

А. Е. ЖЕЛТКОВИЧ

## ИНЖЕНЕРНЫЙ РАСЧЁТ ГЕОМЕТРИЧЕСКИХ ПАРАМЕТРОВ МОНОЛИТНЫХ ПЛИТ НА ЖЁСТКОМ ОСНОВАНИИ В УСЛОВИЯХ УСАДКИ

Напряженно-деформированное состояние монолитных плит на основании определяется развитием вынужденных деформаций усадки бетона на ранней стадии его твердения. Разработка научно-обоснованного инженерного метода расчёта плит учитывающего этот факт позволит обоснованно подойти к назначению размеров температурно-усадочных блоков, на которые должна быть разделена плита при возведении. Это 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.

Существующие методики расчёта напряжений в монолитных плитах на основании базируются на эмпирических зависимостях устанавливающих связь между напряжением, вынужденными деформациями (усадки, расширения), коэффициентом ползучести бетона или функцией ползучести [1 – 4]. Предлагаемый нами инженерный метод расчёта НДС отличается тем, что расчёт напряжений производится исходя из допущения упругой работы бетона и упрощённой схемой распределения перемещений по длине 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. Связная относительная деформация в середине плиты принимается равной нулю.

### 1. Расчёт величины неразрезного участка плиты на основании

В качестве примера по определению величины неразрезного участка плиты предлагается упрощённый, инженерный расчёт геометрических параметров плиты. Связные (относительные) деформации в пределах относительных координат  $0 \leq \frac{x}{L/2} \leq 1$  (см. рисунки 3, 4), изменяются в соответствии с линейным законом.

Связная относительная деформация краевых участков плиты, с относительной координатой  $\frac{x}{L/2} = 1$ , во всех случаях равна свободной деформации усадки  $\varepsilon_{связ} = \varepsilon_{свобод}$ . Связная относительная деформация в середине плиты (с относительной координатой  $\frac{x}{L/2} = 0$ ).

Величина перемещения плиты в каждой её точке будет представлять собой площадь фигуры (треугольника) 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). Перемещение определяется по формуле:

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

Задача сводится к приближённому определению напряжений в соответствующих сечениях плиты с координатами  $x_0 = 0$ ,  $x_1$ ,  $x_2$ ,  $x_3 = L/2$ . Эти координаты соответствуют участкам плиты, представляющим собой три области, перемещения каждой из которых в момент времени  $T$  достигло перемещения  $u_0$ ,  $u_{1,R(t)}$ ,  $u_2$  на диаграмме сдвига «бетон – по бетону» « $\tau - u$ », (представлена на каждом из рисунков справа, см. рисунки 3, 4). Параметры диаграммы « $\tau - u$ » установлены в комплексе специальных экспериментов по сдвигу бетонных штампов по различным типам оснований [5 – 6].

В координате  $x_0 = 0$  перемещение соответствует значению  $u_0 = 0$  (с напряжениями  $\tau_0 = 0$ ), в координате  $x_1$  перемещение соответствует значению  $u_{1,R(t)}$  (с напряжениями  $\tau_{1,R(t)}$ ), в координатах  $x_2$  и  $x_3 = L/2$  перемещение соответствует значению  $u_2$  с напряжением  $\tau_2$ .

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

Усилие в сечении 1 – 1:

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

усилие в сечении 2 – 2:

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

усилие в сечении 3 – 3:

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

где  $b$  – ширина плиты;  $L$  – длина плиты.

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

Напряжение в сечении 1 – 1:

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

расчёт напряжения в сечении 2 – 2:

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

расчёт напряжения в сечении 3 – 3:

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

где  $h$  – высота плиты.

Далее, в первом приближении, рассчитывается координата плиты, где бетон достигнет предела прочности (возникнет риск трещинообразования). В следующей итерации подбирается оптимальная геометрия плиты (толщина или длина).

Расчёт производят пошагово. Напряжения сравнивают с предельно допустимыми, ожидаемыми для данного бетона.

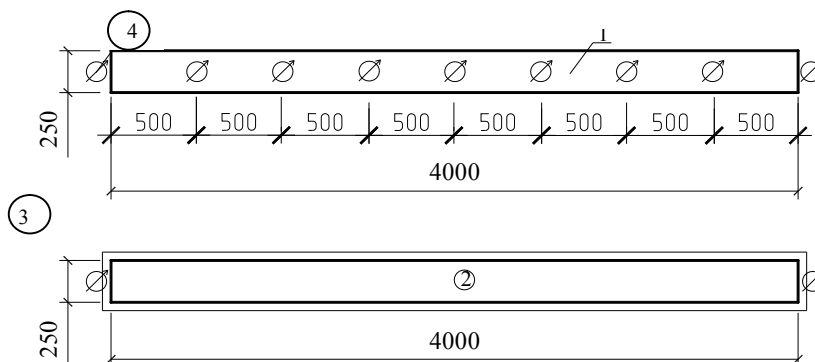
Если требование прочности удовлетворено, расчёт прекращают, если нет, производят новый перерасчёт, пока новые геометрические параметры плиты не обеспечат работу плиты при уровне напряжений ниже предельно допустимых.

## 2. Верификация моделей

Для верификации компьютерной модели и инженерного метода расчёта НДС в плитах на основании с опытными показаниями, в лаборатории испытательного центра БрГТУ был изготовлен ряд опытных плит. Экспериментальные исследования были выполнены над тремя полосами – плитами (фрагментами плит) из бетона на портландцементе марки 500 Д0. Плита П-п-Х, (см. рисунки 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 (S400).

Геометрические параметры исследуемой плиты на бетонном основании ( $L = 4$  м,  $b = 0,25$  м,  $h = 0,06$  м). На  $T = 28$  суток были достигнуты следующие показатели: свободная усадка бетона  $\varepsilon_{sh} = 0,000340$ ; предела прочности бетона на сжатие  $f_{c,cube}^m = 41,6$  МПа; значения разрушающей нагрузки при

растяжении  $f_{ctm} = 5,89$  МПа (или предельной растяжимости бетона  $\varepsilon_{f,1}$ ); а так же 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) [6 – 7]).



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

**Рисунок 1 – Схема исследуемых плит**



**Рисунок 2 – Общий вид монолитных плит П – п – Х, П – п – ХI, (слева – направо)**

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, на краевых участках:  $u(0)=0$  м,  $u(L/2)=0,340$  мм.

Напряжение по формуле (2) в сечении 1 – 1 ( $x_2 = 1$  м, см. рис. 3):  $\sigma_{1-1} = 4$  МПа,

напряжения по формуле (3) в сечении 2 – 2 ( $x_1 = 0,24$  м, см. рис. 3):  $\sigma_{2-2} = 12,1$  МПа.

Расчёт напряжения по формуле (4) в сечении 3 – 3:  $\sigma_{3-3} = 14,15$  МПа.

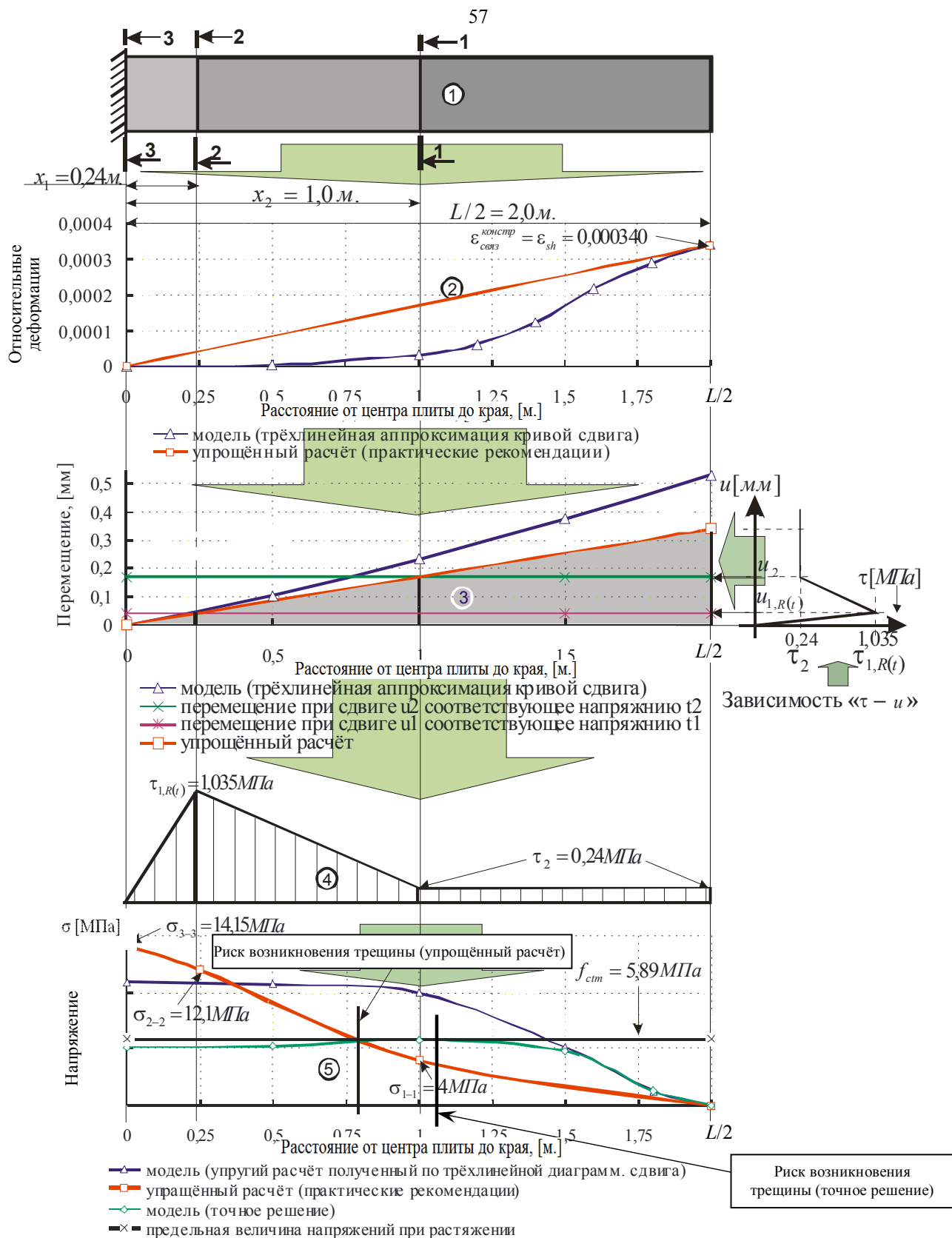
Из расчёта видно, что риску возникновения трещины подвержена область плиты с координатой  $x = 0,8$  м, где уровень напряжений равен предельному. В этом месте должна быть устроена либо искусственная трещина – деформационный шов, либо произведён перерасчёт толщины плиты.

На рисунке 4 приведена последняя итерация инженерного расчёта неразрезной плиты, где размеры плиты приняты:  $L=6$  м,  $b=6$  м,  $h=0,16$  м. Показано, что при условии неизменяемой длины ( $L=6$  м) толщина плиты должна быть установлена в пределах  $h \leq 185$  мм. Значение перемещения плиты на краевых участках:  $u(0)=0$  м,  $u(L/2)=0,51$  м.

Расчёт напряжения по формуле (2) в сечении 1 – 1 ( $x_2 = 1,0$  м, см. рис. 4):  $\sigma_{1-1} = 2,59$  МПа,

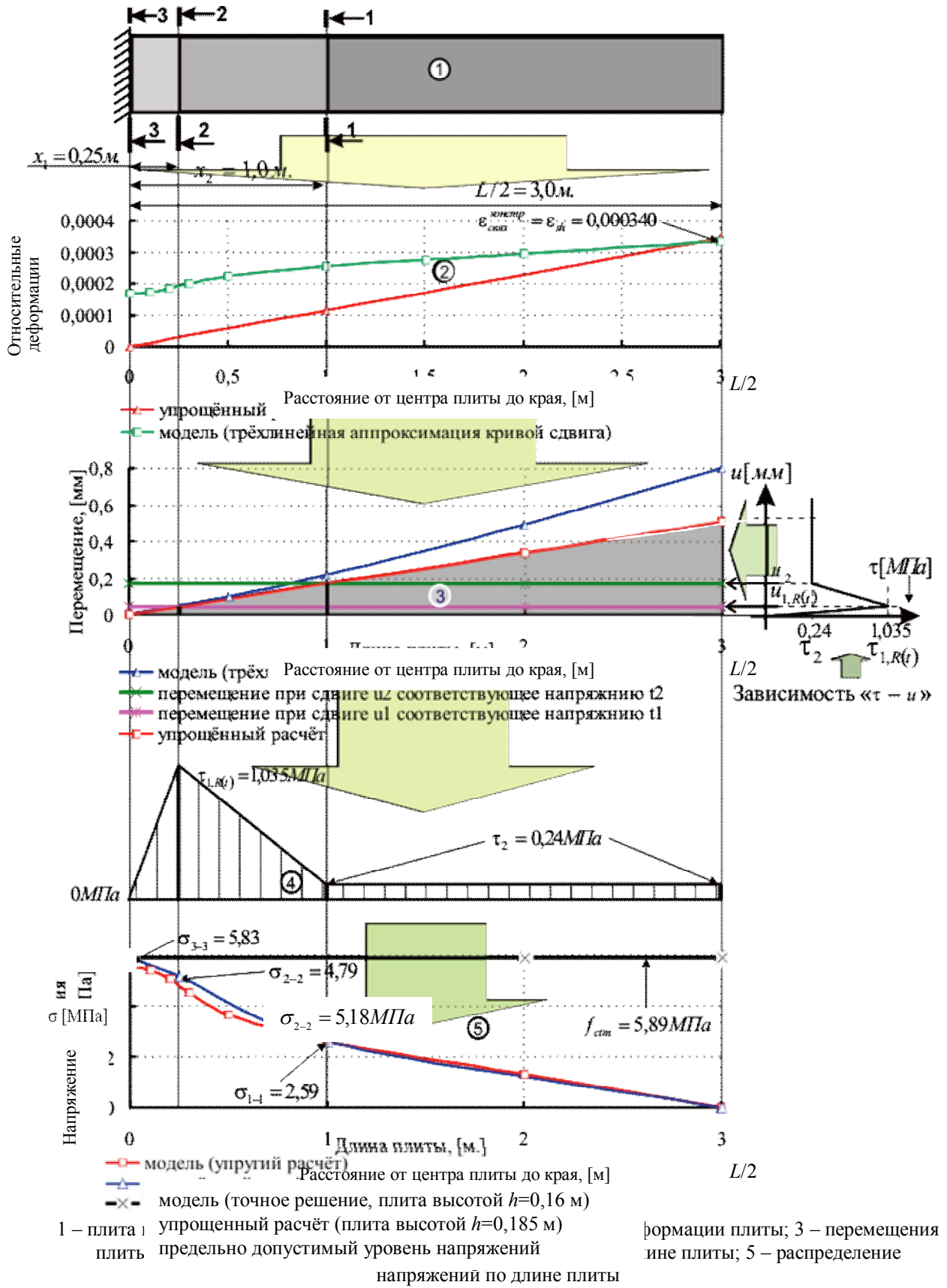
расчёт напряжения по формуле (3) в сечении 2 – 2 ( $x_1 = 0,25$  м, см. рис. 4):  $\sigma_{2-2} = 5,18$  МПа,

расчёт напряжения по формуле (4) в сечении 3 – 3 (см. рис. 4):  $\sigma_{3-3} = 5,83$  МПа.



1 – плита на бетонном основании, вид сверху; 2 – относительные деформации плиты; 3 – перемещения плиты; 4 – эпюра распределения касательных напряжений по длине плиты; 5 – распределение напряжений по длине плиты

Рисунок 3 – Итерация 1. Расчёт напряжений в опытной плите



1. Comparisons of distributions of tension on plate length, received on model and according to the simplified, gives the grounds to claim that we accept the simplified calculation within this task and it is perspective for use in engineering practice. The error of an engineering method compared with mathematical model makes 15,6 % , (see figure 4).

2. The specified method of calculation of the TDS can be offered as the practical offer on calculation of the optimum sizes of temperature and shrinkable blocks of not cutting plates. It is established that engineering calculation at design of plates on the basis on the compelled deformations can provide economy of material within 8–10 % . Introduction in production of this method of calculation at design of 10150 sq.m of plates in production shops of a number of the industrial enterprises of Brest and the Brest region allowed to reach economy of means of 2,5 % in comparison to the general cost of production of plates on the basis of [7].

#### *Список литературы*

1. Тур, В.В. Самонапряжённый железобетон – исследования, опыт и перспективы применения : архитектура и строительство 2005 / В. В. Тур // Материалы I международного науч. – практич. семинара. Ч. I. /; гл. ред. П. С. Пойга. – Брест :БрГТУ, 2005. – С. 73–86.
2. Улицкий, И. И. Расчёт железобетонных конструкций с учётом длительных процессов / И. И. Улицкий, ЧжанЧжун – яо, А. Б. Гольшев. – 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. Пойги, 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.

УДК 693.22.004.18

В. Ф. ЗВЕРЕВ, А. И. ПЕЛЮШКЕВИЧ, Н. Я. КАЗАЧЕНКО

### **К ВОПРОСУ ПРОЕКТА РЕСТАВРАЦИИ ЗДАНИЯ БОРИСО-ГЛЕБСКОЙ (КОЛОЖСКОЙ) ЦЕРКВИ**

В апреле – мае 2015 года авторами статьи было выполнено обследование строительных конструкций (чердачного перекрытия, кровли, наружных стен) здания Прихода храма святых мучеников благоверных князей Бориса и Глеба в г. Гродно, ул. Коложа, 6.

Краткая историческая справка

Исследуемый объект – Борисо-Глебская (Коложская) церковь расположена на правом берегу реки Неман в Коложском парке, в черте исторической застройки г. Гродно.

К настоящему времени никакого сомнения не вызывает датировка времени постройки храма – 80-е годы XII века. Доказано существование оригинальной Гродненской архитектурной школы XII века, особенности которой описаны в многочисленных публикациях последнего времени.

Храм был разрушен во время оползней 1853, 1864 и 1889 годов, восстановлен в 1898 – 1911 годах.

На территории, на которой располагается Борисо-Глебская церковь, по меньшей мере, с XV века функционировал мужской православный монастырь, позже униатский, а затем, недолго снова православный монастырь.

Первоначальные описания и инвентари храма до 1738 года видимо утеряны. До сих пор основным источником по истории храма была Хроника игумена И. Кульчинского.

Дополнительные штрихи в историю храма внесли исследования В. Грязнова, П. Покрышкина, М. Валицкого, Ю. Иодковского, Н. Воронина, О. Трусова, В. Слюнченки, В. Глинника и др. Самый полный список библиографии темы до 1886 года хранится в национальном архиве РБ в Гродно.