

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИНЫ НЕРАЗРЕЗНЫХ УЧАСТКОВ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ НА ОСНОВАНИИ С УЧЁТОМ ДЕФОРМАЦИЙ УСАДКИ

Введение. Монолитные плиты часто имеют большие площади или, что характерно для дорог, большую протяжённость. Вследствие развития вынужденных температурно-усадочных деформаций бетона в ранний период твердения возникают риски, связанные с возникновением растягивающих напряжений и, как следствие, появлением трещин различной протяженности и ширины раскрытия еще до приложения эксплуатационных нагрузок. Появление трещин приводит не только к снижению эксплуатационной пригодности и долговечности конструкций, но и к изменению в исходных расчётных схемах плит, принятых при проектировании. При этом проблема проектирования плит на основаниях с точки зрения восприятия вынужденных деформаций не может быть сведена только лишь к конструктивно-технологическим мероприятиям, таким как соответствующий подбор составов бетона, нарезка температурно-усадочных швов [8].

Одной из краеугольных проблем, возникающих у проектировщиков, инженеров строительных компаний, занимающихся изготовлением плит на основании (slabs on the basis), является отсутствие в технической литературе единообразных методов расчёта напряженно-деформированного состояния (НДС) в плитах от вынужденных деформаций усадки, происходящих в ранней (доэксплуатационной) фазе твердения бетона (в период ухода за плитой).

В настоящее время базовым нормативным документом, регламентирующим проектирование полов производственных, жилых, общественных, административных и бытовых зданий, является СНиП 2.03.13 [8]. При проектировании устанавливаются только два основных параметра бетонных слоёв полов – толщину плиты и класс бетона по прочности на сжатие.

Известно [3, 5–7, 10], что напряженно-деформированное состояние монолитных плит на основании определяется развитием вынужденных деформаций усадки бетона на ранней стадии его твердения. Исследованиям поведения плит на основаниях при усадке, температурных воздействиях посвящён целый ряд работ [9–13].

Существующие методы расчёта НДС в монолитных плитах на основании в условиях устройства плит «бетон – по бетону» базируются на эмпирических зависимостях, устанавливающих связь между напряжениями, вынужденными деформациями (усадки, расширения), коэффициентом ползучести бетона или функцией ползучести, как изложено в работах [3, 4]. Это зачастую сложно-нелинейные функции, и их учёт в расчётах требует наличия соответствующего программного обеспечения.

Таким образом, разработка научно обоснованного инженерного метода расчёта НДС монолитных плит на основании, являющегося следствием развития вынужденных деформаций усадки бетона на ранней стадии его твердения, является актуальной задачей, решение которой позволит обоснованно подойти к назначению размеров температурно-усадочных блоков, на которые должна быть разделена плита при возведении, что в свою очередь позволит не только повысить эксплуатационную пригодность и долговечность таких конструкций при снижении экономических затрат, но и адекватно оценить сопротивление неразрезных плит действию нагрузок. Особенно актуальной эта проблема становится, когда плита (монолитный пол) устраивается непосредственно на бетонном подстилающем слое.

Расчётная модель для определения длины неразрезного участка плиты на основании. Когда система пол – основание имеет зацепление «бетон – по бетону» между слоями, подстилающий слой, представляющий собой нижний слой «пирога», начинает работать как «условное армирование» для верхнего слоя. Так называемое «условное армирование» суммируется с эффектом ограничения усадочных перемещений от конструктивной и рабочей арматуры, расположенной в сечении возводимой монолитной плиты. Это может

быть причиной возникновения критических растягивающих напряжений в определённых сечениях плиты. Предлагаемый нами инженерный метод расчёта НДС отличается упрощённой схемой распределения перемещений по длине плиты, и расчёт напряжений производится исходя из допущения упругой работы бетона и.

В работах [6, 7] представлено точное решение для определения длин неразрезных участков плит. Но этот подход требует наличия соответствующего программного сопровождения.

Для определения длины неразрезного участка плиты предлагается упрощённый инженерный расчет геометрических параметров плиты. Установлено, что с приемлемой для практики точностью связанные (относительные) деформации можно принять изменяющимися в соответствии с линейным законом по длине плиты. Связная относительная деформация концевой участка плиты может быть принята как деформация свободной усадки.

Величина перемещения плиты в каждой её точке будет представлять собой площадь фигуры (треугольник), ограниченной прямыми; горизонтальной (длина плиты до соответствующей координаты X в плите) и прямой характеризующей изменение связанных относительных деформаций (от нуля в середине, до значения свободной усадки на краю плиты). Таким образом, перемещение концевой участка определяется по формуле (1).

$$u(L/2) = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_{sh}(t) \cdot \frac{L}{2}, \quad (1)$$

где $\varepsilon_{sh}(t)$ – деформация свободной усадки.

Задача сводится к приближённому определению напряжений в соответствующих сечениях плиты с координатами x_0 , x_1 , x_2 , x_3 . Эти координаты соответствуют участкам плиты, представляющим собой три области (фигура 3 и 4, рис. 3а), перемещение каждой из которых в момент времени T достигло перемещения u_0 , $u_{1,R(t)}$,

u_2 на диаграмме сдвига «бетон – по бетону» « $\tau - U$ » (диаграмма представлена на каждом из рис. 3а, 3б справа). Параметры диаграммы « $\tau - U$ » были установлены специальными экспериментами по сдвигу бетонных штампов по различным типам оснований [5–6] и представляют собой трёхлинейную аппроксимацию реальных кривых сдвига «бетон по бетону».

В сечении с координатой $x_0 = 0$ перемещение соответствует значению $u_0 = 0$ (с напряжениями $\tau_0 = 0$), с координатой x_1 перемещение соответствует значению $u_{1,R(t)}$ (с напряжениями $\tau_{1,R(t)}$), в сечениях с координатами x_2 и $x_3 = L/2$ перемещение соответствует значению u_2 с напряжением τ_2 .

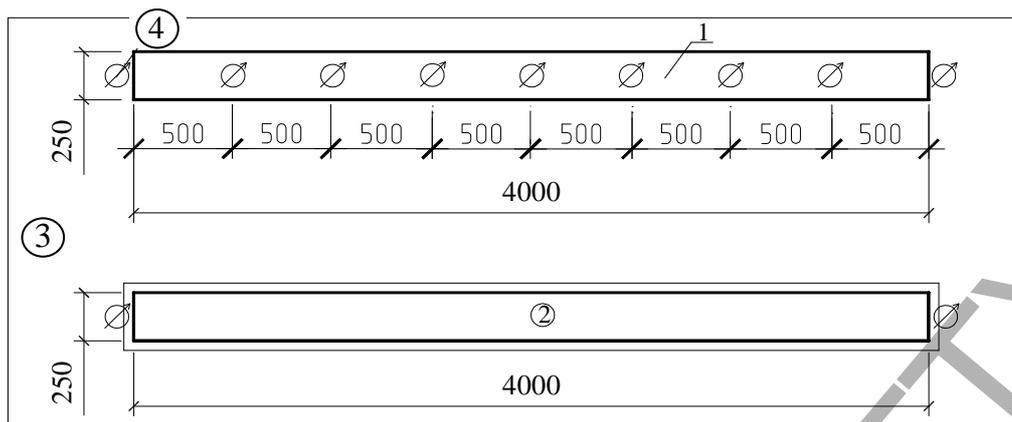
Суммарное усилие F , действующее в сечениях плиты, определяется из зависимостей (2), (3), (4) как произведение средней величины напряжения τ , действующего по контакту плиты с основанием, на площадь этого участка (где это напряжение было достигнуто). Расчёт производят с концевой участка плиты (свободного края) к центру.

Усилие в сечении 1-1 определяется по формуле:

$$F_{1-1} = \tau_2 \cdot \left(\frac{L}{2} - x_2 \right) \cdot b, \quad (2)$$

где b – ширина плиты; L – длина плиты.

Аналогично можно определить усилия в сечениях 2-2 и 3-3:



1 – плита П-п-Х; 2 – плита П-п-ХI; 3 – железобетонная плита основания; 4 – индикаторы часового типа

Рис. 1. Схема исследуемых плит



Рис. 2. Общий вид монолитных плит П-п-Х, П-п-ХI, (слева – направо)

$$F_{2-2} = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \cdot (x_2 - x_1) \cdot b + F_{1-1}, \quad (3)$$

$$F_{3-3} = \left(\frac{\tau_1 + 0}{2} \right) \cdot x_1 \cdot b + F_{1-1} + F_{2-2}. \quad (4)$$

Действующие напряжения в соответствующих сечениях плиты от внешнего ограничивающего действия со стороны основания могут быть определены из зависимостей (5), (6), (7).

Напряжение в сечении 1-1:

$$\sigma_{1-1} = \frac{F_{1-1}}{A} = \frac{\tau_2 \cdot \left(\frac{L}{2} - x_2 \right)}{h}, \quad (5)$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{\frac{\tau_1 + \tau_2}{2} \cdot (x_2 - x_1) \cdot b + F_{1-1}}{b \cdot h}, \quad (6)$$

$$\sigma_{3-3} = \frac{\left(\frac{\tau_1 + 0}{2} \right) \cdot x_1 \cdot b + F_{1-1} + F_{2-2}}{b \cdot h}, \quad (7)$$

где h – высота плиты.

Расчёт производят с применением итерационной процедуры. В первой итерации напряжения в опасном сечении сравнивают с предельно допустимыми, ожидаемыми для данного бетона. В первом приближении рассчитывается координата плиты, где бетон достигнет предела прочности (возникнет риск трещинообразования). В следующей итерации подбирается оптимальная геометрия плиты (толщина или длина).

Если требование прочности удовлетворено, расчёт прекращают, если нет, перерасчёт производят заново, пока новые геометрические параметры плиты не обеспечат работу плиты при уровне напряжений ниже предельных.

Верификация модели. Для верификации метода по определению НДС [6, 7] и инженерного метода расчёта НДС в плитах на основании с опытными показаниями в лаборатории испытательного центра УО «Брестский государственный технический университет» были изготовлены три опытные плиты. Экспериментальные исследования были выполнены над фрагментами плит из бетона на портландцементе марки 500 Д0. Плита П-п-Х, (рис. 1–2) размерами 4000×250×60 мм была выполнена непосредственно на бетонном основании. Контрольная плита П-п-ХI – той же размерности на основании со скользящим слоем. Размеры контрольной плиты П-п-ХII – 2000×188×40 мм. Плита П-п-ХII, как и плита П-п-ХI, выполнялась на скользящем слое, но по центру располагался арматурный стержень Ø12 мм (S-400).

Геометрические параметры исследуемой плиты на бетонном основании следующие: $L = 4$ м, $b = 0,25$ м, $h = 0,06$ м. За время $T = 28$ суток были достигнуты следующие показатели: свободная усадка бетона $\epsilon_{sh} = 34 \cdot 10^{-5}$; предел прочности бетона на сжатие $f_{c,cube}^m = 41,6$ МПа; значение разрушающего напряжения при растяжении $f_{ctm} = 5,89$ МПа (или предельной растяжимости бетона); а также показатели характеристик сдвига плиты по основанию ($\tau_{1,R(t)} = 1,03$ МПа, $\tau_2 = 0,24$ МПа, $u_{1,R(t)} = 0,000039$ м, $u_2 = 0,000169$ м) [5–7]).

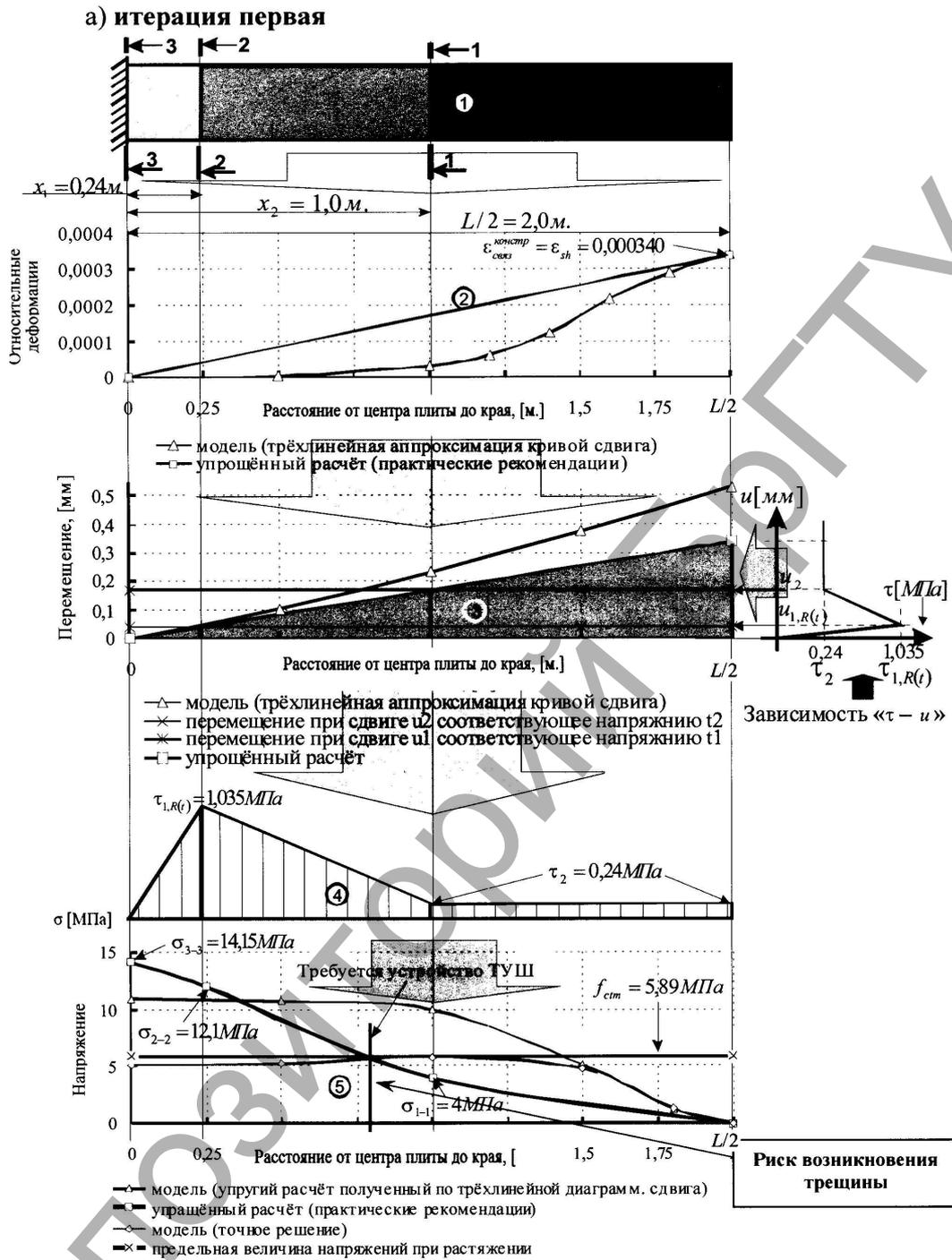


Рис. 3(а). Результаты расчёта напряжений в плите (начало)

Результат расчётов напряжений в соответствующих сечениях плиты от ограничивающего усадочные перемещения бетонного основания (за счёт силы сцепления и Кулоновой силы трения между поверхностями), полученные по компьютерной модели (точное решение) и с применением упрощенного расчёта (зависимости (5–6)), показаны на рисунке 3.

Значения перемещений в опытной плите для граничных условий: $u(0) = 0 \text{ м}$, $u(L/2) = 0,340 \text{ мм}$.

Напряжение по формуле (2) в сечении 1-1 ($x_2 = 1 \text{ м}$, рисунок 3а) равно $\sigma_{1-1} = 4 \text{ МПа}$. Аналогично определены напряжения по формуле (3) в сечении 2-2 ($x_1 = 0,24 \text{ м}$, рис. 3а): $\sigma_{2-2} = 12,1 \text{ МПа}$, по формуле (4) в сечении 3-3: $\sigma_{3-3} = 14,15 \text{ МПа}$.

Из расчёта видно, что риску возникновения трещины подвержена область плиты с координатой $x = 0,8 \text{ м}$, где уровень напряжений равен предельному. В этом месте должна быть устроена либо искусственная трещина – деформационный шов, либо произведён перерасчёт толщины плиты.

На рисунке 3б приведена последняя итерация инженерного расчёта неразрезной плиты, где размеры плиты приняты: $L=6 \text{ м}$, $b=6 \text{ м}$, $h=0,16 \text{ м}$. Показано, что при условии неизменяемой длины ($L=6 \text{ м}$) толщина плиты должна быть установлена в пределах $h \leq 185 \text{ мм}$. Значение перемещения плиты на краевых участках: $u(0) = 0 \text{ м}$, $u(L/2) = 0,51 \text{ м}$. По формулам (5–7) определены напряжения в сечениях: в сечении 1-1 ($x_2 = 1,0 \text{ м}$, рисунок 3б): $\sigma_{1-1} = 2,59 \text{ МПа}$, в сечении 2-2 ($x_1 = 0,25 \text{ м}$): $\sigma_{2-2} = 5,18 \text{ МПа}$, в сечении 3-3: $\sigma_{3-3} = 5,83 \text{ МПа}$.

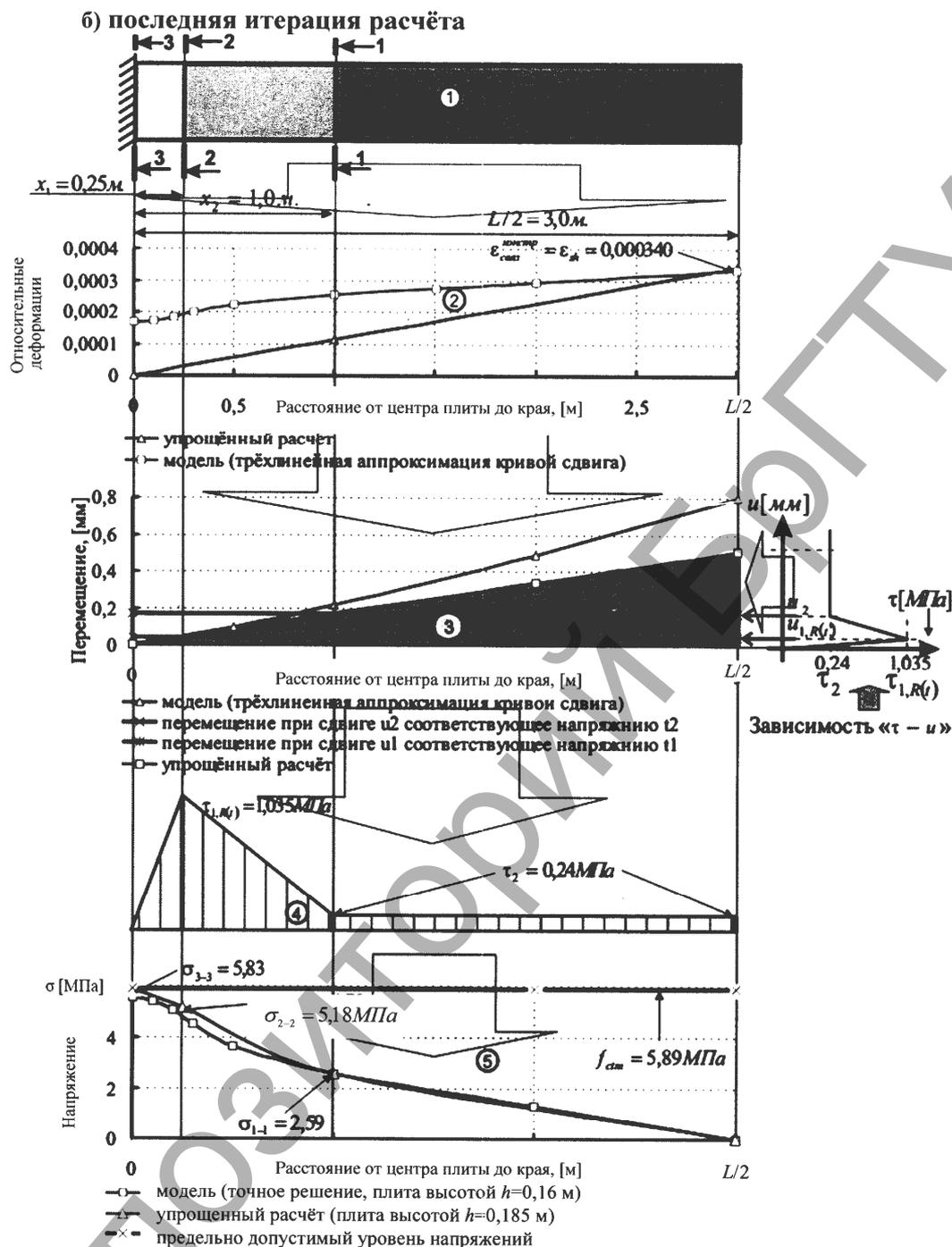


Рис. 3(б). Результаты расчёта напряжений в плите (окончание)

Заключение

1. Сопоставления распределений напряжений по длине плиты, полученное по модели и по упрощённой схеме (в соответствии с практическими предложениями по расчёту оптимальных геометрических размеров неразрезной плиты на основании), даёт основание утверждать, что упрощённый расчёт приемлем в рамках данной задачи и перспективен для использования в инженерной практике. Погрешность инженерного метода сравнительно с математической моделью составляет 15,6 %.
2. Указанная методика расчёта НДС в плитах на основании легла в основу разработки практических предложений по расчёту опти-

мальных размеров температурно-усадочных блоков неразрезных плит. Установлено, что инженерный расчёт при проектировании плит на основании на вынужденные деформации может обеспечивать экономию материала в пределах 8–10%. Внедрение в производство данного метода расчёта при проектировании 10150 м² плит в производственных цехах рядом промышленных предприятий г. Бреста и Брестской области позволило достигнуть экономии средств в размере 2,5 % в сопоставлении с общей себестоимостью производства плит на основании [7].

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Тур, В.В. Самонапряжённый железобетон – исследования, опыт и перспективы применения: архитектура и строительство 2005 / В. В. Тур // Материалы I международного науч.-практич. семинара; гл. ред. П.С. Пойта. – Брест: БрГТУ, 2005. – Ч. I. – С. 73–86.
2. Улицкий, И.И. Расчёт железобетонных конструкций с учётом длительных процессов / И.И. Улицкий, ЧжанЧжун-яо, А.Б. Голышев. – Киев: Госстройиздат УССР, 1960. – 495 с.
3. Желткович, А.Е. К вопросу об учёте упругопластических свойств при расчёте напряжений в бетонных монолитных плитах покрытий, находящихся во взаимодействии с основанием: перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовка инженерных кадров Республики Беларусь: сб. трудов XVI Междунар. науч.-метод. семинара. / А.Е. Желткович; под общ. ред. П.С. Пойты, В.В. Тура. – Брест: БрГТУ, 2009. – Ч. I. – С. 149–158.
4. Михайлов, В.В. Расширяющие и напрягающие цементы и самонапряженные конструкции / В.В. Михайлов, С.Л. Литвер. – М.: Стройиздат, 1974. – 389 с.
5. Желткович, А.Е. О назначении параметров расчётной модели собственных деформаций плит при взаимодействии с основанием / А.Е. Желткович // Вестник Брестского государственного технического университета. – 2009. – № 1 (55): Строительство и архитектура. – С. 120–125.
6. Желткович, А.Е. Расчёт напряжённо-деформированного состояния железобетонных плит, располагаемых на различных основаниях на основе трансформированной диаграммы сдвига бетона: проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов в 2-х ч. – Минск: Стринко, 2007. – Ч 1: Бетонные и железобетонные конструкции / А.Е. Желткович; редкол. М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. – С. 178–192.
7. Желткович, А.Е. Расчёт вынужденных перемещений и напряжений от усадки в монолитных бетонных плитах, взаимодействующих с основанием / А.Е. Желткович, В.В. Тур // Строительная наука и техника. – 2011. – № 2 (35): – С. 120–125.
8. Побы. Технические требования и правила проектирования, устройства, приемки, эксплуатации и ремонта: СНиП 2.03.13-88.– Взамен СНиП II–В. 8-71; введ. 1988–05–16. – Москва: Изд-во стандартов, 1988. – 16 с.
9. Austin, S.A. Techniques for the early-life in-situ monitoring of concrete industrial ground floor slabs. In: Specialist techniques and materials for concrete construction, Proceedings of the International Conference held at the University of Dundee, 8-10 October 1999 / S.A. Austin, P.J. Robins, J.W. Bishop – London, 1999. – P. 317–329.
10. Ytterberg. R.F. Shrinkage and Curling of Slabs on Grade – I, Concrete International. – V. 9. – No. 4, Apr. – 1987. – P. 22–31.
11. Bishop, J.W. Temperature effects in industrial ground floors / J.W. Bishop, S.A. Austin, P.J. Robins // Cement and Concrete Research: in preparation, 2001.
12. Saraf, C.L. Controlling longitudinal cracking in concrete pavements / C.L. Saraf, B.F. McCullough // Transportation Research Record. – 1986. – Vol. 1043. – P. 8–13.
13. Austin, S.A. Monitoring of concrete industrial ground floor slabs / S.A. Austin, J.W. Bishop // Seminar on Developments in Industrial Concrete Ground Floors, 31st October 2000. – England: Aston University, 2000.

Материал поступил в редакцию 17.03.16

ZHELTKOVICH A.E. Definition of the continuous sections in monolithic slabs on the basis under the shrinkage

The strain-stress state (SSS) of the monolithic slabs on the basis is determined of the development of imposed shrinkage of concrete at early age hardening. Development of scientifically-based engineering method of calculation of slabs, taking into account this fact, will determine the size of the temperature-shrinkage blocks. This in turn increases the serviceability and durability of structures at lower economic cost and allows to evaluate the resistance of the slabs a continuous load.

Existing methods of calculation of the imposed stresses in the monolithic slabs on the basis are based on empirical relationships between stress and imposed deformations (shrinkage, expansion), the coefficient of concrete creep or function creep [3, 4]. The proposed engineering method of calculation of the SSS is based on the assumption of an elastic behavior of the concrete and a simplified diagram of distribution of the displacements along the slab.

УДК 692.232.7

Дубатовка А.И.

СОВРЕМЕННЫЕ КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ КАРКАСНЫХ ЗДАНИЙ С ПРИМЕНЕНИЕМ ЛЕГКИХ ОГРАЖДАЮЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Введение. Общим трендом в мировом развитии ж/б индустрии является развитие гибкости производителя под нужды заказчика и возможности использования изделий из сборного железобетона для строительства зданий свободной планировки в кратчайшие сроки с гарантированно высоким качеством ж/б изделия.

Конструкция сборного каркаса обеспечивает ускорение сроков возведения объектов за счёт заводского изготовления элементов и значительного упрощения технологии монтажа конструкции. Применение современных технологий изготовления сборного железобетона, в том числе предварительно напряженного, позволяет снизить трудозатраты, материалоемкость и энергоёмкость строительства. Заводская технология изготовления конструкций на всех этапах обеспечивает контроль качества изделий.

Снижение энергопотребления строительной отрасли начинается с выбора материалов для строительных конструкций. Бесспорное лидерство в несущих каркасах остается за железобетоном и металлом, но для ограждающих конструкций, применение материалов на основе энергоёмких процессов (виброформовка, обжиг, пропарка) является неоправданно затратным.

Теоретическое решение. Для повышения технологичности возведения каркасных и панельных зданий, сокращения сроков и энергоёмкости строительства в мире всё шире используются технологии легких ограждающих конструкций [1, с. 20]. Легкие стены – это самонесущие наружные стены из листовых материалов и утепляющего слоя.

В Европе легкие ограждающие конструкции используются в основном в технологиях «быстрого» коттеджного строительства и популярны в североевропейских странах. Например, в Финляндии на долю каркасного домостроения приходится 75%, а в Швеции на них приходится до 90% новых коттеджей. Применение металлического каркаса в этих конструкциях позволило повысить их качество изготовления и надежность, а также решить вопросы пожарной безопасности, что открыло возможность использования таких изделий в качестве наружных стен многоэтажных зданий (рис. 1). Поэтому сейчас в Швеции, Норвегии и Финляндии применение легких навесных стен в многоэтажных зданиях достигает до 70% рынка, в Нидерландах и Германии – до 50%.

Дубатовка Антон Игоревич, магистр строительства, аспирант, РУП "Институт жилища – НИПТИС им. С.С. Атаева", e-mail: a.dubatovka@gmail.com

Беларусь, 220114, г. Минск, ул. Ф. Скорины, 15-405.