

## СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**УДК 624.012.45.04**

**В.А.Тесля, А.С. Гукин**

### **КОМБИНИРОВАННОЕ АРМИРОВАНИЕ БАЛОК МОНОЛИТНЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ И ПОКРЫТИЙ**

В настоящее время не действует положение об ограничении использования стали в строительстве. Это позволяет более широко применять профильный металл в промышленном и гражданском строительстве. Снижение выпуска и применения сборных железобетонных конструкций привело к росту объемов монолитного железобетона, что в свою очередь становится востребованным и экономически оправданным использование профильного металла в виде швеллеров, двутавровых балок и других видов проката в строительном производстве. Если раньше жесткая арматура (уголки, швеллеры и двутавровые балки) применялась только при возведении большепролетных несущих большую нагрузку элементов, в том числе большепролетных перекрытий и покрытий, сильно нагруженных или очень высоких колонн и т.п., то сейчас ее можно без ограничения использовать и в других конструктивных решениях.

В монолитном железобетоне жесткая арматура может выполнять двойную функцию – в процессе возведения конструкции она может воспринимать нагрузку от веса опалубки и свежеуложенного бетона, который еще не набрал необходимую прочность, а после того как бетон окончательно затвердеет, жесткая арматура будет успешно воспринимать возникающие усилия от действия полезной суммарной нагрузки. Такое удачное сочетание совместной работы бетона и жесткой арматуры применимо при возведении междуэтажных перекрытий и покрытий, где основными несущими элементами являются балки, монолитно связанные железобетонными плитами относительно небольшой толщины. В ребристых монолитных перекрытиях можно профильный металл, в виде двутавровых балок, применить для армирования второстепенных балок, которые примыкают к главным и монолитно связаны между собою плоской железобетонной плитой.

Плита, в зависимости от соотношения ее сторон, может быть балочного типа, работающая в одном направлении, или как плита, оперта по контуру работающая в двух взаимно перпендикулярных направлениях. При армировании второстепенных балок жесткой арматурой предпочтительно принимать схему, при которой плита является балочного типа. Такая схема упрощает арми-

рование при полном использовании несущей способности двутавра при жестком армировании второстепенных балок.

Расположение главных и второстепенных балок в плане зависит от многих факторов, среди них конфигурация и размеры помещения в плане, размещение опор и технологического оборудования, требования к освещенности потолка и обеспечения пространственной жесткости здания. Но основным показателем экономичности перекрытий является расход материалов – бетона и арматурной стали.

**Расчет и конструирование элементов ребристого междуэтажного перекрытия** без применения жесткого армирования второстепенных балок выполняется последовательно – сначала плиты и второстепенных балок, после чего следует расчет и конструирование главных балок. При использовании жесткого армирования второстепенных балок необходимо, в первую очередь, подобрать стальную двутавровую балку по нагрузке от веса опалубки и свежеуложенного бетона при условии принятых величин пролета и расстояния между второстепенными балками. Стальные двутавровые балки могут применяться с уклоном внутренних полок по ГОСТу 8239-89 или параллельными гранями полок по ГОСТу 26020-83.

В зависимости от пролета и шага расположения второстепенных балок, который принимается от 1,5 до 3м, толщина железобетонной плиты принимается 7см для балок с шагом 2,5-3м и толщиной в 6 см при шаге от 1,5 до 2 м.. Толщина плиты принимается из условия необходимой прочности при изгибе и в соответствии с требованиями норм, см. п. 5.3 [1]. Принимая необходимые размеры толщины плиты при заданном пролете и расстояниях между балок, подбор номера профиля стального двутавра можно выполнить по формуле (1), определяя момент сопротивления сечения

$$W_n = \frac{100\alpha t a \ell^2}{8\beta} \quad (1)$$

где  $\alpha=2.535 \cdot 9.81 \cdot \gamma_f$  - составляющая интенсивности нагрузки от собственного веса железобетонной плиты и опалубки, при  $\gamma_f$  - коэффициенте

надежности по нагрузке равному 1,2;

$t$  - толщина плиты, м;

$\alpha$  - расстояние между второстепенными балками, м;

$\ell$  - пролет второстепенной балки, м;

$\beta$  - расчетные сопротивления стали двутавра с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_C < 1$ .

Для сокращения времени, затрачиваемого на выполнение расчетов по определению моментов сопротивления сечений при различных значениях шага постановки балок и их пролетов, первичный

м, а при расстоянии балок в 3 м стальная балка должна иметь высоту не менее 16 см.

#### Определение размеров поперечного сечения железобетонной балки.

Эту задачу необходимо решать в зависимости от величины пролета и временной нагрузки при минимальном классе бетона по прочности на сжатие.

Используя формулу 7.7 [2] для временной нагрузки от 200 до 500 кгс/м<sup>2</sup> при классе бетона не ниже В20, определим минимальную высоту балки для пролетов от 4 до 6 м. Результат определяемой высоты балок приведен на графике (рис. 2).

Для дальнейших расчетов высоту второстепенной балки необходимо принимать на 4-6 см больше минимальной. При этом необходимо учитывать, чтобы при принятой высоте двутавра полная высота железобетонной балки была больше двутавра на размер, не меньший толщины примыкающей плиты.

Известно, что второстепенные балки монолитных ребристых перекрытий, как правило, проектируется из условия работы многопролетных неразрезных балок. В этом случае максимальные моменты соответствуют крайним пролетам – первому и последнему. По этим условиям необходимо производить расчет и конструирование, не меняя для остальных пролетов конструктивных решений по принятому сечению двутавра и армированию.

Так как плита перекрытия по статической схеме своей работы при действии нагрузки работает по балочной системе, отношение длинной стороны к короткой должно составлять не менее двух. Поэтому при пролете в 6 м ширина ограничивается размером в 3 м., при пролете в 5 м – 2,5 м. и для пролета в 4 м – 2 м.

Толщина железобетонной плиты при шаге балок в 3 метра принимается 7 см., для остальных не менее 6 см., что соответствует требованиям норм п. 5.3 [1]. В этом случае расчетная нагрузка с учетом временной при весе конструкции пола от 80 до 90 кгс/м<sup>2</sup> – составит 515 кгс/м<sup>2</sup>, при временной нормативной 200 кгс/м<sup>2</sup> и почти 860 кгс/м<sup>2</sup> при временной нормативной 500 кгс/м<sup>2</sup>, которая выступает как максимальная, см. табл. 3 [3].

Значения изгибающих моментов от расчетных нагрузок для пролетов 6 и 5 м приведены на рис. 3, что позволяет ориентироваться при выполнении фактических расчетов по конструированию балок.

Рассмотрим определение стального двутавра для случая применения максимальной временной нагрузки 500 кгс/м<sup>2</sup> при шаге расположения второстепенных балок 3 м пролетом в 6 м. В процессе возведения нагрузка будет равна весу свежеуложенного бетона и опалубки, что составляет примерно 210 кгс/м<sup>2</sup>. Погонная расчетная нагрузка в системе СИ – 7,046 кН/м, при этом положительный максимальный момент в первом пролете бу-

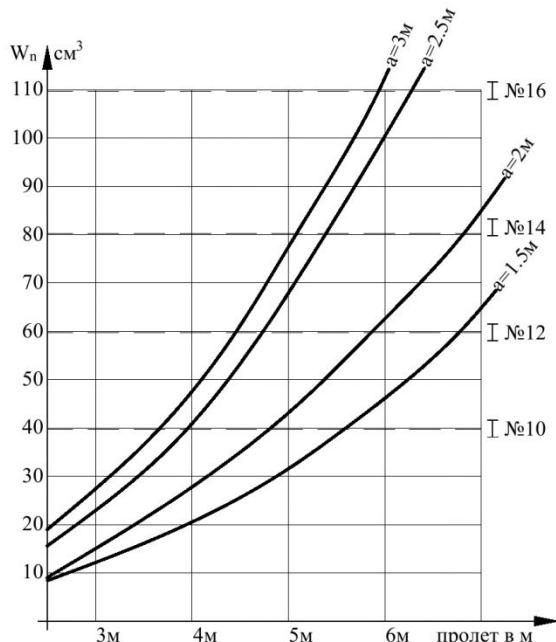


Рис.1. График определения моментов сопротивления двутавровых балок

номер двутавра можно принять согласно графику на рис.1.

Достоинства графика в его наглядности. Так при максимально допустимом пролете второстепенных балок в 6 м стальная двутавровая балка № 12 может быть применена только при шаге  $\alpha=1.5$

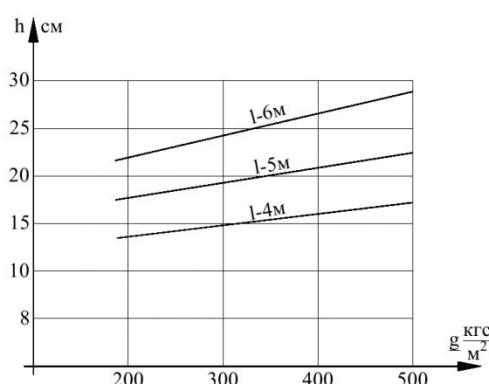


Рис.2. График для определения высоты балок

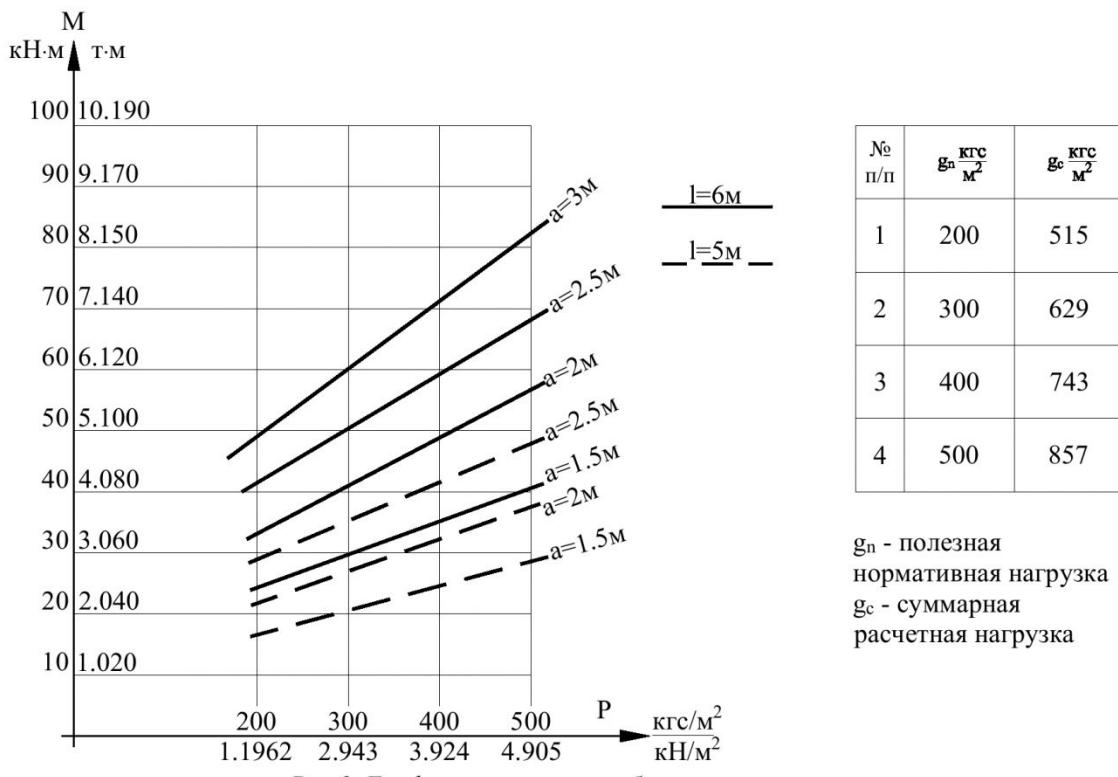


Рис.3. График изменения изгибающих моментов

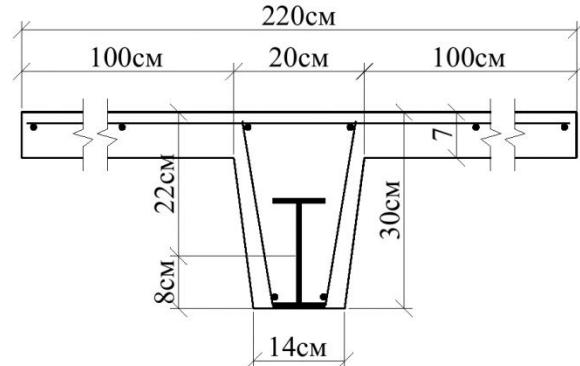
дет равен 23,06 кН·м.

Согласно рис.1, примем двутавровую балку №16 из стали С255 имеющей площадь поперечного сечения  $A_{sr}=20,20 \text{ см}^2$ , момент сопротивления сечения  $W_n=109,0 \text{ см}^3$  и расчетное сопротивление  $\gamma_c R_y=0.9 \cdot 25=22.5 \text{ кН/см}^2$  (см. табл. 3 и приложения 3,14 [4]). По этим данным двутавровая балка может воспринять момент 24,525 кН·м, что больше фактического момента 23,06 кН·м. Условие удовлетворяется. В дальнейшем, при наборе необходимой проектной прочности бетона на сжатие, выполняется расчет несущей способности железобетонной балки, армированной двутавром (рис.4). Расчет выполняется как балки таврового сечения при высоте полки, равной толщине плиты и ширине 220 см. согласно п. 3.16 [1]. Вводимое в расчет значение  $b_f'$  принимается из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра балки должна быть не более 1/6 пролета элемента.

**Армирование нижней растянутой зоны** выполнено стальным двутавром №16 (по ГОСТу 8239-89) из стали С255 и дополнительно по конструктивной необходимости установлено 2 стержня арматуры класса АIII Ø 10. Расчет балки выполняется при классе бетона В20 и коэффициенте условий работы  $\gamma_b=0.9$ . В этом случае расчетные сопротивления бетона  $R_b=10.5 \text{ МПа}$ ,  $R_{bf}=0.80 \text{ МПа}$  и модуль упругости бетона естественного твердения  $E_b=27 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

#### Последовательность расчета

1. Определяется положение границы сжатой зоны сечения по моменту, воспринимаемому пол-



Геометрия поперечного сечения балки

1. Высота балки  $h = 30 \text{ см}$ , подобрана по формуле 7.7 [2], см. рис. 2.
2. Размер ширины полки  $b_f' = 220 \text{ см}$ .
3. Толщина полки  $h_f' = 7 \text{ см}$ .
4. Средняя ширина ребра  $b = 17 \text{ см}$ .

Рис. 4. Расчетное сечение балки

кой

$$M_f = R b b_f' h_f' \left( h_0 - 0,5 h_f' \right) = 229,145 \text{ кН·м.}$$

Этот момент в несколько раз превосходит момент  $M=85,75 \text{ кН·м.}$ , который определен по максимальной расчетной нагрузке равной 26,2014 кН/м с учетом собственного веса плиты, конструкции пола, ребра и временной нагрузки в 500 кгс/м<sup>2</sup>. Так как  $M < M_f$ , граница сжатой зоны сечения проходит в полке шириной  $b_f' = 220 \text{ см}$ .

2. По принятому армированию находим относительную высоту сжатой зоны сечения  $\xi$ , которая в рассматриваемом случае равна 0,1. Используя табл. 20 [5] при  $\xi=0,1$  определяем значение  $\alpha_m=0,0995$  и тогда момент, который выдержит рассчитываемая балка будет равен  $M = R_b b f h_0^2 \alpha_m = 109,816 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Здесь  $h_0=22,37 \text{ см}$ , так как учитывается дополнительная арматура  $A_s=1,57 \text{ см}^2$ .

Таким образом, прочность нормального сечения балки обеспечена, так как действующий момент от суммарной расчетной нагрузки равен  $85,75 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , ( $8,74 \text{ тн}\cdot\text{м}$ ) в то время когда несущая способность балки по моменту равна  $109,816 \text{ кН}\cdot\text{м}$  ( $11,194 \text{ тн}\cdot\text{м}$ ).

3. Проверяется прочность наклонных сечений от действия поперечной силы  $Q=0,6$   $q_C \ell = 0,6 \cdot 26,2014 \cdot 6 = 94,325 \text{ кН}$  ( $9,615 \text{ тн}$ ). Здесь можно заметить – для тех, кто хорошо владеет расчетом проверки прочности наклонных сечений очевидно заранее, что прочность наклонных сечений гарантирована. Условие прочности  $Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{aw}$  формула 7.35 [6], где  $Q_b$  – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, в нашем случае оно равно  $45,638 \text{ кН}$ ,  $Q_{sw}$  – поперечное усилие, воспринимаемое хомутами. Если принять хомуты диаметром 6 мм из стали класса АIII при шаге 150 мм., как того требуют нормы,

4. Выполняется расчет определения прогиба балки по максимальным моментам от кратковременной, постоянной и временной длительного действия нагрузок, при условии отсутствия нормальных к продольной оси трещин (балки армированы жесткой арматурой растянутой зоной сечения трещин не имеют). Суммарная кривизна от упомянутых нагрузок составляет  $1/22881,003 \text{ см}$ , что определяет прогиб равным  $0,816 \text{ см}$  при допустимом 3 см для пролета 6 м, см. табл.2 [5].

5. Остается проверить прочность нормальных сечений балки по отрицательному опорному моменту, когда плита испытывает усилия растяжения, а ребро балки, армированное двутавром, – сжатие. В отличие от расчета прочности сечения при действии положительного момента, когда стальной двутавр полным сечением испытывает растяжение, при расчете на действие отрицательного момента граница сжатой зоны, может пересекать профиль жесткой арматуры и тогда часть сечения испытывает сжатие, остальная – растяжение (рис. 5).

Положение границы сжатой зоны сечения определяем по формуле III.51 [7], согласно рис 5 –

$$R_b b x + R_{sc} A'_s + R_{sr} 2xt = R_s A_s.$$

В нашем случае  $R_b = 10,5 \text{ МПа}$ ;  $b = 14 \text{ см}$ ;  $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$ ;  $R_s = 355 \text{ МПа}$ ;  $R_{sr} = 225 \text{ МПа}$ ;  $t = 0,5 \text{ см}$ ;  $A_s = 8,04 \text{ см}^2$ . Решая уравнения III. 51, находим высоту сжатой зоны сечения  $x = 6,132 \text{ см}$ . Зная значения  $x$ , определяем прочность изгибающего сече-

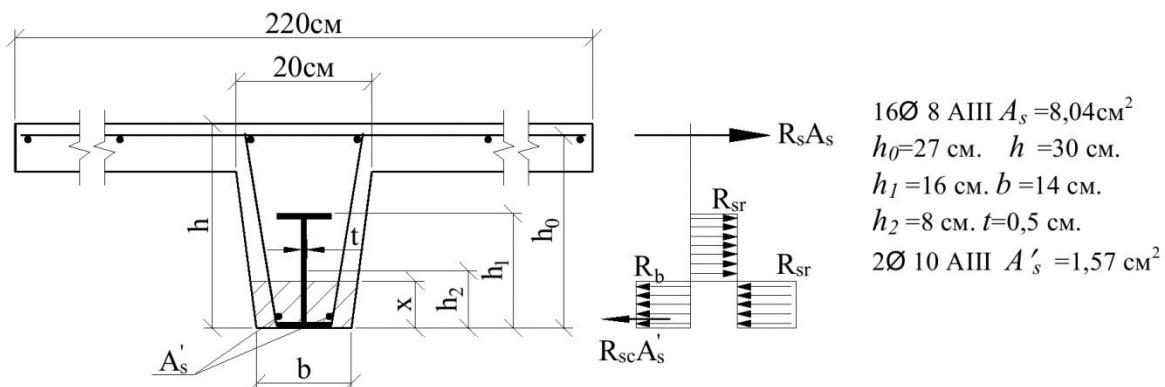


Рис.5. Расчетная схема балки при расчете на отрицательный момент

см. п. 5.27 [1], усилие  $Q_{sw}$  будет равно  $47,023 \text{ кН}$ . А поперечное усилие, которое может воспринять стальная двутавровая балка  $Q_{aw} = 120,295 \text{ кН}$ , что больше фактической поперечной силы, равной  $94,325 \text{ кН}$ . Следовательно, сечение балки, армированной двутавром и двумя вертикальными каркасами с минимальным армированием поперечной арматуры, выдерживает поперечную силу в  $213 \text{ кН}$  ( $21,71 \text{ тн}$ ).

ния по формуле III. 52 [7]

$$M \leq 0,5 R_b b x^2 + R_{sr} \left[ S_{p\ell} + (h_2 - x)^2 t \right] \\ + R_{sc} A'_s (x - 3) + R_s A_s (h_0 - x).$$

Здесь  $S_{p\ell}$  – пластический момент сопротивления жесткой арматуры, для двутавров  $S_{p\ell} = 1,17 W_n$ ,

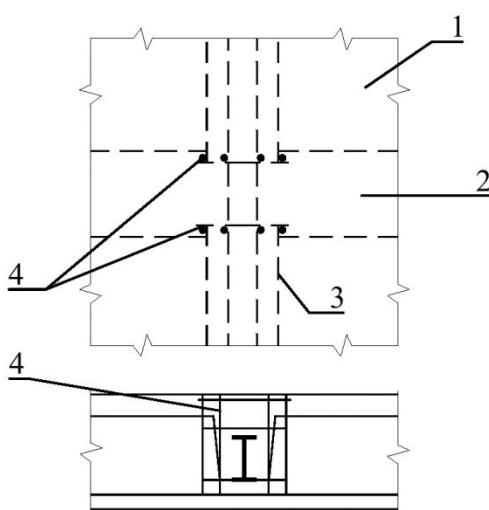


Рис.6. Армирование примыкания второстепенных балок: 1-ж.б. плита, 2-главная балка, 3 - второстепенная балка, 4-арматурные сетки

$a(h_2 - x)^2 t$  поправка к пластическому моменту сопротивления вследствие того, что момент принимается относительно верхней границы сжатой зоны сечения.

Таким образом, отрицательный момент, который выдерживает сечения балки при наличии жесткой арматуры двутавра № 16, равен 92,56 кН·м (9,44 тн·м) при фактическом от действия суммарной расчетной нагрузки 67,442 кН·м (6,88 тн·м).

**Конструктивные особенности** изгибаемых элементов, армированные жесткой несущей арматурой. Жесткая арматура в период возведения перекрытия до полного отвердения бетона работает как стальная конструкция. Поэтому ее рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций.

В условиях эксплуатации, после того как бетон приобретает необходимую прочность, жесткая стальная балка работает как арматура железобетонных элементов. При этом необходимо обеспечить совместную работу этой арматуры с бетоном путем постановки дополнительных анкерирующих устройств в виде рифленой поверхности, постановки хомутов-анкеров или анкерирующих стержней. В нашем случае можно использовать поперечные стержни хомутов, которые необходимо приварить к нижней полке двутавра с обеих сторон. По верхней полке двутавра с шагом 150 мм на длине 0,25 пролета с обеих концов от опор приварить коротышки из арматурных стержней диаметром не менее 12 мм на всю ширину полки. На остальной средней части длины балки приварку анкерных коротышей выполнить с шагом 300 мм. Эти дополнительные анкерующие устройства позволяют выполнять расчет железобетонных элементов с жесткой арматурой аналогично расче-

ту обычных железобетонных конструкций. При этом жесткая арматура и сварные арматурные каркасы работают совместно с бетоном вплоть до разрушения, когда прочность жесткой арматуры и бетона используются полностью. Несущая способность железобетонных элементов такого типа не зависит от начальных напряжений в несущей арматуре, возникающих в стадии возведения.

Второстепенные балки опираются на главные, их соединение выполняется жестким. Стальная двутавровая балка проходит через сечение главной не обрываясь. В месте соединения дополнительно устанавливаются не менее двух местных сеток нормально к оси второстепенных, в сечении главных балок, см. рис. 6. Сетки изготавливаются из проволоки ВрI Ø 5 с ячейкой равной по размерам сечения двутавра.

**Заключение.** В статье рассмотрены ос-

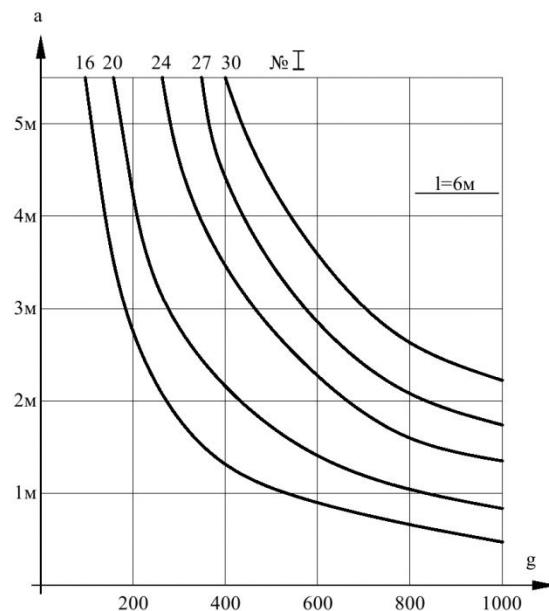


Рис.7. График определения шага балок

новные положения расчета и конструирования второстепенных балок, армированных стальной жесткой арматурой при условии исполнения оставшихся элементов – главных балок и монолитной плиты железобетонными. Последовательность и методика расчета, которая изложена в работе, может быть применена и при расчете главных балок армированных подобным образом. Без учета прочности бетона на период его твердения, жесткую арматуру для главных балок при пролете 6 м можно подобрать по графику (рис. 7). Определение выполнено для балок при свободном опирании на опорах. При нагрузках до 500 кгс/м<sup>2</sup> шаг балок может достигать 5м. При этом толщина железобетонной плиты может быть более 7см.

Главным преимуществом подобных решений является снижение трудовых затрат и сроков возведения монолитных перекрытий и покрытий зданий, а также значительной экономии материалов,

идущих на устройство опалубки, когда не потребуются дополнительные временные опоры – стойки крепления и возникают условия применения опалубки меньшей толщины.

Методика расчета изгибаемых элементов при действии сосредоточенных нагрузок и применения некондиционных материалов жесткой арматуры приведена в [8].

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. СНиП 2.03.01-84\* - Бетонные и железобетонные конструкции.. – М.: Госстрой СССР, 1996. – 76 с.
2. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие. – Киев.: «Будивельник», 1985. – 492с.
3. СНиП 2.01.07-85 – Нагрузки и воздействия. – М.: Госстрой СССР, 1987. – 34 с.
4. Металлические конструкции (7-е издание). – М.: Стройиздат, 1998. – 758 с.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры. – М.: Центральный институт типового проектирования, 1989. – 190 с.
6. Кудзис А.П. Железобетонные каменные конструкции. Часть 1 – материалы, конструирование, теория и расчет. – М.: «Высшая школа», 1988. – 283 с.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции – общий курс. – М.: Стройиздат, 1985. – 725 с.
8. Тесля В.А., Хозяинов Б.П. К расчету изгибаемых элементов, армированных жесткой несущей арматурой. Вестн. КузГТУ №5, 2001.

□ Авторы статьи:

Тесля Виктор Андреевич - доцент каф. строительных конструкций	Гукин Андрей Сергеевич - старший преподаватель каф. строительных конструкций
--	--