

анкерных устройств составляет существенное слагаемое в полной стоимости сооружения, необходимо стремиться к экономичному проектированию фундаментов, следует учитывать такие факторы как трение бетонного массива о грунт, использовать тонкостенные пространственные конструкции анкерных фундаментов и т.п.

Глава 3. ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ СТЕРЖНЕВЫЕ ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

3.1. СХЕМЫ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ

Высокий уровень напряженного состояния в растянутых стальных канатах производственных покрытий от действия временных нагрузок определяет в соответствии с законами упругости существенные удлинения элементов и прогибы покрытия. Таким образом создается впечатление, что увеличенная деформативность является неизбежной характеристикой висячих покрытий, в которых несущие элементы выполнены из канатов. Однако наибольшие прогибы возникают от загрузки рам подвесными кранами, нагрузка от которых имеет местный характер как и в поперечном, так и в продольном направлениях, что может быть использовано при выборе в качестве способа обеспечения жесткости — переход от плоских схем к пространственным системам. Известно, что сосредоточенные нагрузки особенно эффективно воспринимаются пространственными конструкциями, которые и предлагается внедрять, чтобы найти дополнительные меры к обеспечению необходимой жесткости покрытий с подвесными кранами в развитие способов, рассмотренных в гл. 1.

В настоящее время, когда отмечается тенденция роста грузоподъемности подвесных крановых и других подвесных транспортных средств, актуальность совершенствования и разработки новых пространственных схем покрытий повышается. К пространственным стержневым схемам висячих покрытий и конструкций производственных зданий относятся:

каркасы и покрытия, состоящие из отдельных плоских несущих элементов — висячих ферм или рам с висячими комбинированными ригелями, усиленных в уровне балок жесткости продольными вертикальными связями — балками, в которых объединены функции прогонов продольных путей движения подвесных кранов и собственно вертикальных связей (рис. 3.1) [47]. Включение в расчетную схему покрытия продольных неразрезных элементов и увеличение их жесткости преследует цель не только улучшения распределения нагрузок между наиболее нагруженными и соседними, менее нагруженными рамами или фермами, но направлено также на уменьшение так называемого "клавишного эффекта" при продольном движении кранов, где предельный прогиб определяется разностью прогибов соседних поперечных ферм или ригелей от крановой нагрузки;

диагонально-перекрестные (сетчатые) системы, состоящие из гибких висячих элементов, образующих цилиндрические поверхности с осью

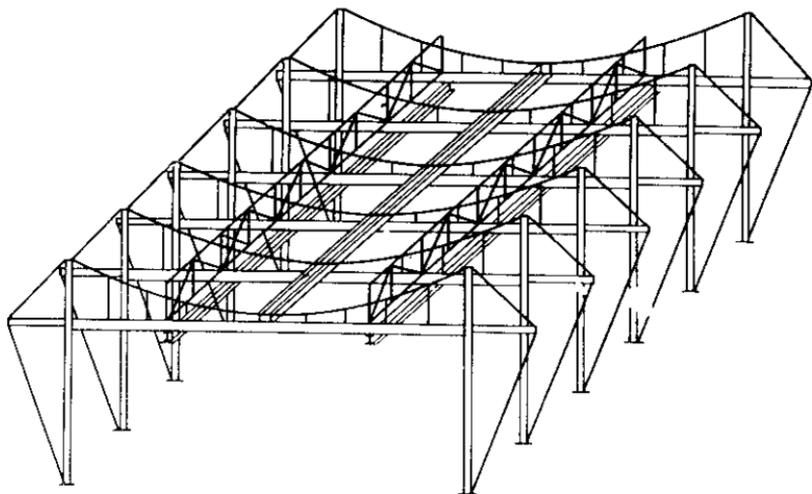


Рис. 3.1. Пространственная схема покрытия с продольными балками-связями

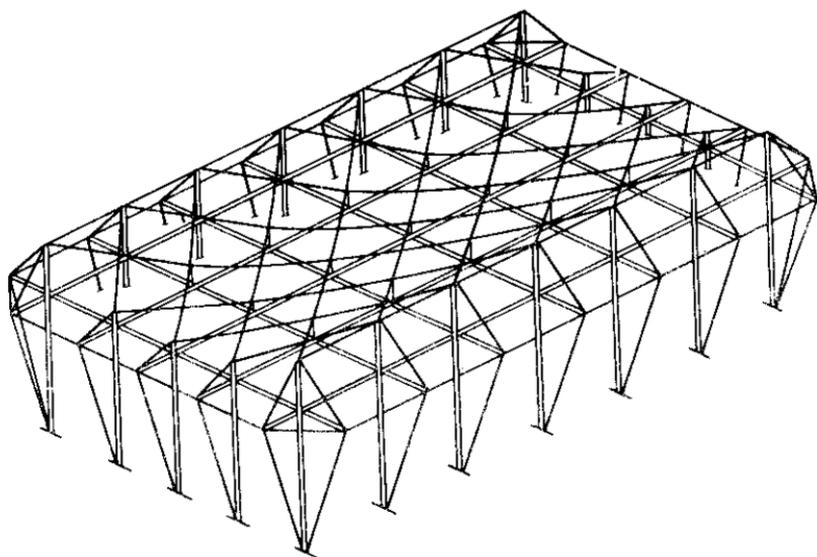


Рис. 3.2. Покрытие с диагонально-перекрестными висячими элементами

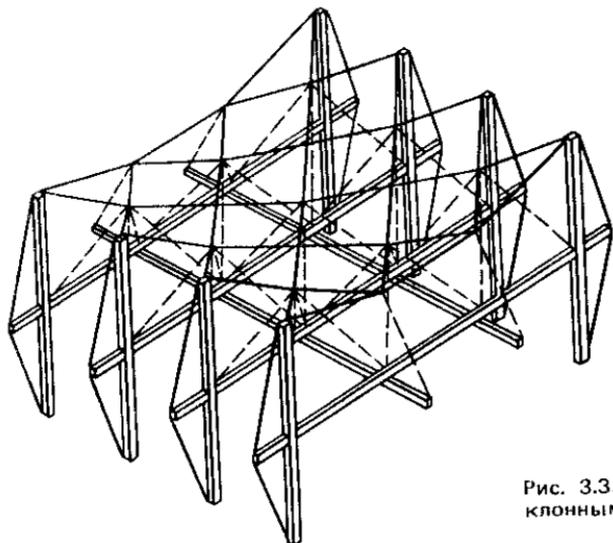


Рис. 3.3. Перекрестная схема с наклонными подвесками

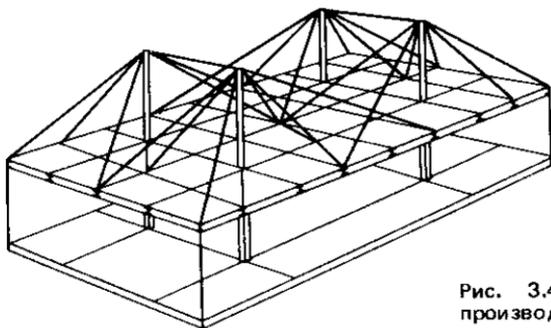
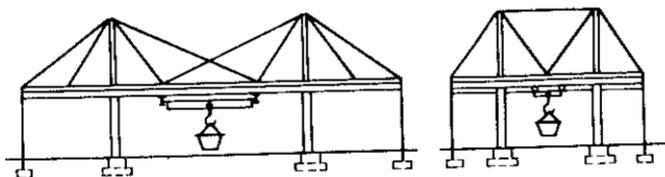


Рис. 3.4. Вантовое покрытие промышленного здания

вдоль здания, к узлам пересечения которых на вертикальных подвесках прикреплена система также пересекающихся одна с другой поперечных и продольных балок (рис. 3.2) [48]. По сравнению с первой схемой здесь распределение местных нагрузок дополнительно достигается благодаря перекрестным висячим элементам, а во внешне безраспорных схемах с передачей распоров на балки жесткости осевые усилия прикладываются к балкам, расположенным вне зоны действия попереч-

ных грузов, что позволяет облегчить балки жесткости по сравнению с первой схемой;

схемы первого и второго типа, но с наклонными подвесками или с треугольной решеткой висячих ферм в ортогональных плоскостях. Благодаря такой системе подвесок или ферм достигается высокая распределяемость местных нагрузок по сравнению со схемами, в которых используются вертикальные подвески. Эти конструкции по аналогии с жестко-стержневыми можно считать висячими структурами (рис. 3.3);

вантово-стержневые несущие конструкции, состоящие из пространственных пучков вант, закрепленных общими узлами на вершинах колонн (пилонов), а нижними концами поддерживающих ортогональную систему поперечных и продольных балок или структур (рис. 3.4).

3.2. СТЕРЖНЕВЫЕ ПОКРЫТИЯ, ОБЪЕДИНЕННЫЕ ПРОДОЛЬНЫМИ СВЯЗЯМИ

К достоинствам этого типа висячего покрытия относятся сравнительная простота расчетных схем и конструктивных форм сооружений, доступность их изготовления и монтажа известными способами. В отличие от мембранных покрытий здесь имеется возможность открытого расположения несущих конструкций выше кровли, которая может находиться на уровне балок жесткости. Этим достигается уменьшение отопляемого объема здания, а следовательно, экономия энергозатрат на поддержание постоянных температур при эксплуатации помещений.

Рассматриваемые пространственные висячие покрытия состоят из плоских поперечных элементов — висячих ферм с балками жесткости или рам с висячими комбинированными ригелями, объединенными несущими продольными вертикальными связями в пространственную систему, расположенными по пролету в местах крепления путей подвесных кранов в зданиях с продольным движением кранов (см. рис. 3.1). В качестве продольных связевых элементов могут быть приняты неразрезные балки путей движения подвесных кранов, объединенные с собственно вертикальными связями и прогонами. Эти элементы также как и поперечные балки жесткости распределяют местные неравномерные в продольном направлении воздействия и объединяют в пространственную систему элементы шатра здания. При возведении каркасов таких зданий образование монтажных блоков расчленением продольных элементов на части любой длины с обеспечением стыковки лишь продольных связей без соединений висячих конструкций не вызывает затруднения. На примере расчета этой схемы легко прослеживаются принципы и методы расчета пространственных каркасов производственных зданий с висячими покрытиями многих типов.

При выборе общей конструктивной схемы висячего покрытия производственного здания любого типа необходимо прежде всего решить вопрос о способе передачи распора от пролетных конструкций

либо полностью на внешние анкерные фундаменты, либо частично на балки жесткости и частично на оттяжки с отдельными фундаментами. При этом следует учитывать общие соображения, высказанные в гл. 1, по компоновке анкерных устройств для покрытий всех видов.

Для схемы каркаса этого типа с передачей распора на балку жесткости могут быть рассмотрены следующие способы уменьшения сжатия в балке жесткости:

выбор направлений раскосов в опорных боковых конструкциях, которые способствуют разгрузке балки от осевых усилий. Введение вертикальных оттяжек с отдельными фундаментами, воспринимающими выдергивающие усилия (рис. 1.17);

замена одиночных верхних оттяжек, передающих усилия от оголовков колонн на боковые распорки и на балку данной рамы, двойными оттяжками с передачей усилий сжатия на соседние рамы (рис. 3.5). Таким образом, при загрузке рамы крановой нагрузкой распор не вызывает сжатия в балке данной рамы, так как он передается на находящиеся рядом менее нагруженные кранами балки. Распоры от постоянных и снеговых нагрузок в этой схеме вызывают одинаковое сжатие во всех балках.

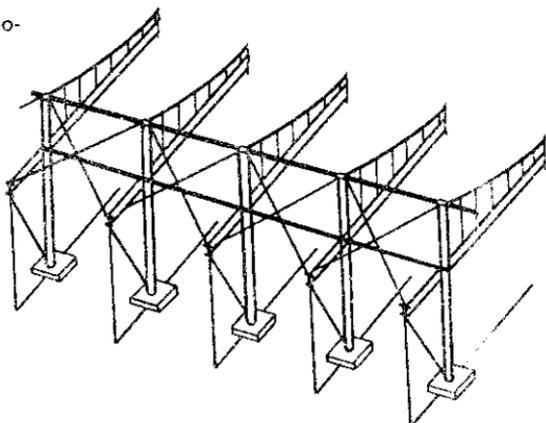
Следующий вопрос, который касается конструкции рам, — это конструктивная схема колонн — выбор разрезных или неразрезных колонн по высоте, т.е. либо использовать шарнир в месте опирания надригельной стойки, либо обходиться без него. Дело в том, что введение шарнира облегчает работу колонны на горизонтальные воздействия, но и усложняет монтаж, так как на первой стадии возведения каркаса необходимо обеспечить неизменяемость стоек, на которые опирается висячий элемент. Выходом из положения может быть временное монтажное омоноличивание шарнира с последующим восстановлением его, например удалением укрепляющих арматурных стержней.

Если учесть, что опирание балки жесткости на колонны шарнирное, а закрепление гибких колонн в фундаментах не может обеспечить достаточную горизонтальную жесткость рамы, то может возникнуть мнение, что поперечная рама каркаса нуждается в развитии сечений элементов, в усилении узлов и т.п. Однако это заключение основано на изолированном рассмотрении отдельных элементов от всего каркаса.

Вертикальные и горизонтальные элементы рамы являются комбинированными, предварительно напряженными шпренгельными конструкциями с развитыми поперечными сечениями. Верхние узлы рамы при шарнирном соединении колонн и балок жесткости представляют собой жесткие, неизменяемые узлы, в которые входят верхние растянутые, напряженные большими усилиями оттяжки, а узлы соединения стоек с фундаментами дублируются вертикальными или наклонными оттяжками.

Что касается компоновки каркаса в плане, то здесь, как и в других конструкциях, состоящих из поперечных и продольных элементов, возможны варианты упрощенной и усложненной компоновки в плане, т.е. используются схемы, которые состоят лишь из основных попереч-

Рис. 3.5. Схема с передачей распоров через оттяжки



ных конструкций, опирающихся на колонны с оттяжками к анкерным устройствам, и усложненные — в которых кроме основных поперечников имеются промежуточные висячие комбинированные элементы, опирающиеся на продольные подстропильные конструкции, расположенные по продольным осям колонн (рис. 3.6).

От промежуточных висячих элементов распоры передаются на тросы-подборы (рис. 3.6), на мембраны, расположенные в плоскости оттяжек [10] (рис. 3.7), а также на омоноличенные боковые покрытия. Введение промежуточных висячих элементов, уменьшение шага поперечных конструкций позволяет сократить пролет прогонов, что ведет к экономии металла, затрачиваемого на эти конструкции. Кроме этого сокращение шага висячих элементов соответствует известному конструкторскому приему, предпринимаемому для рассредоточивания стальных канатов, так как при этом требуемые конструктивные единицы несущих висячих элементов (канатов) уменьшаются, становятся компактными, узлы крепления отдельных канатов упрощаются по сравнению с конструкциями, состоящими из пучка канатов. Напряженное состояние одного каната представляется более четким и определенным, чем висячего элемента, состоящего из набора канатов. Так, в покрытии спортивно-тренировочного манежа в Ленинграде для рассредоточивания висячих элементов и упрощения узлов предложены оригинальные У-образные колонны с шагом 12 м, благодаря разветвлению которых на уровне опирания шатра шаг осей висячих элементов уменьшен вдвое (рис. 3.8). Каждый такой элемент состоит из двух канатов, расположенных один от другого на расстоянии 480 мм, благодаря чему упростилась конструкция узла опирания канатов на колонны и узлов крепления подвесок к канатам.

Что касается компоновки основных поперечных несущих конструкций — колонн и оттяжек, то следует стремиться к увеличению их шага, хотя это и увеличивает сечения подстропильных конструкций, воспринимающих вертикальные и горизонтальные составляющие усилий от промежуточных висячих комбинированных поперечников.

Рис. 3.6. Передача распоров на трос-подбор

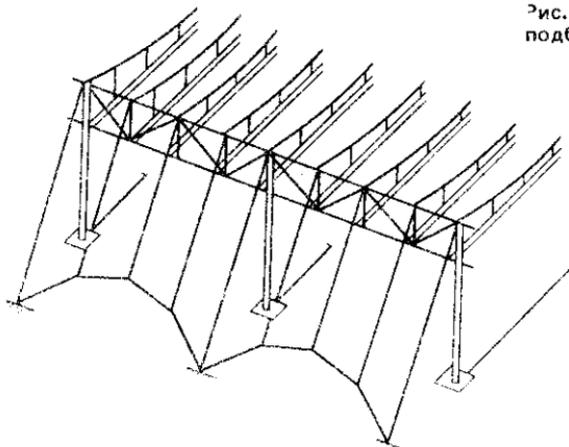


Рис. 3.7. Передача распоров на внешние фундаменты через мембрану

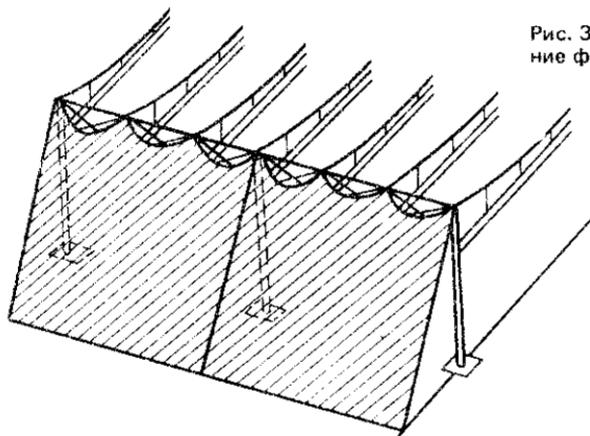
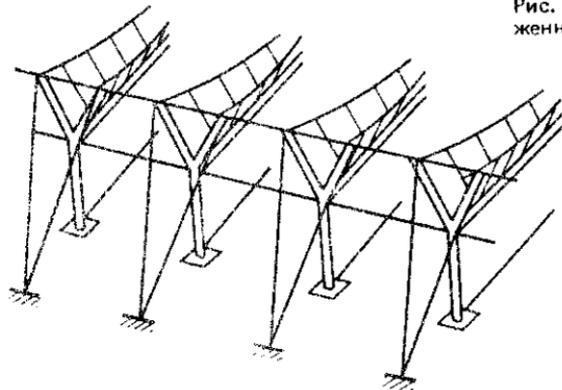


Рис. 3.8. Схема покрытия, предложенная ЛенЗНИИЭП



В качестве материалов висячих элементов зданий больших и средних пролетов данного вида наиболее приемлемы витые и закрытого типа стальные канаты, а для малых пролетов могут быть использованы изгибно-жесткие висячие несущие элементы в виде прокатных профилей, круглой или полосовой стали с обеспечением надежных соединений в стыках, качество сварки котловых должно быть проверено физическими методами контроля.

Для покрытий зданий, имеющих подвесные краны грузоподъемностью 10 т и более, рекомендуется использовать составные висячие элементы, включающие в себя стальные канаты и прокат (см. рис. 1.4). Стальные канаты составного элемента, рассчитанные на прочность при действии всех нагрузок, обеспечивают надежность покрытия и усиливаются прокатом для доведения конструкции до требуемой осевой жесткости при загрузке всего пролета временной нагрузкой.

На первой стадии компоновки вопрос о схеме висячей фермы и об использовании систем повышенной жесткости не может быть решен пока не исследована деформативность конструкции.

В покрытиях рассматриваемого типа с некоторыми ограничениями возможно использование двухъярусных ферм в качестве висячего комбинированного ригеля рамы (рис. 3.9), которые могут иметь балки жесткости, расположенные только в продольном направлении и совмещенные с продольными вертикальными связями, как, например, в автобусном гараже в Берлине, ГДР (рис. 3.10) [4, 52]. В этом случае расчетная схема покрытия может рассматриваться как канатно-балочная. Для обеспечения вертикальной жесткости покрытия необходимо принять меры по увеличению жесткости висячей фермы. В покрытии автобусного гаража, например, в ферму введены восходящие ванты и раскосы для связи с продольными фермами.

Одним из вариантов ригеля в рамах покрытий данного типа может быть предложена жесткая ферма с параллельными поясами, изготовленная из прокатных элементов и имеющая очертание провисающей нити. Монтируется она из шарнирно сочлененных частей или из пространственных блоков установкой их сверху на подвешенные канаты. Конструкция загружается балластом и в этом состоянии шарниры между монтажными элементами фермы замыкаются. После снятия балласта ферма получает сжатие, а канат и боковые оттяжки — растяжение. С помощью предварительного напряжения удается включить в совместную работу канаты и фермы.

Проектирование и возведение таких конструкций для покрытий общественных зданий впервые осуществлено в Советском Союзе, это конструкции Дворца имени В.И. Ленина в Вильнюсе [16], рис. 3.11. Достоинство системы — удобство и надежность крупноблочного монтажа определяют возможность применения ее в промышленном строительстве.

Компоновка и расчет покрытия с продольными несущими связями. Компоновка висячего элемента покрытия, выполненная из условия предельных прогибов при загрузке временной нагрузкой всего по-

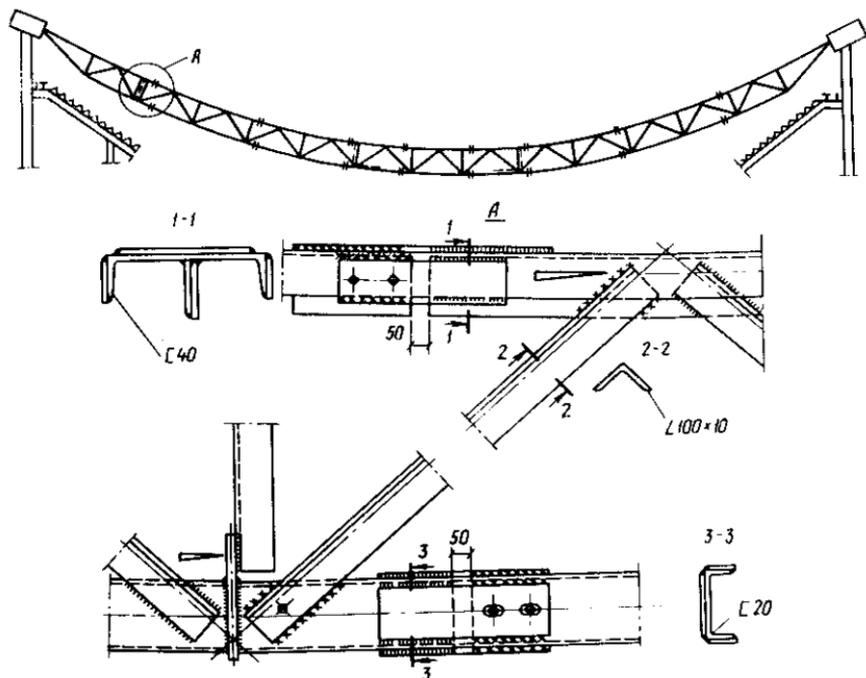


Рис. 3.9. Висячий элемент из жестких ферм в Олимпийском плавательном бассейне

крытия (п. 1.3), позволила определить площадь сечения основного растянутого элемента. Большие стрелы провеса канатов, назначаемые для облегчения анкерных конструкций, определяют повышение коэффициента распределения α (формула 2.33), что уменьшает нагрузки на балку жесткости и увеличивает — на висячий элемент, а следовательно, возрастает экономичность конструкции. Принятое ориентирование на получение при компоновке коэффициента α с определенным нижним пределом (например 0,95 . . . 0,98) в значительной степени облегчает дальнейшую компоновку элементов, которая должна выполняться методом последовательных приближений и уточнений коэффициента α .

Следующий параметр, который необходимо найти, — требуемая изгибная жесткость поперечного сечения балки ригеля EI , которая может быть определена как наибольшая из четырех расчетов, при загрузении временной нагрузкой всего пролета (в среднем сечении) или при загрузении половины (в четверти пролета), при расчете из условий предельного прогиба или по прочности. Однако число расчетов можно сократить до одного, если сопоставить требуемые жесткости при реальных характеристиках конструкций. Так, сопоставляя расчеты по второй группе предельных состояний — по прогибам и по

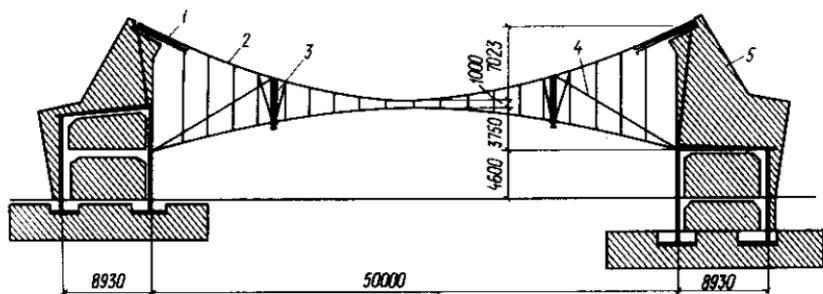


Рис. 3.10. Автобусный гараж в Берлине (ГДР)

1 — продольные горизонтальные фермы; 2 — висячие фермы; 3 — вертикальные фермы жесткости; 4 — ванты; 5 — анкерные диафрагмы, шаг 21,5 м

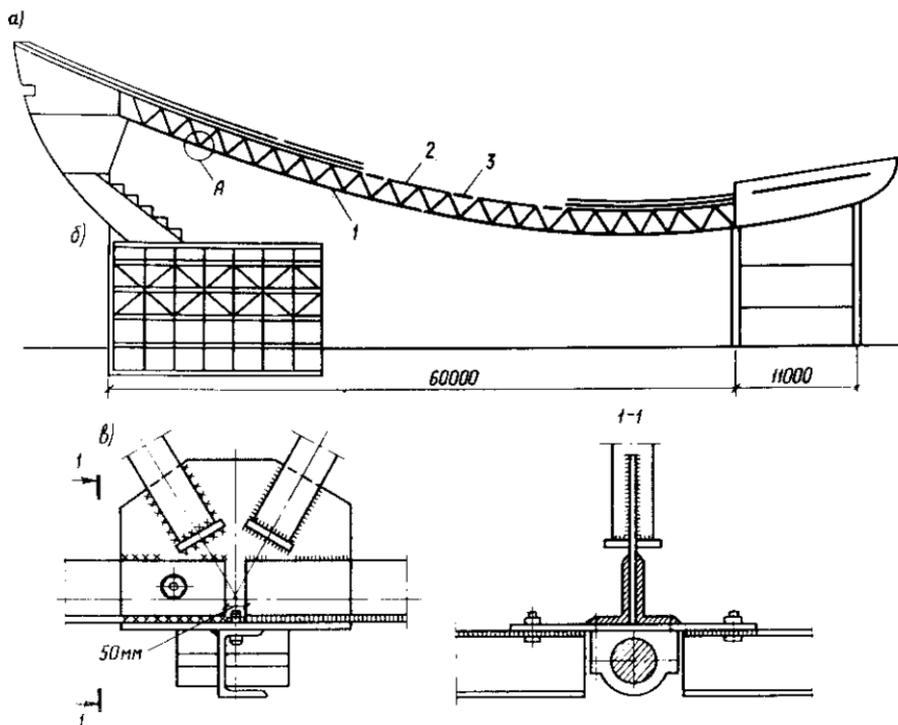


Рис. 3.11. Использование жесткой фермы в покрытии Дворца имени В.И. Ленина в Вильнюсе

а — поперечный разрез; б — фрагмент плана; в — узел опирания фермы на канат; 1 — канат; 2 — монтажная марка фермы; 3 — замыкающий стержень

первой — по прочности, например в середине пролета, можно найти, что решающим является расчет по второй группе предельных состояний.

При $\alpha \geq 0,95$ наибольшую требуемую жесткость балки по прогибам следует искать в четверти пролета при загрузке временной нагрузкой половины пролета, а при $\alpha \leq 0,95$ — в середине при загрузке всего пролета.

Компоновка основных несущих элементов завершается определением параметра n_1 (2.31) и коэффициента распределения α (2.33). Для обеспечения высоких значений коэффициента необходимо развить сечение несущего висячего элемента, ввести прокат или железобетон в оттяжки, увеличить стрелу провисания висячего элемента до $1/3$ пролета, если она принята меньше, чем эта величина. Проведенный компоновочный расчет по приближенному определению сечений несущих элементов ригеля является первым шагом дальнейшего итерационного расчета сооружения. Вторым шагом проектирования является расчет плоской рамы с висячим комбинированным ригелем без включения в расчетную схему продольных связей.

Не останавливаясь на подробном расчете рамы, отметим, что при расчете методом сил в качестве неизвестных следует брать усилия в разрезах распорных элементов [32]. Расчет ригеля внешнераспорных систем следует выполнять по нелинейной методике, т.е. использовать функции влияния при $r \neq 0$, а для внешнебезраспорной схемы с передачей части распора на ригель нелинейность не учитывать ввиду ее малого значения.

На основании этого расчета далее уточняют сечения несущих элементов ригеля и определяются сечения колонн, распорок. Затем выполняют третий шаг расчета — с учетом пространственности сооружения, т.е. учитывают разгружающие влияния продольных неразрезных вертикальных связей и уменьшение прогибов и изгибающих моментов вследствие геометрической нелинейности. Такая последовательность уточнения расчетной схемы позволяет управлять процессом проектирования.

Разгружающее влияние продольных вертикальных связей-балок на ригель рамы может быть учтено при расчете плоской рамы как элемента, в дифференциальном уравнении изгиба которого учитывается эта разгрузка. Положим, что число продольных балок в пролете не менее пяти и что по пролету они распределены равномерно с шагом a (см. рис. 1.25). При выводе уравнения будем рассматривать в расчетной схеме одну поперечную балку — ригель и часто пересекающиеся с ней продольные балки, имеющие расчетный пролет λ_0 , равный, например двум шагам поперечных рам. В дальнейшем расчете, когда характер деформаций продольных балок уточнится, расчетный пролет продольных балок может быть принят как расстояние между точками нулевого прогиба продольных неразрезных балок.

Для внешнераспорных схем покрытия с передачей распора на внешние фундаменты или на соседние рамы дифференциальное уравнение изгиба поперечной балки под действием усилий взаимодействия в узлах может быть записано аналогично уравнению (2.1)

$$\frac{EI_1}{l^4} \eta^{IV} - \frac{(H_q + H_p)}{l^2} \eta'' = \frac{X}{a} (1 - \alpha), \quad (3.1)$$

где EI_1 — изгибная жесткость поперечных балок; H_q, H_p — распоры от постоянной и временной нагрузок; X — усилие взаимодействия между балками; a — шаг продольных балок.

Временная нагрузка, приложенная к продольным балкам во всех узлах пересечения балок, вызывает прогибы продольных балок в этих узлах:

$$\eta = \frac{(P - X) \lambda_0^3}{EI_2} \Phi_1, \quad (3.2)$$

где EI_2 — изгибная жесткость продольных балок; Φ_1 — функция влияния при $r = 0$ (2.18). Так как при $x = \xi = 0,5$, то $\Phi_1 = 1,48$; λ_0 — расчетный пролет прогиба продольных балок-связей.

Отсюда выражаем X и подставляем в (3.1). После преобразований имеем в относительных координатах

$$\eta^{IV} - \frac{H_q + H_p}{EI_1} l^2 \eta'' + \frac{1 - \alpha}{ab^3} \frac{EI_2}{EI_1} x \times$$

$$x \frac{l^4}{\Phi_1} \eta = \frac{P(1 - \alpha)}{aEI_1} l^4, \quad (3.3)$$

или

$$\eta^{IV} - r^2 \eta'' + k\eta = \frac{P(1 - \alpha)}{aEI_1} l^4, \quad (3.4)$$

где r — коэффициент деформативности (2.4); k — коэффициент упругого основания.

$$k = \frac{(1 - \alpha) l^4}{a \lambda_0^3 \Phi_1} \frac{EI_2}{EI_1}. \quad (3.5)$$

Решение уравнения вида (3.4) зависит от соотношения коэффициентов при втором и третьем членах дифференциального уравнения:

при $\sqrt{k} > r^2/2$ общее решение однородного уравнения (3.4) будет:

$$\eta(x) = C_1 \operatorname{ch} ux \operatorname{cosh} \theta x + C_2 \operatorname{ch} ux \operatorname{sinh} \theta x + C_3 \operatorname{sh} ux \operatorname{sinh} \theta x +$$

$$+ C_4 \operatorname{sh} ux \operatorname{cosh} \theta x, \quad (3.6)$$

$$\text{где } u = \sqrt{\sqrt{k/2 + r^2/4}}; \theta = \sqrt{\sqrt{k/2 - r^2/4}}; \quad (3.7)$$

$$\text{при } \sqrt{k} = r^2/2$$

$$\eta(x) = C_1 \operatorname{ch}ux + C_2 \operatorname{sh}ux + C_3 x \operatorname{sh}ux + C_4 x \operatorname{ch}ux, \quad (3.8)$$

$$\text{где } u = r(\sqrt{r}/2); \quad (3.9)$$

$$\text{при } \sqrt{k} < r^2/2$$

$$\eta(x) = C_1 \operatorname{ch}ux + C_2 \operatorname{sh}ux + C_3 \operatorname{ch}\theta x + C_4 \operatorname{sh}\theta x, \quad (3.10)$$

$$\text{где } u = \sqrt{\frac{r^2}{2} - \sqrt{\frac{r^2}{4} - k}}; \theta = \sqrt{\frac{r^2}{2} + \sqrt{\frac{r^2}{4} - k}}. \quad (3.11)$$

Для расчетной схемы рамы с передачей распора на балку ригеля в уравнении (3.4) положим $r = 0$ и запишем:

$$\eta'' + k\eta = \frac{P(1-\alpha)l^2}{aEI_1}. \quad (3.12)$$

Общее решение однородного уравнения (3.12) имеет вид, аналогичный (3.6), где $u = \theta$.

Решение уравнений (3.6), (3.8), (3.10) и (3.12) отыскивают с использованием сходящегося итерационного процесса с линеаризацией уравнений на каждой ступени приближения. Для определения постоянных интегрирования $C_1 \dots C_4$ составляют систему линейных уравнений, определяемых в зависимости от граничных условий балки.

При решении уравнения (3.12) используют таблицу функций А.Н. Крылова, а для уравнения (3.6) аналогичные им функции. Для решения уравнения (3.10) нами выведены функции влияния.

При $\xi \leq x$:

$$\bar{T}_1(x, \xi) = \frac{1}{\theta^2 - u^2} \left[\frac{\operatorname{sh} u\xi}{u \operatorname{sh} u} \operatorname{sh} u(1-x) + \frac{\operatorname{sh} \theta \xi}{\theta \operatorname{sh} \theta} \operatorname{sh} \theta(1-x) \right]; \quad (3.13)$$

при $\xi > x$:

$$\bar{T}_1(\xi, x) = \frac{1}{\theta^2 - u^2} \left[\frac{\text{sh} u x}{u \text{sh} u} \text{sh} u (1 - \xi) + \frac{\text{sh} \theta x}{\theta \text{sh} \theta} \text{sh} \theta (1 - \xi) \right];$$

$$T_2 = \int_0^x \bar{T}_1 d\xi + \int_x^1 \bar{T}_1 d\xi = \frac{1}{\theta^2 - u^2} \left[\frac{\text{ch} u \left(\frac{1}{2} - x \right)}{u^2 \text{ch} \frac{u}{2}} + \frac{\text{ch} \left(\frac{1}{2} - x \right)}{\theta^2 \text{ch} \frac{\theta}{2}} - \frac{1}{u^2} - \frac{1}{\theta^2} \right]; \quad (3.14)$$

$$T_3 = \int_0^1 T_2 dx = \frac{1}{\theta^2 - u^2} \left[\frac{2 \text{th} \frac{u}{2}}{u^2} + \frac{2 \text{th} \frac{\theta}{2}}{\theta^2} - \frac{1}{u^2} - \frac{1}{\theta^2} \right]. \quad (3.15)$$

Таким образом расчет ригеля, деформации которого описываются уравнением 3.10, производится аналогично описанному в гл. 2 при замене Φ_1 на T_1 , и т.п.

Уточненный и окончательный расчет пространственных каркасов с рамами, имеющими висячие комбинированные ригели, следует выполнять по дискретной стержневой схеме, в которой деформации ригеля описываются уравнением (3.4). Дискретная расчетная схема сооружения единственно возможна также и при небольшом числе продольных балок (меньше пяти), когда замена их воздействием на ригель не может быть представлена в виде равномерно распределенной нагрузки.

Задачей расчета статически неопределенной системы покрытия является определение сил взаимодействия между балками жесткости и продольными балками, а также уточнение величин распоров в висячих элементах, прогибов и изгибающих моментов в балках (рис. 3.12). Исследования, проведенные И.П. Сигаевым [30], показали, что число рам, включаемых в расчетный блок, может быть ограничено пятью-семью, так как дальнейшее увеличение числа рам в расчетном блоке

не приносит уточнения результатов расчета больше, чем на 3—5%, хотя трудоемкость операций и расход машинного времени при этом значительно возрастают (рис. 3.13).

Эффективность пространственного расчета покрытия с продольными несущими связями зависит от следующих факторов [30, 32]:

от положения одиночного груза по длине покрытия. Так, при учете продольных связей поперечники, расположенные в середине расчетного блока, разгружаются до 75%, а торцевые рамы — до 35%, что объясняется слабым односторонним влиянием продольных связей на разгрузку торцевого поперечника. Следует учесть, что положение этого поперечника не позволяет загрузить его подвесными кранами также как, например средние или вторые от края рамы, которые могут быть загружены кранами с обеих сторон. Таким образом, в качестве расчетной следует считать вторую раму от края, которая разгружается приблизительно на 60%, но может быть загружена вдвое большим числом подвесных кранов, чем торцевой поперечник.

Из этого следует вывод, что крайние рамы следует делать усиленными по сравнению со средними или опирать продольные балки-связи на стойки торцевого фахверка. Наибольший эффект пространственности достигается в случаях, когда положение связей в поперечном сечении здания совпадает с положением груза, что необходимо учитывать, располагая связи в местах крепления продольных подвесных крановых путей.

Устойчивость балок жесткости при передаче на них распоров от висячего покрытия. При расчете устойчивости балки висячего покрытия производственного здания следует исходить из того, что балка должна рассматриваться как неотделимый элемент висячей комбинированной системы, в которой совместные перемещения нити и балки обеспечиваются нерастяжимыми подвесками. Дифференциальное уравнение такой системы, в которой балка испытывает сжатие, представлено уравнением (2.8). Величина сжатия определяется соотношением вертикальных размеров шпренгельной или неразрезной колонны рамы (см. рис. 1.1) и распором, который передается с висячего элемента на балку. В расчетный параметр — коэффициент деформативности уравнения, описывающего равновесие сжато-изгибаемой системы, входит разность усилий в балке и распора в нити (2.22). Найдем эту разность для схемы рамы, показанной на рис. 1.1, и для других рам с передачей сжимающих усилий на балку при загрузении временной нагрузкой половины пролета.

$$N - H_q - H_p = \frac{h_2}{h_1} (H_q + 0,5H_p) - H_q - 0,5H_p =$$

$$= \frac{h_2 - h_1}{h_1} \frac{(q + 0,5p) l^2}{8f}, \quad (3.16)$$

где h_1 — расстояние от низа колонны до оси балки жесткости; h_2 — высота колонны от низа до уровня опирания канатов; l, f — пролет и стрела провеса канатов; q, p — постоянная и временные нагрузки; H_q, H_p — распоры от соответствующих нагрузок.

В формуле (3.16) распор от временной нагрузки записан в предположении, что временная поперечная нагрузка в момент потери устойчивости передается только на висячий элемент. Коэффициент 0,5 учитывает, что положение поперечной временной нагрузки на половине пролета соответствует возможной форме потери устойчивости балки по двум полуволнам, так как устойчивость по одной полуволне не может потеряться из-за связи балки с нитью, а вверх изгиб не возможен на всем пролете, так как он был бы направлен против действия временной нагрузки.

Для вывода расчетных формул устойчивости системы положим, что прогиб конструкций, потерявшей устойчивость, характеризуется перемещением $\eta + \Delta\eta$, где приращение $\Delta\eta$ — малое отклонение оси балки при неизменном воздействии внешних нагрузок. Записывая уравнение (2.8) с учетом приращений и вычитая из него первоначальное, получим

$$\Delta\eta^{IV} + u^2 \Delta\eta'' = 0. \quad (3.17)$$

Уравнение (3.17) имеет известное решение:

$$\Delta\eta = C \sin \sqrt{u} x,$$

которое удовлетворяет граничному условию $\Delta\eta = 0$ при $x = 0$. Если потребовать удовлетворение обратносимметричным деформациям по двум полуволнам $\Delta\eta (l/2) = 0$, то из условия $C \neq 0$ следует:

$$C \sin \sqrt{u} (l/2) = 0, \text{ т.е. } \sqrt{u} l/2 = \pi \text{ или } u = 4\pi^2 / l^2. \quad (3.18)$$

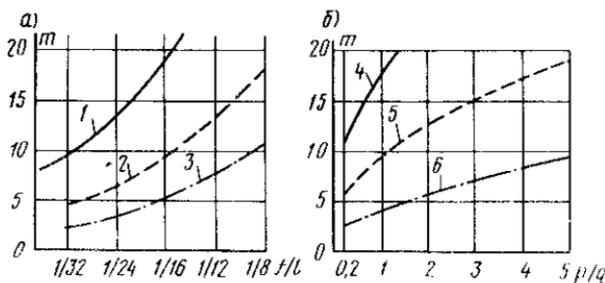
При этом удовлетворяется граничное условие и на другом конце балки: $\Delta\eta (l) = 0$. Из (3.16) и (3.18) следует

$$\frac{4\pi^2 EI_{уст}}{l^2} = \frac{l_2 - l_1}{l_1} \frac{(q + 0,5p) l^2}{8f}. \quad (3.19)$$

Сопоставим требуемую жесткость балки, подбираемой по предельным прогибам в четверти пролета при загрузении временной нагрузкой половины пролета, с требуемой жесткостью по устойчивости по формуле (3.19):

$$m = \frac{EI_{ж}}{EI_{уст}} = \frac{5\rho^H l^3}{384 \cdot 32} \left[\frac{l}{\Delta f} \right] \frac{32\pi^2}{\gamma_p \rho^H \left(\frac{q}{p} + 0,5 \right) l^3} \times$$

Рис. 3.14. Запасы устойчивости балок жесткости, воспринимающих осевое сжатие от распоров
 а — в зависимости от стрелы провеса висячего элемента при: 1 — $p/q = 5$; 2 — $p/q = 1$; 3 — $p/q = 0,2$ (при $\Delta f/l = 1/500$); б — в зависимости от соотношения нагрузок при: 4 — $f/l = 1/8$; 5 — $f/l = 1/16$; 6 — $f/l = 1/32$



Таким образом, при проверке устойчивости балок обычной однокабельной системы расчетную длину их в вертикальной плоскости следует принимать равной половине пролета. Выполняя аналогичные исследования для систем повышенной жесткости, получим, что в конструкциях, имеющих горизонтальные связи висячего элемента с балкой в середине пролета, расчетная длина равна четверти пролета (схема с жестким узлом, двухкабельная система со средней подвеской, висячие фермы с треугольной решеткой).

В плоскости покрытия устойчивость балок должна быть обеспечена поперечными горизонтальными связями и прогонами. При этом расчетным является полное осевое усилие, приложенное по концам сжатой балки.

$$N = \sum H (h_2 / h_1), \quad (3.21)$$

где $\sum H$ — сумма распоров от всех нагрузок, воспринимаемых покрытием, включая постоянные нагрузки; N — осевое усилие сжатия балки.

Предельные гибкости балок на стадии компоновки могут быть приняты 150. В дальнейших уточненных расчетах они могут быть увеличены с учетом пространственности покрытия.

Предварительное напряжение рам с висячим комбинированным ригелем типа "балка—нить" или в виде висячих систем повышенной жесткости производится прежде всего для полного включения висячих элементов в работу несущих конструкций в соответствии с расчетной схемой сооружения. При этом растянутые элементы, изготовленные из витых канатов и тросов, получают некоторое начальное натяжение, снимающее с них так называемые рыхлые (неупругие) деформации. Все эти элементы при изготовлении проходят на специальных стендах предварительную обтяжку, цель которой повысить условный модуль упругости и проверить качество заделок стальных канатов и тросов. Несмотря на это, при перевозке канатных элементов с завода-изготовителя на монтажную площадку, они теряют некоторую часть упругости, приобретенной при обтяжке, которая должна быть восстановлена с помощью предварительного напряжения конструкции. Кроме этого

предварительное напряжение покрытия при монтаже устраняет зазоры в отверстиях между элементами в узлах и т.п.

Предварительное напряжение рамы с висячим ригелем может осуществляться следующими способами: притягиванием концов балки жесткости, подвешенной к канатам, к опорным узлам на колоннах; натягиванием подвесок, ослабленных тем, что в месте натяжения накладывается строп в виде петли, стягиваемой монтажным механизмом или лебедкой; загрузкой верхнего пояса балластом и последующим натяжением подвесок и др.

Анализируя влияние предварительного напряжения на стабилизацию покрытия, следует отметить, что для внешнераспорных конструкций некоторое уменьшение прогибов и изгибающих моментов в балке достигается в результате увеличения нелинейности системы, т.е. предварительное напряжение, создающее дополнительно повышение распоров в несущих канатах, приводит к возрастанию расчетного коэффициента деформативности γ , который включает распор от предварительного напряжения как от дополнительной постоянной нагрузки

$$\gamma = l \sqrt{\frac{H_q + H_{п.н} + H_p}{EI}} = \gamma_{п.н} \gamma_0, \quad (3.22)$$

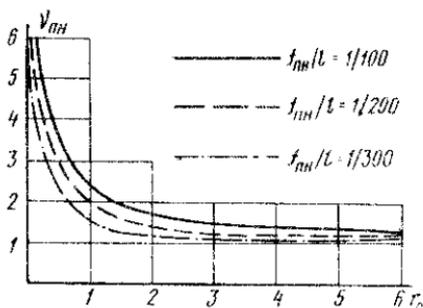
где $H_{п.н}$ — распор от предварительного напряжения несущего висячего элемента; γ_0 — коэффициент деформативности без учета $H_{п.н}$ (2.4).

Таким образом, можно считать, что предварительное напряжение эквивалентно увеличению постоянной нагрузки, что, как отмечалось ранее, способствует стабилизации системы, в соответствии с повышением коэффициента деформативности.

Величина предварительного напряжения в покрытиях малых и средних пролетов, имеющих развитые балки жесткости, определяется стрелой предварительного выгиба балок. На рис. 3.15 показано увеличение γ_0 в зависимости от стрелы подъема балок при их предварительном выгибе и от коэффициента деформативности системы. Видно, что лишь для покрытий малых пролетов, имеющих жесткие балки ($\gamma_0 = 2 \dots 3$), изогнутые со стрелой подъема $1/100 \dots 1/200$, предварительное напряжение с помощью балок имеет существенное значение для обтяжки и стабилизации системы. Количественный эффект увеличения жесткости внешне распорных систем за счет предварительного напряжения и возрастания можно оценить с помощью графиков поправочных коэффициентов, помещенных на рис. 2.2.

В покрытиях средних и больших пролетов, имеющих относительно гибкие балки, создать необходимое предварительное напряжение балками не удастся. Поэтому в зданиях с такими пролетами для натяжения системы в конструктивную схему вводят второй — оттяжной (напрягающий) пояс, с помощью которого не только снимаются начальные, рыхлые деформации, но и уменьшаются упругие прогибы в середи-

Рис. 3.15. Зависимость поправочного коэффициента γ_0 , коэффициента r_0 при предварительном напряжении ригеля (по И.П. Сигаеву)



..е пролета, так как напрягающий пояс принимает на себя часть усилий и разгружает основной несущий пояс.

На усложнение конструктивной схемы за счет второго пояса идут как правило рассчитывая, что таким образом уменьшатся и кинематические перемещения в четверти пролета, но в схемах типа "балка—нить" с вертикальными подвесками присутствие напрягающего пояса снижает кинематические прогибы незначительно, до 5%. Это объясняется тем, что вертикальные подвески не накладывают на висячий элемент связей, препятствующих горизонтальным перемещениям основного каната.

Для того чтобы с помощью напрягающего пояса уменьшить кинематические прогибы, его следует связать с балкой жесткости либо треугольной решеткой, либо связать его в среднем сечении с балкой несдвигаемым узлом. Расчетная схема и оценка эффективности последнего способа представлены на рис. 3.16, где показано, что прогибы в четверти пролета уменьшились по сравнению с обычной схемой пролета на 30–40% (рис. 3.16, з), а изгибающие моменты в балке — на 25–35% (рис. 3.16, д).

$$\eta = \frac{p^H l^4}{EI} \beta_\eta; \quad M = pl^2 \beta_M \quad (3.23)$$

где β_η , β_M — площади влияния прогибов и изгибающих моментов, см. рис. 3.16.

Из рис. 3.16 следует, что на эффективность схемы с жестким узлом влияет не столько величина пролета (с увеличением пролета возрастает коэффициент деформативности γ) (рис. 3.16, б), сколько сказывается осевая жесткость напрягающего пояса — при $n_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ прогибы в четверти пролета уменьшаются в 2,5 раза (рис. 3.16, в).

Пример. По данным примера, приведенного в гл. 1, требуется подобрать поперечное сечение балки жесткости и выбрать конструктивную схему висячего покрытия. *Схема 7.* Передача распоров на внешний фундамент (рис. 1.25). В примере подобрано поперечное сечение висячего элемента из условия обеспечения заданной жесткости покрытия при загрузке всего пролета равномерно распределенной временной нагрузкой при наибольших упругих удлинениях верхнего пояса. Однако это не означает, что местные загрузки крановой нагрузкой не вызовут больших прогибов конструкции вследствие кинематических перемещений

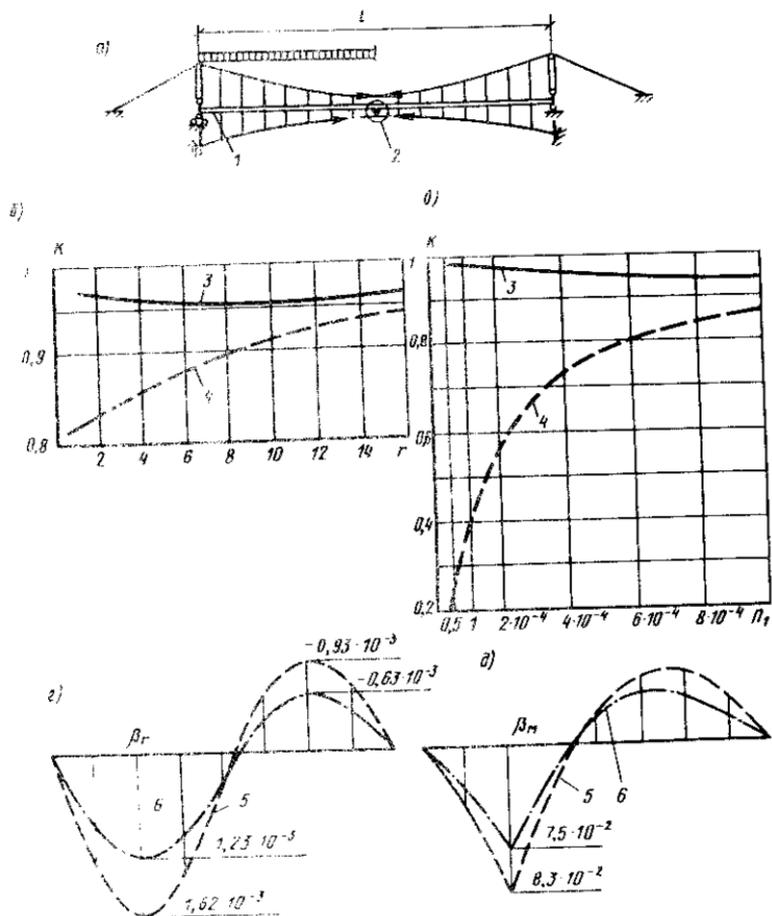


Рис. 3.16. Предварительное напряжение оттяжным поясом
 а — расчетная схема со средним узлом; б — зависимость прогибов от Γ_0 ; в — то же, от Π_1 ; 2 — л.в. прогибов; д — л.в. изгибающих моментов; 1 — балка; 2 — несдвигаемый узел; 3 — отношение прогибов в четверти пролета в двухполюсной схеме без узла к прогибам однополюсной схемы; 4 — то же, в схеме с узлом к прогибам однополюсной схемы; 5 — л.в. схемы без среднего узла; 6 — л.в. схемы со средним узлом

нити, несмотря на то, что балка жесткости в известной степени распределяет по пролету местные воздействия.

Для уменьшения кинематических перемещений висчего пояса и облегчения работы поперечных балок каркаса рассмотрим системы повышенной жесткости, предназначенные для восприятия местных симметричных и кососимметричных загрузок — схему с жестким несдвигаемым узлом в середине пролета, двухкабельную систему С.А. Цаплина с жесткой подвеской и висячую комбинированную ферму с треугольной решеткой. Расчет на стадии компоновки с учетом гео-

метрической нелинейности может быть выполнен с применением ЭВМ, имеющих объем оперативной памяти на уровне персональных компьютеров с использованием аппарата функций влияния (гл. 2) и [15], либо с помощью таблиц ординат линий влияния (см. табл. приложения и [18]). Расчет выполняют с помощью последовательных приближений: при произвольном значении n_1 по таблицам определяют ординаты линий влияния и вычисляют требуемую изгибную жесткость балки в первом приближении, затем расчет повторяют и жесткость уточняют и т.д. Учет геометрической нелинейности для схем с передачей распора на внешние анкерные фундаменты при табличном расчете производится введением поправочных коэффициентов в зависимости от коэффициента деформативности Γ (2.4) по графикам, помещенным на рис. 2.2.

Выполним расчет по подбору поперечного сечения балки жесткости обычной висячей системы, нагруженной снегом по всему пролету и четырьмя кранами с тележками в середине пролета.

Из известной формулы для определения прогибов по линиям влияния следует (см. приложение):

$$EI = (\sum_{кр} P_{кр}^H w \psi + p_{сн}^H w_1 l)^2 [l/\Delta y] 10^{-3}, \quad (3.24)$$

где $P_{кр}^H$, $p_{сн}^H$ — нормативные нагрузки, сосредоточенные от кранов и равномерно распределенные от снега; w , w_1 — ординаты линии и площади влияния, найденные по табл. 2 и 3 приложения с помощью интерполяции при $x = 0,5$ или при $x = 0,25$; ψ — коэффициент сочетания для крановой нагрузки при одновременном нагружении четырьмя кранами $\psi = 0,7$ (расчет в середине пролета), при нагружении двумя кранами $\psi = 0,85$ (расчет в четверти пролета); $[\Delta y/l]$ — предельный прогиб, принятый в примере, составляет $1/600$.

Давление от одной балки крана, показанное на рис. 1.25, умножим на коэффициент продольной установки двух кранов (т.е. четырех балок) 3,066 (см. пример), получим опорные давления, считая от левой опоры: 62,85; 67,45; 67,45; 239,15 кН. По табл. 2 приложения построим линию влияния прогибов в середине пролета при определенном значении n_1 , например, при $n_1 = 1 \cdot 10^{-4}$ и интерполяцией найдем значения w (0,5), соответствующие положениям грузов от воздействия кранов на балку. Для расчета прогибов в сечении $x = 0,5$ достаточно построить половину линии влияния:

$$EI = [2(-62,85 \cdot 0,1 - 67,45 \cdot 0,13 + 67,45 \cdot 0,25 + 239,15 \cdot 0,72)0,7 + 0,12 \cdot 0,154 \cdot 7200] 10^{-3} \cdot 7200^2 \cdot 600 = 1,173 \cdot 10^{10} \text{ кН} \cdot \text{см}^2,$$

$$n_1 = \frac{EI}{E_c A_c l^2} \cdot \frac{L}{L} \cdot \frac{l^2}{64l^2} = \frac{1,173 \cdot 10^{10} \cdot 1,625}{263,37 \cdot 10^4 \cdot 7200^2} = 1,39 \cdot 10^{-4} > 1 \cdot 10^{-4},$$

т.е. предварительное значение n_1 , принятое для определения ординат по табл. 2 приложения, не совпадает с полученным. Следует выполнить пересчет при $n_1 = 1,5 \cdot 10^{-4}$. Таким образом получено $EI = 1,336 \cdot 10^{10}$ кН · см²; $n_1 = 1,53 \cdot 10^{-4}$, что можно считать за удовлетворительное приближение:

$$I_{тр} = \frac{1,336 \cdot 10^{10}}{2,1 \cdot 10^4} = 0,637 \cdot 10^6 \text{ см}^4,$$

что соответствует сварному двутавру $h = 1100$ мм, $A = 294$ см², масса 1 м — 231 кг; $I = 639\,363$ см⁴.

* Справочник конструктора. Стальные конструкции. — М.: Стройиздат, 1976.

Подбор поперечного сечения балки жесткости из условия предельных прогибов в четверти пролета от загрузки двумя кранами и снегом на половине пролета выполним аналогично предыдущему расчету, но при $n_1 = 4 \cdot 10^{-4}$ (см. табл. 1 приложения) и $\psi = 0,85$, а также со схемой грузов, соответствующей положению тележки в четверти пролета (см. рис. 1.25). Получено $EI = 3,25 \cdot 10^{10}$ кН·см²; $I = 1,55 \cdot 10^6$ см⁴, принят сварной двутавр $h = 1250$ мм, $I = 1\,636\,099$ см⁴, масса 1 м 395 кг, $A = 503$ см². Таким образом, сечение балки жесткости ригеля в виде обычной системы "балка-нить" определяет последний расчет — из условий прогибов в четверти пролета, возникающих в результате кинематических перемещений нити.

Чтобы уменьшить эти прогибы, применим в качестве конструктивной схемы ригеля систему с жестким прикреплением всячего элемента к балке в середине пролета. По формуле (3.24) и табл. 4 приложения определим требуемую жесткость балки при $n_1 = 1,5 \cdot 10^{-4}$. Получим $EI_{\text{тр}} = 0,92 \cdot 10^{10}$ кН·см² $\ll 1,336 \times 10^{10}$ кН·см², т.е. поперечное сечение балки жесткости системы с жестким узлом следует подбирать по прогибам в середине пролета, которые равны прогибам обычной системы при загрузке симметричной нагрузкой относительно середины.

Для уменьшения прогибов в середине пролета при загрузке всячего покрытия почти сосредоточенными нагрузками, которыми являются воздействия подвесных кранов, следует использовать в качестве несущей конструкции системы повышенной жесткости, ограничивающие кинематические перемещения всячего элемента при местном загрузке середины пролета, — это двухкабельная система с жесткой средней подвеской, могут быть фермы с треугольной решеткой, вантовые схемы и др.

Рассмотрим расчет двухкабельной схемы по табл. 7 приложения при $n_1 = 0,25 \cdot 10^{-4}$ и при загрузке крановыми тележками середины пролета. Выбор малого значения табличного параметра n_1 объясняется тем, что эффективность двухкабельной системы по уменьшению кинематических перемещений в середине пролета в значительной степени зависит от осевой жесткости всячих элементов, особенно от жесткости верхнего пояса.

Из расчета, аналогичного представленному ранее, по формуле (3.24) получено $EI = 2,74 \cdot 10^9$ кН·см², но это значение, подставленное в формулу n_1 , не соответствует табличному значению, принятому для расчета $n_1 = 0,25 \cdot 10^{-4}$. Поэтому усилием составное сечение всячего элемента стальным прокатом так, чтобы n_1 соответствовало этому значению. Из (2.31) следует:

$$E_c A_c = \frac{EI}{n_1 L^2} \frac{L}{l} \frac{L^2}{64l^2} = \frac{2,62 \cdot 10^9}{0,25 \cdot 10^{-4} \cdot 7200^2} = 405 \text{ кН}, \quad (3.25)$$

$$\text{так как } E_c A_c = E_k A_k + E_\theta A_\theta,$$

$$\text{то } A_\theta = (E_c A_c - E_k A_k) / E_\theta, \quad (3.26)$$

где EI — изгибная жесткость балки, принятой после расчета при табличном значении n_1 (в примере $n_1 = 0,25 \cdot 10^{-4}$); D — приведенная длина составного сечения всячего элемента с учетом усиления n_1 до величины табличного значения; $E_c A_c$ — продольная жесткость составного всячего элемента; $E_k A_k$, $E_\theta A_\theta$ — жесткости канатной и прокатной частей составного элемента.

По формуле 3.26

$$A_\theta = \frac{405 \cdot 10^4 - 1,5 \cdot 10^4 \cdot 48,18}{2,1 \cdot 10^6} = 158,4 \text{ см}^2. \text{ Принимаем широкополочный дву}$$

извр 60БЗ, $A = 159 \text{ см}^2$.

Подбор сечения балки $I = \frac{2,74 \cdot 10^9}{2,1 \cdot 10^4} = 1,3 \cdot 10^5 \text{ см}^4$. Принимаем с недостат-

ком в 3% широкополочный двутавр 70Б1 — $I = 125\ 800 \text{ см}^4$, масса 127 кг/м, $A = 162 \text{ см}^2$, $EI = 2,1 \cdot 10^4 \cdot 125\ 800 = 2,62 \cdot 10^9 \text{ кН} \cdot \text{см}^2$.

Учет прогибов (геометрической нелинейности) внешнераспорной системы выполним с помощью коэффициентов деформативности γ (2,4) и графиков поправочных коэффициентов к прогибам соответственно в середине и в четверти пролета (см. рис. 2,2, а, в). Поправки вычислим отдельно для сосредоточенной нагрузки от тележки крана и от распределенной снеговой нагрузки и внесем в расчет к слагаемым формулы 3.24. Результаты расчета сведены в таблицу.

Расход металла на висячие элементы, подвески и т.п. по вариантам отличается незначительно — в пределах 10–15% и определяется в основном особенностями конструктивных схем. Так, при одинаковых стрелах провеса высота двухкабельной фермы больше фермы в схеме с жестким узлом на 20%, а обычная схема выше последней на 10%. Приведенный расход металла на 1 м^2 по результатам эскизного проектирования примера составляет по элементам: балки жесткости 9,4 кг, оттяжки из двутавров 28,2 кг, продольные балки 11,2 кг, канаты 4,5 кг, прокатная часть висячих элементов 14 кг, колонны — 18 кг. Всего 85,3 кг/м²

Варианты	Расчетное сечение	γ	Поправочный коэффициент	$I, \text{см}^4$	$h, \text{см}$	Масса, кг/м
Обчная висячая система "балка — нить"	0,25	2,2	0,92	150 8208	125	385
Схема с жестким узлом в середине пролета	0,5	3,6	0,91	583 112	110	217
Двухкабельная схема с жесткой подвеской	0,5	8,0	0,84	110 150	70	115

В качестве анкерного фундамента принимаем коробчатую железобетонную балку с засыпкой пустотных объемов грунтом. Балки как неразрезные конструкции расположены по обеим продольным сторонам с шагом оттяжек 12 м. Поперечное сечение балки принимаем с основанием 6 м и заглублением $h_{\text{ф}}$. Ввиду малого заглубления фундамента от поверхности планировки, определяем размеры балки из условия:

$$F \leq \gamma_n G \cos \beta, \quad (3.27)$$

где F — выдергивающая сила, которую получим суммированием всех распределенных нагрузок и распределением местной полосовой крановой нагрузки на длине пяти шагов оттяжек; β — угол между оттяжкой и вертикалью; γ_n — коэффициент надежности по нагрузке. При расчете на выдергивание принимается $\gamma_n = 0,9$;

$$F_n = \frac{\sum H}{\sin \beta} = \frac{1330,6 + 1331,3 + 1246,1/5}{0,5} = 5822,2 \text{ кН.}$$

Для предварительного определения вертикального размера фундамента заданым осредненным удельным весом железобетона и грунта $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$. По (3.31) имеем: $5822,2 \leq 0,9 \cdot 12 \cdot 6 \cdot h_{\phi} \cdot 20 \cdot 0,866$; $h_{\phi} = 5,2 \text{ м}$.

Принимаем толщины дна и стенок коробчатой балки 1 м. Проверим вес фундамента $\gamma = 25 \text{ кН/м}^3$, засыпки $\gamma = 17 \text{ кН/м}^3$, $G = 4 \cdot 4,2 \cdot 12 \cdot 17 + (6 \cdot 5,2 - 4 \cdot 4,2) \times 12 \cdot 25 = 7747,2 \text{ кН}$. По формуле 3.31: $58,22,2 < 0,9 \cdot 7747,2 \cdot 0,866 = 6038,2 \text{ кН}$ — условие выполняется.

Схема 2 с передачей распора на балку жесткости (см. рис. 1.1). В качестве несущих конструкций данного варианта примем двухкабельную систему со средней подвеской и с балкой жесткости, подобранной в схеме 7, в виде широкополочного двутавра 70Б1, на концы которого через оттяжки и боковые распорки передаются осевые усилия от висячих элементов. В основу проверки устойчивости балки в вертикальной плоскости примем положение, что форма потери равновесного состояния происходит по четырем полуовалам. Изгибающий момент, соответствующий этой форме от поперечной нагрузки, создается снеговой нагрузкой на длине четверти пролета и крановыми тележками, расположенными в середине пролета. Усилие осевого сжатия от постоянной и временных нагрузок подсчитываем по формуле (3.4):

$$M = 2 \cdot 1,1 \cdot 3,066 \cdot 0,7 (62,85 \cdot 0,53 + 67,45 \cdot 0,43 - 67,45 \cdot 0,75 + 239,15 \times 0,83) 10^{-3} + 200 + 5,64 \cdot 10^{-3} \cdot 16,8 \cdot 7200 = 7826,77 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

$$N = (1330,6 + 0,25 \cdot 1209,6 + 1050,5) \frac{27 - 18}{18} = 1341,8 \text{ кН};$$

$$l = 125 \text{ 800 см}^4; A = 162 \text{ см}^2; i = 27,87; \rho = 22,19 \text{ см};$$

$$e = 5,833 \text{ см}; \lambda = 64,6; \bar{\lambda} = 2,138; m = 0,263; m_{ef} = 0,315;$$

$$\varphi_l = 0,709; \sigma_x = 1341,8 / (0,709 \cdot 162) = 11,7 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости балки в горизонтальной плоскости при раскреплении балки прогонами через 3 м:

$$N = (1330,6 + 1209,1 + 1050,5) 27/18 = 5386,1 \text{ кН}; e_x = 1,453 \text{ см};$$

$$i_y = 5,31 \text{ см}; \lambda_y = 56,5; m_x = 0,065; \alpha = 0,7; \beta = 1; c = 0,956; \varphi_y = 0,822;$$

$$\sigma_y = \frac{5386 \cdot 1}{0,822 \cdot 0,956 \cdot 162} = 42,3 > 23 \text{ кН/см}^2.$$

Для обеспечения устойчивости балки относительно вертикальной оси уменьшим ее осевое сжатие, распределив распор от подвесных кранов на соседние рамы по схеме рис. 3.5, уменьшим расчетную длину балки в горизонтальной плоскости с помощью коробчатого настила шириной 1,5 м, жестко прикрепляемого к поясам балки, заменим марку стали на сталь ВСт3Гпс5:

$$N = (1330,6 + 1209,1) 27/18 = 3810,3 \text{ кН}; e_x = 2,05;$$

$$i_y = 5,31 \text{ см}, \lambda_y = 28,3; m_x = 0,093; c = 0,939; \varphi_y = 0,931;$$

$$\sigma_y = 3810,3 / (0,931 \cdot 0,939 \cdot 162) = 26,9 < 27 \text{ кН/см}^2.$$

Проверка устойчивости боковых распорок, передающих осевые усилия на балку. Приняты широкополочные двутавры 40К5 $\lambda_y = 520/10,3 = 50,5$; $\sigma_y = 5386,1/0,852 \cdot 262 = 24,1 < 27$ кН/см².

Сопоставление вариантов. В качестве единицы сопоставления примем стоимость несущих конструкций одной поперечной рамы в расчете на 1 м пролета. Для внешнераспорной схемы — стоимость анкерных фундаментов. Объем земля-

ных работ двух призм длиной 12 м, глубиной 5,2 м. Выемка $2 \cdot 12 \cdot \frac{7+13,8}{2} \cdot 5,2 = 1298$ м³; засыпка $2(4 \cdot 4,2 + 2 \cdot \frac{3,4 \cdot 5,2}{2} - 2 \cdot 5,2) \cdot 12 = 1077$ м³. Объем бетона

$2 \cdot [(5,2 \cdot 6 - 4,2 \cdot 4) \cdot 12 + 2 \cdot 4 \cdot 4,2] = 412,8$ м³. Стоимость земляных работ — выемки и засыпки: $2(1298 + 1077) = 4750$ руб. Стоимость бетона $412,8 \cdot 50 = 20\,640$ руб. Всего общая стоимость фундаментов 25 390 руб., или на 1 м пролета 353 руб/м.

Положим, что стоимости оттяжек в первом варианте и тяжей во второй системе одинаковы, не различаются также по стоимости подколонные фундаменты и т.п. Строительные коэффициенты примем 1,2. Стоимость двух распорок длиной 5,2 м каждая: $2 \cdot 1,2 \cdot 5,2 \cdot 0,262 \cdot 250 = 817,44$ руб. На 1 м пролета 11,35 руб.

Удорожание балки жесткости во втором варианте из-за увеличения веса балки и повышения стоимости стали в расчете на 1 м: $1,2 \cdot 0,012 \cdot 200 + 1,2 \cdot 0,127(250-200) = 10,5$ руб. Отношение стоимостей анкерных устройств двух вариантов $353:21,85 = 16,2$.

Стоимость 1 м металлических конструкций первого варианта $0,0853 \times 12 \cdot 200 = 204,72$ руб. Отношение общих стоимостей конструкций $(204,72 + 353) : (204,72 + 21,85) = 2,46$, что свидетельствует не в пользу конструкций с передачей распоров на внешние анкеры, в которых фундаменты в 1,7 раза дороже пролетных конструкций.

3.3. ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ С ДИАГОНАЛЬНО-ПЕРЕКРЕСТНЫМИ НИТЯМИ И С ОРТОГОНАЛЬНЫМИ БАЛКАМИ

Конструктивная схема покрытия. Дальнейшим направлением в совершенствовании пространственных висячих покрытий производственных зданий явилась разработка схем, в которых висячие элементы расположены по диагональным направлениям, пересекаясь в узлах, соединенных с балками вертикальными подвесками. Повышенная жесткость таких конструкций при действии на них местных крановых нагрузок или другого подвесного оборудования определяется многосвязностью висячей системы, в которой местные воздействия распределяются между многими висячими элементами. По исследованиям А.С. Щеглова [45, 46], благодаря этому в 1,5–2 раза по сравнению со схемами, состоящими из рам с плоскими висячими комбинированными ригелями и продольными несущими связями, уменьшаются кинематические перемещения висячих элементов при действии местных и особенно сосредоточенных временных нагрузок (рис. 3.17). Упругие прогибы при загрузении всего пролета временной нагрузкой снижаются незначительно, если учитывать равные затраты металла на висячие элементы в сопоставляемых схемах.

По аналогии с компоновкой традиционных схем промисленных зданий можно считать основными поперечными балками те, концы которых опираются на колонны, а промежуточными — балки,

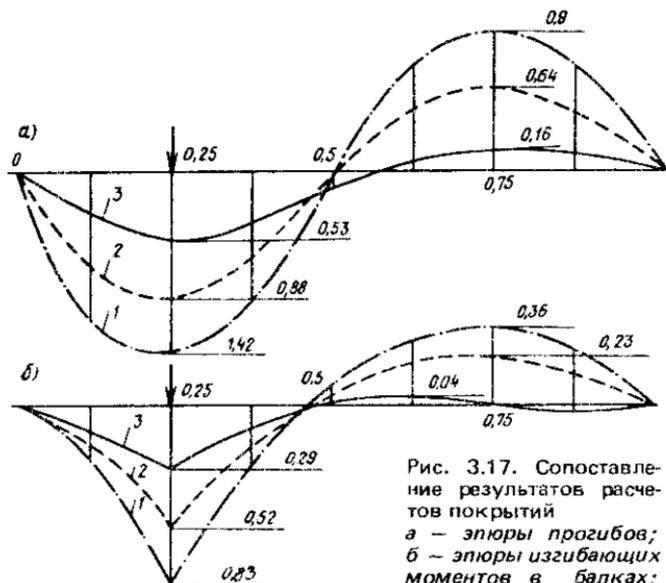


Рис. 3.17. Сопоставление результатов расчетов покрытий
 а — эпюры прогибов;
 б — эпюры изгибающих моментов в балках;
 1 — плоская рама с висячим комбинированным ригелем; 2 — пространственная схема с продольными несущими связями; 3 — схема с перекрестными нитями и с ортогональными балками

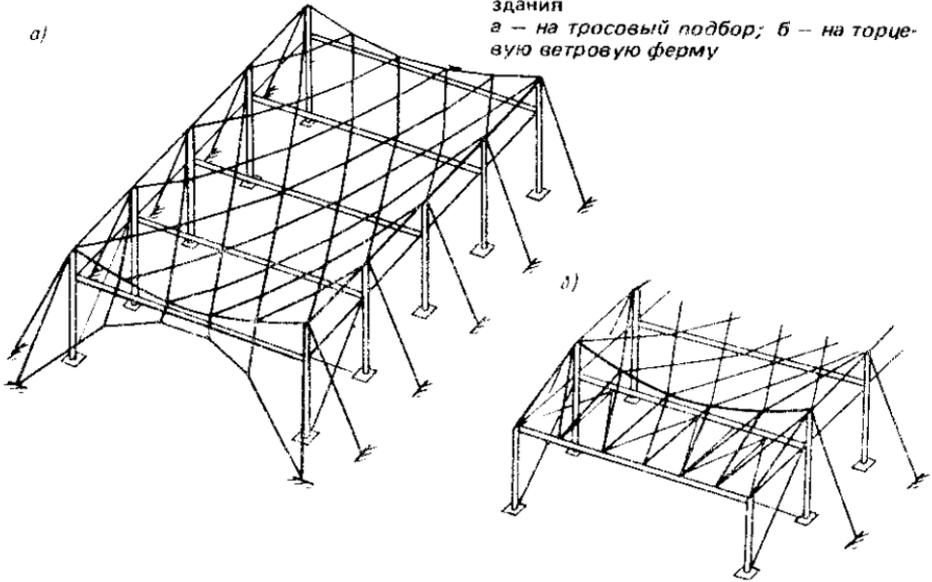
опирающиеся на подстропильные элементы, т.е. на продольные балки или фермы, расположенные по продольным осям между колоннами при большом шаге последних. Принимается, что каждая диагональная нить очерчена по квадратной параболе и нити обоих направлений образуют цилиндрическую поверхность, прямолинейная ось которой направлена вдоль здания (см. рис. 3.2).

Усилия от нитей могут передаваться как на анкерные фундаменты, так и на концы поперечных и продольных балок. Роль продольных балок могут выполнять отдельные продольные связи-прогоны, балки краевых путей или эти же элементы, объединенные в единые продольные монтажные блоки. Для восприятия вертикальных составляющих усилий в шпренгелях по внешним сторонам здания на каждой колонне вводят вертикальные и наклонные оттяжки для передачи усилий либо на анкерные массивы, воспринимающие выдергивающие усилия, либо на подпильные фундаменты (см. рис. 3.2).

На торцах зданий, где имеются большие воротные проемы, вертикальные составляющие могут передаваться на предварительно напряженные канаты-подборы, имеющие пространственное криволинейное арочное очертание (рис. 3.18, а). Усилия также могут быть переданы на торцевой ветровой блок, имеющий в качестве поясов две балки жесткости (торцевая и соседняя с ней балка) с решеткой между ними в виде поперечных связей (рис. 3.18, б).

Рис. 3.18. Передача распоров на торце здания

а — на тросовый подбор; б — на торцевую ветровую ферму



Расчет перекрестных висячих комбинированных систем покрытий. К расчетным предпосылкам, принятым для определения усилий и деформаций в любых статически неопределимых висячих комбинированных системах покрытий, добавим условие, что в узлах пересечения диагональных нитей рассматриваемых схем возможен сдвиг одной нити относительно другой, что для покрытий, состоящих из канатов, определяется конструкцией узлов, в которых практически нельзя обеспечить жесткое несдвигаемое соединение между канатами. Таким образом, в качестве неизвестных в узлах принимаются вертикальные усилия в подвесках, а в нитях — распоры (рис. 3.19).

В качестве расчетного аппарата для определения перемещений от изгиба балок может быть принят расчет с помощью функций влияния с использованием метода итераций при расчете внешнераспорных нелинейно деформируемых висячих систем. Расчет безраспорных схем, в которых распор передается на балку жесткости, выполняется по линейной схеме. Способ расчета с применением метода сил приведен в [45]. Распоры в висячих элементах определяются последовательными приближениями, без учета прогибов, т.е. "замораживанием" распора на каждой стадии итераций при определенных прогибах. Последующее вычисление вертикальных перемещений и изгибающих моментов в балках производится методами строительной механики линейно деформируемых систем, так как распоры принимаются определенное постоянное значение, независимое от прогибов системы и соответствующее конкретному ее нагружению внешней нагрузкой.

В случае, если рассчитывают покрытие с диагонально-перекрест-

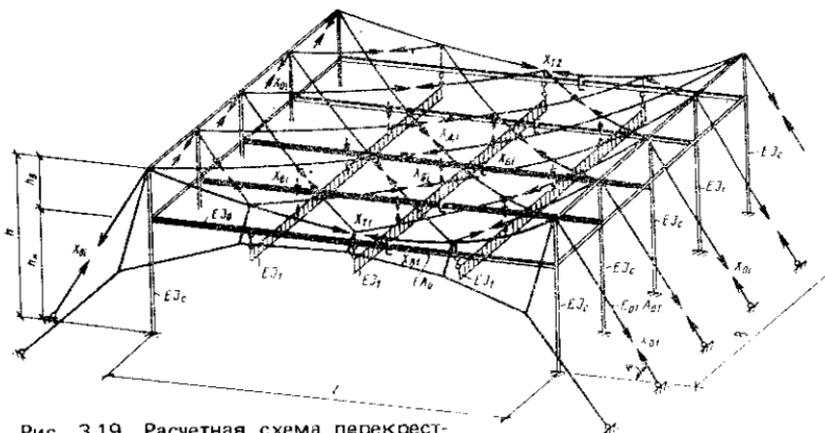


Рис. 3.19. Расчетная схема перекрестного покрытия

ными висячими элементами, очертание осей которых не соответствует очертанию квадратной параболы, имеют место неодинаковые усилия в подвесках по длине нити. Расчет таких конструкций следует уточнять по методике, изложенной в п. 2.3. На стадии компоновочных расчетов или при расчете, выполняемых для сопоставления вариантов, можно использовать табличный способ расчета [46].

Исследование компоновочных параметров диагональных перекрестных покрытий. Исследование компоновочных параметров производилось для выявления направлений поиска рациональных значений характеристик покрытий [45]. Относительная стрела провеса, в данном случае отнесенная к длине диагонали в плане, по направлению которой расположена нить, должна приниматься сравнительно большой ($1/7 \dots 1/8$ пролета), так как кинематические перемещения нитей, характерные для других висячих покрытий, здесь имеют меньшие значения благодаря многосвязности нитей. Увеличение же стрелы провеса нитей благоприятно сказывается на снижении объемов опорных и анкерных конструкций и на уменьшении упругих прогибов покрытия.

Угол между проекциями диагональных нитей в плане и поперечными осями покрытия определяют число подвесок, приходящихся на одну поперечную балку покрытия и на распределение усилий между нитями. Найдено, что рациональное значение этого угла может находиться в пределах $30 \dots 55^\circ$. Управляющим параметром данных висячих покрытий также как и других, рассмотренных ранее, является характеристика продольных деформаций висячих элементов (2.32).

Учитывая большую роль упругих деформаций в приведенных схемах покрытий, рекомендуется, чтобы p_0 не превышало значений $5 \cdot 10^{-4}$ для зданий малых пролетов (меньше 36 м), $1 \cdot 10^{-4}$ — для зданий средних (включая 60 м) и $5 \cdot 10^{-5}$ — для покрытий больших пролетов. Размеры ячеек висячих элементов определяются проектом здания, числом подвесок, поддерживающих балки, и углами в плане между нитями и поперечными балками.

При расположении кровли в уровне балок число висячих элементов, находящихся снаружи, желательнее уменьшать, но минимальное число подвесок, которое приходится на одну балку, нельзя принимать меньше трех, а размеры ячеек не следует уменьшать до размеров, затрудняющих эксплуатацию покрытия (осмотр и покраску узлов и элементов, уборку снега и т.п.). Уменьшение размеров ячеек также увеличивает многообразие конструкций при изготовлении и монтаже.

Как показывают многолетние наблюдения за подобными покрытиями над общественными зданиями, компактные сечения высокопрочных висячих элементов не препятствуют ветровому самоудалению снега с покрытия.

Отношение изгибных жесткостей продольных балок к жесткостям поперечных может быть сокращено по сравнению с предыдущим типом пространственных покрытий в 1,5–2 раза благодаря тому, что данная схема покрытия имеет большую пространственную жесткость, чем покрытия без перекрестных нитей. Исследование влияния нелинейности внешнераспорной схемы покрытия на прогибы и изгибающие моменты показало, что вследствие увеличения статической неопределимости системы и уменьшения доли кинематических перемещений в суммарных прогибах конструкций, нелинейность в таких схемах проявляется слабее, чем в конструкциях типа "балка – нить". Однако при больших пролетах, т.е. при значениях коэффициента деформативности больше 4, расчет следует выполнять по нелинейной расчетной схеме, так как он позволяет выявить запасы жесткости и прочности конструкций, которые могут составлять 5% и более.

Во внешнебезраспорных схемах балки, непосредственно нагруженные крановой нагрузкой, не испытывают от нее сжатие, так как распоры передаются на отдаленные от поперечной нагрузки балки.

Таким образом, при оценке устойчивости поперечных балок этих систем следует учитывать, что совместное сжатие с изгибом балок наблюдается лишь от загрузки покрытия постоянными и снеговыми распределенными нагрузками. Однако в покрытиях зданий производственного назначения при наличии подвесных кранов названные нагрузки не определяют размер сечений балочных элементов.

Все сказанное позволяет рекомендовать для таких систем передачу распора на балки жесткости.

Висячие диагонально-перекрестные комбинированные покрытия с наклонными подвесками (висячие структуры). Для висячих пространственных перекрестных систем также как и для плоских висячих ферм имеют принципиальное значение характер и схема прикрепления подвесок, соединяющих висячие элементы с балками жесткости. Замена вертикальных подвесок на наклонные или использование треугольной решетки в значительной степени влияет на уменьшение кинематических перемещений гибких растянутых элементов при загрузке пролета крановой нагрузкой. Это объясняется тем, что наклонные подвески накладывают на висячий элемент горизонтальные связи, препятствующие изменению формы первоначального равновесия нити [6, 51], и распределяют нагрузку на большое число висячих элементов (см. рис. 3.3).

18/2

В пространственных перекрестных схемах наклон подвесок может быть осуществлен не только в плоскостях нитей, но и в других направлениях, образуя своего рода висячую структуру, эффективно воспринимающую местные нагрузки от подвесных кранов.

Учитывая, что усилия в наклонных подвесках невелики, а в середине пролета малы и их длины, то наиболее рационально осуществлять их в виде круглых стержней из прокатной стали. Эффективность же использования для этих целей стальных канатов значительно снижается из-за большого расхода металла на концевые муфты, что при небольших длинах элементов определяет существенные затраты металла. Так, конструктивные коэффициенты прокатных элементов составляют 1,10 1,15, а коротких вант из витых канатов — 1,3 1,6 [16].

К узлам соединения перекрестных элементов и к креплениям к ним подвесок предъявляются требования в отношении несдвигаемости их по стальным канатам. Это достигается такими приемами как введением дистанционных канатов (см. рис. 1.9), усиленным обжатием узлов и использованием в узлах абразивных материалов и клеев [21], введением в обжимаемый узел клиньев (рис. 1.11) и др.

Диагонально-перекрестные пространственные системы с наклонными подвесками ввиду большого числа несущих элементов и отсутствия постоянства распоров по длине нитей рекомендуется рассчитывать методом конечных элементов и использованием стандартных программ, реализуемых на ЭВМ, с большой оперативной памятью.

3.4. СТРОИТЕЛЬСТВО И ИСПЫТАНИЯ ОПЫТНЫХ КАРКАСОВ И ПОКРЫТИЙ

Задачи исследования. Для экспериментальной проверки принятых способов расчета и расчетных предпосылок были изготовлены и испытаны лабораторные модели висячих покрытий и каркасов, спроектированы, а также построены опытные сооружения, имеющие определенное технологическое назначение, которые можно рассматривать как крупномасштабные модели реальных большепролетных зданий. На таких конструкциях, кроме испытания их нагрузкой в известной степени удалось проследить некоторые особенности проектирования, изготовления, монтажа и эксплуатации висячих покрытий производственных зданий.

Мастерская по ремонту горной техники. Каркас здания пролетом 15 м и длиной 30 м состоит из шести поперечных плоских рам с висячими комбинированными ригелями (рис. 3.20) [31, 32]. В состав ригеля входят балка-двутавр № 36 (расположенный на отметке 8 м) и стальной канат закрытого типа диаметром 31,5 мм, провисающий со стрелой 1/8 пролета и соединенный с балкой вертикальными подвесками из стальной арматуры диаметром 25 мм. Натяжение подвесок регулированием их длины обеспечивается с помощью двухконцевого узла и нарезок с гайками. Верхние концы подвесок закрепляются на стальном канате с помощью двух гнутых листов-пластин толщиной 10 мм, стягиваемых шестью болтами М20.

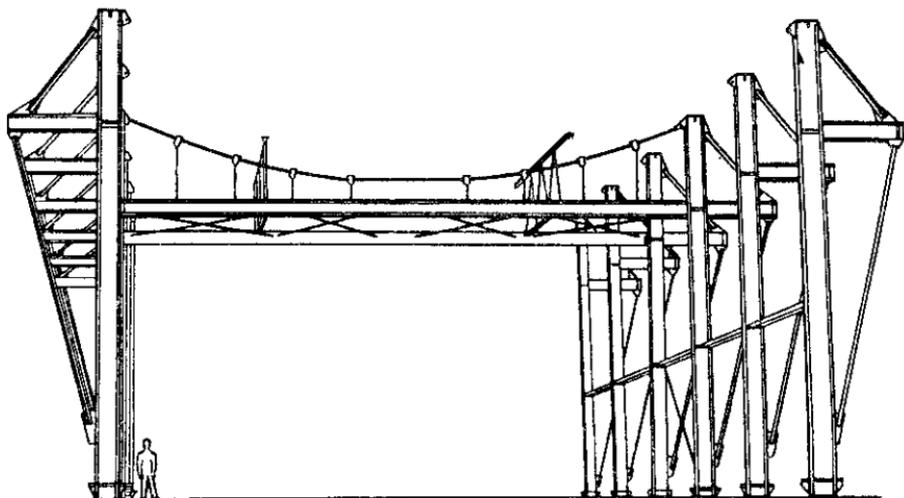


Рис. 3.20. Мастерская по ремонту горной техники

Колонны рамы, неразрезные по высоте, выполнены из двутавров № 40 и жестко защемлены в фундаментах с помощью развитой опорной базы. Для восприятия распоров от несущих канатов колонны усилены вертикальными шпренгелями, которые состоят из парных уголков и из распорок в уровне балки. Распор частично передается на колонну, вызывая ее изгиб, а большей частью — на шпренгель и затем на подколлонный фундамент. Через распорку шпренгеля сжатие передается на балку ригеля. Устойчивость балки относительно вертикальной оси обеспечивается поперечными связями, расположенными в середине блока покрытия, и продольными распорками (прогонами). В каркасе предусмотрены вертикальные связи между колоннами как в плоскости стенового фахверка, так и в надкровельных частях колонн. Особенностью последних связей является то, что они были поставлены до монтажа висячих ригелей, так как сжато-изогнутые верхние участки колонн не имея закрепления верхнего конца, могли потерять устойчивость из плоскости рамы в процессе монтажа.

Для достижения необходимой жесткости покрытия приняты меры, направленные на обеспечение пространственности каркаса, особенно при воздействии местных крановых нагрузок. Для этого в расчетную схему несущих конструкций введены вертикальные неразрезные связи, расположенные в четвертях пролета, и осуществленные в этом покрытии в виде сквозных ферм, а в середине пролета — в виде жесткого дождевого лотка. Продольные фермы поддерживают кровельный двухскатный настил с отводом воды через лоток. Наличие сравнительно высоких продольных ферм с внутренним расположением несущих конструкций позволило обеспечить прямолинейность двух скатов, что имеет определенные преимущества перед криволинейным профилем кровли.

повторяющим очертание висячего элемента. Постоянный угол наклона кровли в данном покрытии определил одностипность кровельных материалов. В местах расположения в пролете вертикальных продольных связей к ригелю прикреплены балки продольных путей движения подвеса кранового оборудования грузоподъемностью 3 т.

К особенностям изготовления висячих элементов относится устройство закрепления концов каната в стандартах муфтах. В данном случае конец каната в раструбе муфты закреплялся расклиниванием с помощью стальных пластинок.

После изготовления концевых закреплений производилось испытание их прочности на специальном стенде под нагрузкой, превышающей расчетную несущую способность на 20%. На монтажную площадку висячие элементы из стальных канатов доставлялись в бухтах.

Пролетные конструкции монтировали двумя кранами. По мере завершения монтажа висячих комбинированных ригелей производилось их предварительное напряжение. Для этого концы балок жесткости закрепляли к столикам на колоннах и с помощью такелажных канатов монтажными кранами балки притягивали к несущим канатам. При этом в подвесках ослабевало натяжение и их натягивали гайками на концах подвесок. После освобождения захвата кранов выгиб балок несколько уменьшился (до 1/200 пролета), но предварительное напряжение висячего ригеля сохранилось. Оно позволило снять с конструкции и узлов неупругие (рыхлые) деформации и включить канатные элементы и узлы в работу рамы в соответствии с расчетной схемой конструкции.

Испытания плоского поперечника, а затем пространственного каркаса расчетной нагрузкой от подвеса крана грузоподъемностью 3 т показали вертикальную жесткость, достаточную для эксплуатации подвесных кранов — прогибы 1/870 пролета. После окончания монтажа металлические конструкции, включая стальные канаты, были окрашены. Непрерывная эксплуатация цеха в течение семи лет не выявила каких-либо отклонений в прочности и жесткости сооружения от норм.

Павильон автодрома в Первомайском парке Воронежа. Задание на проектирование и возведение летнего паркового павильона было использовано для осуществления крупномасштабной модели висячего диагонально-перекрестного покрытия [45] (автор А.С. Щеглов). Прямоугольный в плане павильон размером 12x24 м имеет металлический каркас с неразрезными по высоте колоннами (рис. 3.21). Все сжатые, сжато-изгибаемые основные элементы — колонны, балки жесткости, прогоны и распорки — изготовлены из спаренных швеллеров № 10. Таким образом, высота балок жесткости при пролете 12 м составляет 1/120 пролета.

Перекрестные нити изготовлены из круглой арматурной стали диаметром 20 мм. Длины монтажных элементов нитей соответствуют расстояниям между узлами перекрестной висячей системы. На концах каждой нити приварены фасонки, которые отверстиями одеваются на вертикальные стержни подвесок диаметром 26 мм. Распоры от висячих элементов передаются на шпренгельные колонны, с которых часть

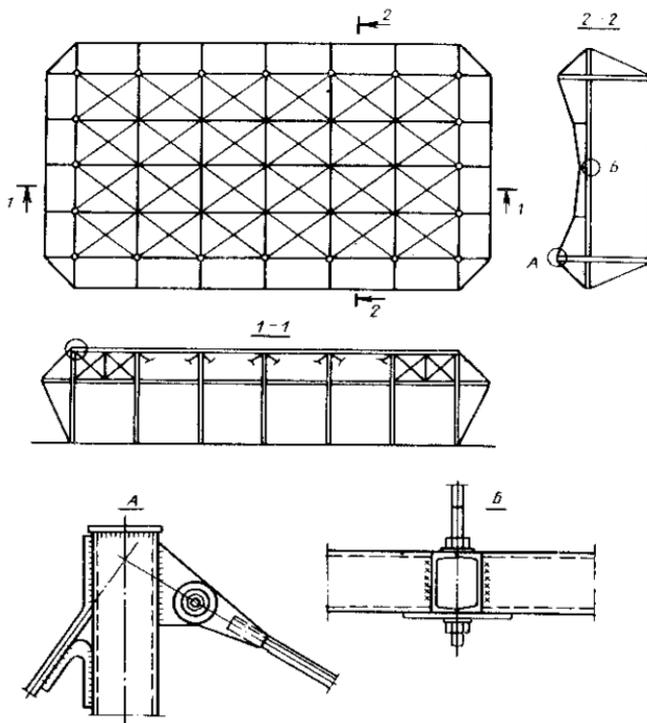


Рис. 3.21. Павильон автодрома в парке

усилия в поперечном направлении передается на балку жесткости (в продольном направлении — на продольный прогон), а другая часть усилия через подкосы передается на базу колонны и на подколонный фундамент. Колонны по всем четырем сторонам павильона усилены плоскими шпренгелями, а угловые — шпренгелями в двух направлениях.

Для создания предварительного напряжения системы неразрезные балки жесткости и прогоны монтировали на подпорках с некоторым выгибом кверху, создаваемым усилием изгиба, а после окончания монтажа висячих элементов временные стойки были убраны и система получила предварительное напряжение. Приведенный расход металла на все элементы каркаса составил $29,5 \text{ кг/м}^2$, в том числе на покрытие $16,8 \text{ кг/м}^2$. Возведение каркаса павильона выполнено бригадой монтажников, состоявшей из четырех человек, в течение восьми дней.

Проведенные экспериментальные исследования показали хорошее совпадение расчетных данных с опытными. Под грузом, моделирующим воздействие подвесных кранов, расположенных в середине покрытия

или в четверти пролета торцевой балки разница прогибов по расчетным и экспериментальным данным не превышала 12%. Близкие к этим расхождениям наблюдались и при загрузениях покрытия равномерно распределенными нагрузками.

Строительство трехпролетного производственного здания с диагонально-перекрестным висячим комбинированным покрытием. Здание размером в плане 36x72 м в соответствии с требованиями технологического процесса, для которого предназначено сооружение, запроектировано трехпролетным 9 + 18 + 9 м с шагом колонн 12 м и высотой до низа конструкций 11 м (рис. 3.22) [45]. В боковых пролетах предполагается продольное движение подвесных кранов грузоподъемностью 5 т, а в среднем пролете — 10 т.

Предусмотрено расположение висячих конструкций выше кровли, которая запроектирована в уровне верхних поясов балок жесткости. Колонны на уровне опирания балок с помощью шарнира делятся на две части — надкровельную из двутавра № 40 и нижнюю — из трубы диаметром 426 мм, которая жестко закреплена в фундаменте. Между колоннами имеются продольные вертикальные связи в двух ярусах и продольные балки из двутавра № 50, выполняющие роль подстропильных элементов, на которые опираются промежуточные поперечные балки — двутавры № 40. Основные балки, расположенные в плоскости колонн, с последними образуют трехпролетную поперечную раму с шарнирными опираниями балок ригелей. В качестве несущих висячих элементов принята арматурная сталь класса А-III из двух стержней диаметром 32 мм, а подвеска — из стержней диаметром 25 мм. В узлах

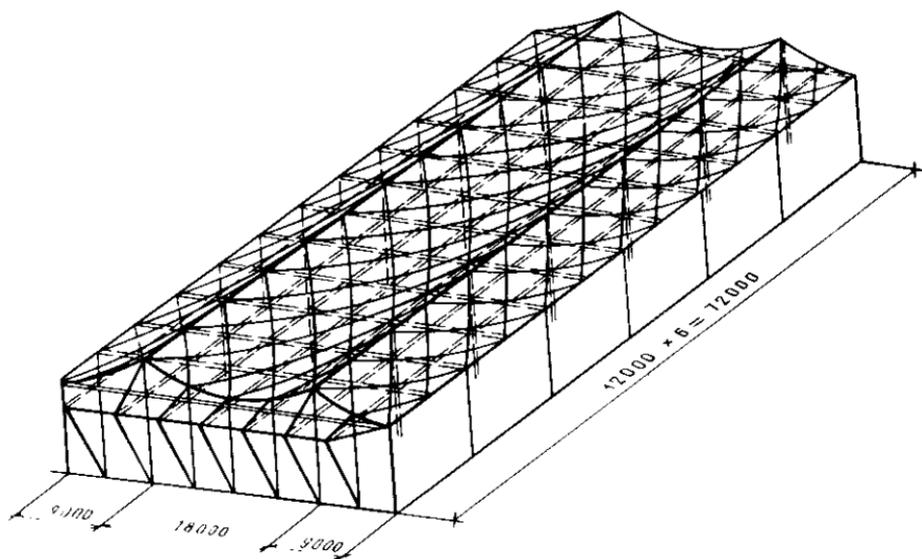


Рис. 3.22. Трехпролетное производственное здание

пересечения висячие элементы не прерываются, а соединяются пластинами — которые стягиваются болтами. К пластинам крепится подвеска, воспринимающая усилие от поперечной балки.

Глава 4. ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ С ЦИЛИНДРИЧЕСКИМИ МЕМБРАНАМИ

4.1. МЕМБРАННЫЕ ПОКРЫТИЯ И ВОЗМОЖНОСТИ ИХ ИСПОЛЬЗОВАНИЯ

Широко распространенная в настоящее время прямоугольная планировка производственных зданий, которая соответствует традиционной схеме технологических процессов и допускает поэтапное возведение промышленных зданий, определяет благоприятные условия использования стальных мембран в качестве несущих и одновременно ограждающих элементов висячих покрытий, оснащенных подвесным крановым оборудованием. Опыт возведения олимпийских сооружений в Москве и Ленинграде показал высокую технологичность подобных конструкций в монтаже, надежность в эксплуатации и относительную экономичность этих конструкций применительно к большим пролетам. Накопленный опыт может быть использован при внедрении мембранных схем покрытий в современное строительство, основными направлениями развития которого являются увеличение пролетов и рост грузоподъемности подвесного кранового оборудования в обрабатывающих отраслях народного хозяйства.

Мембранные покрытия, обладая преимуществами перед традиционными рамными схемами, имеют свои особенности, отличающие их от других висячих покрытий, в частности, от тросовых систем. Так, совмещение в мембранах несущих и ограждающих функций покрытия позволяет не только снизить расход металла на конструкции, но и сэкономить трудозатраты на их возведение, так как уменьшается многодельность элементов покрытия. Снижению трудозатрат особенно способствует использование рулонного монтажа мембран, что сокращает сроки возведения сооружения.

К достоинствам конструкций мембранного покрытия относится их большая стойкость против коррозии и против потери несущей способности при пожаре, чем покрытий с тросовыми элементами. Кроме того, следует отметить их повышенную жесткость как при загрузке временной нагрузкой всего пролета благодаря использованию прокатной стали, так и при местных загрузках крановой нагрузкой, что достигается пространственной работой мембран.

Конструктивная схема покрытий с мембранами двоякой кривизны. Мембранные несущие элементы по форме поверхности и по своему напряженному состоянию могут быть двух видов: двоякой кривизны и нулевой — цилиндрическими, а для круглых в плане производственных зданий — коническими. Мембрана положительной гауссовой кривизны с малой стрелой провисания $1/40 \dots 1/60$ пролета, закрепленная

на замкнутом прямоугольном контуре, испытывает двухосное состояние — двухосное растяжение (рис. 4.1).

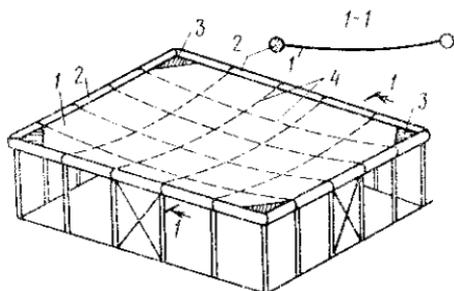
При возведении покрытия мембрану сваривают из листов на стеллажах в уровне земли или на специальном настиле, поднятом на проектную отметку, закрепляют по контуру на прямоугольной замкнутой раме, состоящей из относительно гибких элементов, усиленных в углах подкосами или вутами. При подъеме в проектное положение мембрана под действием собственного веса провисает с определенной стрелой, при действии очертание поверхности двойкой кривизны.

Исследование и успешное внедрение подобных покрытий выполнено в НИИЖБ Госстроя СССР под руководством И.Г. Люджовского и подробно описано в литературе [27]. Мембранные конструкции двойкой кривизны нашли применение в Советском Союзе для многих производственных зданий с бескрановыми покрытиями. В 1982 г. при реконструкции механического цеха московского завода "Компрессор" старое многопролетное покрытие было заменено однопролетной мембраной двойкой кривизны. Для этого над старым каркасом был сооружен временный настил, на котором была смонтирована прямоугольная, замкнутая в плане, рама размером 66x81 м, состоящая из трубобетонных элементов. К трубам до монтажа мембраны приваривали опорный лист, к которому затем сваркой прикрепляли мембрану. После подъема рамного контура мембрана приобрела форму полой оболочки со стрелой провеса $1/32$ пролета. Взаимодействие растянутой мембраны и сжатого контура обеспечило устойчивость последнего при большой гибкости его в плоскости покрытия.

Авторы проекта отмечают, что при необходимости к мембране могут быть подвешены пути кранового оборудования небольшой грузоподъемности. Причем, балки путей подвесных кранов должны крепиться к мембране с помощью подвесок и круглых шайб — листовых дисков диаметром не менее 15 диаметров подвески. Жесткость покрытия с мембраной двойкой кривизны обеспечивается благодаря двухосному растяжению висячей мембраны, имеющей малую стрелу провеса относительно поперечного и продольного размеров покрытия.

Известно, что при стрелах провеса $1/40 \dots 1/60$ пролета кинематические перемещения любых висячих элементов, нагруженных местной нагрузкой, весьма малы и не превышают дополнительных упругих провесов в середине пролета. Учитывая, что висячий элемент в данных покрытиях изготавливается из прокатной стали и имеет небольшие упругие удлинения, можно считать, что такая конструктивная схема является наиболее стабилизированной из всех висячих систем. Однако повышенная жесткость при малых стрелах провеса здесь достигается в результате увеличения объема анкерно-опорных конструкций, воспринимающих при малых стрелках большие распоры. Поэтому в мембранных покрытиях двойкой кривизны необходимо максимально облегчать покрытие — уменьшать собственный вес кровли и ограничивать грузоподъемность подвесных кранов. Не всегда может быть оптимальным использование в новом строительстве покрытий с замкнутым опорным контуром для многопролетных и протяженных зданий, так как повторение

Рис. 4.1. Мембранное покрытие двойкой кривизны
 1 — мембрана; 2 — опорный трубо-бетонный контур; 3 — угловые усиления — вуты и распорки; 4 — стыковые или нахлесточные швы мембраны



контуров и дублирование элементов, воспринимающих сжатие в соседних блоках, не способствует эффективности покрытия и вызывает определенные затруднения при расширении производственных площадей.

Рациональными областями применения мембранных конструкций двойкой кривизны можно считать их использование преимущественно в бескрановых покрытиях большепролетных зданий и для производств, обслуживаемых кранами малой грузоподъемности. Такие системы также могут быть успешно использованы при реконструкции зданий без остановки технологических процессов предприятий.

Покрытия с цилиндрической мембраной. Мембрана цилиндрической формы в покрытиях может иметь большую стрелу провисания (до $1/8$ пролета), благодаря чему грузоподъемность подвесного кранового оборудования в данных покрытиях практически не ограничивается. Подобные конструкции имеют определенные преимущества и в отношении технологии изготовления и монтажа несущих элементов, поскольку заводское изготовление и рулонный монтаж покрытий обеспечивают качество и сокращение сроков строительства сооружения.

Конструктивная схема цилиндрических мембранных покрытий производственных зданий сформировалась в основном под влиянием накопленного опыта проектирования и возведения покрытий общественных зданий. Так, олимпийские сооружения — Дворец спорта имени В.И. Ленина в Ленинграде и велотрек в Крылатском, имеющие мембранные покрытия, возводились с применением рулонного монтажа [8]. Для раскатывания рулонов в этих конструкциях были введены направляющие полосы толщиной 12—20 мм и шириной 300—400 мм. Взаимное положение полос фиксировалось легкими распорками из гнутых швеллеров. В Ленинградском покрытии полосы по всей длине усилены вертикальным листом, образующим с полосой сварной тавр, к которому крепятся вантовые раскосы двухпоясной фермы, образованной направляющим тавром (верхний пояс) и оттяжным стальным канатом (нижний пояс) (рис. 4.2). В покрытиях направляющие полосы могут быть также использованы как верхние пояса висячих комбинированных ферм, к которым на отдельных фасонках прикрепляются подвески, соединяющие мембрану с балками жесткости.

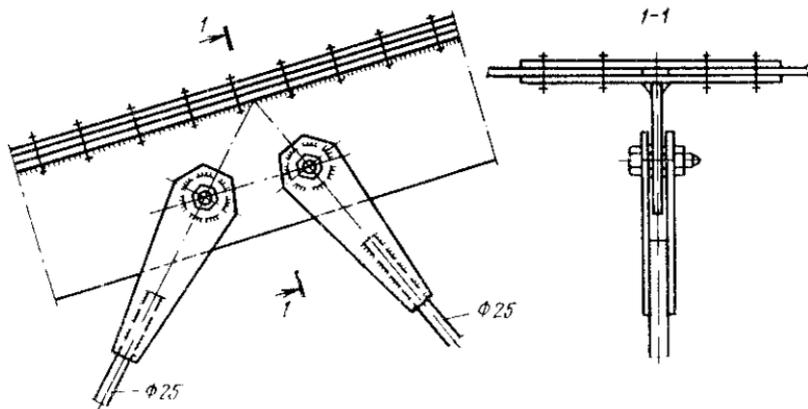


Рис. 4.2. Направляющие полосы для монтажа мембраны и крепление подвесок

Вопрос о введении балок жесткости в состав мембранных покрытий должен быть решен в зависимости от грузоподъемности и режима работы подвесных кранов. Использование мембран с малыми стрелками провеса (менее $1/30$ пролета) позволяет обеспечить общую стабильность покрытия при загрузке его местными нагрузками, в том числе при загрузке половины пролета. Однако в покрытиях с цилиндрическими мембранами, имеющими большие стрелки провеса (до $1/8$ пролета), применение которых диктуется большой грузоподъемностью кранов, необходимость балок жесткости определяется как требованиями снижения кинематических перемещений (что достигается использованием систем повышенной жесткости), так и требованиями уменьшения местных прогибов, возникающих при почти сосредоточенных воздействиях кранов на гибкую висячую конструкцию, слабо приспособленную для восприятия местных временных нагрузок.

Кроме этого, при эксплуатации кранов необходимо воспринимать поперечные и продольные торможения, горизонтальные воздействия при перекосах кранов во время передвижения, неуравновешенные технологические загрузки и т.п. Наличие балок — путей движения кранов позволяет образовывать в составе покрытия жесткий диск в виде перекрестных балок, воспринимающий расчетные и случайные горизонтальные воздействия и увеличивающий надежность и продолжительность эксплуатационного ресурса подвесных кранов. В качестве продольных неразрезных балок-связей могут быть использованы комплексные элементы, выполняющие функции вертикальных связей, балок — путей подвесных кранов, прогонов и других элементов, которые усиливают мембрану в продольном направлении.

Назначение балок жесткости может не ограничиваться только распределительными функциями. С помощью балок также как и в тросо-

вых покрытиях можно создавать предварительное напряжение легких покрытий малых и средних пролетов (до 60 м). В этом случае балки предварительно выгибают, притягивая концы к опорам. При больших пролетах изгибной жесткости балок недостаточно, поэтому для создания предварительного напряжения следует вводить напрягающие нижние пояса в виде тросовых элементов обратной кривизны.

Горизонтальная жесткость и несмещаемость подвешенных балок обеспечивается вертикальными связями между подвесками или устройством спаренных жестких подвесок, соединяющих узел балки с двумя точками мембраны (рис. 4.3) [27]. Регулирование длины гибких подвесок при монтаже или во время эксплуатации осуществляется стяжными муфтами, поэтому гибкие подвески удобно выполнять из круглой стали. Количество подвесок по длине балки должно быть таким, чтобы обеспечивать равномерное распределение воздействия балок на мембрану, т.е. не менее четырех-пяти на пролет. В то же время увеличение числа подвесок повышает трудоемкость изготовления и монтажа конструкций.

Шаг колонны в продольном направлении и шаг оттяжек, передающих распор от мембраны на внешние фундаменты, а в схемах с принятым распором — на балки жесткости, зависит в основном от несущей способности продольных балок, расположенных по осям колонн, а также от конструкции и шага фундаментов или анкерных устройств, которые по своей схеме не отличаются от конструкций, рассмотренных для висячих покрытий других типов.

Описанная структура покрытия в виде мембраны, к которой подвешена система перекрестных балок, имеет достоинства конструктивного и технологического характера — простое решение элементов, технологичность изготовления и монтажа и др. Раздельное положение мембраны и балки жесткости допускает устройство неотопляемого чердака и размещение утепленного перекрытия в уровне балок, что позволяет сократить затраты энергии на отопление зданий, в которых по условиям технологии часто открываются ворота и охлаждаются большие объемы помещений. В таких конструктивных схемах рацио-

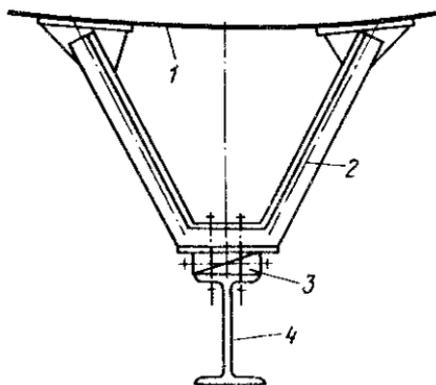


Рис. 4.3. Крепление путей подвесных кранов к мембране

1 — мембрана; 2 — жесткие подвески; 3 — клиновидные подкладки; 4 — крановый путь

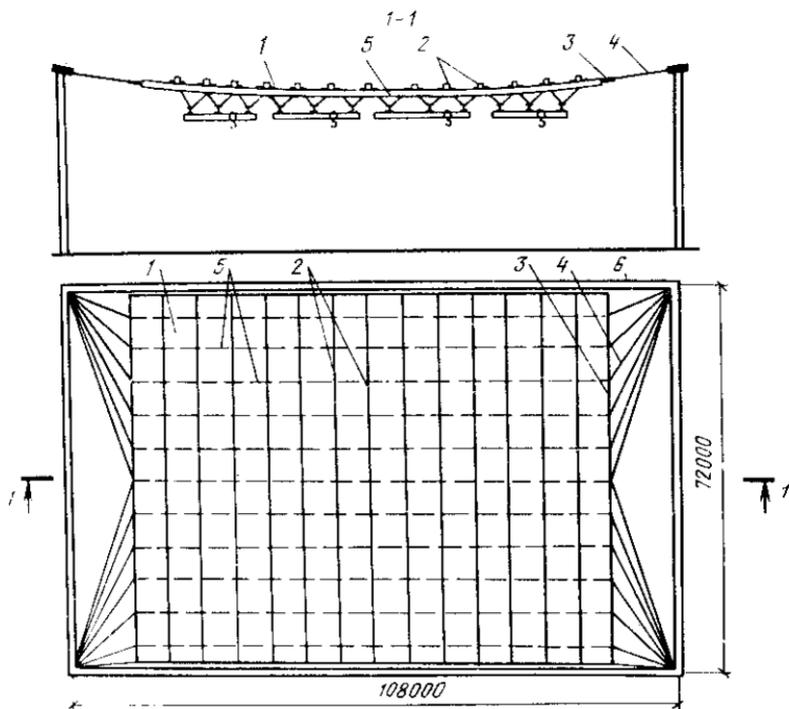


Рис. 4.4. Цилиндрическое мембранное покрытие с изогнутыми балками
 1 — мембрана; 2 — прогоны; 3 — опорная балка; 4 — вантовая ферма; 5 — гнутые балки; 6 — распорка

нальная передача распора на балки жесткости во внешне безраспорных системах.

В отличие от данной схемы оригинальное решение цилиндрического мембранного покрытия предложено и исследовано Г.С. Ведениковым и В.Ф. Мушановым [22], в котором роль поперечных жестких элементов выполняют балки, изогнутые по форме провисающей мембраны и скрепленные с ней по всей длине, а концами закрепленные к опорным конструкциям. Таким образом, балки являются не только несущими жесткими нитями, но выполняют роль направляющих, по верхним полкам которых раскатываются мембраны при рулонном монтаже. Продольные прогоны небольшой высоты, расположенные по прямолинейным образующим сверху цилиндрической мембраны, в известной степени способствуют увеличению продольной жесткости покрытия. В узлах пересечения прогонов с изогнутыми балками присоединяются подвески, несущие продольные балки — пути подвесных кранов. Кроме этого прогоны фиксируют положение утеплителя и кровли на мембране (рис. 4.4). Распор от мембраны передается на вантовые фермы по обеим продольным сторонам покрытия.

Прогибы цилиндрических мембран покрытий, усиленных балками.

Характер прогибов мембранного покрытия как качественно, так и количественно, значительно отличается от прогибов покрытия, в котором несущими элементами являются стальные канаты. Более высокий модуль упругости и меньшие напряжения в прокатной стали мембран по сравнению со стальными канатами определяют меньшие упругие удлинения мембраны, а следовательно, и уменьшенные прогибы в середине пролета при полном нагружении всего покрытия по сравнению с прогибами канатной конструкции.

Места наибольших прогибов и характер нагружений покрытий для получения расчетных прогибов также различны для двух рассматриваемых вариантов покрытий. Так, для мембранных цилиндрических покрытий со стрелой провеса ($1/8 \dots 1/20$ пролета) расчетные сечения расположены в четверти пролета при нагружении временной нагрузкой половины пролета (рис. 4.5). При меньших стрелах провеса мембран, около $1/30$ пролета, кинематические и упругие прогибы могут быть равны. Величина этой стрелы может быть уточнена в зависимости от соотношения временной и постоянной нагрузок и от расчетного сопротивления и модуля упругости материала мембраны.

Из сказанного следует, что меры по обеспечению жесткости мембранных покрытий должны быть направлены в основном на уменьшение кинематических перемещений всякого элемента, т.е. на применение всяких систем повышенной жесткости, а именно: использование схем с треугольной решеткой, соединяющей мембрану с балками; введение восходящих вант в схему пролетной конструкции; прикрепление мембраны в середине пролета к балке жесткости и т.п. Сжатие в балке при одностороннем нагружении можно исключить устройством опор, воспринимающих лишь растяжение [49], или введением второго яруса оттяжек на уровне опирания балок (см. рис. 1.5), воспринимающих лишь растяжение.

Представляет интерес неравномерность прогибов мембран в продольном направлении. По исследованиям Н.И. Уварова [38], при перемещении одиночного груза от центра покрытия вдоль прямолинейной образующей к торцу, прогибы возрастают к краю мембраны на 5—10%. Таким образом расчетное поперечное сечение для проверки прогибов должно находиться у торцевого края мембраны или у второй от края балки, которая может быть нагружена двумя кранами, тогда как крайняя балка нагружается одним краном.

Результаты уточненного расчета мембраны, усиленной балками, по материалам [38] отличаются от данных расчета плоской эквивалентной висячей комбинированной системы "балка — нить" незначительно — на 3—5% в запас жесткости при равномерной нагрузке по всему пролету. Однако расчет мембранной схемы позволяет выявить запасы жесткости до 15—20% при полосовой нагрузке, загружающей половину пролета, а также от сосредоточенных воздействий крановых тележек, которые

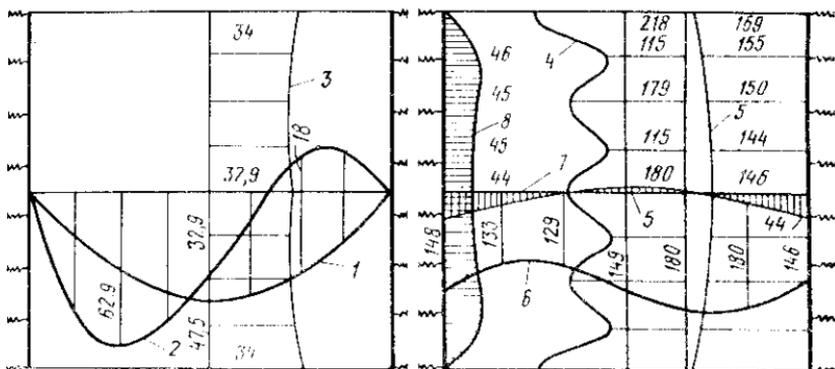


Рис. 4.5. Распределение прогибов и напряжений (по Н.И. Уварову)

1 — прогибы при загрузке всего пролета; 2 — загрузка половины пролета; 3 — то же, в продольном направлении; 4—6 — нормальные σ_x напряжения при загрузке половины пролета; 7—8 — то же, σ_y

могут быть расчетными для покрытий со стрелой провисания мембраны больше $1/20$ пролета.

Напряженное состояние мембраны в покрытии. Распределение напряжений в висячей цилиндрической мембране, являющейся гибкой оболочкой, зависит не только от характера загрузки покрытия временной нагрузкой, но в большой степени и от граничных условий на краях мембраны, способов закрепления ее на продольных опорных балках. При жестком закреплении по длине балки, т.е. при сплошной приварке мембраны к балке по длине последней, по продольной кромке мембраны возникают значительные касательные и поперечные нормальные напряжения, вызывающие увеличение напряжения в углах мембраны [38]. Уменьшить эффект этого явления можно обеспечением сдвиговой податливости опорного закрепления. Так, в круглом покрытии универсального спортивного Дворца имени В.И. Ленина в Ленинграде мембрана по краям имеет вырезы, и распор от нее передается на железобетонное кольцо в отдельных шарнирных узлах, где мембрана усилена по толщине (рис. 4.6) [16].

При загрузке покрытия равномерно распределенной нагрузкой по всему пролету нормальные поперечные напряжения (по криволинейной направляющей) по своему характеру соответствуют напряжениям в гибкой нити — у опор напряжения выше, чем в середине пролета. В продольном направлении поперечные напряжения в среднем сечении распределяются почти равномерно, а вблизи углов при жестком, горизонтально-неподатливом и несдвигаемом в продольном направлении закреплении, по исследованиям [39], наблюдается резкое возрастание нормальных напряжений до полуторократного по сравнению с напряжениями в середине пролета. Упругие удлинения внешних оттяжек, деформации балок, сдвиговая податливость закрепления оболочки вдоль опорных балок несколько снимают концентрацию напряжений

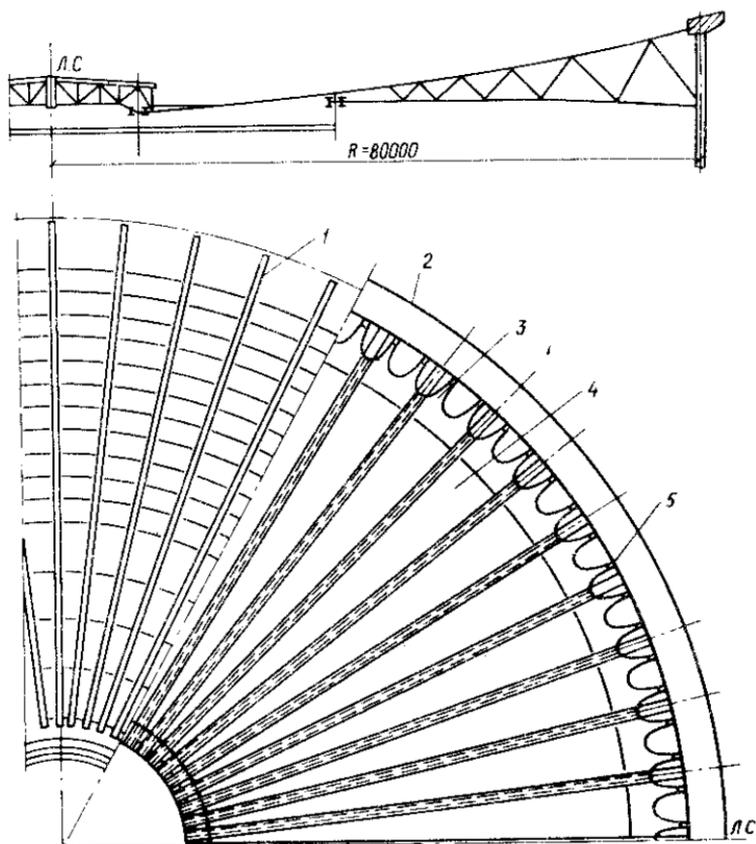


Рис. 4.6. Дворец спорта имени В.И. Ленина в Ленинграде
 1 — направляющие полосы; 2 — железобетонное кольцо; 3 — увеличенная толщина мембраны 12 мм; 4 — мембрана 6 мм; 5 — шарнир крепления мембраны к кольцу

вблизи углов, однако местом наибольших, расчетных напряжений в мембране следует считать опорные углы. То же относится и к продольным напряжениям (вдоль прямолинейной образующей оболочки) и к касательным — неравномерное распределение их при жестких расчетных закреплениях сменяется на слабо выраженную неравномерность при граничных условиях, допускающих податливость.

В оболочке, усиленной балками жесткости, нормальные поперечные напряжения вблизи опор распределяются в продольном направлении почти равномерно при загрузке временной равномерно распределенной нагрузкой всего покрытия и резко выражено волнообразное распределение напряжений при загрузке половины пролета оболочки (см. рис. 4.5, б). Это объясняется тем, что в первом случае балки почти

не включаются в совместную работу с оболочками (при равномерной нагрузке по всему пролету они воспринимают 3–5% нагрузки), а при загрузке половины пролета балки берут на себя существенную часть временной нагрузки, и напряжения в мембране в местах расположения балок уменьшаются на 25–30% по сравнению с напряжениями между балками.

4.3. КОМПОНОВОЧНЫЙ РАСЧЕТ ЦИЛИНДРИЧЕСКИХ ПОКРЫТИЙ

Расчет висячих цилиндрических мембран, усиленных ребрами и балками жесткости, подвешенными к ребрам мембраны с помощью вертикальных подвесок, производится в соответствии с предпосылками, обычно принимаемыми для анализа напряженно-деформированного состояния висячих комбинированных конструкций. В качестве методов решения основных уравнений с заданными граничными условиями используют либо метод конечных элементов, реализованный для расчета подобных систем [22], либо метод конечных разностей [38].

В основу компоновочных расчетов мембранного покрытия, усиленного балками жесткости, положим аналогию этой схемы покрытия с висячей комбинированной плоской системой типа "балка — нить". Для этого выделим из цилиндрической мембраны единичную полосу по криволинейной направляющей и найдем основные компоновочные параметры.

Толщину мембраны определим из условия предельных прогибов покрытия при загрузке временной нормативной нагрузкой всего пролета. При таком загрузке на висячий элемент — мембрану передается почти вся нагрузка αp^H , так как α — коэффициент распределения нагрузок здесь может быть доведен до $\alpha = 0,98–0,99$, что определяется большой осевой жесткостью мембраны и использованием в качестве материала оттяжек, как правило, проката.

Из (1.1) для единичной полосы мембраны $A = 1t$ найдем ее толщину, которая должна быть округлена до толщины прокатываемого листа по сортаменту и проверена на прочность:

$$\sigma = \frac{N}{1t} = \frac{(\alpha p + q) l^2}{t8f} \left(1 + 8 \frac{f^2}{l^2} \right) \leq \gamma_c R_y, \quad (4.1)$$

где p, q — временная и постоянная расчетные нагрузки; предполагается, что постоянная нагрузка полностью передается на мембрану; R_y, γ_c — расчетное сопротивление материала мембраны и коэффициент условий работы.

Изгибная жесткость балки, приходящаяся на единичную полосу мембраны, может быть найдена по прогибам или изгибающим моментам покрытия в четверти пролета при загрузке временной нагрузкой половины пролета. При α , близком к единице ($\alpha = 0,98 \dots 0,99$), при компоновочных расчетах можно считать мембрану нерастяжимой, а следовательно, для определения требуемой жесткости балки расчет вися-

чей комбинированной системы на загрузку временной нагрузкой в четверти пролета по формулам, данным в гл. 2, или по таблицам и методике, приведенной в гл. 3, можно выполнить в предположении $\alpha = 1$.

Задавшись шагом балок, найдем требуемый момент инерции балки, умножая требуемую жесткость единичной полосы на шаг балок. Высоту балки жесткости и расчет других элементов — колонн, оттяжек и т.п. определяют так же, как соответствующих частей стержневых покрытий, описанных в гл. 3.

4.4. ПРОЕКТНЫЕ ПРЕДЛОЖЕНИЯ МЕМБРАННЫХ ПОКРЫТИЙ

2181
Проект цеха по ремонту горной техники. Проект первой очереди строительства мембранного покрытия цеха по ремонту горной техники пролетом 48 м и длиной 24 м с перспективой пристройки второй секции со стороны большей длины, разработанный Н.И. Уваровым, имеет заданную грузоподъемность подвесных кранов с поперечным движением 10 т, отметка низа конструкций 8 м [16]. Принятая конструктивная схема основана на использовании цилиндрической мембраны, провисающей со стрелой 1/16 пролета в направлении большей оси цеха. Мембрана толщиной 4 мм усилена поперечными балками жесткости длиной 48 м, по которым должны перемещаться подвесные краны (рис. 4.7).

Распор от мембраны воспринимается листовыми подборами по типу конструкций, осуществленных в покрытии Дворца спорта имени В.И. Ленина во Фрунзе [16], и передается в углы замкнутой четырехугольной рамы опорного контура. Две продольные балки этого контура длиной 24 м опираются на колонны с шагом 6 м, а поперечные стороны контура представляют собой опрокинутые арки, одна из которых имеет пролет 48 м, открытый для дальнейшей пристройки второй секции цеха.

Расчет на устойчивость арки при изгибе по двум полуволнам был определяющим для вертикальных размеров поперечного сечения арки. Расход металла на покрытие, подсчитанный по рабочим чертежам, составляет 70 кг/м². Предусмотрен рулонный монтаж мембраны путем раскатывания ее по направляющим полосам.

Покрытие ангара ГВФ. В.Ф. Мушановым разработано проектное предложение конструкций покрытия ангара гражданского воздушного флота (см. рис. 4.4). Размер в плане покрытия 108x72 м, грузоподъемность подвесного кранового оборудования 5 т, расчетная снеговая нагрузка 1,4 кН. В качестве конструктивной схемы покрытия принята система, предложенная Г.С. Ведениковым и автором проекта.

Цилиндрическая мембрана размером 84 м и две боковые вантовые радиальные фермы с продольным пролетом 72 м перекрывают пролет 108 м. Распор от ферм передается в углы обвязочного балочного контура, который по трем сторонам опирается на колонны, расставленные с шагом 6 м. По торцевой, воротной стороне запроектирована ферма переменного сечения из традиционных профилей.

Подвесные краны (два трех- и один четырехопорный) передвигают-

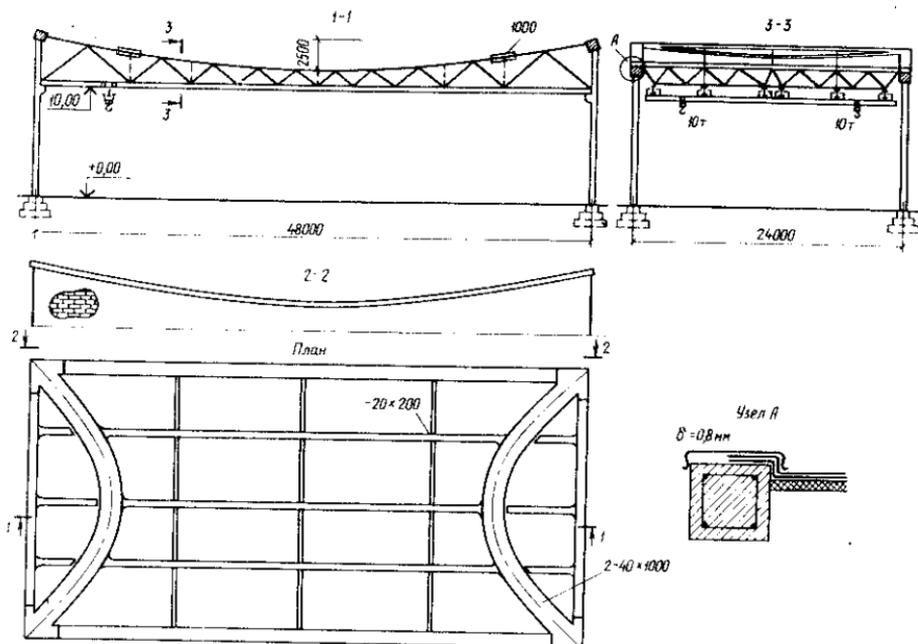


Рис. 4.7. Проект покрытия над ремонтными мастерскими

ся по продольным балкам, подвешенным с помощью наклонных подвесок к поперечным изогнутым балкам с пролетом 84 м, к которым как к направляющим крепится мембрана толщиной 4 мм, провисающая со стрелой $1/200$ пролета. На поперечных балках с шагом 6 м поверх мембраны закреплены продольные балки из гнутых швеллеров. Боковые вантовые фермы имеют в каждом пучке шесть вант. Высота одной фермы вдоль пролета 12 м. Материал вант — стальные канаты диаметрами 32 ... 59 мм.

Расчет конструкций, выполненный с использованием метода конечных элементов, показывает, что максимальный прогиб покрытия в середине пролета при загрузке покрытия всеми временными нагрузками составляет 0,5 м, что несколько меньше $1/200$ пролета. Прогибы от крановой нагрузки находятся в пределах, допустимых для нормальной эксплуатации подвесных кранов. Расход металла составил 92 кг/м^2 [22].

Глава 5. МНОГОПРОЛЕТНЫЕ ВИСЯЧИЕ ПОКРЫТИЯ

5.1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОНСТРУКЦИЙ

Для промышленных зданий массового строительства более характерны многопролетные каркасы, чем однопролетные, где в одном корпусе могут объединяться многие цехи, осуществляющие полный цикл производства. В настоящее время в связи с внедрением гибких технологических процессов повышаются требования к увеличению пролетов покрытий, поэтому для некоторых отраслей обрабатывающей промышленности получают массовое распространение многопролетные здания с пролетами более 36 м, обслуживаемые подвесными кранами. При таких пролетах традиционные стропильные фермы из жестких элементов не могут иметь рационально развитой высоты из-за ограничений, накладываемых транспортными габаритами, и фермы проектируются либо утяжеленными с уменьшенной относительной высотой, либо с использованием предварительного напряжения, осуществляемого с помощью стальных канатов или листовой обшивки. В этом отношении имеют определенные преимущества висячие покрытия, конструкции которых вследствие компактности и легкости не имеют ограничений при транспортировке. Стоимость покрытий при оснащении их подвесными кранами в многопролетных системах снижается по сравнению с однопролетными, так как затраты на анкерные устройства, отнесенные к общей ширине здания, уменьшаются с увеличением числа пролетов.

От постоянной нагрузки распоры в пролетах различной длины могут быть уравновешены благодаря рациональной компоновке покрытия — выбора провисания висячего элемента. При одинаковой постоянной нагрузке условие равенства распоров соблюдается при соотношениях стрелок провеса висячего элемента

$$l_1^2 / l_2^2 = f_1 / f_2, \quad (5.1)$$

где l_1, l_2, f_1, f_2 — соответственно длины соседних пролетов и стрелки провисания висячих элементов.

Основная особенность многопролетных висячих систем состоит в их повышенной деформативности от местной временной нагрузки, в данном случае при загрузении подвесными кранами одного из пролетов (рис. 5.1). При этом наблюдается перемещение висячего несущего элемента из незагруженных пролетов в загруженный вследствие горизонтальной податливости колонн в случае жесткого крепления висячего элемента к колонне или в результате подвижности узла опирания при свободно подвижном опирании его на колонну.

Увеличение стрелы провисания в загруженном пролете сопровождается подъемом пролетных строений в незагруженных пролетах вследствие "выбирания" висячего элемента из этих пролетов. Эти перемещения висячего элемента из пролета в пролет под действием временной нагруз-

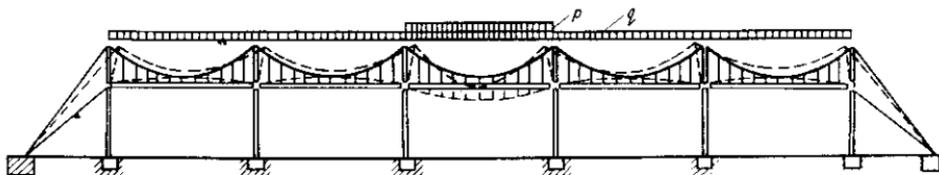


Рис. 5.1. Деформации многопролетного покрытия

ки, почти не связанные с упругой его деформацией, назовем межпролетными кинематическими перемещениями, которые в простейших схемах "балка — нить" достигают большой величины и зависят от числа пролетов в покрытии, а также от других компоновочных параметров. Таким образом, задачей проектирования висячих покрытий многопролетных зданий является разработка способов обеспечения стабильности конструкций при загрузении их местной (крановой) нагрузкой, что позволило бы довести жесткость многопролетного покрытия до жесткости однопролетного.

Увеличение жесткости покрытий. Для обеспечения нормальной эксплуатации подвешенного кранового оборудования в зданиях с многопролетными висячими покрытиями должны быть приняты меры по стабилизации конструкций, которые можно разделить на две группы: уменьшение межпролетных кинематических перемещений висячих элементов в плоских фермах, составляющих основу покрытия; развитие в продольном направлении связей между плоскими элементами каркаса и превращение его в пространственную систему. Если первая группа мер учитывает местный характер крановой нагрузки по ширине здания, то вторая группа направлена на перераспределение полосовой крановой нагрузки, имеющей местный характер по длине покрытия.

Уменьшение межпролетных кинематических перемещений плоских висячих поперечных конструкций может быть достигнуто с помощью дополнительных элементов, изолирующих пролеты, или разгрузкой висячего пояса в соседних незагруженных пролетах, передав распор с канатов на балку жесткости. Некоторая изоляция пролетов достигается при жестком закреплении несущих канатов на оголовках колонн с развитым поперечным сечением. С этой точки зрения при выборе материала многопролетных каркасов применение железобетонных колонн следует признать рациональным. Например, в вантовом покрытии автобусного гаража в Ленинграде [16] удачно используются железобетонные колонны в многопролетном здании. Однако передача распоров на колонны вызывает существенное увеличение расхода на них материалов при больших пролетах и большой высоте, что не всегда рационально. В некоторых проектах отмечается стремление уменьшить изгибающие моменты в колоннах. Для этого в них вводят шарниры, отделяющие нижнюю часть колонны от верхней — надколонной стойки, шарнирно опертой на нижнюю часть колонны. Вместе с уменьшением изгибающих

моментов в колоннах в покрытиях такой схемы увеличивается податливость колонн и всей системы каркаса, поэтому в каждом отдельном случае следует оценивать необходимость введения шарниров в колонны или принимать колонны неразрезными по высоте.

Для уменьшения перемещений каната из одного пролета в другой можно ввести в расчетную схему дополнительный горизонтальный канат, связывающий в поперечном направлении оголовки колонн. Если концы каната передают усилия на неподвижные анкерные фундаменты, то эффективность этого способа увеличения жесткости не высока, так как под собственным весом канат провисает и при передаче на него распора происходит выбирание стрелы провеса и его упругое растяжение. Не удастся уменьшить начальное провисание и соединением каната в двух-трех точках пролета подвесками с балкой жесткости (рис. 5.2, а).

Эффективное предложение по уменьшению межпролетных кинематических перемещений канатов в многопролетных висячих мостах сделано Н.С. Стрелецким [41], который предложил создавать предварительное напряжение горизонтального (пилонного) каната специальным балансирно-натяжным устройством, обеспечивающим постоянное его натяжение, и, следовательно, постоянную стрелу провисания (рис. 5.2, б, 5.3). В этой схеме каждый пролет надежно изолирован от других, так как распор, возникающий в каком-либо пролете от временной нагрузки, передается по пилонному канату на внешний анкер, минуя соседние пролеты и не вызывая их подъема.

Применение этой схемы к конструкциям каркаса промышленного здания с висячими покрытиями во многом решит проблему обеспечения жесткости многопролетных систем. В тренировочном манеже пролетом 72 м в Ленинграде в качестве балансиров, обеспечивающих постоянное натяжение тросовых затыжек, используются конструкции стенового ограждения [16] (см. рис. 1.21).

Для зданий небольших пролетов (до 36 м) могут быть введены распорки между пилонами в направлении пролетов в виде сжатых сквозных металлических или железобетонных элементов. Предлагается делать излом в середине пролета распорки. Устойчивость ее в вертикальной плоскости обеспечивается связью с балками жесткости через предварительно напряженные вертикальные подвески, расположенные в двух-трех точках пролета. Подобная схема предложена и осуществлена для железобетонного покрытия производственного здания [24] (рис. 5.2, в). Основные недостатки схемы с распорками — ограниченность длины пролетов, при которых может использоваться конструкция (в приведенном примере пролеты 24 м) и большой дополнительный расход материалов на сжатую распорку с развитым сечением относительно вертикальной оси.

Уменьшение межпролетных кинематических перемещений плоских конструкций достигается также передачей части распора с висячего элемента на многопролетную балку жесткости, а затем на дополнительную оттяжку и на фундамент. Таким образом разгружается несущий висячий пояс от передачи распора с загруженного пролета, умень-

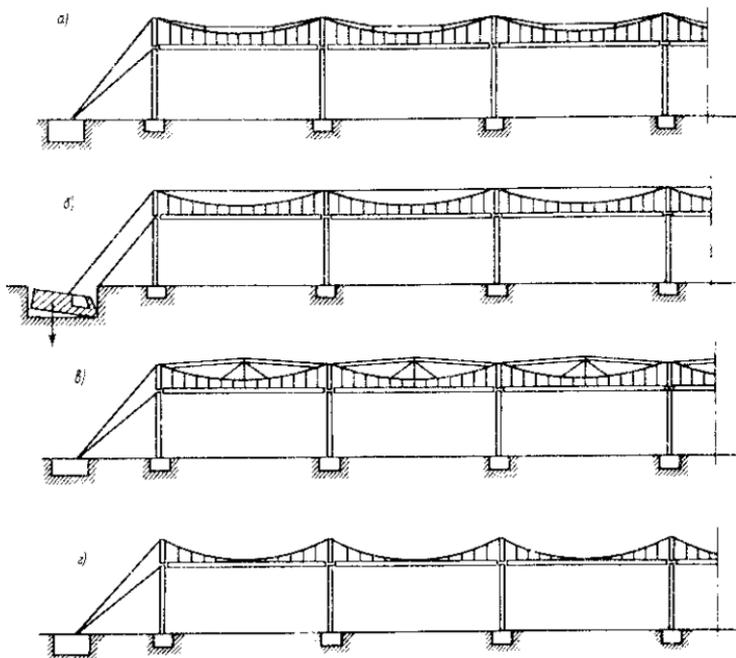


Рис. 5.2. Варианты усиления плоских многопролетных покрытий
а — введение пилонного пояса с подвесками; *б* — предварительное напряжение пилонного каната с помощью балансира Н.С. Стрелецкого; *в* — раскрепление вершин колонн жесткими распорками; *г* — использование схемы с несдвигаемым узлом в середине пролета

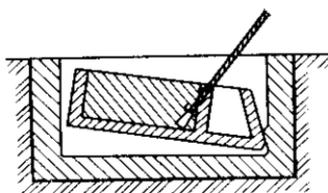


Рис. 5.3. Натяжной баланси́р

шается подъем незагруженных пролетов и прогиб загруженного. К таким схемам, передающим горизонтальные усилия на балку жесткости через ванты и узлы, относятся системы повышенной жесткости, рассмотренные в гл. 1: с прикреплением несущего каната в середине пролета несдвигаемым узлом к балке жесткости (рис. 5.2, *г*); с вертикальными подвесками, усиленные нисходящими или восходящими вантами (см. рис. 1.9); с нисходящими или восходящими подвесками (см. рис. 1.13); высячие фермы с треугольной решеткой (см. рис. 1.12).

Достоинство таких схем в том, что применение их способствует связыванию не только межпролетных перемещений висячего элемента, но также существенно влияет и на уменьшение прогибов при загрузке части пролета временной нагрузкой, т.е. сокращает кинематические перемещения внутри пролета. Наиболее проста с точки зрения конструктивного решения первая схема, которая не уступает по эффективности другим схемам, связанным с усилением конструкций висячей фермы.

Может показаться, что для обеспечения стабильности многопролетного висячего покрытия следует увеличивать сечение балок жесткости или обеспечивать их неразрезность. Однако эти факторы на уменьшение межпролетных кинематических перемещений большого значения не имеют, так как при данной форме деформаций балок, связанной с их подъемом по одной полуволке, участие балок в работе невелико.

Для стабилизации возможно включение в расчетную схему покрытия напрягающего (оттяжного) пояса, который в каждом пролете также должен быть связан хотя бы одним несдвигаемым узлом или наклонными подвесками с балкой жесткости и с несущим поясом с тем, чтобы через эти горизонтальные связи распоры с несущих канатов передавались на балку жесткости, разгружая основные канаты и уменьшая их кинематические перемещения.

Пространственные системы покрытий. Вторая группа мероприятий по стабилизации многопролетных висячих покрытий состоит из конструктивных решений, обеспечивающих пространственное распределение усилий с элементов, нагруженных крановой вертикальной или горизонтальной нагрузками, и уменьшающих их перемещения и прогибы.

К этой группе относятся:

включение продольных вертикальных балок-связей, неразрезных по длине пролета, в расчетную схему несущих конструкций. С помощью таких связей достигается уменьшение прогибов нагруженного поперечника благодаря распределению нагрузки между соседними по длине здания менее нагруженными поперечниками (см. рис. 3.1);

использование горизонтальных продольных неразрезных связей, расположенных в плоскости верхних поясов балок жесткости, для распределения осевых усилий с балок и неразрезных колонн нагруженных поперечников на соседние менее нагруженные балки и колонны. В качестве продольных горизонтальных связей может быть включен кровельный настил (рис. 5.4). При этом следует учитывать, что осевые силы в балках жесткости могут возникнуть только в схемах с передачей распора с канатов через жесткий несдвигаемый узел или наклонные подвески на балку жесткости, т.е., если используется одна из висячих схем повышенной жесткости, обеспечивающая передачу распоров на балку в соседних с нагруженным пролетах;

введение нового необычного вида связей — горизонтальных продольных неразрезных ферм, расположенных вдоль оси колонн на их оголовках или на надколонных стойках при шарнирном опирании последних

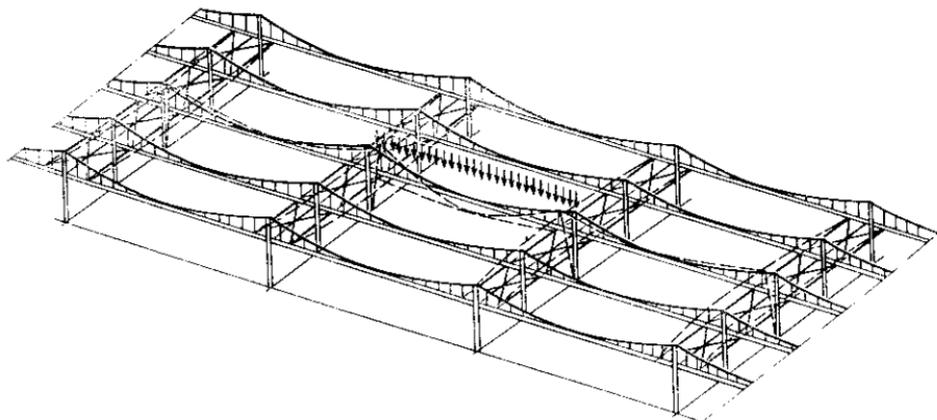


Рис. 5.4. Распределение местных полосовых нагрузок с помощью продольных горизонтальных связей в схемах с неразрезными колоннами

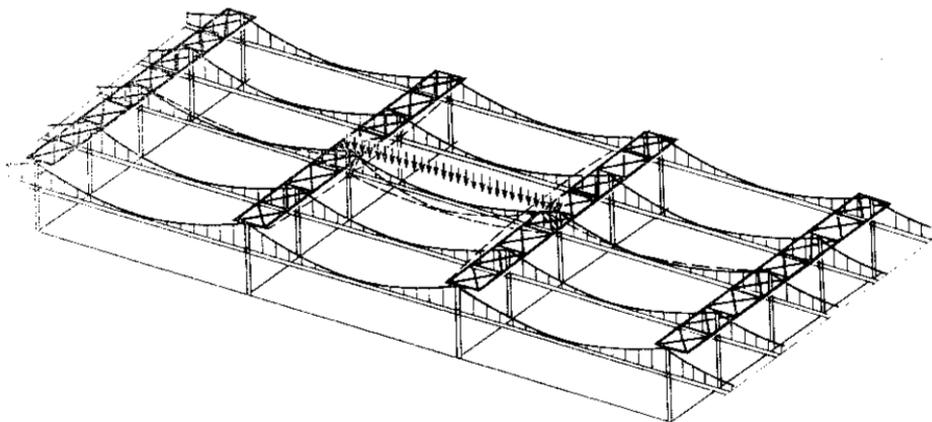


Рис. 5.5. Введение продольных горизонтальных связей по вершинам колонн в схемах с шарнирами на уровне балок

на колонну. Эти связи могут быть применены независимо от схемы плоской висячей комбинированной конструкции поперечников. Назначение их — перераспределение распоров с более нагруженных висячих элементов поперечников на менее нагруженные канаты соседних поперечников (рис. 5.5). Эти схемы связей особенно эффективны в покрытиях с шарнирными надколонными стойками, в которых не используется горизонтальная жесткость колонн для стабилизации покрытия.

Представленные здесь способы увеличения жесткости висячих покрытий основаны не только на пространственной расчетной схеме

сооружения, но и на эффективности восприятия такими системами местного нагружения временными нагрузками — когда несколько рам (две-три) загружаются в одном пролете кранами. Однако следует предусмотреть возможность такого, хотя маловероятного сочетания нагрузок, когда в многопролетном промышленном здании с поперечным движением кранов в одном пролете могут скопиться краны на всю длину здания. Понятно, что в этом случае эффективность всех продольных связей значительно уменьшится, если не будут приняты специальные конструктивные меры.

Во-первых, при данном нагружении должны проявить себя способы обеспечения жесткости первой группы за счет использования плоских систем, усиленных расчетных схем ригелей поперечных рам. Во-вторых, в зданиях, где имеется вероятность подобного нагружения одного пролета на всю длину, необходимо ограничить в продольном направлении длину блоков с висячими ригелями, введя через 5–10 шагов колонн промежуточные поперечники в виде висячих усиленных или традиционных жестких рам, к которым должны прикрепляться своими концами все продольные связи. Такая мера не излишняя и с точки зрения повышения неизменяемости конструкций при случайных ситуациях (землетрясение, аварийные случаи и т.п.).

5.2. КОМПОНОВКА И РАСЧЕТ МНОГОПРОЛЕТНЫХ ПОКРЫТИЙ

Особенности проектирования многопролетных покрытий. Висячие комбинированные покрытия, в которых распор от висячих элементов передается на внешние фундаменты, следует рассчитывать с учетом геометрической нелинейности. Метод расчета, основанный на использовании функций влияния, здесь, как и в однопролетных системах, рационален при расчете конструкций на действие нагрузок, занимающих различные положения в пролете. Расчет подобных систем изложен в [15]. В случае внешне безраспорных систем (с передачей распоров на балки жесткости) расчет упрощается, так как он производится без учета прогибов методами строительной механики линейно деформируемых систем ($r = 0$).

Расчетная схема многопролетного покрытия здания большой длины во многом может быть упрощена в зависимости от степени изоляции пролетов и характера пространственной схемы по глубине здания. Как показали исследования С.Н. Николаева [24], при надежной изоляции отдельных пролетов в поперечном направлении например с помощью дополнительных канатов, соединяющих оголовки колонн и натягаемых концевыми балансирными, в расчетную схему покрытия можно включать лишь один изолированный пролет. Схему с несдвигаемыми узлами в серединах пролетов достаточно рассчитывать трехпролетной (рис. 5.6). Количество поперечников, включаемых в продольный расчетный блок пространственного покрытия, может быть ограничено максимально также пятью [24].

Исследования расчетной схемы показали, что в многопролетных покрытиях нелинейность проявляется в большей степени, чем в одно-

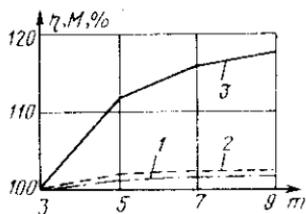


Рис. 5.6. Точность расчета в зависимости от числа m поперечных конструкций, включаемых в расчет с учетом пространственной работы (по С.Н. Николаеву)

1 — схема с горизонтальным канатом и балansirом; 2 — то же, с прикреплением висячих элементов к балке жесткости несдвигаемым узлом; 3 — обычная неусиленная система

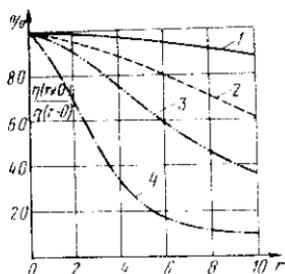


Рис. 5.7. Нелинейность расчетных схем покрытий

1 — однопролетная система при загрузении всего пролета; 2 — то же, при загрузении половины пролета временной нагрузкой; 3 — обычная однопролетная система; 4 — неусиленная многопролетная система

пролетных. Вследствие влияния межпролетных кинематических перемещений поправки в первых вследствие нелинейности в 2... 2,5 раза больше, чем для однопролетных (рис. 5.7), достигая 60–70%. Как следует из рис. 5.7, нелинейность объясняется не столько упругими удлинениями висячих элементов, сколько кинематическими перемещениями в отдельных пролетах и особенно большими межпролетными кинематическими перемещениями.

Выбор компоновочных параметров многопролетных висячих схем покрытий. Основным параметром, определяющим характер многих конструктивных частей покрытия, является стрела провеса висячего элемента. Исследования [24] показали, что для уменьшения упругих удлинений висячего элемента, влияющих на межпролетные кинематические перемещения, а также для снижения материалоемкости анкерных и пролетных конструкций, размеры которых не зависят от величины распора, рекомендуется стрелу провеса увеличивать до $1/7$ – $1/9$ пролета. Но следует учесть, что для повышения жесткости покрытий эта мера малоэффективна. Так, увеличение стрелы в 2 раза — с $1/16$ до $1/8$ пролета уменьшает прогибы в отличие от однопролетных схем всего на 15–20%. Слабый эффект дает и повышение осевой жесткости висячих элементов. Увеличение сечения в 10 раз способствует уменьшению прогибов многопролетной висячей системы лишь на 10–15%.

Некоторое усиление стабилизации многопролетного покрытия (в пределах 10–15%) достигается благодаря использованию неразрезных по высоте колонн. Это же относится и к развитию их сечений. Так, увеличение изгибной жесткости колонн в 4 раза по сравнению с жесткостью балок ригелей позволяет уменьшить прогибы загруженного пролета всего на 10% по сравнению с конструкцией, в которой изгибная жесткость колонн равна жесткости балки ригеля.

Горизонтальную жесткость продольных ферм не следует увеличивать более чем в 2,5–3 раза по сравнению с жесткостью поперечных балок, так как, по исследованиям, дальнейшее увеличение жесткости ферм мало влияет на усиление пространственной работы покрытия.

Продольные горизонтальные фермы как связевые элементы принимаются лишь по средним рядам колонн. На крайних боковых рядах распределительные функции продольных связей невелики, поскольку поперечные перемещения оголовков колонн здесь зависят лишь от удлинений боковых оттяжек.

5.3. ВАНТОВЫЕ ПОКРЫТИЯ ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ ЗДАНИЙ

Особенности вантовых конструкций. Вантово-стержневые схемы состоящие из пучков вант, благодаря неизменяемости расчетной схемы воспринимают местную временную нагрузку лучше, чем схемы с висячими, параболическими канатами, так как ванты испытывают в основном упругие удлинения и только в меньшей степени в таких системах наблюдаются кинематические перемещения. Повышенная жесткость вантовых схем объясняется тем, что ванты вместе с балкой составляют висячий несущий элемент, аналогичный гибкой нити, но закрепленный от горизонтальных перемещений одной из неподвижных опор балки (рис. 5.8). Последнее обстоятельство является решающим в уменьшении кинематических перемещений. Если представить себе, что все элементы вантовой схемы нерастяжимы, а опора балки неподвижна, то такая схема вообще не будет испытывать кинематических перемещений. Однако из-за удлинений вант и неупругой выборки стрелы их провисания, возникающей под действием собственного веса вант, незначительные кинематические перемещения вантовых схем все-таки наблюдаются [2].

Из сказанного следует, что областями применения вантовых конструкций в покрытиях производственных зданий могут быть не только большепролетные сооружения, но и здания с небольшими (36 м) и средними (до 60 м) пролетами, включая покрытия с кранами грузоподъемностью более 10 т. Для покрытий же с большой постоянной нагрузкой данные системы наиболее эффективны при использовании так называемых жестких вант, т.е. в виде элементов, выполненных из профильного проката, который имеет меньшие упругие удлинения по сравнению с канатами. В настоящее время уже имеются примеры использования таких жестких растянутых элементов в покрытиях производственных зданий.

Одно из преимуществ вантовых схем — это их экономичность по затрате материалов как на несущие элементы — ванты, так и на балки, которые могут поддерживаться вантами во многих точках пролета. Кроме этого, в вантовых схемах достигается экономия материалов по сравнению с висячими конструкциями за счет уменьшения расporов и усилий в вантах благодаря повышению высоты пилонов, определяющей общую стрелу несущей конструкции до $1/4 \dots 1/6$ пролета вместо стрелы провисания $1/8 \dots 1/10$ висячих схем, где дальнейшее увеличение стелок ведет к большим кинематическим перемещениям.

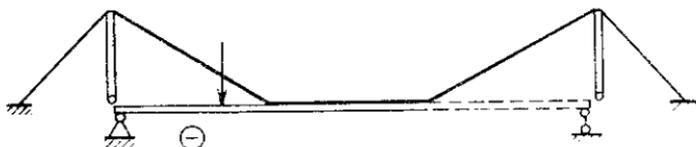


Рис. 5.8. Наложение горизонтальных связей на гибкую систему "ванты — балка" для уменьшения вертикальных кинематических перемещений

Экономия металла в конструкциях с прокатными вантами достигается также благодаря уменьшению веса концевых креплений по сравнению с канатными вантами. Так, конструктивные коэффициенты коротких вант, выполненных из стальных канатов, составляют $\psi = 1,3 \dots 1,5$ из-за большой массы концевых гильз, а прокатные ванты такой же длины имеют $\psi = 1,1 \dots 1,15$. Однако при больших крановых нагрузках и динамических воздействиях на покрытие рекомендуется использовать канатно-тросовые ванты благодаря их большей надежности. Сварные растянутые узлы прокатных вант при наличии концентрации напряжений уступают в этом отношении концевым креплениям вант, выполненным из канатов.

Конструктивные схемы вантовых покрытий. Различают два типа вантовых покрытий: с плоскими несущими фермами и с использованием пространственных пучков вант. Первая схема состоит из плоских поперечных вантовых ферм или из рам с вантовыми комбинированными ригелями, имеющими балки жесткости. Пространственная совместная работа соседних ферм или поперечников-рам на местную временную нагрузку в этом случае обеспечивается включением в расчетную схему продольных неразрезных вертикальных связей в виде ферм или балок.

Подход к компоновке таких связей, обеспечивающих устойчивость колонн во многом соответствует принципам, рассмотренным в гл. 3. Отметим, что в одном из зарубежных проектов вантового многопролетного покрытия плоские вантовые фермы используются как основные несущие элементы квадратной ячейки покрытия с поперечными и продольными шагами колонн 18 м и наружным расположением ферм выше кровли (рис. 5.9).

Пространственные покрытия имеют пучки вант, поддерживающие ортогональную систему перекрестных балок (рис. 5.10). Усилия от местных нагрузок в таких схемах пучками вант распределяются на соседние, менее нагруженные элементы покрытия.

Эта схема представляет собой в поперечном направлении многопролетную взаимосвязанную вантовую систему, в которой при загрузке одного из пролетов возникают увеличенные прогибы из-за подъема соседних пролетов. Чтобы изолировать пролеты в поперечном направлении необходимо принимать специальные меры по обеспечению неизменяемости многопролетных систем, рассмотренные ранее, а именно — увеличение жесткости колонн; соединение оголовков колонн

Рис. 5.9. Ячейка вантового многопролетного покрытия (Франция)

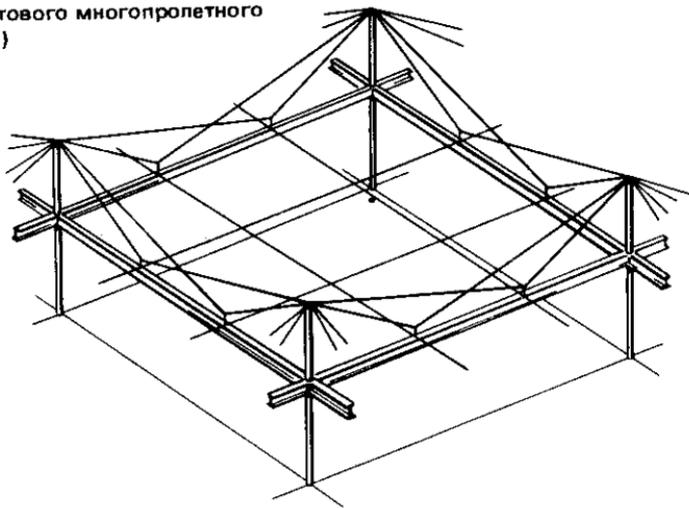
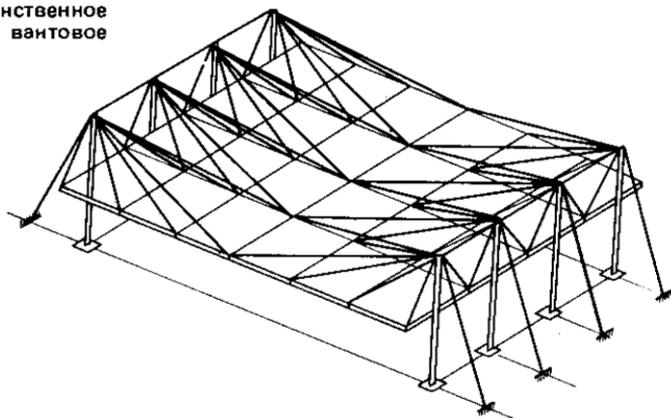


Рис. 5.10. Пространственное внешнее распорное вантовое покрытие



горизонтальным, предварительно напряженным с помощью балансира, канатом; включение в пространственную работу вертикальных продольных связей и настила покрытия и др.

В отличие от висячих многопролетных покрытий, состоящих из системы плоских поперечников, вантовые схемы, включающие в себя пучки вант, имеют пространственную расчетную схему и в продольном направлении. Конструкции, нагружаемые временной местной нагрузкой, расположенной в междушаговых продольных направлениях, испытывают распоры, которые необходимо передать на торцевые анкерные устройства или на концы продольных балок, не вызывая большого поперечного изгиба. К таким способам относятся: введение плоских неизменяемых вантовых ферм, размещенных между осями колонн по продольным направлениям, использование горизонтального каната, с балансирным натяжением и др.