

1 мм допускается применять при  $S_0 \leq 1,25$  кПа, однослойные арки пролетом 18 м из профилей толщиной 0,8 мм — при  $S_0 \leq 0,55$  кПа. С увеличением толщины профиля до 1,2 мм предельная нормативная снеговая нагрузка на арки пропорционально возрастает.

УДК 624.072

Ю.С.МАРТЫНОВ, А.Г.ВЕРБИЦКИЙ

## ПРОЧНОСТЬ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ В СТЕНКАХ

Сталежелезобетонные балки с отверстиями большого диаметра в стенках находят применение в каркасах производственных зданий в СССР и за рубежом. Однако в настоящее время отсутствует надежная методика их расчета. В Белорусском политехническом институте проведены теоретические исследования и лабораторные испытания по установлению напряженно-деформированного состояния таких балок, позволившие обосновать их расчетную модель [1]. Проверка достоверности предложенной методики оценки несущей способности сталежелезобетонных балок была осуществлена при испытании трех балок натуральных размеров пролетом 10,5 м (рис. 1). Две балки были изготовлены из малоуглеродистой стали ВСТЗпсб, а стенка и нижний пояс третьей выполнены из стали повышенной прочности марки 09Г2. Геометрические параметры бетонной части балок (бетон класса В30) определялись габаритами типовых сборных железобетонных ребристых плит перекрытий. Совместная работа бетонной и стальной частей обеспечивалась установкой по верхнему стальному поясу разработанных в БПИ жестких упоров [2].

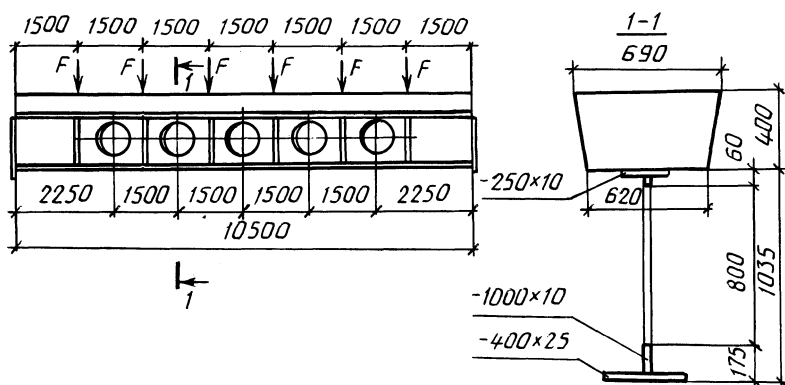


Рис. 1. Общий вид балки

Испытания проводились по единой методике. Силовая установка обеспечивала статическое нагружение балок равными сосредоточенными силами, приложенными к бетонному поясу в шести точках.

В целом результаты, полученные при испытании балок натуральных размеров, подтвердили выявленные при экспериментальных исследованиях крупно-

масштабных моделей [1] характерные особенности напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонных сечений.

Изготовление стенки и нижнего пояса балки из низколегированной стали продлевает стадию ее упругой работы, следствием чего является повышение несущей способности. Гибкость стенок балок по сравнению с крупномасштабными моделями была значительно выше (на 60 %). При испытании первой из натуральных балок экспериментально выявлена возможность потери местной устойчивости ее стенки в области крайних отверстий. С учетом этого края отверстий других балок подкреплялись ребрами по двум вариантам. В тех зонах стенки, где фиксировалось ее выпучивание при испытании первой балки, по направлению главных сжимающих напряжений были установлены односторонние плоские ребра сечением 70x10 мм и длиной 600 мм (рис. 2, б). По второму варианту кромки отверстий подкреплялись кольцевыми ребрами из полосы сечением 70x10 мм (рис. 2, а).

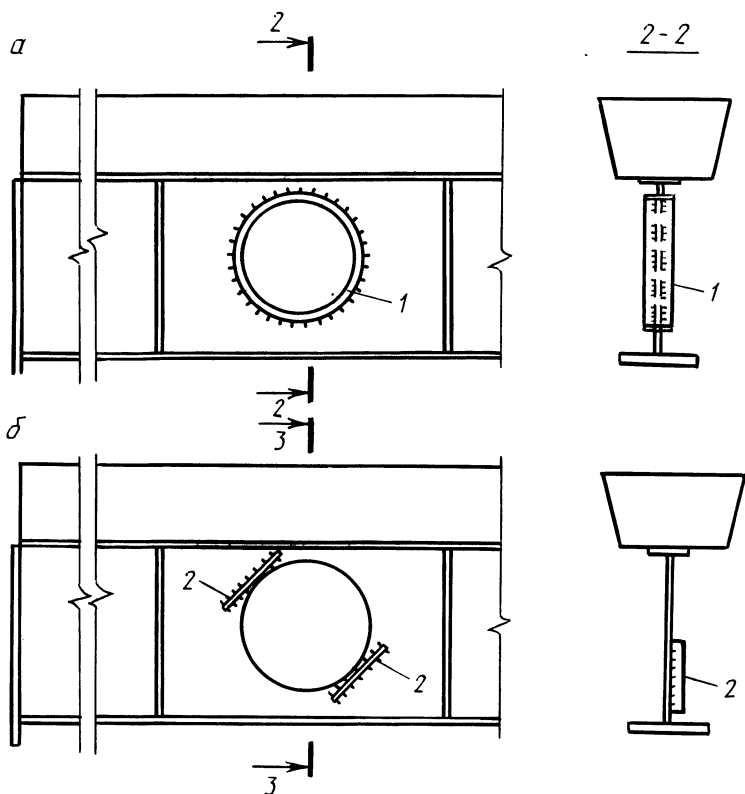


Рис. 2. Конструкции подкрепления стенки сталежелезобетонной балки:  
 а — кольцевым ребром 1; б — плоским ребром 2

Указанные способы подкрепления стенок оказались равноэффективными — местная устойчивость обеспечивалась вплоть до разрушения балок, что

свидетельствует о надежности и необходимости этих конструктивных мероприятий при определенных соотношениях  $h_w/t_w$ .

Общая методика расчета сталежелезобетонных балок междуэтажных перекрытий под нагрузки высокой интенсивности, разработанная на кафедре "Металлические и деревянные конструкции" БПИ, включена в Республиканские строительные нормы "Проектирование сталежелезобетонных перекрытий промышленных зданий". Напряженное состояние сечений и характер работы сталежелезобетонных балок с отверстиями в стенках существенно отличаются от таковых для сплошнотенчатых сталежелезобетонных балок. В связи с этим очевидна необходимость в конкретных указаниях по расчету прочности таких балок (табл. 1).

Расчет производится по одному из трех расчетных случаев (рис. 3) в зависимости от сжимающих нормальных напряжений в бетоне на уровне центра тяжести его поперечного сечения  $\sigma_b$  и на уровне крайней фибры бетона  $\sigma_{b1}$ , которые вычисляются в предположении упругой работы бетона (с учетом ползучести) при расчетных нагрузках второй стадии работы сталежелезобетонной конструкции. Расчет следует производить по двум сечениям: проходящему через центр отверстия ( $c = 0$ ) и отстоящему от центра отверстия на расстоянии  $c$ , равном 0,5 его радиуса.

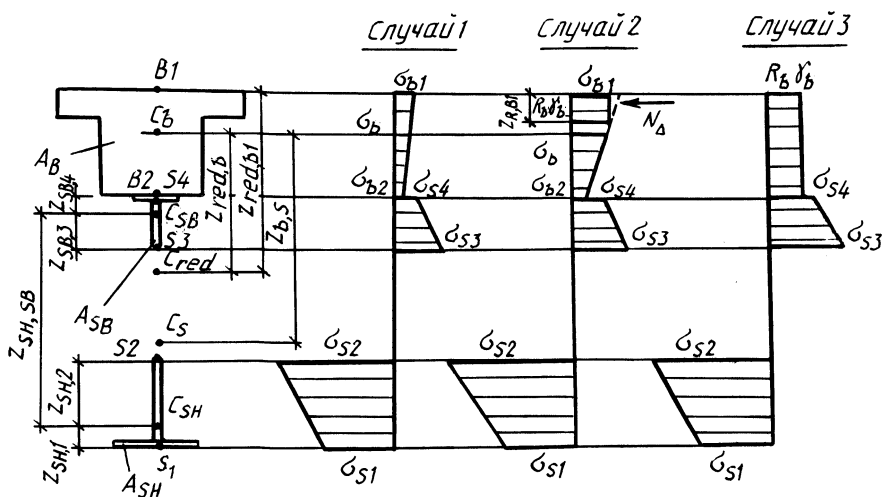


Рис. 3. Напряжения в сталежелезобетонном поперечном сечении

В таблице использованы следующие обозначения:  $I_{red}$  — момент инерции нетто приведенного сечения;  $Q$  — поперечная сила в сечении с отверстием;  $Q_B, Q_H$  — поперечные силы, воспринимаемые тавровыми сечениями:

$$Q_B = \frac{Q I_{SB}}{I_{SB} + I_{SH}}; \quad Q_H = \frac{Q I_{SH}}{I_{SB} + I_{SH}};$$

$I_{SB}, I_{SH}, A_{SB}, A_{SH}$  — моменты инерции и площади сечений соответственно верхнего и нижнего тавров; остальные обозначения имеются на рис. 3.

Табл. 1. К расчету сталежелезобетонных сечений

Критерий и проверки	Расчетный случай		
	1	2	3
Напряжение в бетоне	$\sigma_{b1} = \frac{M_2 z_{red,b1}}{n_b I_{red}} - \sigma_{b1,kr} < R_b \gamma_b$	$\sigma_{b1} = \frac{M_2 z_{red,b1}}{n_b I_{red}} - \sigma_{b1,kr} > R_b \gamma_b$	$\sigma_b = \frac{M_2 z_{red,b}}{n_b I_{red}} - \sigma_{b,kr} > R_b \gamma_b$
		$\sigma_b = \frac{M_2 z_{red,b}}{n_b I_{red}} - \sigma_{b,kr} \leq R_b \gamma_b$	
Напряжение в стальной части в точках	$\sigma_{s1} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b}}{z_{SH,SB} A_{SH}} + \frac{N_b}{A_{s,n}}$	$\sigma_{s1} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b} + M_{\Delta}}{z_{SH,SB} A_{SH}} +$	$\sigma_{s1} = \frac{M - N_b z_{s,b}}{z_{SH,SB} A_{SH}} + \frac{N_b}{A_{s,n}}$
1	$+ \frac{Q_H cz_{SH1}}{I_{SH}} \leq R_y \gamma_c$	$+ \frac{N_b - N_{\Delta}}{A_{s,n}} + \frac{Q_H cz_{SH1}}{I_{SH}} \leq R_y \gamma_c$	$+ \frac{Q_H cz_{SH1}}{I_{SH}} \leq R_y \gamma_c$
2	$\sigma_{s2} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b}}{z_{SH,SB} A_{SH}} + \frac{N_b}{A_{s,n}}$	$\sigma_{s2} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b} + M_{\Delta}}{z_{SH,SB} A_{SH}} +$	$\sigma_{s2} = \frac{M - N_b z_{s,b}}{z_{SH,SB} A_{SH}} + \frac{N_b}{A_{s,n}}$
	$+ \frac{Q_H cz_{SH2}}{I_{SH}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$	$+ \frac{N_b - N_{\Delta}}{A_{s,n}} + \frac{Q_H cz_{SH2}}{I_{SH}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$	$+ \frac{Q_H cz_{SH2}}{I_{SH}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$

3

$$\sigma_{s3} = -\frac{M - M_b - N_b z_{s,b}}{z_{sH,sB} A_{sB}} + \frac{N_b}{A_{s,n}} +$$

$$+ \frac{Q_B^{cz} sb3}{I_{sB}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$$

$$\sigma_{s3} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b} + M_\Delta}{z_{sH,sB} A_{sB}} +$$

$$+ \frac{N_b N_\Delta}{A_{s,n}} + \frac{Q_B^{cz} sb3}{I_{sB}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$$

$$\sigma_{s3} = -\frac{M - N_b z_{s,b}}{z_{sH,sB} A_{sB}} + \frac{N_b}{A_{s,n}} +$$

$$+ \frac{Q_B^{cz} sb3}{I_{sB}} \leq R_u \gamma_c / \gamma_u$$


---

4

$$\sigma_{s4} = \frac{M - M_b - N_b z_{s,b}}{z_{sH,sB} A_{sB}} + \frac{N_b}{A_{s,n}} -$$

$$- \frac{Q_B^{cz} sb4}{I_{sB}} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma_{s4} = -\frac{M - M_b - N_b z_{s,b} + M_\Delta}{z_{sH,sB} A_{sB}} +$$

$$+ \frac{N_b - N_\Delta}{A_{s,n}} - \frac{Q_B^{cz} sb4}{I_{sB}} \leq R_y \gamma_c$$

$$\sigma_{s4} = -\frac{M - N_b z_{s,b}}{z_{sH,sB} A_{sB}} + \frac{N_b}{A_{s,n}} -$$

$$- \frac{Q_B^{cz} sb4}{I_{sB}} \leq R_y \gamma_c$$


---

Разработанная инженерная методика расчета сталежелезобетонных балок с отверстиями в стенках была использована при проектировании ряда промышленных объектов.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Мартынов Ю.С., Вербицкий А.Г. К расчету сталежелезобетонных балок с отверстиями в стенках // Эффектив. строит. конструкции производств. зданий. — Мн., 1986. — С. 27–33. 2. А.с. 1188234 (СССР). Узел соединения металлического и железобетонного элементов объединенной строительной конструкции /В.Ф.Фомичев, Ю.С.Мартынов, А.И.Шатило.

УДК 624.011

В.Н.ГОЛОВАЧ

### СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ ТРЕУГОЛЬНЫХ МЕТАЛЛОДЕРЕВЯННЫХ ФЕРМ ИЗ УНИФИЦИРОВАННЫХ БРУСЧАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

Унификация элементов стержневых конструкций и уменьшение количества их типоразмеров не только способствует повышению технологичности этих конструкций, но и снижению их стоимости, особенно при серийном изготовлении.

Конструкция треугольной металлодеревянной фермы из унифицированных брусчатых элементов описана в [1] и [2], а рабочие чертежи опытного образца фермы, разработанные московским институтом Гипронисельхоз совместно с Белорусским политехническим институтом и ЦНИИСК имени В.А.Кучеренко, приведены в альбоме [3].

Конструктивное решение опорного узла ферм разработано с учетом возможности его опирания на железобетонные колонны сечением 200 x 200 мм. При небольших нагрузках и брусках верхнего пояса шириной 145 мм и более длина опорной площадки фермы не превышает 200 мм, и поэтому опорный узел решается так, как и в фермах других типов. При больших нагрузках, особенно при относительно узких брусках, длина опорной площадки превышает размер колонны. Для этого случая могут быть два варианта опорного узла.

В первом случае оголовок колонны имеет консоли в соответствии с размерами опорной площадки, прикрепление фермы осуществляется любым известным способом. Если уширять оголовок колонны невозможно или нецелесообразно, опорный узел фермы можно выполнить таким, как показано на рис. 1.

Для увеличения длины опорной площадки под ферму предложена сборная железобетонная подушка, которая шире верхнего пояса фермы, но имеет выемки, благодаря которым фиксируется в проектном положении и не нуждается в дополнительном креплении.

Торцовая упорная пластина, сваренная с нижним поясом, при составном верхнем поясе должна быть выше на 1,5 зазора между брусками пояса.

Приведенный на рисунке опорный узел пригоден и в случае опирания ферм на кирпичную кладку, а также на деревянную колонну. Если колонна