью вероятностный способ расчета конструкций, проф. А.Р. Ржаницын [6] ввел понятие "характеристики безопасности" β_0 , которое представляет собой коэффициент обеспеченности удовлетворения неравенству

$$g = R - E > 0,$$

измеряемый при нормальных кривых распределения числом стандартов, на которое среднее значение разности отличается от нуля. При этих условиях

$$\beta_0 = \frac{\gamma_m - 1}{\sqrt{\gamma_m^2 v_R^2 + v_E^2}}$$

Таблица 2 – Индексы надежности β и коэффициенты ответственности k_F согласно [1]

Класс надежности	Индекс β для соответствующего предельного состояния		Коэффициент ответственности (надежности по назначению) k_F
	по прочности	по условиям нормальной эксплуатации	
RC3	4,3	— (*)	1,1
RC2	3,8	1,5	1,0
RC1	3,3	—	0,9

* Данные в EN 1990:2002 отсутствуют.

где g_m – ожидаемое значение запаса несущей способности;

σ_g – стандартное отклонение случайной переменной g .

Запас несущей способности $g(X_1, X_2, \dots, X_n)$ является функцией базовых случайных переменных X_1, X_2, \dots, X_n . Запас несущей способности традиционно представляют в виде разности $g = R - E$ случайных переменных R и E . В безопасных состояниях $g > 0$, а в предельных состояниях $g = 0$. Как следует из зависимостей (8) и (9) запас прочности g характеризуется нормальным распределением Гаусса.

Необходимо отметить, что аналогичный подход при определении β принят в методиках А.М. Fredenthal и R. Levi [4]. Но в работах [4, 7] индекс β определен через логарифмический стандартизированный глобальный коэффициент безопасности γ :

$$\gamma = \frac{\ln(\gamma_c)}{v_\gamma}, \tag{10}$$

где γ_c – медиана;

v_γ – логарифмический коэффициент вариации глобального коэффициента безопасности γ .

Глобальный теоретический коэффициент безопасности, который обычно представляют отношением $\gamma = R/E$ равен единице в предельных состояниях и $\gamma > 1$ – в безопасных состояниях. Как следует из [7] коэффициент γ характеризуется логнормальным законом распределения вероятностей.

Формулы приложения С [1] указывают на то, что частные коэффициенты безопасности, принятые как в Евроноормах [1], так и в СНБ 5.03.01 [2], калиброваны исходя из индекса надежности β проф. А.Р. Ржаницына (см. табл. 2).

Надо отметить, что методика норм [1, 2, 10], согласно которой за расчетный критерий потери несущей способности принимается детерминированное (в не вероятностное) условие (рис. 1)

$$E_d = R_d, \tag{3}$$

в качестве статистически изменчивых параметров принимаются, как правило, только прочностные характеристики арматуры и бетона, каждая со своей обеспеченностью. Другие параметры (как то, размеры сечений и т.д.) принимаются детерминированными [5].

В работе [5] показано, что если исходить из предположения о полностью вероятностном характере воздействий и несущей способности (а не только прочностных характеристик) материалов, входящих в расчетные уравнения, то теоретическое значение коэффициента запаса в рекомендуемых методах расчетов можно оценить выражением:

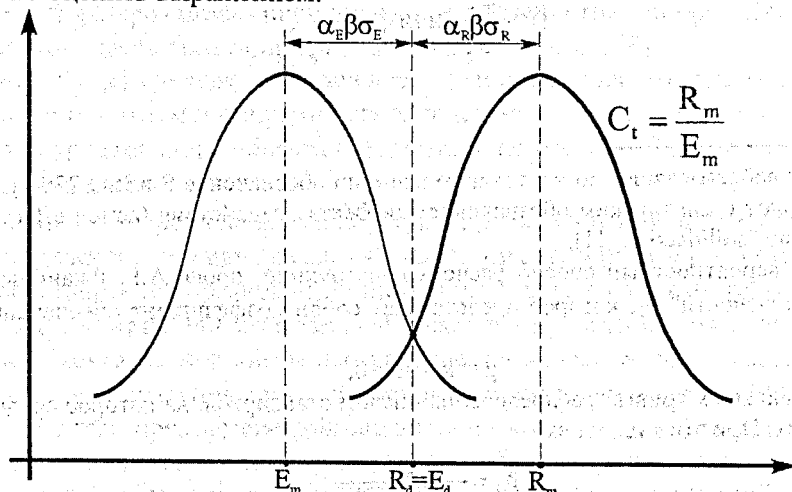


Рисунок 1 – К определению теоретического условного коэффициента запаса

$$C_{\pi} = \frac{R_d(1 + \beta_E v_E)}{E_d(1 - \beta_R v_R)}, \quad (4)$$

где R_d – расчетная несущая способность;

E_d – расчетное усилие, вызванное внешним воздействием и передающееся на элемент;

β_R, β_E – коэффициенты обеспеченности расчетной несущей способности и расчетных нагрузок, которые при нормальном законе распределения равны соответствующему количеству стандартов;

v_R, v_E – коэффициенты вариаций соответственно нагрузок и несущей способности.

В частном случае, при учете условия (3), т.е. при использовании так называемого полувероятностного метода расчета, согласно [5] получаем:

$$C_{\pi} = \frac{1 + \beta_E v_E}{1 - \beta_R v_R}. \quad (5)$$

Тогда в частном случае условия (3) значение "характеристики безопасности" (по А.Р. Ржаницыну) или индекса безопасности β_0 можно определить:

$$\beta_0 = \frac{\beta_E v_E + \beta_R v_R}{\sqrt{v_R^2(1 + \beta_E v_E)^2 + v_E^2(1 - \beta_R v_R)^2}}. \quad (6)$$

Из выражения (7) видно, что коэффициент запаса, при принятом подходе, не является непосредственной вероятностной характеристикой надежности [5].

В работе [6] приведена приближенная зависимость величины коэффициента запаса K от характеристики безопасности β_0 в виде:

$$C_{\pi} = 1 + \beta_0 \sqrt{v_R^2 + v_E^2}. \quad (7)$$

В приложении В [1] рекомендовано использование множителя k_F к нагрузкам. Принятие множителя k_F соответствует по смыслу коэффициенту надежности по назначению γ_n в нормах [11]. Когда эффект от воздействия удается отделить от несущей способности R в условии предельного состояния, коэффициент γ_n можно определить однозначно как соотношение расчетных значений

$$\gamma_n = R_d / E_d. \quad (11)$$

Применение коэффициента k_F в случае неоднородного условия предельного состояния не гарантирует однозначных результатов. Они будут зависеть от алгебраической формы условия $g > 0$ или $\gamma > 1$ и могут давать неоднозначные результаты при алгебраических преобразованиях этого условия. Следует подчеркнуть, что нормы проектирования [1, 3] не обращают внимания на необходимость математической однородности условий предельного состояния. Проектируя конструктивные элементы соответствующего класса надежности, инженер-проектировщик должен привести условие предельного состояния к неравенству $E(F_i) \leq R(f_i)$, а затем использовать коэффициент ответственности по назначению к одной, либо другой стороне неравенства $E_d < R_d$. Формулирование взаимосвязей между индексом надежности β и коэффициентом ответственности по назначению γ_n требует выяснения параметров изменчивости нагрузок и свойств материалов. Эти параметры не установлены непосредственно в нормах [1, 3], но возможна их идентификация при использовании основ калибровки частных коэффициентов безопасности по приложению С [1].

Для иллюстрации рассмотрим пример, позаимствованный из работы [7]. Здесь коэффициент ответственности по назначению γ_n рассчитан для простого случая, когда элемент конструкции, имеющий несущую способность R_d однородный, а внутреннее усилие F_d является эффектом только одной нагрузки. Граничные значения коэффициентов вариации приняты:

А: $v_R = 0,10$ – наименьшее значение коэффициента вариации для несущей способности;

В: $v_F = 0,20$ – наибольшее значение коэффициента вариации для постоянных нагрузок, отличных от собственного веса.

Учитывая то, что глобальный коэффициент безопасности равен $\gamma_m = R_m / E_m$ получаем:

$$\beta = \frac{R_m - E_m}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_E^2}} = \frac{\gamma_m - 1}{\sqrt{\gamma_m^2 v_R^2 + v_E^2}}, \quad (12)$$

и после преобразований:

$$\gamma_m = \frac{1 + \sqrt{1 - (1 - \beta^2 v_R^2)(1 - \beta^2 v_E^2)}}{1 - \beta^2 v_R^2}.$$

Подставляя принятые значения для коэффициентов вариации v_R и v_E , получаем:

$$\begin{array}{ccc} 4,3 & 2,32 & 1,10 \\ \text{при } \beta = 3,8 \rightarrow \gamma_m = 2,10 \rightarrow \gamma_n = \frac{\gamma_m}{2,10} = 1,00 \\ 3,3 & 1,91 & 0,91 \end{array}$$

Как видно, полученные значения при округлении соответствуют величинам, приведенным в EN 1990 [1] (см. табл. 1).

Безусловно, что при введении новых норм проектирования в Республике Беларусь, а в частности СНБ "Классификация зданий и сооружений", представленные положения должны быть детально рассмотрены. Подобная работа была выполнена при назначении частных коэффициентов безопасности при разработке СНБ 5.03.01 "Бетонные и железобетонные конструкции" [8].

Следует особо подчеркнуть, что методы статистического моделирования следует использовать для обоснованного назначения контрольных нагрузок при проверочных статических испытаниях железобетонных конструкций в соответствии с ГОСТ 8829 [12], что, в свою очередь, является одним из элементов управления надежностью.

При этом названный нормативный документ [12] в приложении рекомендует применение названного метода для определения контрольных нагрузок исходя из среднего значения несущей способности конструкции (изделия). Внесение в нормы СНБ 5.03.01 [2] средней прочности в качестве нормируемой характеристики создает условия для выполнения таких расчетов. Вместе с тем, в практике проектирования сложился традиционный подход, основанный на использовании при определении контрольных нагрузок коэффициента безопасности C , вводимого в качестве множителя к расчетному значению нагрузки, устанавливаемому при расчетных сопротивлениях материалов и принятой схеме нагружения [12]. По нашему мнению, коэффициент C следовало бы называть более правильно коэффициентом запаса, как это было определено в [5, 6]. По своей сути данный коэффициент характеризует отношение среднего значения (наиболее вероятного) несущей способности к расчетному значению, установленному по расчетным сопротивлениям материалов. Здесь следует оговориться, что коэффициент безопасности по материалам, применяемым в нормах, должны быть также получены методами статистического моделирования в зависимости от назначенного индекса надежности (класса надежности). Этот вопрос подробно рассмотрен в работе [8].

При изменении подходов к управлению надежностью строительных конструкций, а как результат, и численных значений коэффициентов безопасности по материалам и нагрузкам, следует ожидать, что и численные значения коэффициентов запаса C по приложению Б к ГОСТ 8829 [12] должны быть подвергнуты корректировке.

В рамках подхода, принятого в [5], коэффициент запаса по прочности, определяемый без учета изменчивости нагрузки (что имеет место при статических описаниях), но с учетом условия метода предельных состояний $E_d = R_d$ (или $g = 0$) может быть рассчитан из (4):

$$C_n = \frac{1}{1 - \alpha_R \beta v_R}, \quad (8)$$

где β — индекс надежности ("характеристика безопасности" по А.Р. Ржаницыну) для соответствующего класса надежности;

α_R — коэффициент чувствительности, равный 0,8;

v_R — коэффициент вариации значений, получаемых из расчетной модели, по которой определяется предельное усилие (несущая способность).

При систематических отклонениях опытных значений θ_{exp} от расчетных теоретических θ_{pred} выражение (8) с учетом работ [5, 6] принимает вид:

$$C_n = \frac{1}{\left(\frac{\theta_{exp}}{\theta_{pred}} \right)_{cp} (1 - \alpha_R \beta v_R)}. \quad (9)$$

Предварительный анализ теоретических значений условных коэффициентов запаса C был выполнен при использовании выборки опытных данных, включавшей 760 элементов [8] при широком варьировании прочностными и деформационными характеристиками материалов, конструкций образцов и схемы нагружения (изгиб, сжатие, косое сжатие и т.д.).

С использованием опытных данных определяли коэффициент вариаций (изменчивости) усилий, получаемых по расчетной деформационной модели, использованной в СНБ 5.03.01 [2]. В соответствии с методикой, изложенной в приложении Д к нормам [1], коэффициент вариации v_R оценивали по упрощенной формуле:

$$v_R^2 = (v_\delta^2 + 1) \left[\prod_{i=1}^j (v_{x,i}^2 + 1) \right] - 1, \quad (10)$$

где v_δ – коэффициент вариации для ошибки моделирования, определяемый согласно [1];

$v_{x,i}$ – коэффициенты вариации базовых переменных, входящих в расчетную модель. При расчетах учитывались нормативные коэффициенты вариации прочностных характеристик и геометрии бетонного сечения.

Результаты предварительных расчетов теоретических условных коэффициентов запаса при использовании арматурных сталей различных классов приведены в табл. 3.

Таблица 3 – Значения теоретических условных коэффициентов запаса при расчетах железобетонных конструкций по СНБ 5.03.01 [2]

Элементы	Коэффициенты запаса С при классе арматуры				
	S240 $\bar{v}_{s,x} = 6,5\%$	S400 $\bar{v}_{s,x} = 7,0\%$	S500 $\bar{v}_{s,x} = 9,0\%$	S800 $\bar{v}_{s,x} = 9,0\%$	S1200 $\bar{v}_{s,x} = 10,0\%$
1. Изгибаемые из тяжелого бетона классов $C^{16/20} \dots C^{70/80}$ $v_{x,c} = 13,5\%$; $v_\delta = 7,5\%$	1,452 (1,433) 1,25	1,457 (1,439) 1,3	1,483 (1,464) 1,35	1,483 (1,464) 1,35	1,499 (1,48) 1,4
2. Сжатые из тяжелого бетона классов $C^{16/20} \dots C^{70/80}$ (или разрушение по сжатой зоне) $v_{x,c} = 13,5\%$; $v_\delta = 11,1\%$	1,617 (1,64) 1,6	1,622 (1,645) 1,6	1,650 (1,669) 1,6	1,65 (1,669) 1,6	1,684 (1,68) 1,6

Примечания: в скобках приведены значения теоретических условных коэффициентов безопасности. Установленные без учета изменчивости геометрических размеров сечения, под чертой – значения коэффициентов по ГОСТ 8829 [12].

Как видно из результатов, представленных в табл. 3, значения коэффициентов запаса, подсчитанные для модели СНБ 5.03.01 [2], отличаются в большую сторону от значений, приведенных в ГОСТ 8829 [12]. Следует отметить, что полученные значения коэффициентов запаса могут быть уточнены. В представленной выборке анализу подвергались опытные элементы, характеризовавшиеся широким диапазоном свойств, подвергавшиеся испытаниям по различным схемам нагружения и показавшие различные формы разрушения по сечениям, нормальным к продольной оси. Это, безусловно, привело к некоторому повышенному значению коэффициентов вариации для ошибки моделирования v_δ . Очевидно, что достаточно условным следует считать и принятие общего нормативного коэффициента вариации для бетона $v_{c,x} = 13,5\%$ независимо от его прочностных характеристик. При более детальном анализе для целей нормирования эти статистические характеристики могут быть уточнены и взаимосвязаны с нормативными документами (стандартами), определяющими критерии соответствия при контроле качества материалов. В данном случае показано, как методически возможно оценить значения теоретических коэффициентов запаса.

Представляет безусловный интерес сопоставление теоретических значений коэффициентов запаса С с аналогичными коэффициентами, подсчитанными по методике СНБ 5.03.01 [2].

Методика, рекомендованная в нормах [1], позволяет более точно (со точки зрения статистики) оценить соотношение между средней и расчетной величинами предельного усилия, воспринимаемого сечением конструкции. Это отношение может быть определено из выражения:

$$r_d = b \cdot g_n(\bar{X}_m) \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_n \cdot \theta_n - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2) \quad (11)$$

$$\text{или} \quad C_n = \frac{1}{b \cdot \exp(-k_{d,\infty} \cdot \alpha_n \cdot \theta_n - k_{d,n} \cdot \alpha_\delta \cdot Q_\delta - 0,5 \cdot Q^2)} \quad (12)$$

$$\text{где } Q_{Rt} = \sigma_{\ln(Rt)} = \sqrt{\ln(v_{Rt}^2 + 1)} \quad (13)$$

$$Q_{\delta} = \sigma_{\ln(\delta)} = \sqrt{\ln(v_{\delta}^2 + 1)} \quad (14)$$

$$Q = \sigma_{\ln(R)} = \sqrt{\ln(v_R^2 + 1)}$$

$$\alpha_{Rt} = \frac{Q_{Rt}}{Q} \text{ — весовой коэффициент для } Q_{Rt};$$

$$\alpha_{\delta} = \frac{Q_{\delta}}{Q} \text{ — весовой коэффициент для } Q_{\delta};$$

$$k_{d,\infty} = \alpha_R \beta = 3,04; k_{d,n} = 1,64 \text{ (согласно табл. Д1 [1]).}$$

Результаты расчетов коэффициентов C_{Rt} по методике [1] представлены в табл. 3. необходимо отметить, что методика [1] позволяет оценить вклад основных факторов, влияющих на обеспечение безопасности конструкций. В рассматриваемом случае для деформационной расчетной модели СНБ 5.03.01 [2] существенный вклад оказывает коэффициент вариации v_{Rt} , оценивающий изменчивость базовых переменных x_i , использованных в модели.

Таблица 4 – Значения понижающих коэффициентов η_k согласно [1]

Коэффициент вариации v_R	Понижающий коэффициент η_k	
	одно испытание	два или три испытания
0,05	1,0	0,90
0,11	1,0	0,80
0,17	1,0	0,70

В заключение следует отметить, что до окончательного внесения в ГОСТ 8829 обоснованных значений коэффициентов запаса, используемых при назначении контрольных нагрузок, во вновь разрабатываемых типовых сериях следует указывать значения контрольных нагрузок, установленных по приложению В [12]. При этом, в соответствии с п. В.3 [12], средние значения характеристик бетона следует принимать по табл. 6.1 СНБ 5.03.01 [2], арматуры – по нормативным сопротивлениям (с обеспеченностью 0,95) и средним значениям коэффициентов вариации исходя из нормального закона распределения прочностных характеристик материалов. В соответствии с п. В.4 [12] при испытании изделий нагружением в качестве контрольной нагрузки следует использовать (при испытаниях двух и более изделий одной марки) ту же величину, умноженную на понижающий коэффициент, определяемый с использованием методов математической статистики в зависимости от числа испытываемых изделий и относительного разброса значений разрушающей нагрузки. Значения понижающих коэффициентов могут быть приняты по табл. 4.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. EN 1990:2002. Basis of structural design.
2. СНБ 5.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции.
3. ISO 2394:1998. General principles of reliability for structure.
4. Levi R. La sécurité des constructions. Recherche d'une méthode concrète, 3, Congres AIRC, Liège, 1948.
5. Таль К.Э. Некоторые вопросы расчета несущей способности железобетонных конструкций// Теория железобетона, Стройиздат, 1972, стр. 13–17.
6. Ржаницын А.Р. Метод определения допускаемых нагрузок на сооружения// Исследовательские работы по инженерным конструкциям, вып. II, Стройиздат, 1949.
7. Murzewski J. Zagandienia niezawodności obiektów budowlanych w świetle normy EN 1990: Inżynierija I Drownictwo, N 8, 2004, p. 434.
8. Пецольд Т.М., Тур В.В. К нормированию коэффициентов безопасности в СНБ 5.03.01/ Вестник БГТУ, Строительство и архитектура, № 1, 2002.
9. Structural Reliability/ Ernest&San, 1983.
10. СНиП 2.03.01. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.
11. СНиП 2.07.01. Нагрузки и воздействия.
12. ГОСТ 8829. Конструкции бетонные и железобетонные. Статические испытания.

Научное издание

Приложение к Вестнику Брестского государственного
технического университета. Строительство и архитектура
(Материалы XI Международного научно-методического межвузовского
семинара "Перспективы развития новых технологий в строительстве
и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь").

Часть 2

Главный редактор
Зам. главного редактора
Редактор
Корректоры:

Пойта П.С.
Тур В.В.
Строкач Т.В.
Никитчик Е.В.
Шульга Т.Ю.
Малыха В.В.

ISBN 985-6584-98-1



Компьютерная верстка и дизайн

Лицензия № 02330/0133017 от 30.04.2004 г.

Подписано в печать 17.11.2004 г. Формат 60×84_{1/8}. Бумага «Снегурочка», Гарнитур-
ра Times New Roman. Уч. изд. л. 34,25. Усл. печ. л. 31,85. Заказ № 1126. Тираж
75 экз. Отпечатано на ризографе Учреждения образования "Брестский государ-
ственный технический университет". 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.
E-mail: nis@bstu.by.

Лицензия № 02330/0148711 от 30.04.2004 г.