

мер, на трещиностойкость железобетона, жесткость. Для расчетов на прочность пят деформационный критерий — отношение относительных пластических деформаций стали и полных относительных деформаций бетона некоторыми преобладающими величинами. На основе специальных исследований уточнены нормы расчетов на специфические для сталежелезобетона усадочные и температурные воздействия. Узаконена новая методика — распределения напряжений, связанная с возникновением в железобетоне трещин от ползучести, виброползучести и осадки бетона, а также температурных воздействий и уравнивающих в поперечном сечении сталежелезобетонных конструкций. Перераспределение изгибающих моментов вследствие ползучести бетона и образования трещин в железобетоне учитывается в неразрезных балках методом последовательных приближений. Новые нормы предусматривают широкое применение ЭВМ при проектировании.

Хотя относительный объем примененных сталежелезобетонных конструкций в промышленном, гражданском и сельском строительстве меньше, чем в мостостроении, здесь имеется большое разнообразие принципиальных решений и конструктивных форм. Среди последних можно различить несколько главных направлений.

Конструкции в виде железобетонных плит, объединенных со стальными балками или фермами покрытий и перекрытий промышленных и гражданских зданий сходны по идее с конструкциями сталежелезобетонных мостов. Однако в связи с преобладанием в зданиях постоянных нагрузок от собственного веса плит и конструктивными особенностями задача получения эффективной сталежелезобетонной конструкции здесь сложнее, чем в мостах.

Примером разработанного в СССР эффективного сталежелезобетонного покрытия здания может быть сегментное выпуклопролетное покрытие, запроектированное еще в 1958 г. в Проектстальконструкции под руководством Г. Д. Попова. Пролет 60 м перекрыт весьма легкими стальными сегментными фермами, которых верхний пояс образован из стальных швеллеров № 40, а все остальные элементы выполнены в виде пучков высокопрочной проволоки. Выпуклое верхнее и нижнее пояса обеспечивают работу всех элементов решетки на растяжение при любом нагружении. По верхним поясам уложены сборные железобетонные плиты, образующие свод, опирающийся жесткими упорами в совместную с фермами работу. Поверх плит предусмотрены утеплитель и рулонная кровля. В последние годы аналогичные конструктивные формы разработаны для промышленного и сельскохозяйственного строительства в НИИСКе.

В настоящее время в Белорусской СР успешно осваиваются две новые конструктивные формы, разработанные в Белорусском ПИ под руководством И. Л. Хаютина. В одном случае стальные решетчатые стропильные фермы объединены с неразрезными железобетонными плитами, включенными в совместную работу с облегченными верхними поясами ферм. Оригинальность конструкции в сочетании с особой последова-

тельностью монтажа обеспечила экономию 25% стали при пролете ферм 36 м. Вторая конструктивная форма предназначена для междуэтажных перекрытий под очень большие полезные нагрузки (от 5 до 20 тс/м<sup>2</sup>) при пролетах от 8 до 12 м. Стенка стальной балки имеет гребень, выступающий в шов между плитами и используемый для приварки особо мощных и часто расставленных упоров.

Особой эффективностью отличаются бисталежелезобетонные балки, состоящие из железобетонной плиты, верхнего пояса и стенки из обычной стали и нижнего пояса из высокопрочной стали. Применены этих балок, детально изученных В. И. Киреенко и В. М. Картопольцевым, в связи с введением критерия предельных относительных пластических деформаций для расчетов прочности ставится на твердые основы и весьма перспективно как в мостах, так и во многих других видах конструкций. Бисталежелезобетонные балки дают существенно большую экономию стали, чем бистальные.

Конструкции из жестких железобетонных и гибких стальных стержней применяются в СССР с 50-х годов. К ним относятся так называемые фермы КТИС, состоящие из железобетонной плиты и выполненные из стальных уголков и арматурной стали нижнего пояса и решетки, а также недавно предложенные в МНИИТЭПе фермы и балки покрытий со сталежелезобетонным верхним поясом. Широкое применение в сельскохозяйственном строительстве получают разработанные в Мосгипронисельстрое сталежелезобетонные двускатные и односкатные стропильные фермы с железобетонным верхним поясом.

Конструкции с внешним армированием — интенсивно развивающееся в СССР направление. К нему относятся, в частности, **трубобетонные конструкции**, впервые получившие применение в мостах по предложению проф. В. А. Росновского еще в 30-е годы. В настоящее время они наиболее интенсивно развиваются в промышленном и гражданском строительстве на основе исследований проф. Р. С. Санжаровского. Эффективность трубобетонных конструкций состоит не только в значительной экономии стали, но и в обеспечении повышенной коррозионной стойкости в агрессивных средах. Широкое применение в СССР получают **балки с внешним армированием**, детально исследованные во Львовском политехническом институте под руководством Ф. Е. Клименко, в НИИЖБе, КиевТЭПе и ЦНИИпромзданий. Интерес представляют разработанные в КиевТЭПе **брусковые конструкции** из элементов прямоугольного сечения с внешним армированием из стальных уголков.

**Плитные конструкции с монолитным бетоном по профилированному настилу**, широко применяемые во многих зарубежных странах, в СССР заметного распространения еще не получили, что можно объяснить, с одной стороны, климатическими условиями, с другой, — четкой традицией применения сборного железобетона и необходимостью наиболее эффективного использования профилированного настила, достигаемого только в легких конструкциях.

Таковы основные направления развития сталежелезобетонных конструкций в СССР.

УДК 624.014.2:624.012.45

Б. С. КУРЛЕНЯ, зам. министра  
промышленного строительства БССР,  
И. Л. ХАЮТИН, Ю. С. МАРТЫНОВ,  
кандидаты техн. наук  
(Белорусский политехнический ин-т),  
Н. С. ЗАРОВКИНА, зам. нач.  
техуправления Минпромстроя БССР,  
В. В. ПЕЧКОВСКИЙ,  
зам. гл. инж. ПИ Белпромпроект

## ВКЛЮЧЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КРОВЕЛЬНЫХ ПЛИТ ПРОМЫШЛЕННЫХ И ГРАЖДАНСКИХ ЗДАНИЙ В РАБОТУ СТАЛЬНЫХ СТРОПИЛЬНЫХ ФЕРМ

В покрытиях производственных и гражданских зданий широко используются железобетонные П-образные плиты 3×6 или 3×12 м, укладываемые по стальным фермам. Объединять их для совместной работы считается нерациональным, поскольку при тяжелых покрытиях удельное влияние перераспределения нагрузок на ферму после замоноличивания плит относительно невелико. Такой вывод справедлив только при традиционном подходе к проектированию сталежелезобетонных конструкций, и в этом случае использование принципа объединения может дать существенный экономический эффект лишь в бесфонарных покрытиях с большими временными нагрузками, когда фермы воспринимают усилия от подвесных кран-балок или технологического оборудования.

В целях повышения экономической эффективности сталежелезобетонных покрытий за последние десять лет в Белорусском политехническом институте выполнены соответствующие конструктивные разработки и проведены экспериментально-теоретические исследования. На их основе предложено конструктивное решение, которое рационально применять и в тех случаях, когда покрытие воспринимает нагрузки от собственной массы и снега. Однако лучше всего его использовать в покрытиях без фонарей или с зенитными фонарями, расположенными в средней части пролета плиты, когда образуется сталежелезобетонный пояс по всей длине пролета фермы.

Важным достоинством нового конструктивного решения является использование принципа «перекачки» части нагрузки от собственной массы кровельного настила во вторую стадию работы, когда плиты включаются в работу ферм [1]. Реализация этого принципа, базирующегося на учете действительных условий работы конструкций в процессе монтажа покрытия, позволяет дополнительно снизить расход стали. При этом фермы на первой стадии нагружения

можно рассчитать только на нагрузки от их собственной массы и плит, уложенных по одну сторону от силовой плоскости системы.

Требуемая несущая способность стальной части верхнего пояса может определяться его работой на продольный изгиб при расчетной длине, учитывающей наличие закреплений в местах приварки настила. Восприятие же продольных сил, вызванных в верхнем поясе укладкой кровельных плит по другую сторону от осевой плоскости фермы и массой замоноличивающего бетона, будет обеспечено включением в работу ранее уложенных плит. При такой трактовке характера работы пояса конструкции, позволяющей определять сечение стальной части верхнего пояса по уменьшенным значениям продольных сил, экономическая эффективность сталежелезобетонных покрытий возрастает достаточно ощутимо, причем увеличение гибкости верхнего пояса стальной фермы не усложняет монтажа плит покрытия. На этой стадии загрузки коэффициент продольного изгиба  $\varphi_1 = 0,60 \dots 0,75$ , а после включения в работу верхнего пояса фермы замоноличенных кровельных плит его жесткость резко возрастает и потеря устойчивости практически исключается, вследствие чего расчет на остальную часть нагрузок может производиться при  $\varphi_{II} = 1$ . Увеличение напряжений, вызванное в стальной части жесткого верхнего пояса действием продольных сил и изгибающих моментов, компенсируется наличием в металле резервов прочности за счет разности значений коэффициентов продольного изгиба  $\Delta\sigma = (\varphi_{II} - \varphi_1)R$ .

Обоснованность изложенного подхода к расчету сжатого пояса подтверждается данными лабораторных и натурных исследований сталежелезобетонных покрытий. Полученные результаты показывают, что напряжения, вызываемые в стальной части сечения верхнего пояса на второй стадии загрузки системы, в 3—4 раза меньше напряжений от такой же нагрузки, действующей на ферму до ее объединения с железобетонным настилом. По данным опытного проектирования, резерв прочности за счет увеличения коэффициента  $\varphi_{II}$  может оказаться недостаточным только для покрытий, воспринимающих большие временные нагрузки, и тогда придется корректировать принятое сечение. Аналогичным образом можно вести расчет и для удовлетворения требований СНиП, касающихся обеспечения нижнего предела гибкости пояса на стадии монтажа кровельных плит. Уменьшить гибкость из силовой плоскости можно и постановкой временных распорок, снимаемых после приварки уложенной рядом плиты.

Анализ показывает, что включение в работу ферм с железобетонным поясом по всей длине пролета позволяет сократить расход стали на 15—20%, а в покрытиях с продольными светоаэрационными фонарями — на 5—8%. Экономия достигается главным образом за счет сжатого пояса, площадь сечения которого уменьшается примерно вдвое. Частично это происходит вследствие разгрузки жестким поясом стержней решетки и нижнего пояса фермы, усилия в которых уменьшаются на 3—5%.

В 1967—1968 гг. в БПИ выполнены теоретические исследования разработанных

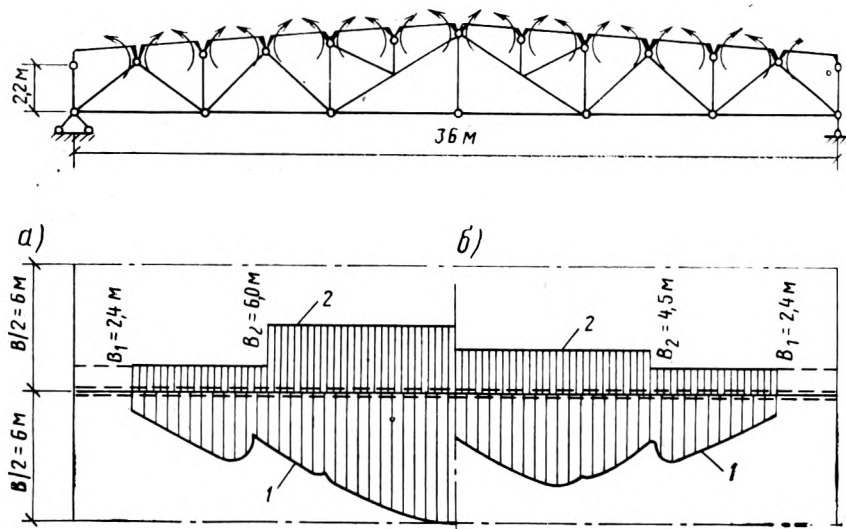


Рис. 1. Расчетная схема сталежелезобетонной фермы для второй стадии работы  
а — характер изменения рабочей ширины железобетонного настила при поясе без перелома в середине пролета; б — то же, при наличии перелома; 1 — теоретические значения; 2 — рекомендуемые для расчета

ной конструкции покрытия, основной задачей которых было выявление закономерностей изменения рабочей (т. е. включающейся в работу фермы) ширины кровельного настила. При этом верхний пояс системы рассчитывали отдельно от решетчатого подкрепления, нагрузки от которого передавались настилу в виде продольных сил и изгибающих моментов. Работу покрытия рассматривали в упр-

гой стадии. Сечение сталежелезобетонного элемента было принято в виде тавра, ребро которого включает стальную часть пояса, замоноличивающий бетон и торцевые ребра плит, а полка промежуточными ребрами заменена эвивальной по площади пластиной по стальной толщине.

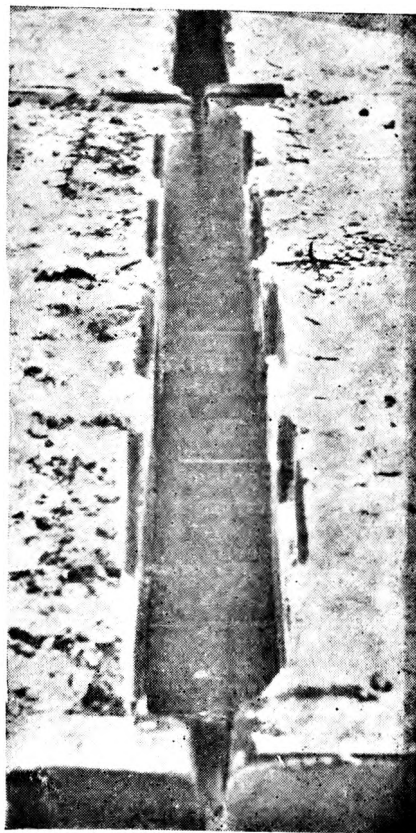
В результате исследований получена зависимость  $b = \psi V$ , аналогичная формуле, применяемой в практике проектирования конструкций со стальным настилом ( $b$  — рабочая ширина,  $\psi$  — редуцированный коэффициент,  $V$  — шаг фермы). Значения входящих в нее величин определены на основе рассчитанных на ЭВМ данных для отдельных схем загрузки. Статистическая обработка результатов расчета позволила получить достаточно простые зависимости для определения значений  $\psi$ . Для крайних панелей фермы они имеют вид  $\psi_{кр} = K(L : V)$ , а для средних: при  $V = 12$  м  $\psi_{ср} = 0,5$  и при  $V = 6$  м  $\psi_{ср} = 1,07 - 0,07(L : V)$ . Здесь  $L$  — пролет фермы,  $K = 0,60$  при восходящем опорном раскосе фермы и  $K = 0,047$  при нисходящем.

Лабораторные исследования сталежелезобетонных стержней выявили надежность объединения стального пояса с железобетонными кровельными плитами. Это подтверждено также результатами испытаний моделей ферм, в которых совместная работа обоих компонентов сечения не нарушалась вплоть до разрушения. Предельная испытательная нагрузка в 1,3—1,4 раза превышала расчетную и лимитировалась появлением текучести в наиболее нагруженных панелях растянутого пояса.

Натурные испытания подтвердили обоснованность теоретических предположений и зависимостей, рекомендованных для определения редуцированного коэффициента. На основе полученных экспериментально-теоретических данных предложена схема расчета сталежелезобетонной фермы на второй стадии нагружения (рис. 1).

Расчет может быть выполнен на ЭВМ с использованием программ

Рис. 2. Стык и сопряжение кровельных плит со стальной фермой



«Экспресс-32». Анализ результатов машинного расчета показывает, что даже при относительно больших отклонениях значений  $\psi$  усилия в стержнях фермы изменяются незначительно.

Несущая способность плит длиной  $m$  и их стыков на опорах оказалась близкой к расчетной [2]. При натуральных испытаниях достаточно точно имитировались действительные условия сопряжения плит с верхним поясом стальной фермы. Неразрезность настила обеспечивалась накладками, которые приваривались к выпускам узловых фасоннок фермы. В состав рабочей арматуры включались также сетка, расположенная в пределах полки плиты. Стык оказался надежным, и предельная нагрузка лимитировалась работой растянутой арматуры продольных ребрах плит.

У панелей  $3 \times 12$  м предельная испытательная нагрузка для обоих типов образцов определялась несущей способностью их стыка. При стыке на накладках она удовлетворяла установленным требованиям, 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 Бел. Жодино. Первоначально над указанной частью здания, включающей два пролета по 36 м общей площадью 108 тыс. 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 настила на 36%, что, с учетом образования сталежелезобетонного пояса на крайних участках пролета ферм, позволило сократить расход стали на 10%. В рассматриваемой части здания предполагалось разместить сборное

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. Хаятин И. Л., Мартынов Ю. С. Сталебетонные конструкции для покрытий одноэтажных производственных зданий. — Промышленное строительство и инженерные сооружения, 1968, № 4.
2. Хаятин 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. Хаятин И. Л., Мартынов Ю. С. Включение железобетонного настила кровельных покрытий в работу стальных стропильных ферм. — Энергетическое строительство, 1968, № 12.

ДК 624.014.2:624.012.15

И. 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 эквивалентным и другим соображениям железобетонные перекрытия иногда выносятся по стальным балкам. При расчетной нагрузке 200—1200 кН/м и пролетах балок 8—12 м их сечение принимают в виде симметричного сварного двутавра или коробки, а сборные железобетонные плиты (серии ИИ-24 2/70 и др.) опирают на верхние полки и приваривают 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 комплексную конструкцию необходимо обеспечить восприятие сил сдвига, возникающих между настилом и стальной балкой. Это усиливает 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,