

# К РАСЧЕТУ САМОНАПРЯЖЕННЫХ СБОРНО-МОНОЛИТНЫХ БЕЗРИГЕЛЬНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ

*В.В. ТУР, В.С. БАСОВ*

БРЕСТСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

Длительные процессы, и прежде всего усадка в сборно-монолитных конструкциях, приводят к нарушению сплошности контакта старого и нового бетона, повышающего деформативность и снижающего трещиностойкость составных сечений. Это приводит к появлению в сечении конструкции неблагоприятного напряженно-деформированного состояния, что подтверждено целым рядом исследований.

Для устранения влияния усадки в сборно-монолитных конструкциях эффективно применяют напрягающий бетон.

На основании исследований самонапряженных сборно-монолитных ребристых перекрытий [1] разработана концепция безригельного перекрытия исходя из следующих предпосылок:

- сборные элементы должны располагаться симметрично относительно геометрического центра ячейки, ограниченной сеткой колонн;
- сборные элементы должны иметь симметричные условия закрепления на контуре.

Этим условиям соответствует квадратная в плане ячейка с треугольными или трапециевидными сборными элементами (рис. 1).

Применение напрягающего бетона в качестве монолитной части перекрытия позволяет получить следующие преимущества:

создать из отдельных сборных плит неразрезную конструкцию, работающую под нагрузкой как неразрезной диск;

обеспечить предварительное напряжение элементов перекрытия в условиях строительства без механического натяжения арматуры;

получить во время твердения и расширения монолитного бетона соответствующую геометрическую форму перекрытия или перейти от плоской к вспарушенной конструкции.

Практическая реализация таких конструкций сопряжена с целым рядом трудностей, в первую очередь, с оценкой исходного напряженно-деформиро-

ванного состояния их элементов при твердении и расширении напрягающего бетона монолитной части.

Самонапряжение элементов перекрытия (рис. 1) развивается в условиях, когда ограничением деформаций расширения монолитного бетона контурных балок и плиты-набетки является не только располагаемая в них рабочая и конструктивная арматура, сборные плиты настила, но и другие конструктивные элементы сооружения. При известных значениях усилий обжатия (реакций в ограничивающих связях) напряженное состояние перекрытия после стабилизации расширения напрягающего бетона (при самонапряжении) может быть определено из решений, используемых для оценки напряженно-деформированного состояния пространственных конструкций при предварительном напряжении механическим путем контурных балок [4, 5].

С целью упрощения и для возможности использования решений [4, 5] при расчете целесообразно рассматривать напряжения, действующие в элементах перекрытия на стадии самонапряжения, как суммарные, вызванные действием обжимающих усилий, возникающих при расширении монолитного бетона в ограничивающих связях контурных балок (с учетом вовлекаемых во взаимодействие участков плиты) и собственных напряжений монолитной плиты на участках, где монолитный бетон плиты расширяется, несущественно взаимодействуя с контурными балками. Определение самонапряжений собствен-

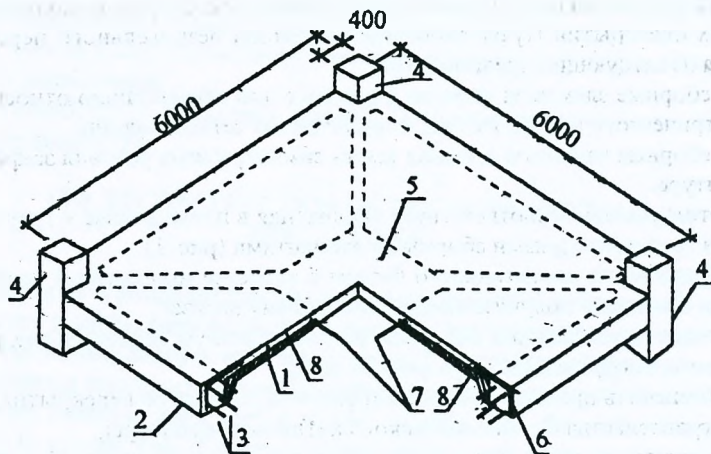


Рис. 1. Конструкция ячейки перекрытия:

- 1 — сборные ребристые плиты; 2 — монолитная контурная балка; 3 — арматура контурных балок; 4 — колонны; 5 — монолитный участок, 6 — дополнительная опорная сетка; 7 — сетки среднего монолитного участка; 8 — плита-набетонка

но монолитной плиты не представляет сложностей и может быть выполнено на основании решений, полученных в [3], при замене влияния сборных плит некоторым количеством “условного” эквивалентного армирования, располагаемого с эксцентриситетом по отношению к сечению монолитной плиты. Следует отметить, что такое связанное расширение приводит, очевидно, к локальному деформированию сборных плит. Кроме того, при расчете величины самонапряжения следует учитывать влияние контурных балок поперечного направления, работающих на кручение.

Анализ показал [2], что напряженно-деформированное состояние перекрытия в определяющей степени зависит от самонапряжения контурных балок (реакций или обжимающих сил в контурных балках). Кроме того, их самонапряжением определяющим образом влияет и на работу конструкции под нагрузкой.

Для определения напряженно-деформированного состояния перекрытия на стадии расширения напрягающего монолитного бетона необходимо определить как минимум два начальных параметра:

- 1) величину реакций в ограничивающих связях, соответствующую равнодействующей усилия обжатия бетона контурных балок;
- 2) деформированную схему контурных балок при условии, что в результате расширения напрягающего бетона перекрытие превращается в пологую поверхность переноса.

Для определения названных параметров в [2] проанализирована работа отдельных элементов системы и возможность введения некоторых упрощений, не изменяющих физической сущности процессов и позволяющих получить адекватный результат по отношению к основной расчетной системе.

Результаты компьютерного моделирования по методу конечных элементов с использованием пакета “Мираж”, приведенные в [2], показали, что для расчета самонапряжения монолитного напрягающего бетона сборно-монолитного перекрытия с плитой-набетонкой (рис. 1) к моменту стабилизации расширения может быть предложен следующий алгоритм.

1. К расчету следует принимать сборно-монолитную балку таврового сечения, показанную на рис. 2, моделирующую контурные балки П-образного сечения.

В расчет вводят ширину свесов полки, равную  $b_{св} = 6h'_n$ , а ограничивающее влияние сборной части плит заменяют некоторым фиктивным армированием  $A_{ф}$ , располагаемом на уровне центра тяжести сборной части (рис. 2, б).

Площадь сечения фиктивного армирования  $A_{ф}$  определяют, пользуясь зависимостями, полученными в работе [3].

2. Затем рассчитывают деформации ( $\varepsilon_{с.с.б}$ ,  $\psi_{с.б}$ ) и усилия ( $N_{с.б}$ ) заменяющей балки (рис. 2, б) на стадии самонапряжения как элемента с внецентрен-

ным положением ограничивающих связей по расчетным формулам [6]:

Выгиб контурной балки определяют согласно [7] по формуле

$$a_k = \left[ r_{CE} - \sqrt{r_{CE}^2 - \left(\frac{1}{2}\right)^2} \right], \quad (1)$$

а вертикальные перемещения произвольной точки в плане (геометрия поверхности) из уравнения, описывающего поверхности переноса:

$$z = a_1 \left(\frac{x}{a}\right)^2 + a_2 \left(\frac{y}{b}\right)^2 \quad (2)$$

3. При известной величине усилия обжатия  $N_{CE,0}$  определяют напряженное состояние в элементах перекрытия, возникающее к моменту стабилизации процесса расширения, пользуясь компьютерными моделями либо упрощенным методом, представленным в [4].

4. Определяют дополнительные напряжения в монолитной плите на участках, где влияние контурной балки не учитывается. Самонапряжение монолитной набетонки следует определять как суммарные напряжения, являющиеся следствием ограничивающего влияния арматуры сборных плит и контурных балок противоположного направления. Влияние сборных элементов

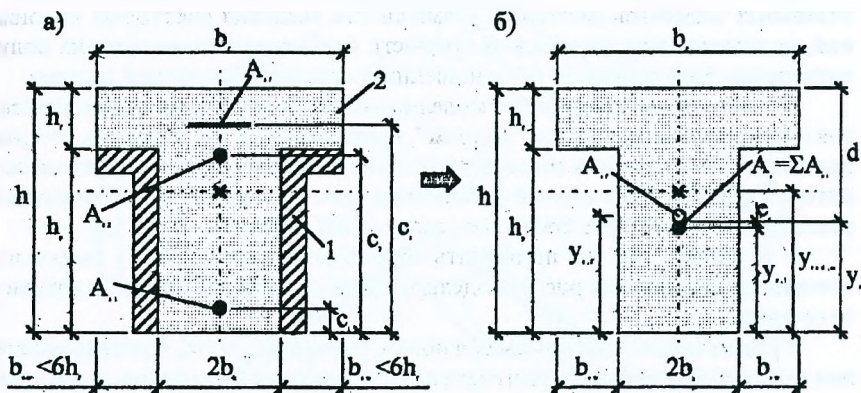


Рис. 2. Условное расчетное сечение, принимаемое при определении самонапряжения в контурных балках (а) и заменяющее (б), в котором влияние сборных элементов учитывается введением фиктивного армирования  $A_y$ : 1 – сборный элемент; 2 – монолитный бетон;  $O_1$  – центр тяжести монолитной части сечения;  $O_3$  – центр тяжести всей арматуры в сечении

(полок плит) следует учитывать путем введения "условного" эквивалентного армирования. Ограничивающее влияние контурных балок следует учитывать путем введения "условного" армирования, площадь которого и распределение по ширине плиты определяются в зависимости от крутильной жесткости контурных балок и условий их закрепления в местах примыкания в опорных узлах ячейки.

5. Суммируют напряжения в плите от действия усилий обжатия в контурных балках и собственного самоупругивания плит.

Результаты представленного теоретического анализа проверяли при испытаниях образцов, представлявших фрагмент сборно-монолитного перекрытия в масштабе 1:2 по отношению к конструкции натурной ячейки 6x6 м (рис. 1).

В качестве сборных элементов для выполнения опытных образцов использовали трапециевидные железобетонные образцы-плиты.

Монолитную плиту-набетонку и контурные балки выполняли из бетона на напрягающем цементе лабораторного помола. Среднестатистическая толщина монолитной набетонки по результатам замеров составила 6 см.

К моменту завершения и стабилизации процесса расширения испытываемый фрагмент имел деформированную схему, представлявшую собой полугую поверхность положительной Гауссовой кривизны, что соответствует деформированной схеме, полученной при компьютерном моделировании [2].

Принимая по данным измерения контрольных образцов расчетное самоупругивание, прочностные и деформативные характеристики бетона сборного элемента, по приведенному алгоритму определяли значения продольных деформаций контурных балок на уровне центра тяжести приведенной арматуры в сечениях и вертикальные перемещения в середине их пролета. Результаты расчета в сопоставлении с полученными опытными данными приведены на рис. 3, из которого видно, что они имеют достаточно хорошую сходимость.

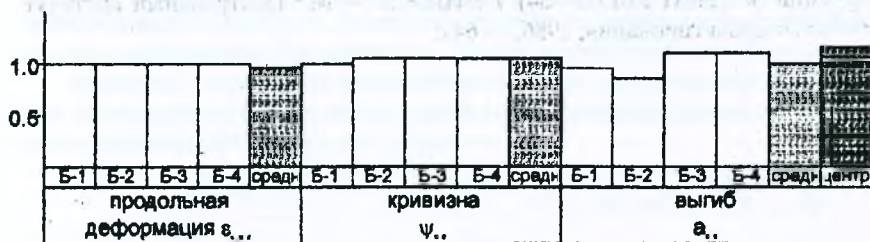


Рис. 3. Сопоставление опытных и расчетных параметров деформированного состояния элементов перекрытия

Исследования показали, что предложенная методика расчета напряженно-деформированного состояния сборно-монолитного перекрытия на стадии расширения напрягающего бетона имеет достаточно хорошую сходимость результатов с опытными данными и может быть принята для практического использования.

## ЛИТЕРАТУРА

1. Тур В.В. Прочность и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных ребристых плит перекрытий: Дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01. — М., 1989. — 257 с.
2. Басов В.С. Прочность, жесткость и трещиностойкость самонапряженных сборно-монолитных безригельных перекрытий: Дисс. ... канд. техн. наук: 05.23.01. — Брест, 1997. — 216 с.
3. Тур В.В. Особенности проектирования самонапряженных сборно-монолитных конструкций по второй группе предельных состояний // Проблемы и перспективы современных строительных конструкций и технологий: Материалы научн. конф., Минск, 1995 г. / БГПА. — Мн., 1995. — 31—35 с.
4. Байков В.Н., Хамте Э., Рауэ Э. Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций. — М.: Стройиздат, 1990. — 232 с.
5. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий / Госстрой СССР. — М.: НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР, 1979. — 424 с.
6. Тур В.В., Басов В.С. К вопросу о влиянии эксцентриситета приложения ограничивающей связи на процессы развития самонапряжения // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: Материалы научн. конф. Брест, 1997 г. / Брестский политехн. ин-т. — Брест, 1997. — С. 119—130.
7. Пособие по проектированию самонапряженных железобетонных конструкций (к СНиП 2.01.03—84). / НИИЖБ. — М.: Центральный институт типового проектирования, 1986. — 64 с.