

## Расчет монолитной железобетонной плиты

*Богаткин Максим Антонович*

*Приамурский государственный университет им. Шолом-Алейхема*

*Студент*

### Аннотация

Железобетонные конструкции обретают всё большую популярность в современном строительстве, многоэтажные жилые дома, торговые центры и другие объекты. Применение монолитного железобетона позволяет возводить различные конструкции с высоким уровнем прочности и надёжности, а также расширить диапазон применяемых архитектурных форм, так как проектировщик не ограничен возможностями материала. И расчёт железобетонных элементов подобных сооружений важная и неотъемлемая часть современного строительства. В рамках данной статьи в ПК ЛИРА САПР был проведен расчёт монолитной железобетонной плиты, подобран диаметр рабочей арматуры, произведено сравнение с ручным вариантом расчёта.

**Ключевые слова:** Железобетон, монолитный железобетон, плита перекрытия, ПК ЛИРА САПР.

## Calculation of a monolithic reinforced concrete slab

### Abstract

Reinforced concrete structures are becoming increasingly popular in modern construction, multi-storey residential buildings, shopping centers and other facilities. The use of monolithic reinforced concrete makes it possible to build various structures with a high level of strength and reliability, as well as to expand the range of application of architectural forms, since the designer does not limit the use of the material. And the calculation of reinforced concrete elements of such structures is an important and integral part of modern construction. Within the framework of this article, a calculation of a monolithic reinforced concrete slab was carried out in the SP LIRA CAD, the diameter of the working reinforcement was selected, and a comparison was made with the manual version of the calculation

**Key words:** Reinforced concrete, monolithic reinforced concrete, floor slab, PC LIRA SAPR.

## 1. Введение

### 1.1 Актуальность исследования

Применение железобетонных изделий обрело широкое распространение в современном строительстве. Ни один строящийся объект не обходится без применения в его конструкции железобетонных изделий.

Вплоть до конструкций, полностью состоящих из этого композиционного материала. Свойство бетона хорошо воспринимать нагрузку на сжатие в сочетании с арматурой позволяет создавать прочные конструкции и изделия: блоки, балки, плиты, колонны и другие. В последнее же время, широко распространена технология – монолитного железобетона, когда элемент конструкции создается непосредственно на строительной площадке и не имеет составных частей. И неотъемлемой частью проектирования таких конструкций является их расчёт на прочность, он позволяет оптимизировать как экономические показатели, так и обеспечить конструкции безопасность, надёжность и длительный срок службы.

## 1.2 Обзор исследований

В статье А. Л. Катембо авторы демонстрируют применение деформационной модели при расчёте внецентренно сжатого стержня из железобетона, и пытаются разработать эффективный алгоритм расчёта несущей способности внецентренно сжатого стержня на основе нелинейного деформационного алгоритма. В статье рассматривается железобетонный брус прямоугольного поперечного сечения, который подвергается внецентренному сжатию поперечной силой  $N$  в точке расположенной на оси симметрии поперечного сечения. Вблизи верхней и нижней грани поперечного сечения бруска располагаются стержни рабочей арматуры [1]. В. В. Владимиров рассматривает применение метода конечных элементов для расчета зданий из монолитного железобетона. В статье рассматривается модификация гибридного конечного элемента для расчета элементов пространственных железобетонных конструкций. Получены зависимости для определения вектора обобщённых сил. Для осуществления процесса дискретизации здания на конечные элементы принимают простейшим элементом многоэтажного здания отдельную плиту. Модель здания в целом, соответственно, представляют в виде совокупности указанных элементов-плит. Параметры жесткости вычисляют в центре каждого фиктивного слоя КЭ, и распространяют их на всю толщину этого слоя. По мере уменьшения размера конечного элемента приближенное решение будет асимптотически стремиться к точному, избавляясь от всех геометрических погрешностей [2]. О. В. Кабанцев производит расчёт железобетонной колонны на двукратный продольный удар. Проектирование железобетонного каркаса, испытывающего ударные нагрузки, приводит к необходимости исследований поведения его конструкций на реальные воздействия. Например, при землетрясениях колонны каркаса выдерживают некоторую последовательность кратковременных динамических нагрузок, приводящих к накоплению повреждений и разрушению. Деформации основания и конструкций, воспринимающих нагрузку от колонны, обладают податливостью, приводящей к изменению расчетной схемы и времени динамического воздействия. На верхний торец колонны действует два последовательных продольных удара. Моделирование процесса деформирования и разрушения железобетона проводится в рамках механики

сплошной среды. Методом компьютерного моделирования исследован процесс ударного взаимодействия и накопления повреждений в теле колонны [3]. В статье А. А. Быкова представлена конечно-элементная модель разрушения бетона на примере четырехточечного изгиба балки прямоугольного сечения. Проведено сравнение результатов квазистатического расчета и решения, учитывающего силы инерции. В качестве обоснования целесообразности, учета сил инерции, приводится оценка вклада кинетической энергии в момент трещинообразования в общую механическую энергию системы, который составляет более 30%. Выполнено сопоставление характера распределения трещин, полученных расчетным путем и наблюдаемых в эксперименте. Установлено, что в эволюции процесса трещинообразования доминирующую роль играет механизм разрушения связей между арматурой и бетоном. Построение численных моделей, достоверно описывающих процессы трещинообразования и развития трещин в железобетоне, позволяет оценивать несущую способность и ресурс прочности того или иного конструктивного элемента без привлечения дорогостоящих натуральных экспериментов [4].

### 1.3 Цель исследования

Целью исследования является расчёт в программе ЛИРА САПР монолитной железобетонной плиты, жёстко закреплённой по четырём сторонам, подбор рабочей арматуры, сравнение полученных результатов с ручным вариантом расчёта.

### 2. Методы исследования

Расчёт производится в программе ЛИРА САПР, которая основана на методе конечных элементов. Численный метод вычисления приближенного вычисления значения момента в центре рассматриваемой плиты, через полученные в программе значения углов поворота и кривизну сечения.

### 3. Результат

Исходные данные:

Монолитная железобетонная плита перекрытия:

1. Ширина плиты  $A = 6$  м.
2. Длина плиты  $B = 6$  м.
3. Толщина  $h = 0.2$  м.
4. Бетон В25 с модулем упругости 30000 МПа
5. Арматура класса А400
6. Коэффициент Пуассона для бетона  $\nu = 0.2$

Нагрузки:

1. Нагрузка равномерно распределённая, временна  $g = 30$  кН/м<sup>2</sup>.
2. Временная равномерно распределённая нагрузка от конструкций пола  $\nu = 2$  кН/м<sup>2</sup>.

## Создание расчётной модели в ПК ЛИРА САПР.

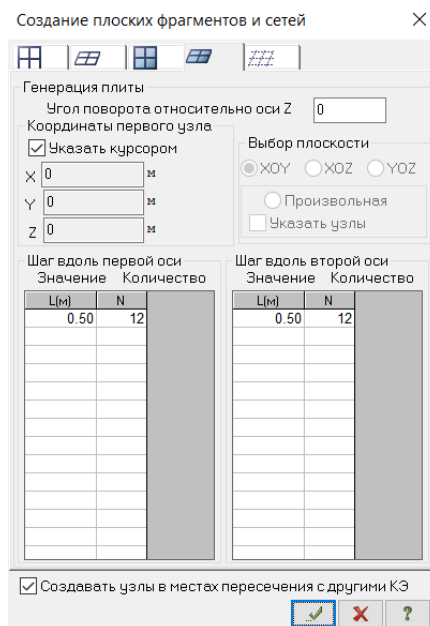


Рисунок 1 – Параметры разбивки плиты

Плиты разбиваем на конечные элементы длиной 0,5 м. 12 элементов на 6 м длины и ширины плиты.

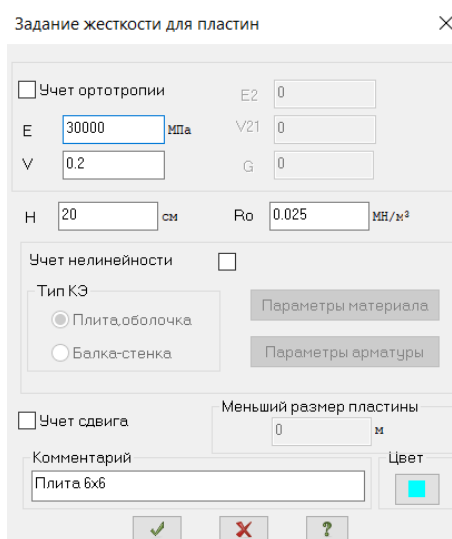


Рисунок 2 – Параметры жесткости для пластины (плиты)

Параметр  $R_0$  – удельный вес плиты, данное значение для бетона равно  $R_0 = 25 \text{ кН/м}^3$ .

Далее необходимо обозначить условия закрепления плиты, в рассматриваемом примере это – жёсткая заделка. Следовательно, необходимо указать, что в узлах вдоль рёбер плиты недоступен поворот относительно осей  $X$  и  $Y$ , а так же перемещения вдоль оси  $Z$ . Так же вдоль оси  $Z$  будет приложена основная нагрузка.

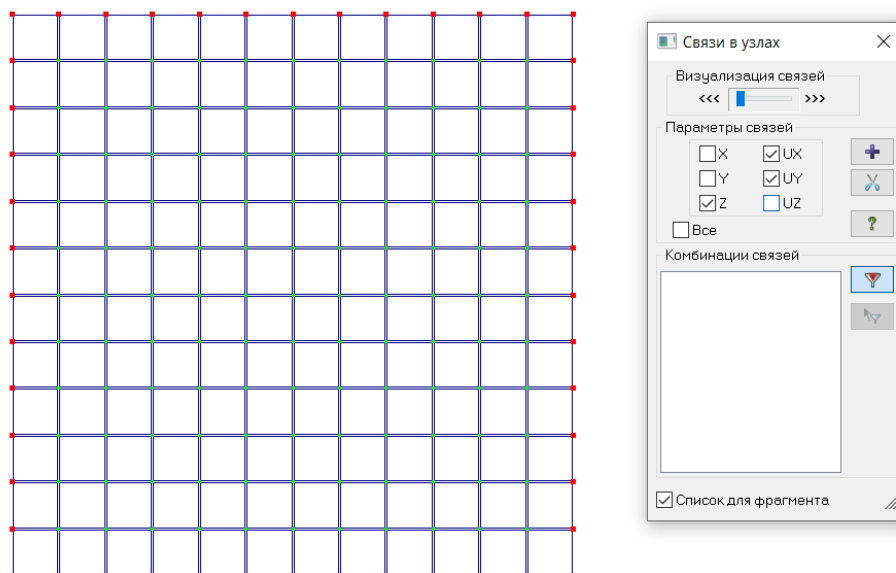


Рисунок 3 – Условия закрепления плиты

Остальные направления остаются доступными, так как плиты не испытывает никаких нагрузок способных вызывать перемещения или поворот в этих направлениях.

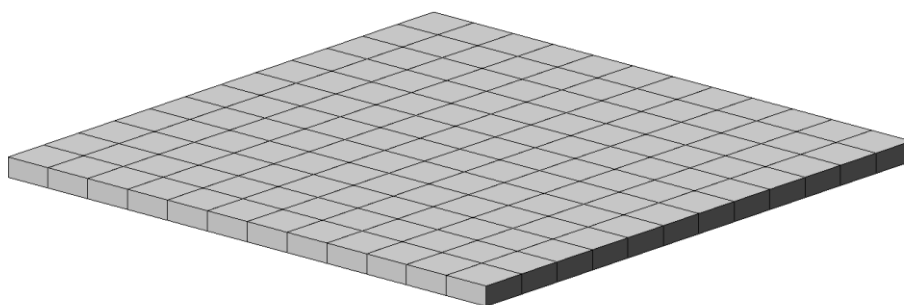


Рисунок 4 – Пространственная модель плиты

Задание параметров железобетона:

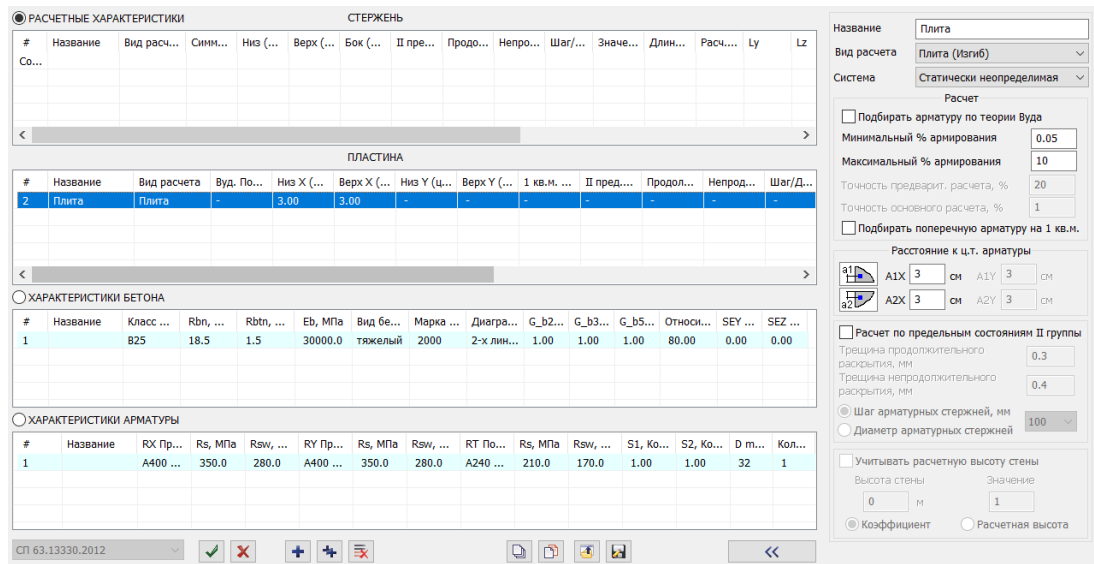


Рисунок 5 – Параметры плиты

Защитный слой для верхних и нижних стержней принимаем стандартный 3 см. Минимальный процент армирования 0,05%.

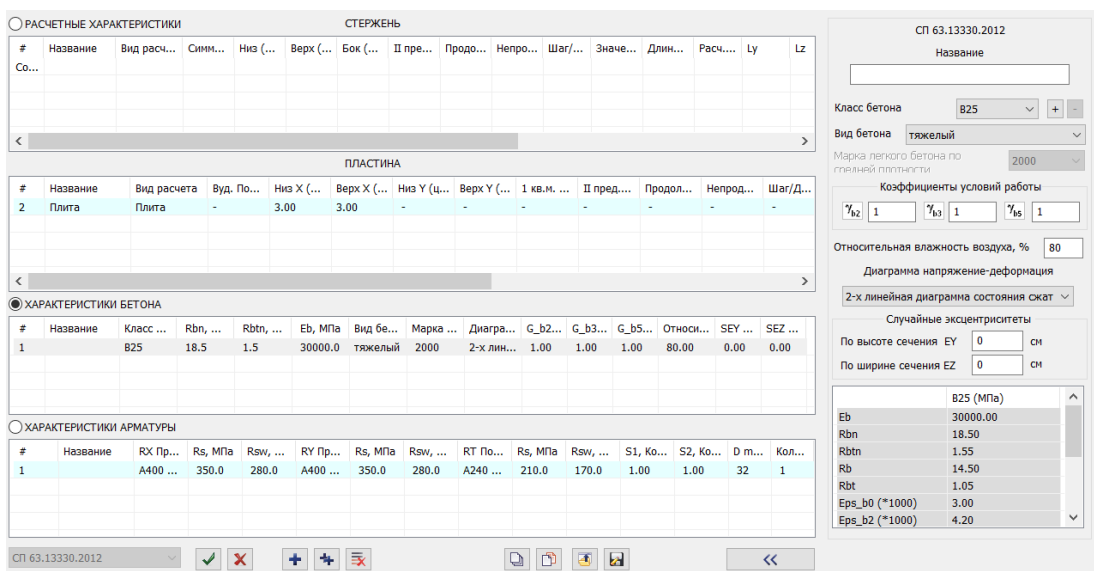


Рисунок 6 – Параметры бетона

$\gamma_{b2} = 1$  – Коэффициент условия работы бетона. В условиях нормальной влажности принимается равным 1.

$\gamma_{b3} = 1$  – Коэффициент положения конструкции в пространстве, для горизонтальных конструкций (плит, балок) принимается равным 1.

$\gamma_{b5} = 1$  – Коэффициент учитывающий влияние отрицательных температур, в данном случае принимаем равным 1.

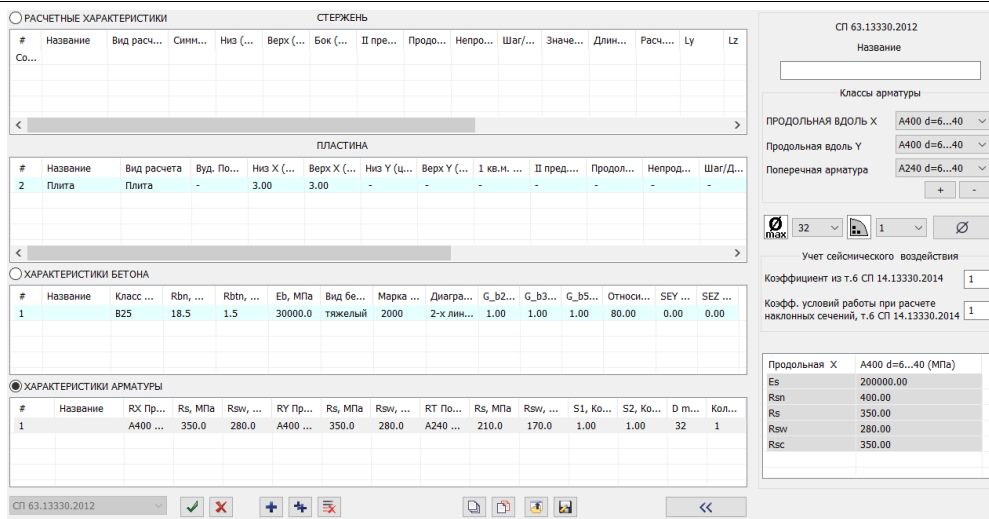


Рисунок 7 – Параметры арматуры

Далее в программе необходимо указать собственный вес плиты с коэффициентом надежности 1.1. На этом этапе мы имеем модель плиты, к которой необходимо приложить нагрузку.

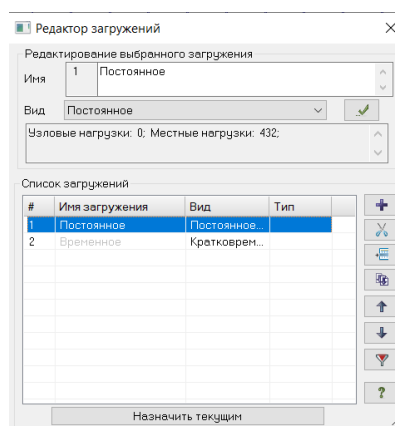


Рисунок 8 – Варианты загрузки

Так как одна из нагрузок действует непродолжительное время – данную особенность необходимо учитывать. Для этого в программе задаём параметры загрузений.

Дальнейший расчет будет производиться по принципу сложения нагрузок из двух загрузений или учета каждого отдельного загрузения. Так как основной причиной разрушения будет появление временной нагрузки, которая в разы превышает постоянную, расчет нужно строить именно на сочетании этих двух усилий.

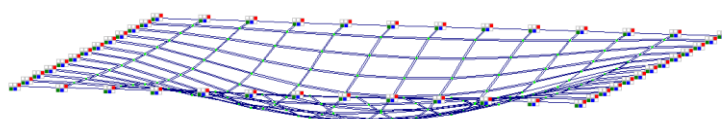


Рисунок 9 – Схема загруженной пластины

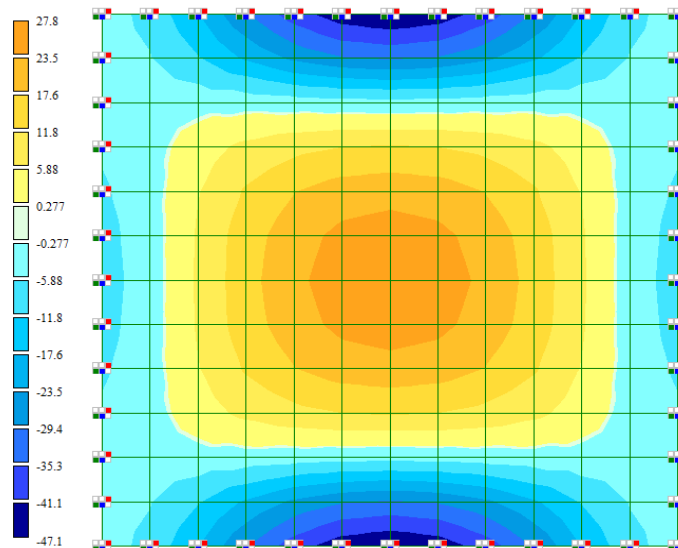


Рисунок 10 – Изополя моментов относительно оси Y

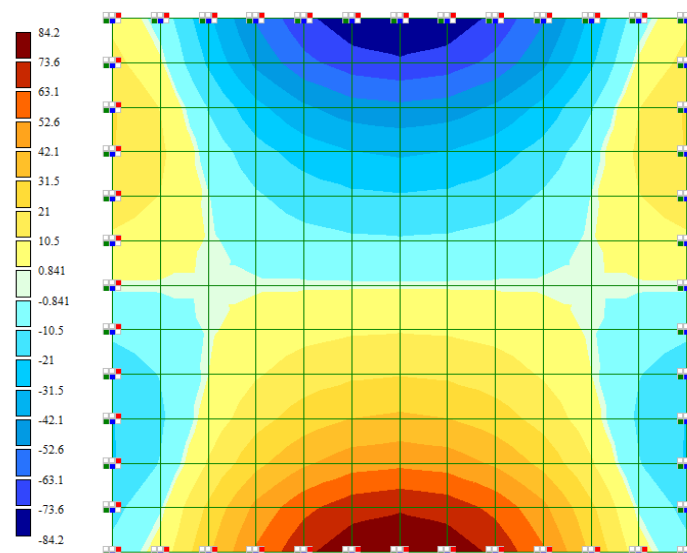


Рисунок 11 – Изополя поперечной силы относительно оси Y

Единицы измерения на приведенных рисунках (кН\*м)/м. Мы видим, что при данных условиях закрепления момент максимален «у опор» и в центре плиты.

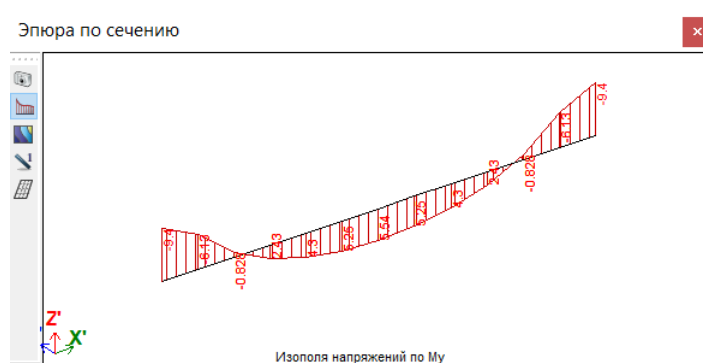


Рисунок 12 – Эюра моментов в центре сечения плиты



Максимальное значение момента в центре сечения равно 5,55 (кН\*м)/м  
 Максимальное значение момента на опорах равно 9,41 (кН\*м)/м.

Сравним полученные результаты с численным методом расчёта. Но так как численный метод для решения таких задач очень объёмен частично воспользуемся данными полученными при расчете в программе, а именно углом поворота и максимальным перемещением точки в центре рассматриваемой плиты.

Данные армирования, полученные в программе.

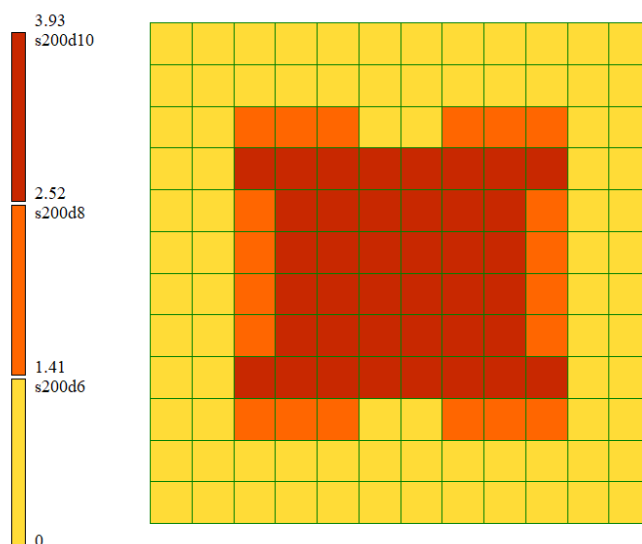


Рисунок 13 – Параметры расположения нижней арматуры

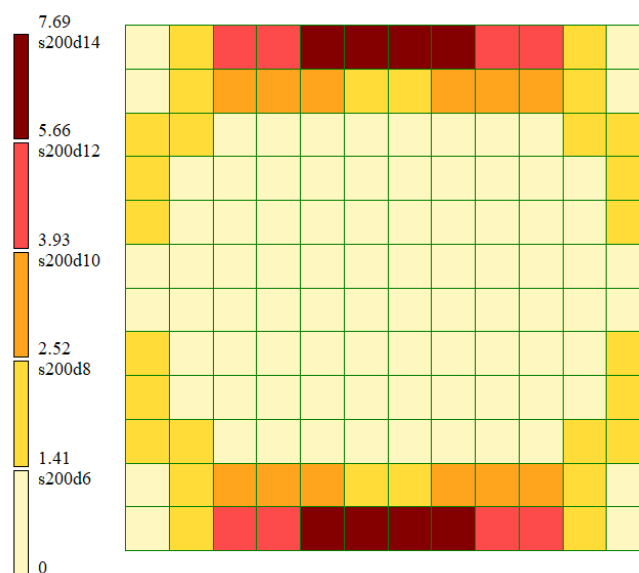


Рисунок 14 – Параметры расположения верхней арматуры

Численный подбор арматуры.

Длина плиты:  $L = 6$  м.

Ширина плиты:  $B = 6$  м.

Высота сечения плиты:  $h = 0.2$  м.

Толщина защитного слоя:  $a = 0.03$  м.

Рабочая высота сечения:  $h_0 = h - a = 0.2 - 0.03 = 0.17$  м.

Расчетная нагрузка от конструкций пол:  $g = 2$  кН/м<sup>2</sup>.

Расчетная временная нагрузка:  $v = 30$  кН/м<sup>2</sup>.

Удельный вес железобетона:  $R_0 = 25$  кН/м<sup>3</sup>.

Подбираем арматуру на 1 погонный метр длины. Модуль упругости (начальный) бетона  $E_b = 30000$  МПа, призмная прочность бетона класса В25  $R_b = 14.5$ ; расчетное сопротивление арматуры А400  $R_s = 350$  МПа.

$\gamma_{b1} = 0.9$  – коэффициент условия работы железобетона, учитывает влияние продолжительности действия временной нагрузки.

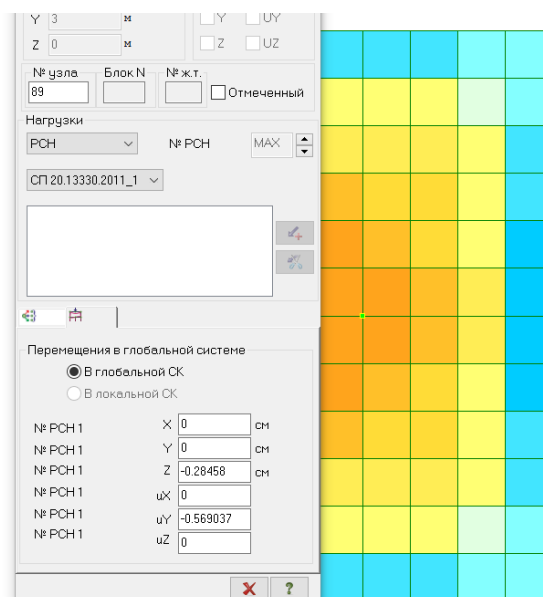


Рисунок 15 – Углы поворота в соседнем от центра узле

Углы поворота в центральном узле равны нулю:

$$dw_{1x} = 0, \quad dw_{1y} = 0$$

Углы поворота узлов соседних с центральным узлом равны:

$$dw_{2x} = 0.569 \cdot 10^{-3}; \quad dw_{2y} = 0.569 \cdot 10^{-3}$$

Кривизна в центре железобетонной плиты, 1/м ( $L_{кэ} = 0.5$  м):

$$k_x = \frac{0.569 \cdot 10^{-3} - 0}{0.5} = 0.001138.$$

Жесткость плиты с учётом коэффициента Пуассона  $\nu = 0.2$ :

$$D = \frac{Eh^3}{12 \cdot (1 - \nu^2)}; \quad D = \frac{3 \cdot 10^3 \cdot 0.2^3}{12 \cdot (1 - 0.2^2)} = 20833.$$

Изгибающий момент в центре плиты вычисляется по формуле:

$$M_x = D \cdot (k_x + \nu \cdot k_y);$$

$$M_x = 20833 \cdot (0.001138 + 0.2 \cdot 0.001138) = 28.29 \text{ кН} \cdot \frac{\text{М}}{\text{м}}$$

Как можно заметить результаты вычисления изгибающих моментов довольно близки к результатам полученным в программе (программа дала результат (рисунок 10):  $M_x = 27.8 \text{ кН} \cdot \frac{\text{М}}{\text{м}}$ )

Далее нам необходимо подобрать значения требуемой площади арматуры, для этого найдем коэффициент  $\alpha_m$ :

$$M_{pr} = 27.8 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{op} = 47.1 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\alpha_m = \frac{M_{pr} \cdot 10^5}{R_b \cdot 100 \cdot \gamma_{b1} \cdot 100 \cdot h_0^2} = \frac{27.8 \cdot 10^5}{14.5 \cdot 100 \cdot 0.9 \cdot 100 \cdot 17} = 0.073$$

Определим характер разрушения плиты в центре. Определим граничную высоту сжатой зоны:

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{b2}}}$$

где  $\varepsilon_s = 0.00175$  – относительная деформация арматуры А400 под воздействием внешней нагрузки, когда внутреннее напряжение в этой арматуре равно её расчётному сопротивлению.  $\varepsilon_{b2} = 0.0035$  – для сжатого бетона, при напряжении равном его расчётному сопротивлению предельная относительная деформация.

$$\xi_R = \frac{0.8}{1 + \frac{0.00175}{0.0035}} = 0.533$$

$$\alpha_R = \xi_{14} \cdot \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right) = 0,391$$

Так как  $\alpha_R > \alpha_m$ , то в данном случае мы имеем пластическое разрушение, значит будет справедлива формула:

$$A_s = \frac{R_b \cdot 100 \cdot 100 \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s \cdot 100} = 5.3 \text{ см}^2$$

Получаем  $A_s = 5.3 \text{ см}^2$  что соответствует 10 стержням арматуры диаметром 10мм или же  $7.8 \text{ см}^2$ .

Таким образом, результаты подбора арматуры, полученные численным методом, сошлись с решением предложенным программой.

#### 4. Выводы

Был выполнен расчет плиты перекрытия из монолитного железобетона, несущей полезную временную нагрузку и нагрузку от собственного веса. Расчёт был выполнен в программе ПК ЛИРА САПР, где так же была подобрана рабочая арматуры. Проведено сравнение с численным методом решения данного рода задач, результаты совпали с полученными в программе.

#### Библиографический список

1. Сафронов В. С., Катембо А. Л. Расчет несущей способности внецентренно сжатого стержня из железобетона с использованием деформационной модели // Строительная механика и конструкции. 2016. Т. 1. № 12. С. 64-74.

2. Владимиров В. В., Кузнецова В. О. Метод конечных элементов для расчёта зданий из монолитного железобетона // Наука молодых – будущее России. 2017. С. 89-92.
3. Кабанцев О. В., Дзюба П. В. Расчет прочности железобетонной колонны на двукратный продольный удар // Вестник Томского государственного архитектурно-строительного университета. 2004. № 1. С. 51-54.
4. Быков А. А. и др. Анализ влияния динамических явлений на процесс разрушения железобетонной балки от квазистатического нагружения (расчет, эксперимент) // Известия Российской академии наук. Механика твердого тела. 2015. № 4. С. 118-129.
5. СП 20.13330.2016. «Свод правил. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85»
6. СП 63.13330.2018 «Свод правил. Бетонные и железобетонные конструкции. Актуализированная редакция СНиП 52.01– 2003»