

УДК 624.012

Тур В.В., Карабанюк С.А.

## ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПАРАМЕТРОВ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕНИЯ ПОСТ-НАПРЯЖЕННЫХ ПЛОСКИХ ПЛИТ ПЕРЕКРЫТИЯ

**Введение.** В мировой практике проектирования зданий и сооружений значительную долю составляют предварительно напряженные конструкции с натяжением напрягаемой арматуры на бетон или, так называемые, пост-напряженные конструкции (англ. Post-tensioned structures). Традиционно на протяжении ряда лет такие конструкции применялись при возведении пролетных строений мостов и емкостных сооружений различного назначения. Подробная классификация и характерные примеры применения в строительстве конструктивных систем с предварительным напряжением в построенных условиях представлены в работе [4].

В последнее десятилетие при возведении высотных зданий широко применяют предварительно напряженные монолитные плиты перекрытий. При этом предпочтение отдается плитам, работающим в двух направлениях, предварительно напряжение которых выполняется при помощи напрягаемых элементов (канатов, проволок), не имеющих сцепления с бетоном. Следует отметить, что наибольшее распространение конструктивные решения перекрытий, покрытий, фундаментных плит получили в США, Австралии, Европе. Первые примеры практического применения таких плит относятся к 1955 году и связаны с возведением в США зданий по так называемому методу «подъема этажей», активно развивавшегося в СССР в 70 – 80 годы прошлого столетия.

Применение предварительно напряжения для плит перекрытий зданий, возводимых методом «подъема этажей» позволило существенно снизить вес конструкций, обеспечив их требуемую трещиностойкость и жесткость, как на стадии возведения, так и при действии эксплуатационных нагрузок.

Как следует из анализа, выполненного в работах [4,17], пост-напряженные монолитные плиты с напрягаемой арматурой, не имеющие сцепления с бетоном, обладают рядом преимуществ, которые особенно важно принимать во внимание при разработке проектов высотных зданий.

К этим важнейшим преимуществам следует отнести:

- улучшенные экономические показатели, включая снижение расхода материалов по сравнению с традиционными железобетонными и даже стальными конструкциями;
- возможность создания больших пролетов при обеспеченных требованиях жесткости перекрытия. При этом увеличение пролетов позволяет осуществлять более гибкую планировку площадей перекрытия;
- возможность повышения архитектурной выразительности проектируемых зданий;
- снижение нагрузок от собственного веса перекрытий, что создает благоприятный эффект для наиболее нагруженных колонн нижних этажей и фундаментов;
- обеспечение высоких эксплуатационных показателей при действии нагрузок, что повышает долговечность конструктивных систем;
- резервирование прочности при постановке дополнительных внутренних горизонтальных связей, повышающих надежность конструктивной системы и обеспечивающих устойчивость против прогрессирующего обрушения;
- обеспечение высокой прочности на местный срез (продавливание) при соответствующем размещении напрягаемых арматурных элементов;
- сокращение сроков строительства.

Учитывая то обстоятельство, что в Республике Беларусь начинает активно реализовываться программа высотного строительства, следует обратить пристальное внимание на пост-напряженные кон-

струкции перекрытий.

**1. Общие положения.** Процесс проектирования предварительно напряженных плит перекрытий с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, может быть представлен блок-схемой, показанной на рисунке 1.

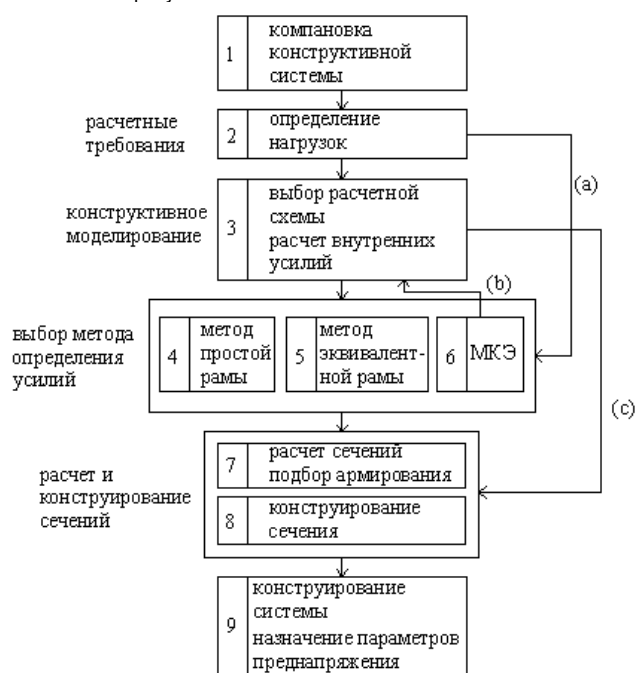


Рис. 1. Блок-схема процесса проектирования предварительно напряженных плит перекрытий согласно [7]

Одним из важнейших этапов проектирования предварительно напряженных плит, работающих в двух направлениях, является назначение эффективной величины усилия предварительно напряжения, исходя из обеспечения требуемой трещиностойкости и жесткости в расчетных сечениях плиты. Как было показано ранее, от величины эффективного предварительно напряжения существенным образом зависит и обеспечение требований жесткости, необходимость постановки, количество и размещение ненапрягаемой арматуры.

Для определения внутренних усилий в плитах перекрытий от действующих нагрузок чрезвычайно важным этапом является выбор расчетной модели в соответствии с реализуемым расчетным методом.

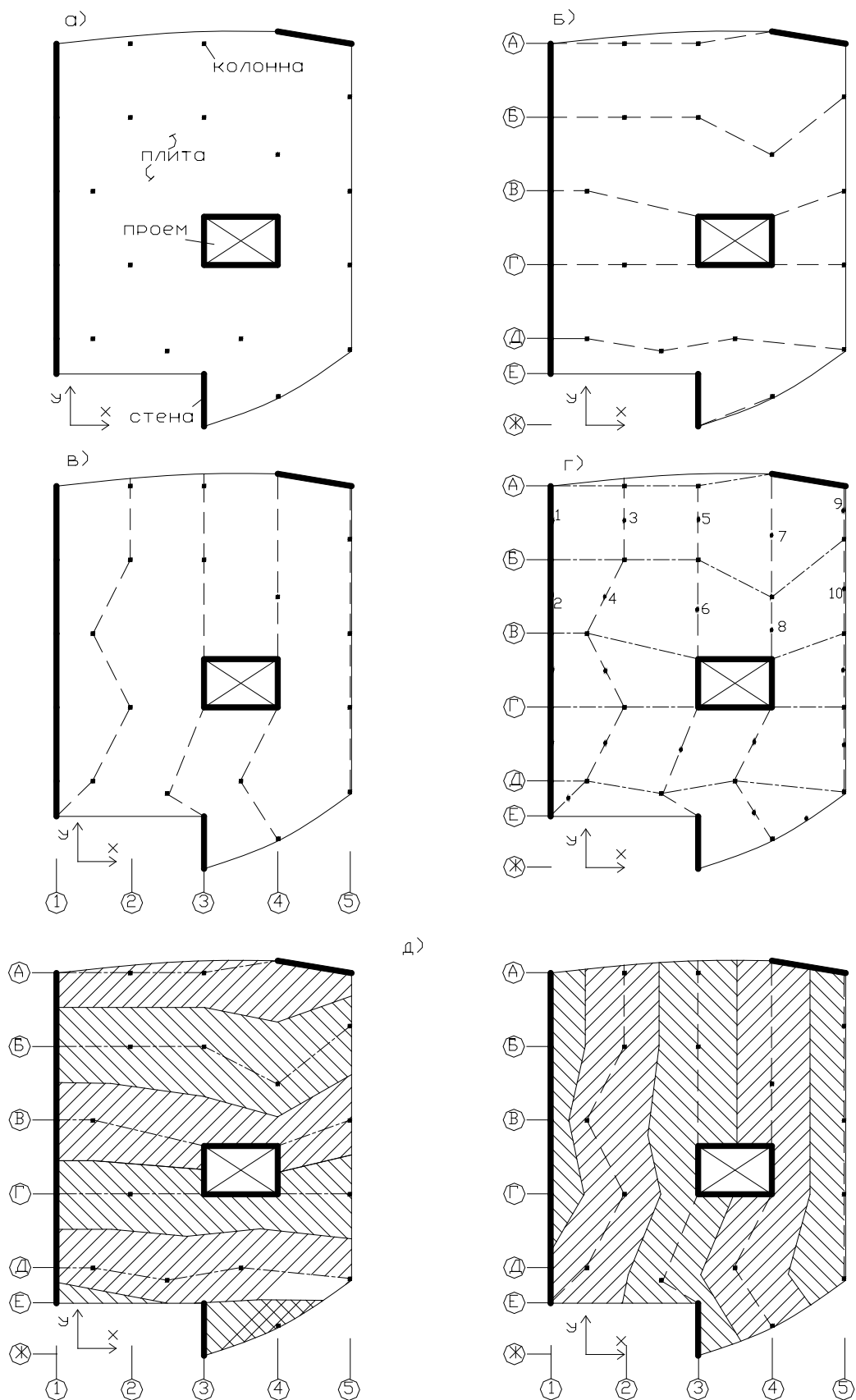
**2. Определение внутренних усилий в плоских плитах.** Особенности применения метода конечных элементов для расчета внутренних усилий в плитных перекрытиях. Как показывает анализ ряда работ [7 - 11], в практике проектирования предварительно напряженных плит, работающих в одном или двух направлениях, для определения внутренних усилий применяют три базовых расчетных метода:

- метод простой рамы;
- метод эквивалентной (или заменяющей) рамы;
- метод конечных элементов (МКЭ).

Следует отметить, что методы простой и эквивалентной рамы рассмотрены как в научно-технической [7 - 10], так и в учебной [3] литературе достаточно подробно.

Тур Виктор Владимирович, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой технологии бетона и строительных материалов Брестского государственного технического университета.

Карабанюк Светлана Александровна, магистрант Брестского государственного технического университета. 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.



**Рис. 2.** Порядок определения геометрических параметров заменяющих рам при расчете плиты перекрытия по рамной аналогии согласно [9] (начало):

а) – формирование конструктивной схемы; б) – обозначение (выделение) линий опор по направлению X; в) – выделение опор по направлению Y; г) – обозначение точек, определяющих ширину расчетной условной полосы; д) – определение ширины расчетной полосы (ригеля) условных рам по направлениям X и Y

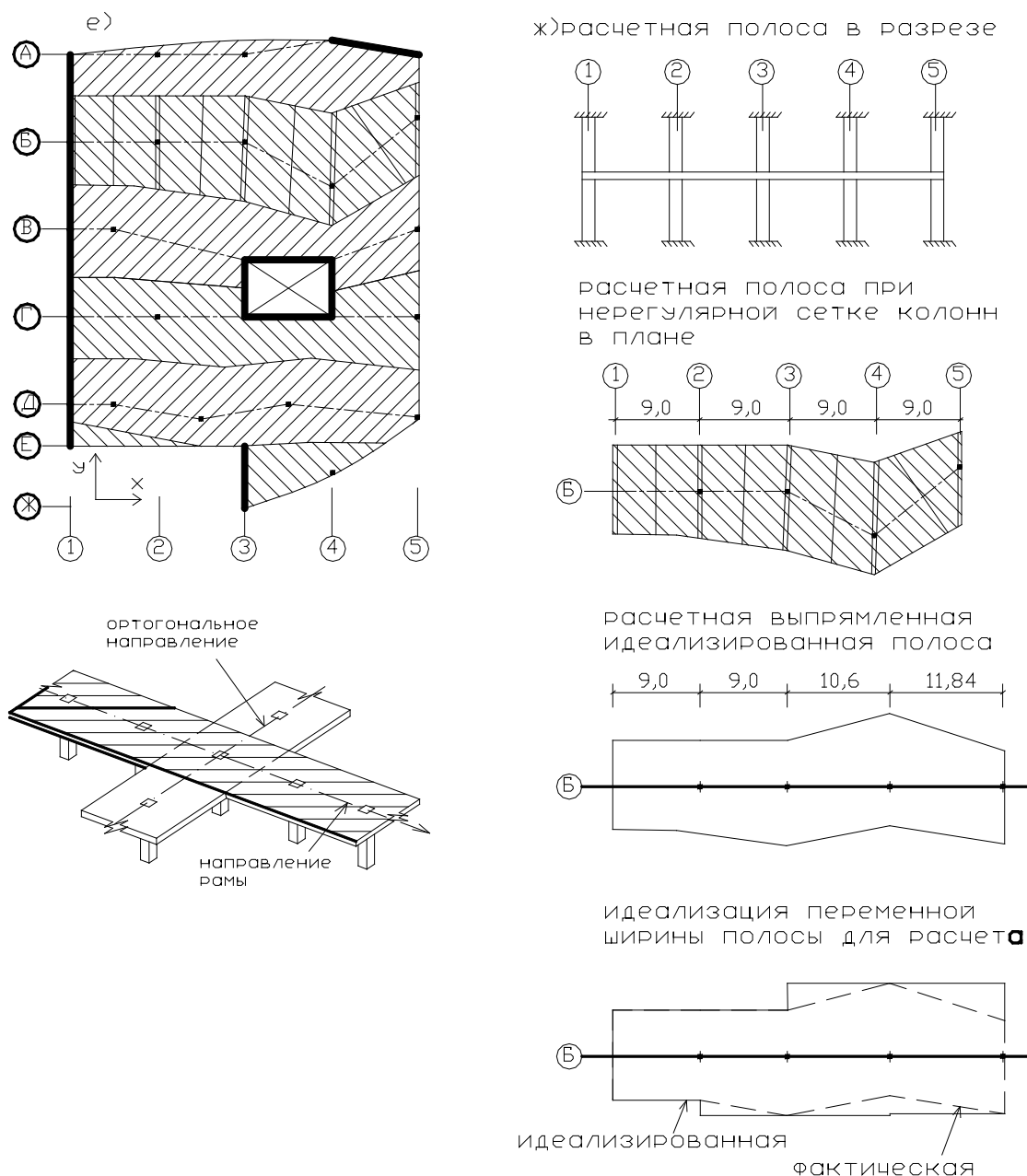


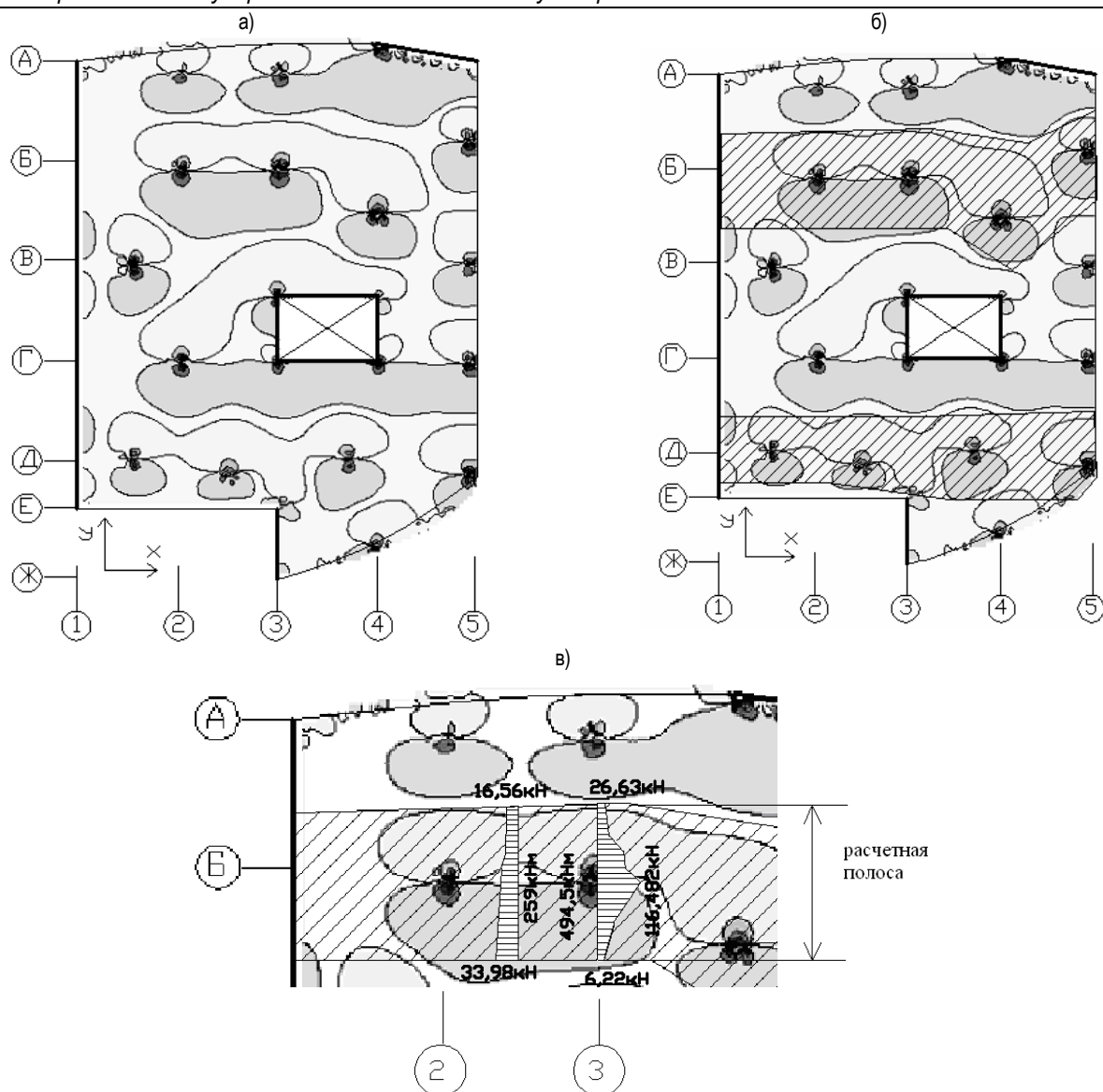
Рис. 2. Порядок определения геометрических параметров заменяющих рам при расчете плиты перекрытия по рамной аналогии согласно [9] (окончание): е) – определение положений расчетных сечений в условных рамах; ж) – расчетная схема рамы для определения внутренних усилий

В методе простой рамы проектируемая плита разделяется на расчетные полосы, примыкающие к линии, соединяющей опоры (колонны). Геометрия конструктивных элементов, входящих в состав рамы, моделируется без отступления от рабочих чертежей исходного проекта. В рамках этого метода внутренние усилия в критических сечениях определяют из статического расчета плоской рамы (рис. 2, ж), используя в расчете жесткостные характеристики колонн и примыкающих плит в пределах ширины расчетной полосы, определенные с учетом фактических геометрических размеров конструктивных элементов. Следует подчеркнуть, что такой упрощенный метод расчета не учитывает работу плит в двух направлениях и обеспечивает получение достаточно консервативного результата.

Метод эквивалентной рамы [3] является уточнением метода простой рамы. Этот метод позволяет более точно определить внутренние усилия в плоской раме, так как в расчет вводятся относительные жесткости колонн и плит. Это позволяет в определенной мере учесть в расчете изгиб плиты в двух направлениях.

При традиционном проектировании плит перекрытий, опирающихся на колонны, наиболее часто применяется метод эквивалентной рамы. Так как оба названных метода относятся к приближенным, они используются главным образом для расчетов по предельным состояниям первой группы.

Одним из наиболее важных шагов в расчете по методу рамных аналогий является определение параметров расчетной модели. Для конструктивных систем, состоящих из плоских плит перекрытий, имеющих регулярную сетку колонн, оси рамы в главных направлениях совпадают, как правило, с осями здания (см. рис. 2). Если конструктивная система является нерегулярной, то есть расположение колонн (опор) отклоняется от осей здания в одну и другую сторону, линия колонн, представляющая ось рамы, менее очевидна. Вместе с тем, критерии для ее назначения остаются теми же, что и для конструкций с регулярным расположением колонн: ось рамы соединяет соседние колонны (см. рис. 2). Необходимо отметить, что оси рамы, совпадающие с направлениями силовых потоков (траекторией) являются траекториями, по которым распределяется армирование плит.



**Рис. 3.** К расчету усилий в плите перекрытия с применением метода конечных элементов (МКЭ) согласно [9]: а) – нулевые линии поперечных сил по направлению X; б) – выделение расчетных полос эквивалентных рам; в) – определение внутренних усилий в эквивалентных рамах интегрированием эпюр распределения погонных моментов (кНм/м) в плите перекрытия по расчетным сечениям

Ширина условной полосы, вводимой в качестве ригеля в расчет плоской рамы, принимается, как правило, равной половине расстояния между осями соседних рам (см. рис. 2, а, б). На рисунке 2 показаны оси рам по направлению оси x. Точки использованы для определения ширины (границы) расчетной полосы, например, для опоры Б.

Расчетные сечения, в которых определяют внутренние усилия в эквивалентной раме, принимают в направлении перпендикулярном к оси рамы. Число расчетных сечений, как правило, не ограничивается. Следует отметить, что при расчете прочности и при проверке преднапряженной плиты по предельным состояниям второй группы расчетные сечения могут не совпадать [7]. На рисунке 2, е показаны расчетные сечения для расчетной полосы эквивалентной рамы, рассчитываемой по направлению x. В местах опирания плиты на колонны расчетные сечения выбирают по грани колонн.

Как в методе простой рамы, так и в методе эквивалентной рамы, из перекрытия выделяется расчетная полоса, которая затем реконструируется в рамную модель с соответствующими условиями закрепления на опорах и комбинациями воздействий (нагрузок). При этом, каждая расчетная полоса, входящая в состав плоской рамы, рассчитывается как независимая конструктивная система, условно отделенная от смежных расчетных полос.

Для примера рассмотрим расчетную полосу Б, показанную как отдельный объект в плане и разрезе (рис. 2, ж). При моделировании

плоской рамы искривленная полоса выпрямляется по линии опор (оси рамы), как это показано на рисунке 2. Длина пролетов в такой модифицированной раме согласно [8 - 10] соответствует угловым расстояниям между смежными колоннами (опорами).

Следует отметить, что может возникнуть ситуация, при которой в пределах одного пролета ширина расчетной полосы может изменяться. В таких случаях для упрощения расчета в работах [9 - 11] рекомендовано переменную границу расчетной полосы заменять идеализированной постоянной шириной с округлением в большую сторону, что дает более консервативный результат (см. рис. 2, ж).

В отличие от приближенных методов, рассмотренных выше, метод конечных элементов (МКЭ) не требует таких предварительных действий. При расчете перекрытия методом конечных элементов (МКЭ) вся конструктивная система рассматривается одновременно в соответствии с требованиями для программных комплексов.

Вместе с тем, результаты расчетов, полученные по МКЭ, могут быть далее преобразованы и интерпретированы применительно к «расчетным полосам» и «расчетным сечениям» для проверки требований первой и второй групп предельных состояний согласно действующим нормам [13].

Как и в методах рамных аналогий, расчетная полоса принимается в соответствии с распределением силовых потоков (для внутренних усилий). Однако при расчете с использованием МКЭ расчетную

полосу и ее параметры нет необходимости выбирать до расчета. Ее параметры определяются после предварительного анализа результатов расчета, полученных с использованием МКЭ, реализованного в легальных вычислительных комплексах.

В идеале, расчетная полоса, для которой выполняется анализ, должна ограничиваться с одной и с другой стороны от линии опор траекториями нулевых перерезывающих сил. Такой подход позволяет уверенно утверждать, что каждая выделенная нуль-линиями расчетная полоса рассчитывается на восприятие усилий только от тех нагрузок, которые локализованы (распределены) непосредственно по ее площади.

На рисунке 3, а показано распределение линий нулевых вертикальных (поперечных) сил по направлению оси  $y$  и положение (границы) расчетных полос, полученных непосредственно из анализа результатов расчета с использованием МКЭ.

Таким образом, расчетная процедура, выполняемая с использованием МКЭ, очень близко напоминает методы рамной аналогии. Как и в методах заменяющих рам [3] при использовании метода конечных элементов плита разделяется на расчетные полосы, в характерных сечениях которых выполняют расчет внутренних усилий и проверяют выполнение условий соответствующего предельного состояния (по прочности и по пригодности к нормальной эксплуатации) по нормам [13].

При расчетах, выполняемых с использованием метода конечных элементов, появляется возможность более точно определить внутренние усилия, действующие в расчетных сечениях условной расчетной полосы с учетом работы плиты в двух направлениях. Расчетные моменты в анализируемых сечениях получают путем интегрирования (либо численного интегрирования) функции распределения (эпюры) погонных усилий вдоль расчетного сечения, получаемой по результатам расчета МКЭ (см. рис. 3, в).

Рассмотрим расчетную полосу Б и, соответственно, эпюры распределения моментов  $M_u$  вдоль двух расчетных сечений: на опоре и в пролете. Момент, используемый для расчета сечений по прочности, трещиностойкости представляет собой площадь эпюры распределения момента вдоль сечения. Например, на грани опоры расчетный момент равен  $M_{y.d.} = 494,5$  кН·м, а в пролете  $M_{y.d.} = 259$  кН·м (см. рис. 3, в).

### 3. Назначение параметров предварительного напряжения.

По вычисленным значениям внутренних усилий от нормативных нагрузок в расчетных сечениях появляется возможность рассчитать требуемое значение усилия обжатия  $P_t$  (с точки зрения обеспечения трещиностойкости сечений) и эффективно выполнить трассировку напрягаемой арматуры, как по высоте сечения плиты, так и в плане. Как было показано ранее для предварительно напряженных плит с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном, количество и расположение ненапрягаемой арматуры существенным образом зависит от величины эффективных напряжений обжатия. Таким образом, при проектировании перекрытий такого типа, с одной стороны, требуемая степень преднапряжения арматуры определяется требованиями трещиностойкости и жесткости, а с другой – повышенный уровень обжатия приводит к необходимости постановки большего количества ненапрягаемой арматуры, имеющей сцепление с бетоном.

Назначение требуемого количества напрягаемой арматуры и, соответственно, уровня обжатия может быть выполнено следующим образом.

Выполняется статический расчет плиты перекрытия на нормативные нагрузки и определяются изгибающие моменты  $M_{s,k(x,y)}$  в расчетных сечениях условных полос по правилам, изложенным ранее, используя метод конечного элемента (МКЭ) применительно к рассматриваемой задаче. По линиям (траекториям) силовых потоков, совпадающих с линиями опор, в одном и другом направлениях выполняют трассировку напрягаемых стержней, компоновку расчетных сечений и размещают ненапрягаемую арматуру по правилам, представленным ранее. Как было отмечено, для напрягаемой арматуры

плиты нет необходимости специально выполнять трассировку по высоте с отгибанием ее на опорах, как это делается в балках.

Из условия обеспечения требуемой трещиностойкости (как правило, для напрягаемых перекрытий) при установленных значениях изгибающих моментов  $M_{E,k(x,y)}$  в расчетных сечениях требуемое значение усилия обжатия  $P_{t(i)}$  может быть установлено в первом приближении в соответствии с методом ядерных точек [14].

### 4. Определение потерь предварительного напряжения.

При установленной величине требуемого усилия предварительного обжатия в расчетном сечении «i» необходимо рассчитать величину усилия, контролируемого на натяжном устройстве. Безусловно, на этом этапе важнейшим элементом расчета является определение потерь предварительного напряжения. От величины потерь зависит, кроме всего прочего, и выбор технологической последовательности операций по натяжению арматуры, не имеющей сцепления с бетоном. Расчет потерь предварительного напряжения при натяжении на бетон следует выполнять в соответствии с СНБ 5.03.01 [13] с учетом последовательности их проявления (см. рис. 5).

В первом приближении площадь напрягаемой арматуры может быть назначена из требований ограничения напряжений в напрягаемой арматуре  $P_{t(2)} = \sigma_{p,lim} \cdot A_p = 0,65f_{pk} \cdot A_p$  для эксплуатационной стадии.

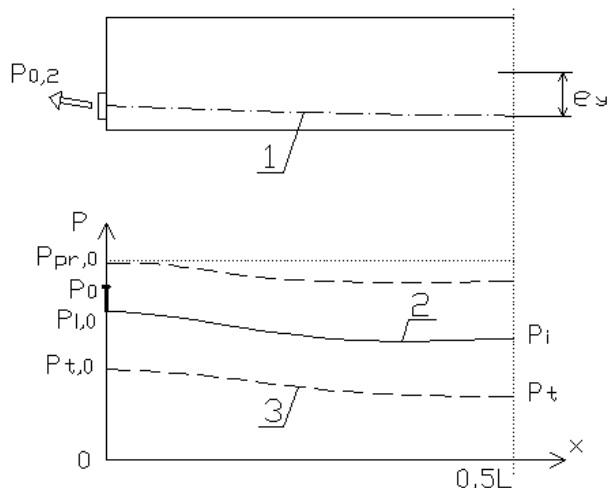


Рис. 4. Изменение усилия предварительного напряжения [1]

Тогда при рассчитанном значении требуемого усилия обжатия

$$A_{p(1)} = \frac{P_{t(i),max}}{0,65f_{pk}}, \text{ где } f_{pk} - \text{нормативное сопротивление (условный}$$

предел текучести) напрягаемой арматуры;  $P_{t(i),max}$  - максимальное значение требуемого усилия обжатия с учетом всех потерь для сечений, расположенных по траектории напрягаемого стержня (рис. 10).

$P_{pr,0}$  - начальное усилие натяжения, контролируемое на натяжном устройстве (по удлинению и/или по манометру). Это наибольшее, за исключением мгновенной целевой перетяжки, усилие, передаваемое на напрягаемый стержень. В случае последовательного натяжения напрягаемых стержней – сумма отчетов (показаний) при каждом натяжении.

$P_0$  - начальное усилие натяжения в момент анкеровки напрягаемого стержня:

$$P_0 = P_{pr,0} - \sum \Delta P_0, \quad (1)$$

$P_i$  - начальное усилие натяжения с учетом потерь в рассматриваемом сечении «i»:

$$P_i = P_0 - \sum \Delta P_i, \quad (2)$$

$P_t$  - усилие натяжения после проявления (реализации) всех потерь в рассматриваемом сечении «i»:

$$P_t = P_i - \sum \Delta P_t. \quad (3)$$

Необходимо отметить, что при последовательном натяжении группы стержней иногда достаточно сложно точно оценить изменение усилия предварительного напряжения.

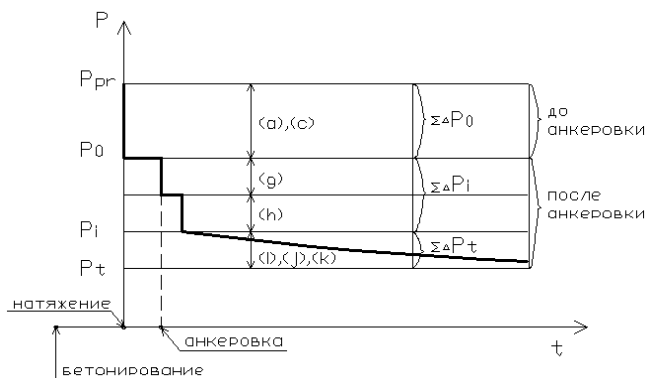


Рис. 5. К определению потерь предварительного напряжения в сечении «i» согласно требованиям норм [13]:

Виды потерь: (a) – внутренние потери от трения в натяжных устройствах; (c) – потери, вызванные трением арматуры о стенки канала или поверхность бетона; (g) – потери, вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах; (h) – потери, вызванные упругой деформацией бетона при их последовательном натяжении; (i) – потери от релаксации стали; (j) + (k) – потери от усадки и ползучести бетона

**5. Трассировка напрягаемых элементов в плане.** На рисунке 6 показаны характерные случаи размещения напрягаемых элементов в плане для перекрытия, имеющего регулярную сетку колонн, приближающуюся к прямоугольной.

В перекрытиях с большими пролетами, когда толщина плиты является относительно большой (около 300 мм) применяется либо равномерное распределение напрягаемых элементов в поле плит в двух направлениях, либо концентрированное размещение в межколонной полосе (рис. 6, а). Теоретически наиболее благоприятным размещением следует считать размещение, показанное на рисунке 6, б. При меньших толщинах оказывается, что вместо схемы расположения (рис. 6, б) технологически более выгодным может быть распределение (в), (г) или (д).

Распределения типа (а) является особенно полезным с точки зрения повышения несущей способности (прочности) на местный срез (продавливание) и снижения прогибов, но требует повышенного количества ненапрягаемой арматуры в пролетах – как для плиты, опертой по периметру.

В плитах перекрытий с перекрестным размещением напрягаемой арматуры следует принимать во внимание, что в двух направлениях плиты имеют различную рабочую высоту. Поэтому для предварительного напряжения рекомендуется применять канаты, имеющие небольшие диаметры. Для таких канатов рекомендуется применять так называемую «свободную трассировку» напрягаемых стержней в пролете, когда их размещают на ненапрягаемой арматуре.

**Заключение.** Плиты перекрытий, имеющие предварительное напряжение, выполненное с натяжением напрягаемой арматуры на бетон или, так называемые, пост-натяженные конструкции, обладают

целым рядом преимуществ и благодаря чему составляют значительную долю в мировой практике проектирования зданий и сооружений.

В данной статье подробно рассмотрены особенности проектирования параметров предварительного напряжения пост-натяженных плоских плит перекрытия; представлены некоторые особенности расчета пост-натяженных элементов, коротко изложены методы определения внутренних усилий в плитных конструкциях.

Материалы, изложенные в настоящей статье, могут быть полезны для конструкторов, занимающихся проектированием зданий с монолитными каркасами (плоскими перекрытиями).

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчёта и конструирования: Учебное пособие для студентов строительных специальностей. Под ред. проф. Т.М. Пецольда и проф. В.В. Тура. – Брест: БГТУ, 2003 – 380 с., с илл.
2. Ajdukiewicz, A., Mames, J. Betonowe konstrukcji sprężone. – Wyd. Polit. Śląskiej. – Gliwice, 2001 – 509 s.
3. Starosolski W. Konstrukcje żelbetowe według PN-B-03264:2002, том II – Wyd. Naukowe PWN, Warszawa, 2003 – 422 s.
4. Тур, В. В., Образцов, О. Л. Комбинированно преднапряженные железобетонные конструкции с напрягаемой арматурой, не имеющей сцепления с бетоном// Строительная наука и техника, №2, 2007 – с. 17 – 31.
5. Тур, В. В., Тур, А. В., Марковский, Д. М. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения// Строительная наука и техника, №2, 2007 – с. 17 – 31.
6. Aalami, B. O. Nonprestressed bonded reinforcement in post-tensioned building design/ ADAPT Technical Publication, P2 – 01, February 2001 – p. 1 – 12.
7. Aalami, B. O., Gail, S. E., Kelly, P. E. Design of concrete floors with particular reference to post-tensioning/ PTI Technical Notes/ №11, January, 2001 – p. 1 – 17.
8. Aalami, B. O. Structural modeling and analysis of concrete floor slabs/ Concrete International, December, 2005 – p. 39 – 43.
9. Aalami, B. O., Jurgens, J. B. Guidelines for the design of post-tensioned floors/ Concrete International, March, 2003 – p. 77 – 83.
10. Post-tensioning for two-way flat plate constructions, Professional Development Series/ PCA, October, 2005 – 6 p.
11. Post-tensioned slabs – VSL international LTD., 1985 – 42 p.
12. Ajdukiewicz, A., Golonka, K. Plaskie stropy sprężone kabllami bez przyczepności – specyfika projektowania/ Inżynierija i Budownictwo, №6, 2007 – s. 300 – 309.
13. СНБ 5.03.01-02. Бетонные и железобетонные конструкции – Минск: Минстройархитектуры РБ, 2003. – 146 с.
14. ТКП/ОР/45-5.01-2006 Проектирование железобетонных конструкций без сцепления арматуры с бетоном.
15. DIN 4227 Tiel 6: Spaunbeton – Beteile mit Vorspannung ohne Verbund. Augabe Mai 1982 BK 1999 II/
16. DIN 1045-1 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spanbeton – Teil 1: Bemessung und konstruktion, Juli, 2002.
17. Albercht, U., Raynard, G. Structural safety and reliability of post-tensioned floor slabs.
18. EN 1992-1-1 (December 2005) Eurocode 2: Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings, CEN, Brussels, March, 2005.
19. ACI 318 M – 02/318 RM – 02 Building Code Requirements for Structural concrete (ACI 318M – 02) and Commentary (ACI 318M – 02), American Concrete Institute, Farmington Hills, 2002.
20. CSA A 23.3 – Design of concrete structures.

Материал поступил в редакцию 31.03.08

#### TUR V.V., KARABANIUK S.A. Designing of parameters of a preliminary pressure post - intense of flat plates of overlapping

Some basic statements on designing the flat slabs being prestressed on the construction site have been presented in this paper. The analysis of the design peculiarities of these structural systems has become urgent due to increasing volumes of cast-in-place concrete construction and realization of high-rise construction programme in the Republic of Belarus in the future. The force design methods and control of sections, design requirements have been presented. The design peculiarities of slab structures with prestressing steel not bonded to concrete have been considered.

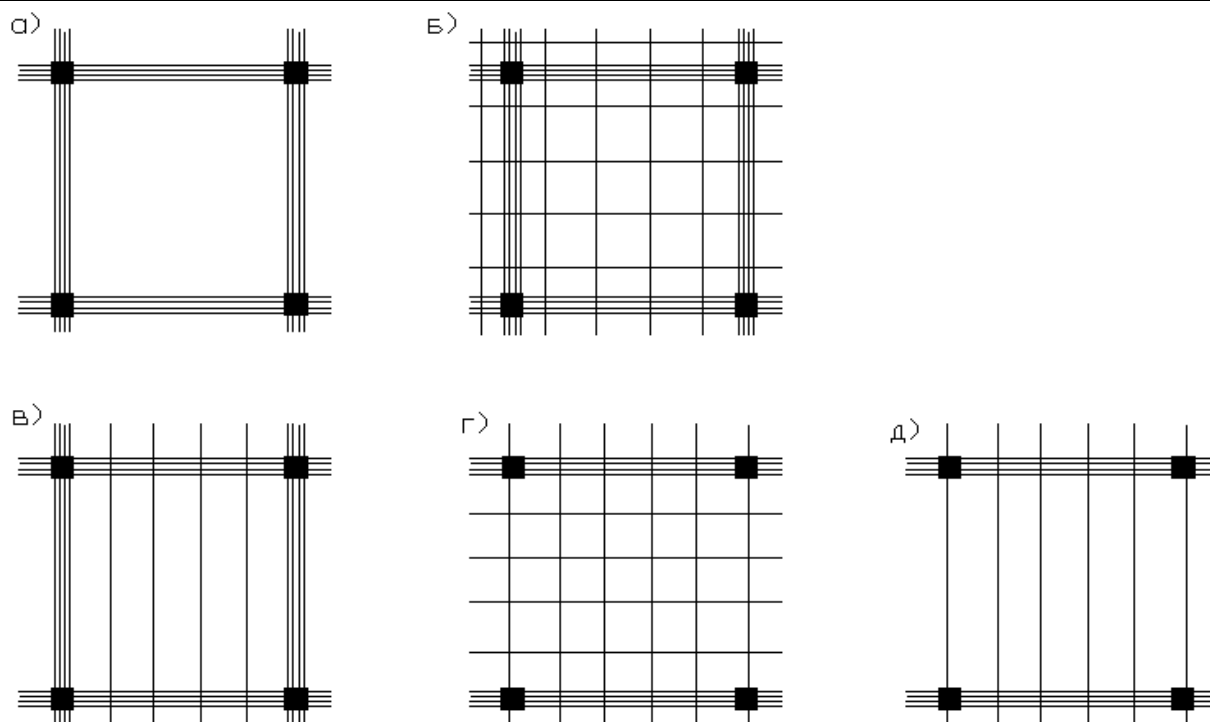


Рис. 6. Характерные случаи размещения напрягаемых элементов в плане перекрытия при регулярной сетке колонн

УДК 624.012

Тур В.В., Марковский Д.М., Тур А.В.

## СТРАТЕГИЯ УПРАВЛЕНИЯ РИСКАМИ ПРОГРЕССИРУЮЩЕГО ОБРУШЕНИЯ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

**Введение.** В последние годы пристальное внимание со стороны практикующих инженеров уделяется вопросам защиты зданий от прогрессирующего обрушения. Это связано, с одной стороны, с увеличением случаев появления аномальных воздействий (природных и искусственных) и разработкой соответствующих мероприятий, направленных на снижение рисков в строительстве<sup>1</sup>, а с другой – развитием новых конструктивных систем, которые в ряде случаев не достаточно хорошо изучены. Свой вклад в формирование неопределенностей, как на стадии проектирования, так и эксплуатации вносит широкое развитие компьютеризации (см. статью проф. А. В. Перельмутера [26]).

Прогрессирующее обрушение (англ. Progressive Collapse) является относительно новым термином в теории конструкций и имеет ряд определений, содержащихся в научно-технической литературе [4-7, 9-14, 31-35]. Если рассматривать историческую ретроспективу проблемы, выясняется, что основные публикации, в которых впервые появляется термин “прогрессирующее обрушение”, фокусируются на аварии 22-этажного крупнопанельного жилого здания Ronap Point Tower (Canning Town, London, UK), происшедшей в мае 1968 года, после ввода его в эксплуатацию. Причиной аварии, приведшей к прогрессирующему обрушению, явился взрыв природного газа в кухне, расположенной на 18-ом этаже. По результатам работы комиссии был опубликован заключительный отчет [29, 31], рекомендации которого, направленные на предотвращение прогрессирующего обрушения, были включены в нормы проектирования многих стран [9, 10, 15, 16, 18, 21-24], включая МГСН 4.19-05[7] и Рекомендации [3-6, 30], утвержденные Москомархитектуры Правительства Москвы.

В общем случае под **прогрессирующим обрушением** (или точнее, непропорциональным обрушением, обусловленным цепной реакцией повреждений (разрушений) конструктивных элементов системы, распространяющейся вертикально и (или) горизонтально, следует понимать катастрофическое частичное или полное обрушение здания или сооружения, развивающееся после наступления некоторого исходного события (как правило, аномального воздействия), приводящего к локальному повреждению (разрушению) отдельного конструктивного элемента, которое не может быть воспринято или предотвращено за счет начальной неразрезности и деформативности (пластической податливости) конструктивной системы здания.

Главным признаком прогрессирующего обрушения принято считать непропорционально большие масштабы окончательного разрушения здания и соответственно величину окончательного ущерба по отношению к ущербу от локального повреждения (разрушения) отдельного конструктивного элемента (или группы конструктивных элементов), инициировавших цепную реакцию обрушения.

Как следует из анализа работ [29, 30, 32-37], локальные разрушения (повреждения) могут быть инициированы целым рядом аномальных причин (событий), включая как человеческие ошибки, допущенные в процессе проектирования и возведения здания, так и события, которые могут иметь место (произойти с малой вероятностью) после его возведения в процессе эксплуатации и не рассматриваются в традиционных расчетных ситуациях при составлении соответствующих комбинаций воздействий непосредственно на стадии проектирования. Такие события связаны с появлением, как правило, аномальных воздействий, которые традиционно принято

Тур Андрей Викторович, магистрант Брестского государственного технического университета. Беларусь, БрГТУ, 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.

<sup>1</sup> Риски, связанные с эксплуатацией строительных объектов подробно рассмотрены статье [44], а так же в работах [25, 26].