

пресс-32». Анализ результатов такого расчета показывает, что даже относительно больших отклонений  $\psi$  усилие в стержнях фермы являются незначительными.

несущая способность плит длиной и их стыков на опорах оказалась кой к расчетной [2]. При натуральных таниях достаточно точно имитировать действительные условия сопряжения плит с верхним поясом стальной фермы. Неразрезность настила обеспечивалась накладками, которые приваривались к выпускам узловых фасонков фермы. В состав рабочей арматуры включались также сетка, расположенная в пределах полки плиты. Стык оказался самым, и предельная нагрузка лимитировалась работой растянутой арматуры в одольных ребрах плит.

панелей  $3 \times 12$  м предельная испытательная нагрузка для обоих типов обрешеток определялась несущей способностью их стыка. При стыке на накладке она удовлетворяла установленным нормам, а на ванной сварке оказалась несколько меньшей из-за низкого качества сварного соединения.

В 1972 г. Белпромпроект при участии БПИ было запроектировано сталежелезобетонное покрытие для поперечных пролетов блока цехов БелАЗа в г. Жодино. Первоначально над указанным участком здания, включающей два пролета по 36 м общей площадью  $12 \times 36$  м<sup>2</sup>, предполагалось выполнить покрытие с продольными фонарями шириной 12 м и типовыми аглопоритобетонными плитами  $3 \times 12$  м с продольными ребрами высотой 36 см. По сравнению с традиционным новое решение уменьшило собственную массу кровельного покрытия на 36%, что, с учетом образования сталежелезобетонного пояса на стальных участках пролета ферм, позволило сократить расход стали на 10%. В рассматриваемой части здания предполагалось разместить сборочное

производство. Детальное изучение его технологии показало, что продольные светоаэрационные фонари можно заменить зенитными с установкой на крыше небольшого количества дополнительных вентиляторов. В связи с этим, по предложению БПИ и Минпромстроя БССР, проект был переработан и реализован в 1977—1978 гг. При переработке проекта в целях снижения стоимости покрытия приняты плиты того же типа, но из тяжелого бетона. Стыки плит на фермах в соответствии с результатами экспериментальных исследований были приняты на накладках (рис. 2). В принципе такое решение нельзя считать достаточно обоснованным, поскольку при должном контроле за качеством работ стыки арматуры на ванной сварке вполне надежны, но более экономичны и проще в исполнении.

Как показал опыт внедрения, запроектированная конструкция достаточно технологична. Установка монтажных распорок через 9 м обеспечила устойчивость 36-метровой фермы в процессе укладки кровельных плит. Даже при наличии существенных смещений плит от оси верхнего пояса и при соединении последних с фермами только «сухими связями» — без постановки стыковых накладок и замоноличивания швов — конструкция оказалась надежной в условиях длительной и снежной зимы 1977—1978 гг.

Результаты сравнения технико-экономических данных рассматриваемого покрытия с соответствующими показателями традиционного решения с использованием плит типа 2 серии 1-465-3, вып. 2 для рядовых ферм приведены в таблице (для металла — в числителе указан общий расход, в знаменателе — содержание стали класса С 46/33), подтверждающей эффективность использования облегченных кровельных плит и их включения в работу фермы.

По сравнению с первоначально разработанным проектом, предусматривавшим применение светоаэрационных фонарей и

Показатели на 1 м <sup>2</sup> покрытия	Покрытие	
	типовое, с плитами $h = 45$ см	сталежелезобетонное, с плитами $h = 36$ см
Масса железобетонного настила, кг	214	160
Расход бетона, м <sup>3</sup>	0,674	0,054
Расход цемента, кг	31,81	24,42
Расход металла на фермы, кг	21,3	16,2
	10,4	1,34

использование облегченных плит из аглопоритобетона, реализованный вариант обеспечил более значительное сокращение расхода металла и существенным образом уменьшил стоимость строительства. Согласно смете за счет включения плит в работу ферм с применением зенитных фонарей экономия стали составила 420 т, а стоимость строительства поперечных пролетов корпуса уменьшена примерно на 160 тыс. руб., или более 4 руб. на 1 м<sup>2</sup> здания. Эти данные включают сокращение затрат стали на фонари, в том числе на механизмы их открывания (для продольных фонарей). Стоимость строительства определена с учетом удорожания, вызванного применением дополнительных крышных вентиляторов.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Хаютин И. Л., Мартынов Ю. С. Сталежелезобетонные конструкции для покрытий одноэтажных производственных зданий. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1968, № 4.
2. Хаютин И. Л., Мартынов Ю. С. О более эффективном использовании железобетонных плит в кровельных покрытиях зданий. В сб. по обмену опытом и технической информацией, вып. 4. Минск, 1968.
3. Хаютин И. Л., Мартынов Ю. С. Включение железобетонного настила кровельных ферм в работу стальных стропильных ферм. — Энергетическое строительство, 1968, № 12.

624.014.2:624.012.45

Л. ХАЮТИН, Ю. С. МАРТЫНОВ, Р. Б. ОРЛОВИЧ, кандидаты техн. наук,

И. ХАЮТИН, инж. (Белорусский политехнический ин-т).

И. ШАТИЛО, гл. инж. треста № 26 Железобетонмонтаж Минпромстроя БССР,

Н. ФАЛЬКОВСКИЙ, гл. инж. Белпромпроекта

## ЭФФЕКТИВНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК ПЕРЕКРЫТИЯХ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

В практике промышленного строительства из-за отсутствия сборных железобетонных конструкций с необходимой несущей способностью и пролетом по эксплуатационным и другим соображениям железобетонные перекрытия иногда выполняются по стальным балкам. При расчетной нагрузке 200—1200 кН/м и пролетах балок 8—12 м их сечение принимается в виде симметричного сварного двутавра или коробки, а сборные железобетонные плиты (серии ИИ-24 2/70 и др.) укладывают на верхние полки и привариваются к ним.

Если несущая способность сборного железобетонного настила оказывается недостаточной, его усиливают монолитным железобетоном, укладываемым поверх плит и в стыки между ними, образуя армированные продольные ребра-вставки. При таком решении стальные балки и железобетонный настил работают раздельно. Для их объединения в единую конструкцию необходимо обеспечить восприятие сил сдвига, возникающих между настилом и стальной балкой. Это усложняет конструкцию перекрытия, вследствие чего применять подобные ре-

шения считается нецелесообразным. С таким выводом нельзя согласиться, поскольку он обычно относится к конструктивным решениям мостов и не учитывает особенностей сталежелезобетонных перекрытий производственных зданий, где нужны иные конструктивные формы. Имеется в виду, что для перекрытий промышленных зданий характерны большие удельные временные нагрузки, значительная изгибная жесткость железобетонного настила и сравнительно небольшие пролеты балок. Поэтому здесь можно достичь более заметной экономии стали,

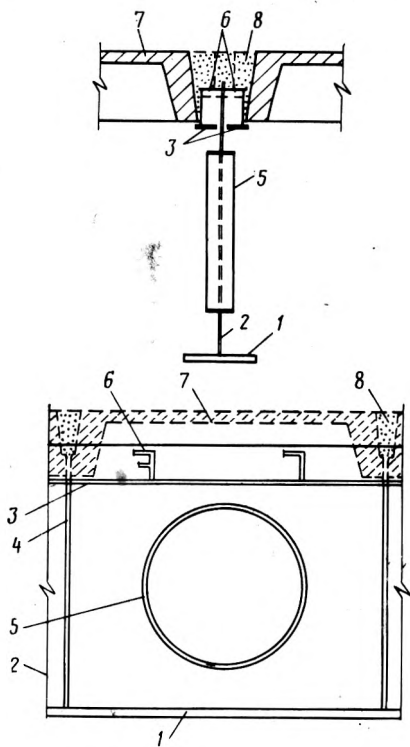


Рис. 1. Конструктивное решение сталежелезобетонных балок перекрытий под большую временную нагрузку

1 — полка стального тавра; 2 — стенка тавра; 3 — продольные ребра жесткости; 4 — поперечные ребра жесткости; 5 — кольцевое обрамление отверстия в стенке; 6 — объединительные упоры; 7 — сборные железобетонные плиты; 8 — замоноличивающий бетон

чем в сталежелезобетонных конструкциях мостов.

Отмеченные особенности перекрытий сказываются на характере эпюр нормальных напряжений в сечении этих комплексных конструкций и увеличивают влияние поперечных сил. Напряженно-деформированное состояние их определяется главным образом действием нагрузок на второй стадии заглубления, после объ-

единения стальной части сечения с настилом. Нормальные напряжения от нагрузок первой стадии здесь невелики и даже для сжатой зоны  $\sigma_{\text{в}}^I \leq (0,4 \dots 0,6) R$ . Поэтому в процессе монтажа плит можно не закреплять стальные балки связями для обеспечения их устойчивости. Нейтральная ось объединенного сечения перекрытий располагается в зоне примыкания стальной части к железобетонному настилу, и на стадии приложения расчетной нагрузки почти вся стенка располагается в растянутой зоне, что благоприятно сказывается на ее местной устойчивости.

Доминирующее влияние временных нагрузок существенно увеличивает сдвигающие усилия между стальной балкой и железобетонным настилом, в связи с чем на участках действия больших поперечных сил необходимо обеспечивать высокую сдвиговую прочность соединения балки с настилом.

Для восприятия больших поперечных сил стальную балку целесообразно выполнять в виде сварного тавра с мощной полкой и достаточно толстой стенкой, местная устойчивость которой, кроме укрепления поперечными ребрами жесткости, обеспечивается продольными ребрами, располагаемыми на уровне низа железобетонного настила. Верхнюю часть стенки, находящуюся в пределах настила, при этом используют для крепления объединительных упоров, через которые сдвигающие усилия от стальной балки передаются бетону замоноличивания. Продольные ребра жесткости одновременно служат опалубкой для замоноличивающего бетона (рис. 1).

Для настила перекрытия применяются железобетонные плиты с торцевым ребром на всю высоту, отступающим от конца продольных ребер на 150—200 мм с образованием на приопорных участках плит вырезов, в которых располагаются объединительные упоры балки. Торцевые ребра плит выполняют при этом роль боковой опалубки для укладки замоноличивающего бетона.

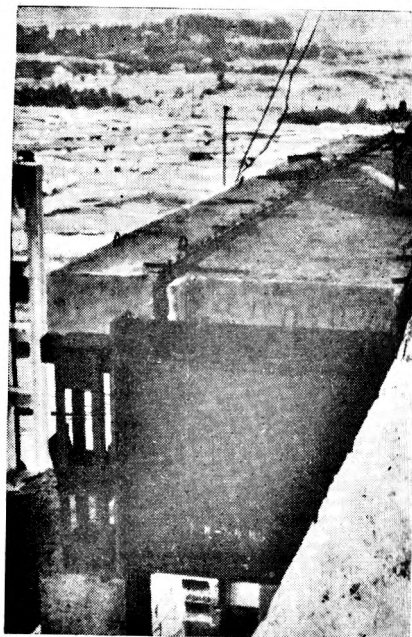


Рис. 3. Производство работ по устройству сборно-монолитного настила перекрытия

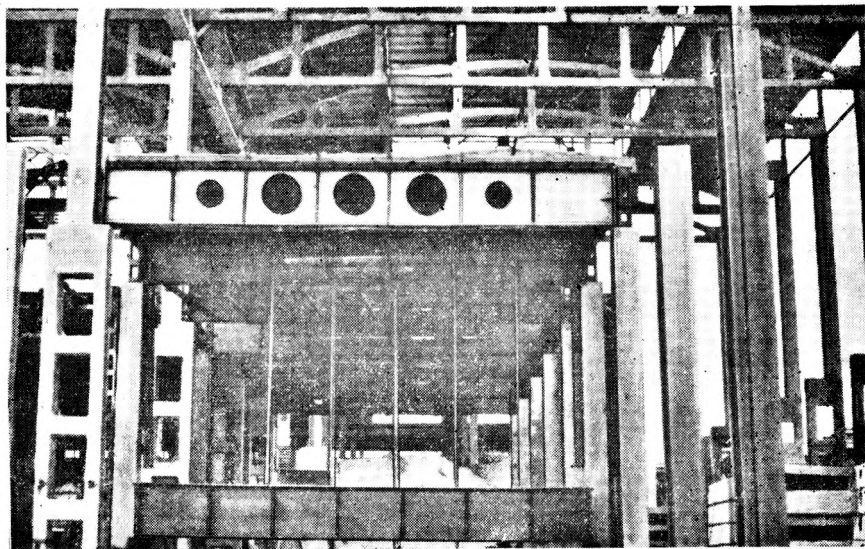
Рассмотренное конструктивное решение реализовано на строительстве производственного корпуса МАЗа (рис. 2) и намечено к внедрению на других объектах Белоруссии.

Перекрытия выполняются по балкам пролетом 12 м и с укладкой сборных плит размером 1485×5950 мм и высотой 400 мм. Для перекрытия над цокольным этажом в блоке цехов № 1 МАЗа (под временную нагрузку 50 кН/м<sup>2</sup>) использованы преднапряженные сталежелезобетонные балки высотой 1850 мм, включающей нижнюю часть стального тавра, плиту и слой монолитного бетона толщиной 70 мм. К перекрытию подвешиваются кран-балки грузоподъемностью 5 т. В стенке стальных балок предусмотрены круглые отверстия для пропуска инженерных коммуникаций. Для устройства перекрытий под временные нагрузки 30 и 25 кН/м<sup>2</sup> используются балки высотой 1200 мм, без отверстий в стенке. Полки балок выполняются из стали ВСтЗ и в одном случае — С46/33.

Фрагмент сборно-монолитного перекрытия блока цехов МАЗа в процессе производства работ показан на рис. 3. Перекрытие состоит из стальных балок с преднапрягаемой затяжкой длиной 0,55  $l_{\text{балки}}$  из четырех арматурных стержней ( $R_a = 450$  МПа), расположенных в два яруса. Натяжение осуществлялось реечным домкратом, посредством которого ветви затяжки стягивались в поперечном направлении. В БПИ разработан также способ предварительного напряжения посредством шпренгельного устройства, которое, в отличие от используемого в сталежелезобетонных мостах, располагают не снизу, а сверху балок [1, 2].

Применение предварительного напряжения сокращает расход стали на 6—8% за счет более рационального подбора сечений. Примерно такая же экономия металла, но с заметным снижением трудо-

Рис. 2. Использование сталежелезобетонных балок в междуэтажном перекрытии одного из строящихся цехов МАЗа



Балок перекрытия	Высота перекрытия, мм	Расчетная нагрузка, кН/м		Расчетное сопротивление, МПа		Расход стали, кг/м <sup>2</sup> перекрытия			Приведенная толщина бетона, см
		постоянная	временная	для полки	для стенки	Ст.3	низколегированной	всего	
стали класса С 38/23 (отверстиями в стенке—зона)	2320 100	43,5	300	190	210	77,6	—	77,6	19,2
стали класса С 46/33 (отверстиями в стенке)	2120 91	43,5	300	290	290	—	58,8	58,8	19,2
сталежелезобетонные с отверстиями, без предварительного напряжения	1850 80	43,5	300	210	210	56	—	56	19,9
сталежелезобетонные с отверстиями и напрягающей затяжкой из арматуры класса А-IV	1850 80	43,5	300	210	210	50,3	1,7	52	19,9
стали класса С 38/23 (отверстий)	1400 100	30,8	150	210	210	42,4	—	42,4	10,3
стальные без отверстий, с полкой из стали С 33	1400 100	30,8	150	290	210	17,3	19,1	36,4	10,3
сталежелезобетонные без отверстий, с полкой из стали С 38/23	1200 85	30,8	150	210	110	30,5	—	30,5	11,1
								72	108

Примечание. В знаменателях указаны проценты.

трат на изготовление конструкции достигается при изготовлении полки тавра стали повышенной прочности. Билый вариант, однако, может быть реализован только в балках, стенка которых не ослаблена «окнами» для прохода инженерных коммуникаций. В противном случае на участке стенки между отверстием и полкой тавра могут без ограничения развиваться пластические деформации, что будет противоречить принятым условиям расчета бистальных балок.

В таблице сопоставлены прочностные характеристики и данные о расходе стали для различных вариантов перекрытий балками пролетом 11,4 м.

Показатели определены по чертежам МД, причем, в соответствии со СНиП, для эталонного варианта с полками из стали толщиной 40 мм принято расчетное сопротивление стали  $R=190$  МПа. Приведенные данные подтверждают эффективность включения железобетонного стержня в работу стальных балок.

В 1976—1977 гг. в Белорусском полиграфическом институте проведены экспериментальные исследования моделей комплексных балок длиной 6 м, выполненных в масштабе 1:2. Стеновыми испытаниями подвергались обычные и преднапряженные сталежелезобетонные балки высотой 925 мм со стенкой, имеющей отверстие для коммуникаций, и с неослабленной стенкой. В последних полка тав-

ра в одной серии опытов была изготовлена из стали класса С 38/23, а в другой — С 46/33. Бетонная часть включала пропорные участки сборных плит и (в более высоких балках) усиление в виде слоя монолитного бетона.

Испытания проводились после достижения замоноличивающим бетоном требуемой прочности. Напряженно-деформированное состояние определяли только на второй стадии загрузки. Кроме этого, на специальных образцах того же масштаба, имитировавших зону объединения стальной балки с замоноличивающим бетоном, изучали сопротивление этой зоны сдвигу.

Результаты исследования опытных балок хорошо согласуются с данными расчета, методика которого предполагает, что оба компонента сечения работают в упругой стадии. На рис. 4 приведены зависимости для образцов без отверстий и преднапряженных с отверстиями.

В первом случае эпюра нормальных напряжений близка к треугольной, при этом практически вся стальная часть сечения находится в растянутой зоне, что согласуется с данными расчета.

Для преднапряженных образцов с отверстиями в стенке предельная испытательная нагрузка превысила расчетную в 1,35—1,4 раза, а для других типов балок она оказалась несколько большей. Во всех случаях разрушение наступило после того как напряжения в полке

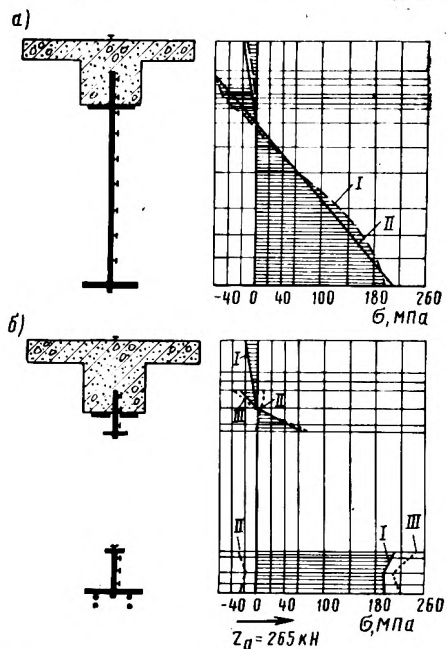


Рис. 4. Эпюры нормальных напряжений в сталежелезобетонных балках на второй стадии нагружения

а — для обычных балок без отверстия в стенке; I — действительные значения; II — по данным расчета; б — для предварительно напряженных балок с отверстиями; I — суммарные; II — начальное от предварительного напряжения; III — от испытательной нагрузки

стального тавра, а у преднапрягаемых балок — и в затяжке, достигали предела текучести. Зона объединения стальной части сечения с железобетонным настлом разрушалась только после развития в металле значительных пластических деформаций. На этой стадии балки сильно прогибались, вследствие чего на пропорных участках бетонного ребра появились наклонные трещины.

Результаты экспериментальных исследований свидетельствуют о надежности конструкции сталежелезобетонных балок. Их применение позволяет заметным образом сократить расход стали при весьма незначительном увеличении трудозатрат.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Стрелецкий Н. Н. Сталежелезобетонные мосты. М., Транспорт, 1965.
2. Хаятин Е. И. Использование свойства трансформируемости сечений для искусственного регулирования усилий в сталебетонных балках. В сб.: «Строительные конструкции и теория сооружений», вып. 2. Минск, 1977.