

Ю.С.МАРТЫНОВ,  
Е.И.ХАЮТИН, канд-ты техн.наук (БПИ)

## ОСОБЕННОСТИ ПРОВЕРКИ ПРОЧНОСТИ ОБЪЕДИНЕННЫХ БАЛОК С РАЗВИТОЙ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ ЧАСТЬЮ

В Белорусской ССР за последние годы построен ряд двухэтажных производственных зданий с крупной сеткой колонн в верхнем этаже. Размещение основных производств во втором этаже приводит к значительному возрастанию временных нагрузок на междуэтажное перекрытие, в связи с чем возникает вопрос о целесообразности использования в них объединенной (сталежелезобетонной) конструкции. Совместная работа железобетонного настила со стальными поддерживающими балками существенно повышает технико-экономические показатели перекрытия [ 1 ].

По характеру напряженно-деформированного состояния сталежелезобетонные перекрытия существенно отличаются от аналогичных мостовых конструкций. Этот фактор ограничивает использование при проектировании нормативного обеспечения, разработанного для объединенных пролетных строений мостов. Относительно большой шаг стальных балок перекрытий приводит к развитой, подкрепленной системой продольных и поперечных ребер железобетонной части объединенного сечения. В результате нейтральная

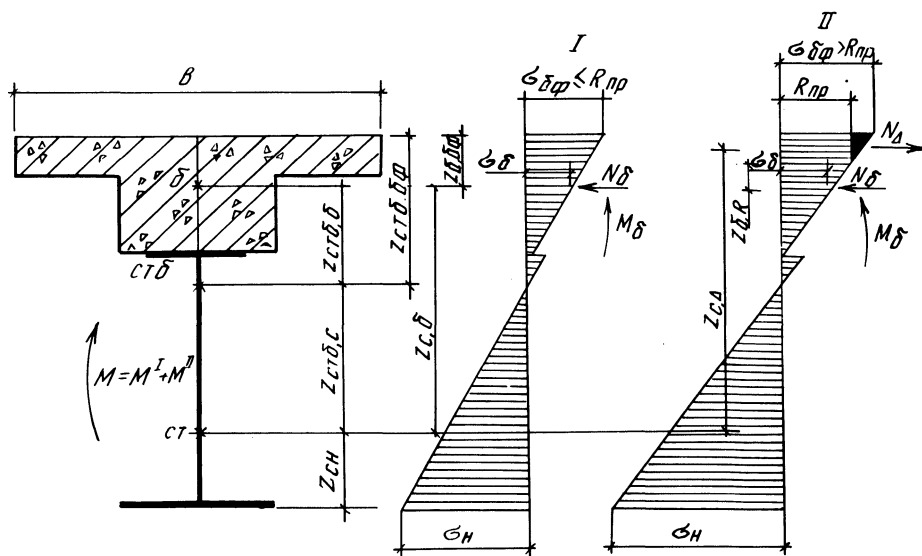


Рис. 1. Расчетное сечение и эпюры напряжений при проверке прочности сталежелезобетонного сечения.

ось сечения смещается вверх и располагается в зоне контакта ригеля с настилом (рис. 1), способствуя увеличению неравномерности распределения напряжений по высоте железобетонной части сечения.

Для выявления критериев расчетного предельного состояния по прочности объединенных балок с высокой, обладающей значительной изгибной жесткостью железобетонной частью, было выполнено численное исследование. Задача решалась с использованием метода конечных элементов по стандартной программе. При этом конструкция разбивалась по высоте на отдельные слои, для которых задавались различные параметры упругости. Исследование выполнялось в предположении справедливости гипотезы плоских сечений, причем работа стальной балки принималась упругой во всех стадиях загрузения. Для железобетонной части зависимость  $\sigma - \varepsilon$  имела вид кривой, описываемой уравнением:

$$\sigma_b = R_{пр} \left[ \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_m} - \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_m} \right)^2 \right],$$

где  $\varepsilon_m$  — деформация, соответствующая призмочной прочности бетона.

Задача пластичности была сведена к решению ряда линейных задач с переменными параметрами упругости и решалась в итерационной постановке. На первом шаге для всех конечных элементов железобетонной части сечения принимался одинаковый модуль деформаций, равный начальному модулю упругости бетона. После вычисления напряжений выполнялась корректировка упругих постоянных в каждом элементе в зависимости от уровня действующих в нем нормальных напряжений в соответствии с принятой диаграммой  $\sigma - \varepsilon$ . На следующем этапе осуществлялся перерасчет напряжений с учетом скорректированных значений упругих характеристик. Затем циклы корректировки повторялись. Критерием выхода из итерационного процесса принималось отличие модуля деформаций на последующей итерации по сравнению с предыдущей на заданное значение, характеризующее точность расчетов. Все расчеты выполнялись на ЭЦВМ ЕС-1022.

В ходе исследований варьировались соотношения собственных изгибных жесткостей стальной и железобетонной частей сечения и уровень напряжений, действующих в бетоне. Для сопоставления со сталежелезобетонными пролетными строениями (где жесткость плиты не превышает 1—2 % жесткости стальных балок) был исследован вариант с  $E_b J_b = 0,01 E_c J_c$ .

Анализ результатов исследования показывает, что неупругие деформации бетона начинают проявляться уже при сравнительно низких уровнях напряжений и способствуют более равномерному распределению напряжений по высоте железобетонной части сечения. Причем с увеличением изгибной жесткости плиты интенсивность перераспределения напряжений по ее высоте возрастает. Однако

вследствие близости нейтральной оси объединенного сечения к его железобетонной части получаемая в итоге эпюра напряжений обладает значительно большей неравномерностью, чем в сталежелезобетонных мостовых балках. Это позволяет предположить, что в отличие от конструкций пролетных строений, где железобетонная плита разрушается от сжатия всем сечением, в междуэтажных перекрытиях может иметь место локальное раздробление сжатого бетона на наиболее напряженных участках.

Наряду с выравниванием напряжений по высоте железобетонной части развитие пластических деформаций бетона приводит к перераспределению напряжений между элементами объединенного сечения — напряжения в стальной части возрастают. На рис. 2 приведены кривые, характеризующие (в процентах) относительное

увеличение напряжений в стальной нижней полке ( $\Delta\sigma =$

$= -\frac{\sigma_{\text{н}}^{\text{п}} - \sigma_{\text{н}}}{\sigma_{\text{н}}} 100$ , где  $\sigma_{\text{н}}$  — напряжение в стальной нижней полке, определенное в предположении упругой работы элементов сечения;  $\sigma_{\text{н}}^{\text{п}}$  — то же с учетом пластических деформаций бетона) в зависимости от изгибной жесткости плиты и уровня действующих в ней нормальных напряжений.

Анализ результатов позволяет выделить три области работы сталежелезобетонной конструкции. Первая, характеризующаяся незначительным перераспределением напряжений, соответствует случаю, когда максимальное фибровое напряжение в плите, вычисленное в предположении упругой работы бетона, не превышает его

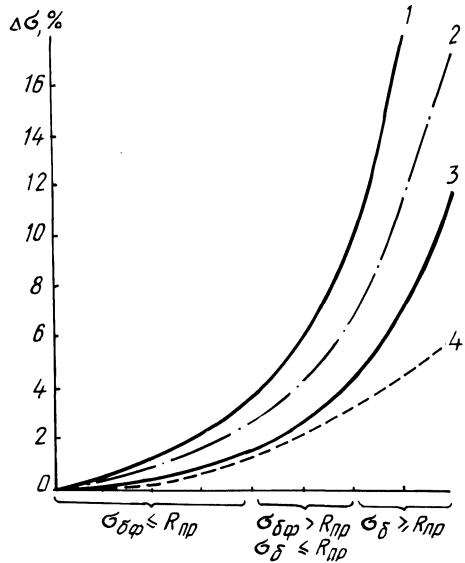


Рис. 2. Увеличение напряжений в стальной нижней полке за счет проявления неупругих свойств бетона:

- 1 —  $E_{\delta} J_{\delta} = 0,5 E_c J_c$ ; 2 —  $E_{\delta} J_{\delta} = 0,25 E_c J_c$ ; 3 —  $E_{\delta} J_{\delta} = 0,1 E_c J_c$ ; 4 —  $E_{\delta} J_{\delta} = 0,01 E_c J_c$ .

призменной прочности. Здесь пластические деформации, возникающие вследствие нелинейности диаграммы  $\sigma - \epsilon$ , приводят к увеличению нормальных напряжений до 3,5 % при  $E_6 J_6 = 0,5 E_c J_c$ . Принимая во внимание, что для реальных конструкций междуэтажных перекрытий характерны меньшие соотношения  $E_6 J_6 = (0,1 - 0,35) E_c J_c$ , указанный фактор при выполнении практических расчетов можно не учитывать.

После достижения призменной прочности интенсивность перераспределения возрастает. В конце второй области, когда напряжение в центре тяжести железобетонной части, вычисленное без учета неупругих деформаций, достигает призменной прочности, оно составляет уже 4–10 % (в зависимости от соотношения жесткостей). И, наконец, третья область соответствует случаю развития пластических деформаций практически по всей высоте железобетонной части сечения. Перераспределение напряжений здесь выражено наиболее резко. В то же время анализ полученных результатов показывает, что, несмотря на отмеченное выравнивание напряжений по высоте железобетонной части, полное использование прочности бетонной части объединенного сечения не достигается из-за ограничений фибровой деформации бетона.

Учитывая изложенное, можно допустить следующие два критерия расчетного предельного состояния по прочности для объединенной балки с мощной железобетонной частью:

- а) достижение растягивающими напряжениями в стальном нижнем поясе расчетного сопротивления стали;
- б) достижение фибровыми деформациями в железобетонной части сечения расчетного предельного значения.

Таким образом, могут быть рекомендованы следующие расчетные случаи проверки прочности сталежелезобетонных балок междуэтажных перекрытий: I — соответствующий упругой работе элементов объединенного сечения; II — характеризующийся частичным развитием пластических деформаций в верхней зоне железобетонной части сечения.

Т а б л и ц а 1.

Расчетные случаи и формулы проверки прочности

Критерий расчетного случая	Расчетные формулы проверки прочности	
	Проверка бетонной части	Проверка стального пояса
I. $\sigma_{6ф} \leq R_{пр}$	НЕ ТРЕБУЕТСЯ	$\frac{M - M_6 - N_6 z_{сб}}{W_{сн}} + \frac{N_6}{A} \leq R_y \gamma_c$
II. $\sigma_{6ф} > R_{пр}$ $\sigma_6 \leq R_{пр}$	$\frac{1}{E_c} \left[ \frac{M - M_6 + N_{\Delta} z_{сд} - N_6 z_{сб}}{W_{сн}} - \frac{N_6 - N_{\Delta}}{A_c} \right] \leq \epsilon_{пр}$	$\frac{M - M_6 + N_{\Delta} z_{сд} - N_6 z_{сб}}{W_{сн}} + \frac{N_6 - N_{\Delta}}{A_c} \leq R_y \gamma_c$

Критерии установленных расчетных случаев и соответствующие им расчетные формулы приведены в табл. 1. При выводе последних бетонная часть объединенного сечения условно разрезалась, а ее разгружающее действие на стальную балку заменялось силой  $N_{\sigma}$ , приложенной в центре тяжести железобетонной части сечения, и моментом  $M_{\sigma}$ , значения которых определяются из соотношений:

$$N_{\sigma} = \sigma_{\sigma} A_{\sigma}; \quad (1) \quad M_{\sigma} = \frac{\sigma_{\sigma} z_{\sigma} - \sigma_{\sigma} z_{\sigma, \text{б.ф.}}}{J_{\sigma}} Z_{\sigma, \text{б.ф.}} \quad (2)$$

Уменьшение сжимающего усилия в железобетонной части сечения за счет проявления пластических деформаций в ее верхних фибрах (расчетный случай II) вычисляется по формуле

$$N_{\Delta} = \frac{(\sigma_{\sigma} - R_{\text{пр}})(Z_{\sigma, \text{б.ф.}} - Z_{\sigma, \text{Р}})}{2} b \quad (3)$$

Использованные в табл. 1 и расчетных формулах (1), (2), (3) условные обозначения приведены на рис. 1.

Разработанная методика расчета сталежелезобетонных сечений подтверждена обширными экспериментальными исследованиями, проведенными на кафедре "Металлические и деревянные конструкции" БПИ [2], и использована при проектировании ряда промышленных объектов экспериментального строительства.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Мартынов Ю.С., Шатило А.И. Сталежелезобетонные конструкции покрытий и перекрытий в промышленном строительстве БССР. — Стр-во и архитектура Белоруссии, 1982, № 3, с. 37—38.
2. Хаятин Е.И. Исследования сталежелезобетонных балок перекрытий двухэтажных производственных зданий: Автореф. ... дис.канд.техн.наук. — М.: Моск.инж.-строит.ин-т, 1982. — 17 с.

УДК 624.073

И.И.НЕВЕРОВИЧ, А.А.ДАВИДОВИЧ,  
канд-ты техн.наук (БПИ)

### ТРЕХСЛОЙНЫЕ КОМПЛЕКСНЫЕ ПЛИТЫ С МИНЕРАЛОВАТНЫМ УТЕПЛИТЕЛЕМ ДЛЯ ПОКРЫТИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

На кафедре "Железобетонные и каменные конструкции" БПИ разработана и исследована новая комплексная плита с минераловатным утеплителем для покрытий одноэтажных промышленных зданий [1,2]. В данной конструкции вместо верхней цементно-песчаной стяжки устраивается бетонная армированная верхняя полка,