

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ
И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

*Методические указания по выполнению курсового проекта
для студентов магистратуры направления 08.04.01*

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2020**

Министерство науки и высшего образования Российской Федерации
Федеральное государственное бюджетное образовательное
учреждение высшего образования
Санкт-Петербургский горный университет

Кафедра строительства горных предприятий
и подземных сооружений

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Методические указания по выполнению курсового проекта
для студентов магистратуры направления 08.04.01*

САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2020

УДК 624.074.4 (073)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ: Методические указания по выполнению курсового проекта / Санкт-Петербургский горный университет. Сост. *Л.А. Голдобина*. СПб, 2020. 61 с.

Методические указания разработаны для выполнения курсового проекта на тему «Проектирование железобетонного каркаса здания с тонкостенными пространственными конструкциями покрытий» и направлены на развитие у студентов самостоятельных практических навыков проектирования и конструирования железобетонных пространственных конструкций покрытий.

Содержат основные теоретические положения о тонкостенных пространственных конструкциях покрытий, порядок и рекомендации их проектирования и конструирования. Приведены варианты индивидуальных заданий для самостоятельного выполнения курсового проекта и справочный материал.

Предназначены для студентов магистратуры направления 08.04.01 «Строительство» профиля «Проектирование строительства и реконструкции зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения».

Научный редактор проф. *А.Г. Протосеня*

Рецензент доц. *Ю.А. Смирнов* (Петербургский государственный университет путей сообщения императора Александра I)

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания по выполнению курсового проекта предназначены для студентов магистратуры, обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство», направление подготовки «Проектирование строительства и реконструкции зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения».

Методические указания могут быть использованы при проведении практических занятий в рамках изучения дисциплины «Проектирование железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений», а также при работе над выпускной квалификационной работой.

Методические указания предназначены для развития у студентов практических навыков проектирования и конструирования железобетонных тонкостенных пространственных конструкций покрытий и их элементов.

Методические указания составлены в соответствии с рабочей программой по дисциплине «Проектирование железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений», и состоят из содержания, введения, теоретического раздела, рекомендаций по проектированию и конструированию железобетонных тонкостенных пространственных конструкций, вариантов заданий для самостоятельного выполнения курсового проекта (Приложение 1), примеров выполнения графической части проекта (Приложение 2) и библиографического списка.

1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О КУРСОВОМ ПРОЕКТЕ

Курсовой проект выполняется в соответствии с рабочей программой по дисциплине «Проектирование железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений» в 3-м семестре.

Цель курсового проекта – закрепить теоретические знания и получить навыки практического их применения при проектировании и конструировании железобетонных тонкостенных пространственных конструкций и их элементов в соответствии с действующими сводами правил [1 - 4].

Каждый студент получает индивидуальное задание на выполнение курсового проекта, в состав которого входят сведения о

районе строительства, назначение здания, его размеры, конструктивная схема, состав кровли (Приложение 1).

1.1 Расчетная часть курсового проекта

Расчетная часть и обоснования по проектированию и конструированию железобетонных тонкостенных пространственных конструкций и ее элементов должны быть представлены в пояснительной записке, оформленной в соответствии с требованиями ГОСТ 2.105-95. ЕСКД. Общие требования к текстовым документам [5].

Расчетная часть содержит: описание конструктивной схемы здания; сбор нагрузок на несущие конструкции каркаса; проектирование и конструирование конструкций покрытия (панели-оболочки КЖС и фермы); проектирование и конструирование колонны и отдельно стоящего фундамента под колонну; создание аналитической модели железобетонного каркаса и покрытия здания в Autodesk Revit (в шаблоне «Несущие конструкции»); проверка результатов проектирования и конструирования фермы, колонны, фундамента в программно-вычислительном комплексе Autodesk Robot Structural Analysis Professional.

Проектирование и моделирование несущих конструкций каркаса подробно рассматриваются в аудитории с преподавателем при изучении дисциплин «Проектирование железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений» и «Информационное моделирование при проектировании зданий и сооружений».

1.2 Графическая часть курсового проекта

Графическая часть курсового проекта должна содержать следующие чертежи: фасад, разрез и план покрытия здания (формат А1 или А2); габаритный и сборочный чертежи железобетонной тонкостенной пространственной конструкции и фермы с выполнением необходимых для чтения чертежей узлов и сечений; рабочие чертежи изделий (арматурных сеток и каркасов, деталей конструкций покрытия); рабочие чертежи несущих конструкций: колонн и фундаментов; необходимые спецификации [6-7]. Форматы перечисленных чертежей выбираются самостоятельно.

Чертежи несущих конструкций, кроме рабочих чертежей на панель-оболочку, должны быть выполнены на основании построен-

ных моделей элементов несущего каркаса в Autodesk Revit в шаблоне «Несущие конструкции». Рабочие чертежи на панель-оболочку КЖС должны быть выполнены в AutoCAD. Примеры чертежей приведены в Приложении 2 данных методических указаний.

2 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОКРЫТИЙ

В последние годы возрастает потребность в сооружениях большой вместимости: торговых центрах, рынках, спортивных сооружениях, помещениях для зрелищных мероприятий и т.п. Пролеты таких сооружений могут превышать 100 м, а вместимость – 100 тыс. человек.

Исследования показали, что наиболее экономичными при больших пролетах являются тонкостенные пространственные конструкции, состоящие из тонкостенных оболочек, очерченных по криволинейным поверхностям или поверхностям многогранников, и контурных элементов, передающих нагрузку от покрытия на колонны или несущие стены [8-17].

В соответствии с терминологией, изложенной в СП 387.1325800.2018. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования [3]:

- *пространственные железобетонные конструкции* – это выполненные из железобетона конструкции, работающие как пространственные системы, используемые в качестве покрытий, перекрытий, стен зданий и сооружений или представляющие собой сооружение в целом;

- *тонкостенные пространственные системы* – это конструкции, у которых два измерения одного порядка существенно превышают треть (толщину);

- *оболочка* – это пространственная конструкция, ограниченная двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми (толщина) мало по сравнению с другими ее размерами.

Железобетонные тонкостенные пространственные конструкции покрытий (оболочечные конструкции) обладают значительными преимуществами перед обычными плоскими покрытиями. В оболочках более рационально распределяются усилия, т. к. большая часть поверхности оболочек сжата, а растягивающие усилия действуют, как правило, лишь в контурных элементах и небольших приопорных зонах оболочек.

Этим объясняется малый расход бетона и арматуры на 1 м² перекрываемой площади и возможность перекрывать большие пролеты без промежуточных опор (пролеты 100...200 м не являются редкостью). Здания, перекрытые оболочками, обладают высокой архитектурной выразительностью [8]. Оболочечные конструкции в строительстве позволяют возводить архитектурно выразительные объекты, хорошо вписываемые в окружающую обстановку. Многие из объектов становятся достопримечательностью районов, а некоторых случаях, и их эмблемами.

Объекты и конструкции изготавливаются из самых разнообразных материалов: бетона, железобетона, сталежелезобетона, фибробетона, стали, пластика, тканей [9].

Достоинства тонкостенных пространственных покрытий:

- возможность перекрывать большие пролеты (более 100 м) без промежуточных опор в соответствии с функциональным назначением здания, а в промышленных зданиях – легко изменять технологический процесс;

- экономия материалов на 25...40 % по сравнению с плоскими линейными конструкциями, что объясняется рациональным использованием работы бетона (на сжатие);

- совмещение несущих и ограждающих функций в отличие от плоских покрытий, где часть конструкций выполняет несущие и ограждающие функции (плиты покрытия), а часть – только несущие (стропильные и подстропильные конструкции);

- железобетонные оболочки обладают высокими прочностными (*прочность - свойство материала сопротивляться напряжениям, возникающим в них в результате воздействия внешних сил*) и жесткостными характеристиками (*жесткость - способность конструктивных элементов сопротивляться деформации при внешнем воздействии*);

- снижение собственной массы конструкций, что особенно важно при больших пролетах;

- оболочки наиболее полно отвечают требованиям по улучшению структуры и рациональному применению строительных конструкций, повышению качества архитектурных, градостроительных и объемно-планировочных решений зданий и сооружений, в целом, уменьшению их материалоемкости и стоимости.

Недостатки тонкостенных пространственных покрытий:

- трудоемкость возведения, вызванная необходимостью использования специальных подмостей (в последние годы благодаря разработке эффективных решений в сборном железобетоне, применению прогрессивных методов монтажа этот недостаток в значительной степени устраняется);

- сравнительная сложность приспособлений для устройства подвешенного транспорта;

- усложнение устройства кровли, особенно при покрытиях двоякой кривизны;

- криволинейные элементы менее технологичны в изготовлении, чем плоские [14].

Оболочки весьма распространены в технике, и теоретические основы их расчета к настоящему времени разработаны достаточно глубоко. Предложенные теории, как правило, применимы к оболочкам из идеальных материалов: упругого, упруго-пластического, упруго-вязкого. Железобетон не является идеальным материалом, для него характерна нелинейная диаграмма деформирования, при появлении трещин в отдельных зонах оболочек происходит изменение жесткости и перераспределение усилий. Поэтому для установления условий применимости той или иной теории и ее корректировки применительно к данному типу тонкостенных пространственных покрытий проводят эксперименты на моделях или натуральных конструкциях [14].

В качестве основы для расчета большинства применяемых в практике строительства оболочек покрытий принята техническая теория расчета тонких оболочек [8-17], согласно которой материал оболочки рассматривается как упругий, и считается справедливой гипотеза прямых нормалей: прямолинейный элемент, перпендикулярный срединной поверхности до деформации, остается прямым и перпендикулярным к деформированной срединной поверхности и не изменяет своей длины; при этом нормальные напряжения на площадках, параллельных срединной поверхности, считаются пренебрежимо малыми по сравнению с прочими напряжениями.

Однако решение даже этой упрощенной системы при заданных условиях на контуре представляет значительные математические трудности.

Для получения более удобных для практических расчетов зависимостей анализируют влияние различных условий на усилия, возни-

кающие в оболочке. В инженерной практике встречаются задачи, когда изгибающие и крутящие моменты в оболочке настолько малы, что ими можно пренебречь. Напряженное состояние в этом случае будет определяться только нормальными и сдвигающими усилиями. Такое «безмоментное» состояние имеет место при соблюдении следующих основных условий: оболочка должна быть тонкой, иметь плавно изменяющуюся поверхность (без переломов и скачкообразного изменения толщины), упругие свойства материала оболочек также должны изменяться плавно; нагрузка на оболочку должна изменяться плавно и быть непрерывной; условия закрепления краев оболочки должны обеспечивать свободные их перемещения в направлении нормали к поверхности [14].

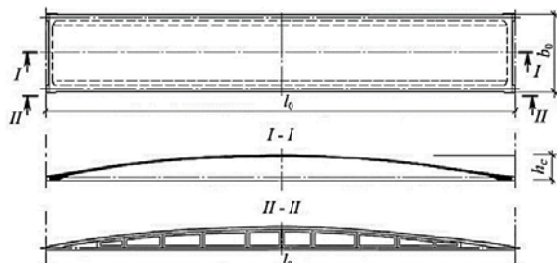
3 ПАНЕЛИ-ОБОЛОЧКИ «НА ПРОЛЕТ ЗДАНИЯ» И СВОДЧАТЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ НИХ (ПАНЕЛИ-ОБОЛОЧКИ КЖС)

3.1 Общие сведения

Панель-оболочка КЖС (крупноразмерная, железобетонная, сводчатая) представляет собой короткий цилиндрический пологий предварительно напряженный свод-оболочку с двумя ребрами-диафрагмами сегментного очертания (рисунки 1, 2), в нижней утолщенной части которых располагается предварительно напряженная арматура. Номинальные размеры панелей b_0 и l_0 в плане рекомендуются принимать равным 3x12 м; 3x18 м и 3x24 м [3].

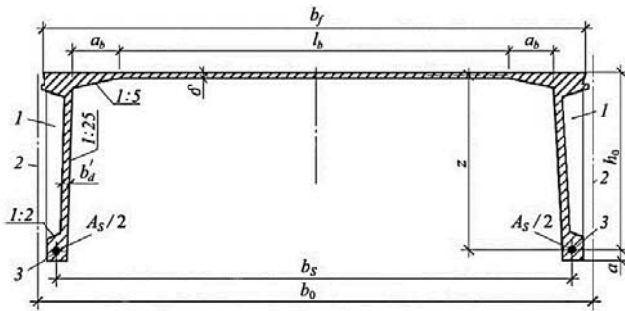
Высоту поперечного сечения панели в середине пролета h_c принимают равной $1/20-1/15 l_0$ в зависимости от значения нагрузки и размера пролета. Очертание верхней поверхности оболочки рекомендуется принимать по квадратной параболе.

Панели-оболочки КЖС предназначаются для покрытий зданий с пролетами 12, 18, 24 м и с другими пролетами. Панели-оболочки КЖС применяют в покрытиях однопролетных и многопролетных зданий с фонарями и без фонарей, бескрановых, а также в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т или подвесным транспортом грузоподъемностью до 5 т.



h_c – строительная высота панели-оболочки

Рис. 1. Панель-оболочка КЖС



l_b – ширина поля плиты; a_b – ширина вута;

b_s – расстояние между осями рабочей арматуры диафрагм;

1 – вертикальное ребро жесткости; 2 – разбивочная ось;

3 – напрягаемая рабочая арматура

Рис. 2. Поперечное сечение панели-оболочки КЖС

Панели КЖС опирают на продольные несущие стены, продольные железобетонные балки прямоугольного сечения высотой 500–600 мм – при шаге колонн 6 м, предварительно напряженные железобетонные двутавровые балки с высотой сечения 1000–1200 мм или фермы раскосно-шпренгельного типа с предварительно напряженной арматурой (рисунок 3) – при шаге колонн 12 м.

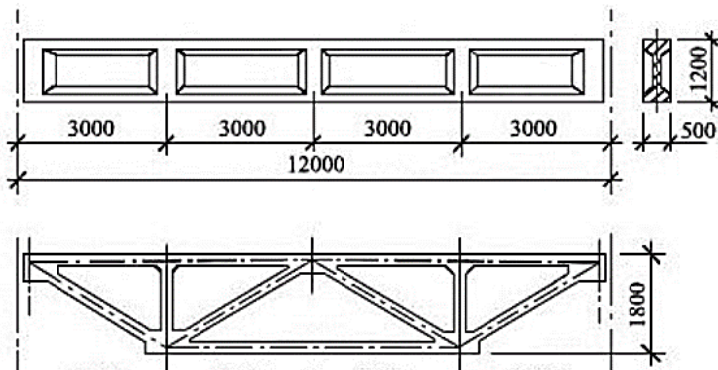


Рис. 3. Продольная предварительно напряженная балка и ферма для покрытий из панелей-оболочек КЖС при шаге колонн 12 м

3.2 Порядок выполнения расчета панели-оболочки КЖС

Усилия и деформации в панели-оболочки КЖС рекомендуется определять расчетом методом конечных элементов с учетом геометрической и физической нелинейностей.

Допускается расчет пологой цилиндрической панели-оболочки КЖС, у которой отношение $\frac{l_0}{b_0} \geq 4$, производить по методике расчетных предельных состояний как цилиндрического свода, работающего совместно с деформирующимися диафрагмами, в соответствии с 14.1.4–14.1.7 СП 387.1325800.2018. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования [3].

3.2.1 Расчет панели-оболочки КЖС по несущей способности и устойчивости

Требуемые для обеспечения общей несущей способности панели-оболочки КЖС площади сечения A_{sp} рабочей арматуры диафрагм и толщину оболочки δ_{4-5} (рисунок 4) определяют из условий:

$$A_{sp} \geq \frac{M}{z \cdot R_s}; \quad (1)$$

$$\delta_{4-5} \geq \frac{M}{z \cdot b_f \cdot R_b \cdot \gamma_0 \cdot \gamma_{b1}}, \quad (2)$$

где M – изгибающий момент в рассматриваемом сечении панели; z – расстояние по вертикали от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы; R_s – расчетное сопротивление рабочей арматуры диа-

фрагм; b_f – ширина панели поверху; γ_0 – коэффициент условий работы тонкой оболочки, принимаемый равным 0,75 – для панелей шириной 3 м; 0,9 – для доборных панелей шириной 2 м; 1,0 – для доборных панелей шириной 1,5 м; γ_{b1} – коэффициент условий работы бетона и R_b – расчетное сопротивление бетона, принимаемые согласно СП 63.13330 -2018 [1].

Минимальную толщину оболочки δ_{3-4} на участке, примыкающем к опоре, определяют с учетом усилий, действующих в опорной зоне (рисунок 4), исходя из условия:

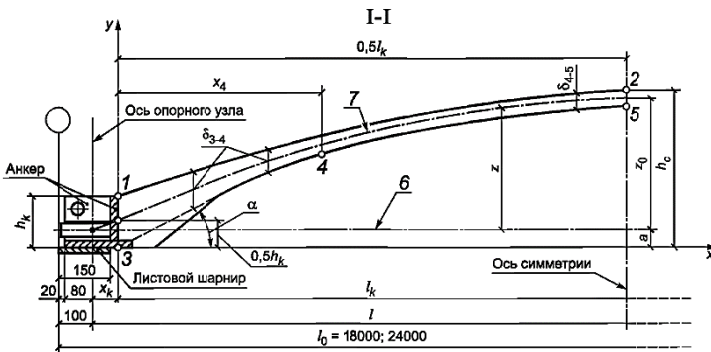
$$\delta_{3-4} \geq \frac{M}{z \cdot (x + 4 \cdot a_1) \cdot R_b \cdot \gamma_{b1}}, \quad (3)$$

где x – расстояние от рабочей поверхности анкера рабочей арматуры диафрагмы до рассматриваемого сечения; a_1 – расстояние по горизонтали от оси рабочей арматуры диафрагмы до продольной грани панели на опоре.

Принятую из условия обеспечения несущей способности по формуле (1) толщину оболочки следует проверять из условия обеспечения устойчивости оболочки на условные критические напряжения сжатия по формуле:

$$\delta_{4-5} \geq 0,8 \cdot l_b \cdot \sqrt{\frac{M_0^n \cdot y_0}{E_{b,\tau} \cdot I_{red0}}}, \quad (4)$$

где l_b – расчетный пролет оболочки, равный расстоянию в свету между вутами; M_0^n – изгибающий момент от нагрузки в середине пролета панели при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f=1$; y_0 – расстояние от центра тяжести приведенного сечения панели в середине пролета до оси оболочки; I_{red0} – момент инерции приведенного поперечного сечения панели в середине ее пролета; $E_{b,\tau}$ – значение модуля деформаций бетона при продолжительном действии нагрузки.



x – расстояние от рабочей поверхности анкера рабочей арматуры диафрагмы до рассматриваемого сечения; α – угол наклона нижней поверхности оболочки у торца панели; $\operatorname{tg} \alpha \leq 0,5$; a_r – расстояние по горизонтали от оси рабочей арматуры диафрагмы до продольной грани панели на опоре; b_s – расстояние между осями рабочей арматуры диафрагм; h_c – высота панели-оболочки; z_0 – стрела подъема оболочки (т. е. расстояние от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы в середине пролета); а – продольный разрез; б – план опорной части; 1–5 – номера характерных точек продольного сечения по оси панели; б – ось напрягаемой арматуры диафрагмы; 7 – ось оболочки

Рис. 4. Геометрическая схема панели-оболочки КЖС

3.2.2 Расчет площади сечения стержней торцевой рабочей арматуры

Площадь сечения торцевой рабочей арматуры при опирании на продольные несущие конструкции следует определять по большому из значений усилий N_e , вычисленных по формулам [3]:

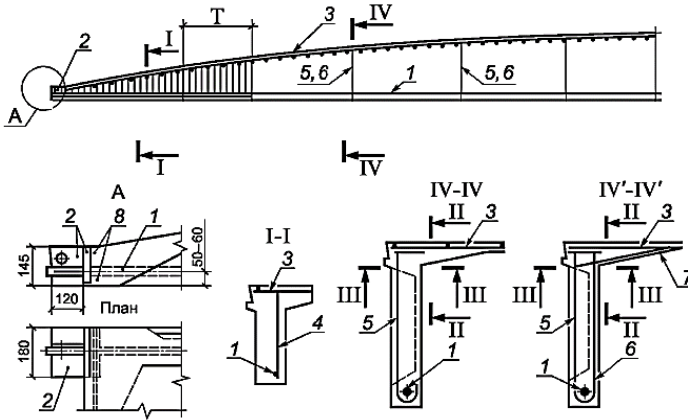
$$N_e = \frac{(g + 2) \cdot l^2 \cdot b_s}{64 \cdot z_0}; \quad (5)$$

$$N_e = \frac{R_s \cdot A_s \cdot b_s}{8 \cdot b_{sup}}, \quad (6)$$

где g – расчетная нагрузка от собственного веса панели; 2 – сопротивление отрыву при съеме панели с формы; l – расчетный пролет панели; b_s – расстояние между осями рабочей арматуры диафрагмы; z_0 – стрела подъема оболочки (т. е. расстояние от оси

оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы в середине пролета); $b_{sup} = b_f$ - ширина панели на опоре.

Для торцевой арматуры рекомендуется применять сталь класса не ниже А400.



1 — напрягаемая арматура диафрагмы; 2 — анкер; 3 — арматурная сетка оболочки; 4 — поперечная арматура диафрагмы (на участке Т устанавливается только при наличии подвешного транспорта); 5 — подвеска наружная; 6 — подвеска внутренняя; 7 — сетка в вуте; 8 — торцевая арматура (сечение IV'— IV' при наличии подвесных кранов и для сегментных сводов)

Рис. 5. Схема армирования панели-оболочки КЖС

3.2.3 Расчет диафрагмы на действие поперечной силы

Расчет диафрагм панели-оболочки КЖС на поперечную силу производят с учетом разгружающего действия вертикальных составляющих сил сжатия в оболочке. Часть поперечной силы Q_d , воспринимаемой диафрагмами, определяют по формуле [3]:

$$Q_d = Q_0 - \frac{M}{z} \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (7)$$

при этом должно выполняться условие:

$$\frac{Q_d}{2 \cdot b'_d \cdot h_0} \leq 0,5 \cdot R_{bt}, \quad (8)$$

где Q_0 - полное значение поперечной силы в рассматриваемом сечении панели; φ - угол наклона оси оболочки; b'_d - ширина диафрагмы

в самом узком месте рассматриваемого сечения; h_0 - рабочая высота сечения.

При соблюдении условия (8) на участках диафрагм длиной $0.1 \cdot l$, примыкающих к опорам, во всех случаях следует устанавливать конструктивную поперечную арматуру из проволоки класса В500 диаметром не менее 5 мм с шагом 100 мм, а при наличии на участках диафрагм сосредоточенных нагрузок от подвесного транспорта – диаметром не менее 6 мм класса А400 с шагом 100 мм. Кроме того, назначать шаг поперечных стержней следует согласно СП 63.13330-2018 [1]. Также следует устанавливать стержни-подвески в вертикальных ребрах жесткости диафрагм (рисунок 5), располагаемые с шагом 1,5–1,6 м. При наличии подвесного транспорта стержни-подвески выполняют двойными.

Если условие (8) не соблюдается, поперечную арматуру следует устанавливать по расчету, при этом требуемую площадь сечения поперечной арматуры в диафрагмах вычисляют по формуле:

$$f_x = \frac{|Q_d| \cdot u}{2 \cdot R_{sw} \cdot z \cdot (1 \pm tg\varphi)}, \quad (9)$$

где f_x – площадь сечения одного поперечного (вертикального) стержня каркаса диафрагмы; $|Q_d|$ – абсолютное значение части поперечной силы, воспринимаемой обеими диафрагмами панели, определяемое по формуле (7); z – плечо внутренней пары сил (расстояние по вертикали от оси напрягаемой арматуры до срединной поверхности поля оболочки) в рассматриваемом сечении; u – шаг поперечных стержней каркаса диафрагмы; R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры.

В знаменателе формулы (9) знак плюс для левой половины панели принимается в тех случаях, когда значение Q_d положительно, и минус – когда значение Q_d отрицательно [3].

3.2.4 Расчет анкеров

Площадь рабочей поверхности анкера рабочей арматуры каждой диафрагмы следует определять исходя из условия [3]:

$$A_{1,an} \geq \frac{M_1}{2 \cdot z_1 \cdot R_b \cdot \gamma_{b1}}, \quad (10)$$

где M_1 - изгибающий момент на всю ширину панели в сечении, расположенном на расстоянии 1,5 м от рабочей поверхности анкера; z_1 - расстояние по вертикали от оси рабочей арматуры диафрагмы до оси оболочки в этом же сечении.

3.2.5 Расчет панели-оболочки КЖС по деформациям

Прогиб w_{0sh} в середине пролета предварительно напряженной панели-оболочки КЖС при кратковременном действии равномерно распределенной нагрузки рекомендуется определять по формуле [3]:

$$w_{0sh} = \frac{q^n \cdot l^4}{48 \cdot E_{b1} \cdot I_{red0}}, \quad (11)$$

где q^n – равномерно распределенная на полосе оболочки единичной ширины расчетная нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $E_{b1} = 0,85 \cdot E_b$; I_{red0} – момент инерции приведенного поперечного сечения панели КЖС в середине пролета.

Прогиб предварительно напряженной панели-оболочки в середине пролета от длительного действия нагрузок определяется по формуле [3]:

$$w_{0l} = \frac{b_0 \cdot [q_{sh} + (1 + \varphi_{b,cr}) \cdot q_l - q_e] \cdot l^4}{48 \cdot E_{b1} \cdot I_{red0}} - \frac{(\Delta\sigma_{sp(2)} - \Delta\sigma'_{sp(2)}) \cdot l^2}{6 \cdot E_s \cdot h_{0c}}, \quad (12)$$

где b_0 – номинальная ширина панели – оболочки; q_{sh} - кратковременно действующая часть нагрузки; $\varphi_{b,cr}$ - коэффициент ползучести бетона; q_l - длительно действующая часть нагрузки; q_e - эквивалентная по моменту в середине пролета равномерно распределенная нагрузка от сил предварительного напряжения, определяемая по формуле:

$$q_e = \frac{8 \cdot P_1 \cdot e_{op}}{l^2}, \quad (13)$$

$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sigma_{sp5} + \sigma_{sp6}$ – сумма потерь предварительного напряжения рабочей арматуры от усадки и ползучести бетона согласно СП 63.13330 [1]; $\Delta\sigma'_{sp(2)}$ - то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имела на уровне крайнего сжатого волокна бетона; E_s - модуль упругости рабочей арматуры диафрагм; h_{0c} - рабочая высота попе-

речного сечения панели в середине пролета; P_1 - равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре до обжатия бетона, определяемая при коэффициенте точности $\gamma_{sp} = 1$; e_{op} - расстояние от оси напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения панели в середине пролета.

3.2.6 Расчет панели-оболочки КЖС по образованию трещин

Расчет по образованию трещин в диафрагмах панелей КЖС рекомендуется производить согласно СП 63.13330 [1] с учетом:

- разгружающего действия веса панели при $\gamma_{sp} = 1$ во всех случаях при определении потерь предварительного напряжения в арматуре;

- неупругих деформаций бетона – значение момента сопротивления W_{pl} приведенного сечения панели для растянутой грани допускается определять по формуле:

$$W_{pl} = 1,3 \cdot W, \quad (14)$$

где W – момент сопротивления для растянутой грани сечения, определяемый в соответствии с правилами сопротивления упругих материалов по формуле:

$$W = \frac{I_{red0}}{e_{op} + a}, \quad (15)$$

где a – расстояние от нижней грани ребра до оси напрягаемой арматуры (рисунок 2).

3.2.7 Расчет поля оболочки на изгиб вдоль образующей

Оболочку панели-оболочки КЖС рекомендуется рассчитывать на изгиб в направлении ее образующей как короткую цилиндрическую оболочку между диафрагмами.

При этом необходимо учитывать изменения геометрической схемы конструкции вследствие роста прогибов, появления и развития трещин в диафрагмах и уменьшения кривизны оболочки в процессе ее нагружения.

Расчет производят из условия, чтобы значение нагрузки q_b , передающейся на диафрагмы за счет изгиба оболочки, не превышало значения предельной нагрузки по несущей способности оболочки на изгиб, определенной методом предельного равновесия.

Расчет несущей способности оболочки на изгиб следует производить при:

- нагрузке, равномерно распределенной по всей поверхности оболочки;

- снеговой нагрузке, расположенной на половине пролета с учетом коэффициента снегоотложения $\mu = 1$, а на участках нижних покрытий при перепаде высот – с учетом коэффициента μ , определяемого согласно СП 20.13330 [2];

- нагружении диафрагм сосредоточенными нагрузками от симметрично расположенных подвесных кранов;

- нагружении сосредоточенными нагрузками от стоек каркаса фонаря и т. п.

Для каждого случая следует производить расчет на возможные неблагоприятные сочетания нагрузок с коэффициентами сочетаний, принимаемыми по СП 20.13330 [2].

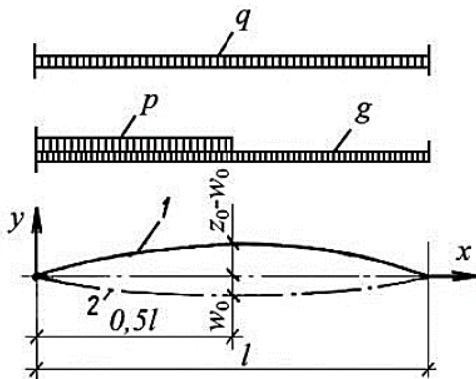
При этом учитывают, что при нагрузке, приложенной к полю оболочки, изгибающая нагрузка положительна (направлена вниз), при нагрузке, приложенной к диафрагмам, – отрицательна (направлена вверх), а снеговая нагрузка, приложенная на одной половине пролета, создает на ней положительную изгибающую нагрузку, на другой – отрицательную. Силы предварительного напряжения рабочей арматуры диафрагм создают положительную изгибающую нагрузку на оболочку.

При равномерном нагружении (рисунок 6) максимальное значение расчетной изгибающей нагрузки $q_{b,max}$, рассчитывают по формуле:

$$q_{b,max} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0,max}}{z_0}\right) \cdot (q + q_N) \cdot \chi, \quad (16)$$

где q_M - расчетная равномерно распределенная нагрузка, приложенная непосредственно к оболочке с учетом ее веса (без учета веса диафрагм); $w_{0,max}$ - расчетный прогиб панели в середине пролета, определяемый по формуле (17); z_0 – стрела подъема оболочки (т. е. расстояние от оси оболочки до оси рабочей арматуры диафрагмы в середине пролета); q - эквивалентная по моменту в середине пролета расчетная равномерно распределенная нагрузка с учетом веса панели; q_N - вертикальная нагрузка, эквивалентная по нормальной силе, возникающей в оболочке от предварительного напряжения панели, оп-

ределяемая по формуле (23); χ - коэффициент, учитывающий неравномерность распределения сил сжатия в оболочке, определяемый по формуле (24).



1 – ось оболочки; 2 – ось рабочей арматуры диафрагмы

Рис. 6. Расчетная схема панели-оболочки КЖС

Расчетный прогиб панели в середине пролета определяется по формуле:

$$w_{0, max} = w_y - (w_y - w_p) \cdot \sqrt{1 - \frac{q}{q_u}}, \quad (17)$$

где w_y – прогиб панели, соответствующий началу текучести арматуры диафрагм:

$$w_y = \frac{0,173 \cdot l^2}{z_0 \cdot E_s} \left[\sigma_y \cdot \left(1 + \frac{\alpha \cdot A_s}{\bar{A}_b} \right) - \sigma_{sp2} + 0,002 \cdot E_s \right], \quad (18)$$

w_p – выгиб панели от сил предварительного напряжения:

$$w_p = - \frac{P \cdot e_{op} \cdot l^2}{6 \cdot E_{b1} \cdot I_{redo}}, \quad (19)$$

σ_y – предел текучести арматуры диафрагм; σ_{sp2} – значение предварительного напряжения в арматуре с учетом всех потерь, определяемое по СП 63.13330 [1]; E_s – модуль упругости рабочей арматуры диафрагм; $E_{b1} = 0,85 \cdot E_b$, E_b – модуль упругости бетона; P – равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре с учетом всех потерь предварительного напряжения, при этом:

$$\bar{A}_b = b_f \cdot \delta_0, \quad (20)$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b}, \quad (21)$$

$$q_u = \frac{8 \cdot R_s \cdot A_s \cdot z_0}{b_0 \cdot l^2}, \quad (22)$$

$$q_N = \frac{8 \cdot P}{b_0 \cdot l^2} \cdot \left(\frac{I_{redo}}{y_0 \cdot A_{redo}} - e_{op} \right), \quad (23)$$

$$\chi = \frac{b_f \cdot \delta_0 \cdot y_0 \cdot z_0}{I_{redo}}, \quad (24)$$

δ_0 – толщина оболочки в середине пролета; α – коэффициент приведения площади арматуры к площади бетона; A_{redo} – площадь приведенного сечения панели в середине ее пролета; e_{op} – расстояние от оси напрягаемой арматуры до центра тяжести приведенного сечения панели в середине пролета.

Если вычисленное значение χ больше 1, следует в дальнейших расчетах принимать $\chi = 1$.

При определении изгибающей нагрузки $q_{b,max}$ значения σ_{sp2} и P , входящие в формулы (18), (19), (23) вычисляются при $\gamma_{sp} = 1,1$.

Минимальное значение изгибающей нагрузки $q_{b,min}$ при равномерном нагружении панели определяют по формуле:

$$q_{b,min} = q_M - \left(1 - \frac{w_{0,min}}{z_0} \right) \cdot (q + q_N) \cdot \chi, \quad (25)$$

где $w_{0,min}$ – расчетный прогиб панели в середине пролета при нагрузке, равной q , определяемый по формуле:

$$w_{0,min} = w_y - (w_y - w_p) \cdot \sqrt{1 - \frac{q}{q'_u}}, \quad (26)$$

здесь w_y, w_p, q_N, χ определяют по формулам (18), (19), (23), (24), а σ_{sp2}, P определяются при $\gamma_{sp} = 1,1$. При этом:

$$q'_u = \frac{8 \cdot \sigma_y \cdot A_s \cdot z_0}{b_0 \cdot l^2}. \quad (27)$$

При нагружении панели-оболочки постоянной равномерно распределенной нагрузкой g в сочетании с нагрузкой от снега v , расположенной на левой половине пролета, изгибающие нагрузки соответственно для левой $q_{b,l}$ и правой $q_{b,r}$ половин пролета определяют по формулам:

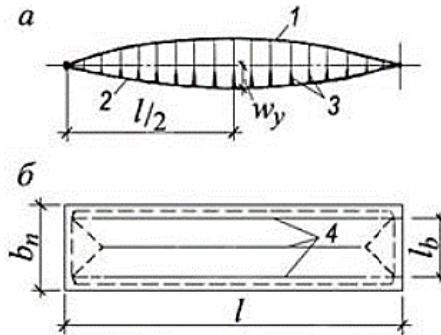
$$q_{b,l} = q_{M,l} - \left[1 - \frac{2 \cdot (1+\gamma) \cdot w_{0,max}}{(2+\gamma) \cdot z_0} \right] \cdot \left(\frac{3+2 \cdot \gamma}{3} \cdot g + q_N \right) \cdot \chi, \quad (28)$$

$$q_{b,r} = q_{M,r} - \left[1 - \frac{2 \cdot w_{0,min}}{(2+\gamma) \cdot z_0} \right] \cdot \left(\frac{3+\gamma}{3} \cdot g + q_N \right) \cdot \chi, \quad (29)$$

$q_{M,l}, q_{M,r}$ - равномерно распределенные нагрузки, приложенные непосредственно к оболочке, соответственно, на левой и правой половинах пролета с учетом собственного веса оболочки; γ - отношение временной (снеговой) нагрузки к постоянной равномерно распределенной нагрузке $\gamma = \frac{v}{g}$; $w_{0,max}, w_{0,min}$ вычисляются по известным формулам (17) и (26), заменяя q на q_c , определяемую по формуле: $q_c = g + 0,5 \cdot v$.

В формуле (28) параметры $w_{0,max}$ и q_N вычисляются при $\gamma_{sp} = 1,1$, а в формуле (29) параметры $w_{0,min}$ и q_N вычисляются при $\gamma_{sp} = 0,9$.

При расчете несущей способности оболочки на изгиб методом предельного равновесия схему разрушения оболочек принимают в виде, приведенном на рисунке 7.



а – вид на диафрагму; б – план; 1 – оболочка; 2 – рабочая арматура диафрагм; 3 – трещины в диафрагме; 4 – пластические шарниры в оболочке
Рис. 7 Схема разрушения панели-оболочки КЖС

При армировании одной сварной сеткой с рабочими стержнями, расположенными вдоль образующей оболочки (поперек панели), и при схеме излома с образованием трех пластических шарниров (по оси панели и по линиям сопряжения оболочки с вутами диа-

фрагм) значение предельной нагрузки q_u , кН/м², определяют по формуле:

$$q_u = \frac{8000 \cdot R_s \cdot A_s}{l_b^2} \cdot \left(\delta_x - \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot \gamma_{b1}} \right), \quad (30)$$

где R_s – расчетное сопротивление рабочей арматуры оболочки, МПа; A_s – площадь сечения рабочей арматуры, м², на 1 м оболочки; l_b – расстояние в свету между вутами диафрагм, м; δ_x – толщина оболочки в рассматриваемом сечении, м.

Абсолютные значения расчетных изгибающих нагрузок, найденных из уравнений (16), (25), (28) и (29), не должны превышать предельной изгибающей нагрузки, определенной по формуле (30).

3.2.8 Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Характеристики предварительного напряжения арматуры необходимы для расчета:

- панели-оболочки КЖС по деформациям;
- панели-оболочки КЖС по образованию трещин;
- поля оболочки на изгиб вдоль образующей [3].

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери) и после передачи усилия натяжения на бетон (вторые потери).

Первые потери проявляются в процессе изготовления предварительно напряженной конструкции на заводе ЖБИ: на стадиях предварительного растяжения арматуры, укладки и уплотнения бетонной смеси, отпуска преднапряжения, то есть передачи усилия предварительного растяжения с арматуры на бетон, до окончания обжатия бетона.

Вторые потери проявляются после завершения процесса изготовления конструкции во время ее хранения на складе и в процессе транспортирования и монтажа конструкции в проектное положение на стройплощадке до начала процесса эксплуатации конструкции под расчетной нагрузкой.

Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более $0,9 \cdot R_{s,n}$ для горячекатаной и термомеханически упрочненной арматуры, и не более $0,8 \cdot R_{s,n}$ для холоднодеформированной арматуры и арматурных канатов согласно СП 63.13330 [1].

При натяжении арматуры на упоры следует учитывать: *первые потери* – от релаксации предварительных напряжений в арматуре, температурного перепада при термической обработке конструкций, деформации анкеров и деформации формы (упоров); *вторые потери* – от усадки и ползучести бетона.

При натяжении арматуры на бетон следует учитывать: *первые потери* – от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность конструкции; *вторые потери* – от релаксации предварительных напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона.

Из практики проектирования известно, что уровень предварительного натяжения для горячекатаной и термически упрочненной арматуры назначается из условий [18]:

$$\sigma_{sp} \leq 0,9 \cdot \sigma_{sp}(R_{s,ser}) \quad (31)$$

$$\sigma_{sp} \geq 0,3 \cdot R_{s,n}(R_{s,ser}) \quad (32)$$

Коэффициент точности натяжения арматуры (учитывает возможные отклонения) при определении потерь предварительного натяжения и расчетах по второй группе предельных состояний принимается равным: $\gamma_{sp} = 1,0$.

3.2.8.1 Потери предварительного напряжения

$\Delta\sigma_{sp1}$ - *потери от релаксации напряжений арматуры* определяют по формулам:

для арматуры классов А600 - А1000 при способе натяжения:

- механическом:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20; \quad (33)$$

- электротермическом:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03 \cdot \sigma_{sp}; \quad (34)$$

для арматуры классов Вр1200-Вр1500, К1400-К1800 при способе натяжения:

- механическом:

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1\right) \cdot \sigma_{sp}; \quad (35)$$

- электротермическом:

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,05 \cdot \sigma_{sp}; \quad (36)$$

Здесь σ_{sp} , МПа, принимается без потерь.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$ принимают $\Delta\sigma_{sp1} = 0$.

При наличии более точных данных о релаксации арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

$\Delta\sigma_{sp2}$ - *потери от температурного перепада при термической обработке конструкции* (потери от температурного перепада, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона):

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t. \quad (37)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65^{\circ}\text{C}$.

Если форма пропаривается в пропарочной камере вместе с изделием и упорами, то $\Delta\sigma_{sp2} = 0$.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкции допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

$\Delta\sigma_{sp3}$ - *потери от деформации стальной формы (упоров)* одновременном натяжении арматуры на форму определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2 \cdot n} \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s, \quad (38)$$

где n – число стержней (групп стержней), натягиваемых одновременно; Δl – сближение упоров по линии действия усилия натяжения арматуры, определяемое из расчета деформации формы; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери не учитываются, $\Delta\sigma_{sp3} = 0$ МПа.

$\Delta\sigma_{sp4}$ – потери от деформации анкеров натяжных устройств при натяжении арматуры на упоры (при механическом способе натяжения) определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s, \quad (39)$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации анкеров не учитывают, $\Delta\sigma_{sp4} = 0$.

При натяжении арматуры на бетон потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле (39), в которой принимают $\Delta l = 2$ мм.

$\Delta\sigma_{sp5}$ - потери от усадки бетона при натяжении арматуры на упоры определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} \cdot E_s, \quad (40)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ - деформации усадки бетона, значения которых можно приближенно принимать в зависимости от класса бетона равными:

- 0,0002 - для бетона классов В35 и ниже;
- 0,00025 - для бетона класса В40;
- 0,0003 - для бетона классов В45 и выше.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ вычисляют по формуле (40) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ при натяжении арматуры на бетон определяют по формуле (40) с умножением полученного результата независимо от условий твердения бетона на коэффициент, равный 0,75.

Допускается потери от усадки бетона определять более точными методами.

$\Delta\sigma_{sp6}$ - потери от ползучести бетона определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8 \cdot \alpha \cdot \varphi_{b,cr} \cdot \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \cdot \mu_{spj} \cdot \left(1 + \frac{y_{sj}^2 \cdot A_{red}}{I_{red}}\right) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_{b,cr})}, \quad (41)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, значение которого принимается в зависимости от условий окружающей среды (относительной влажности воздуха) и класса бетона. Значения коэффициентов ползучести тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов приведены в таблице П.1 Приложения [1], а значения коэффициента ползучести легких, ячеистых и поризованных бетонов следует принимать по специальным указаниям; σ_{bpj} – напряжения в бетоне на уровне центра тяжести, рассматриваемой j -й группы стержней напрягаемой арматуры; y_{sj} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента; A_{red} , I_{red} – площадь приведенного сечения элемента и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения; μ_{spj} – коэффициент армирования, равный $\frac{A_{spj}}{A}$, где A и A_{spj} – площади поперечного сечения элемента и рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры соответственно.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, потери вычисляются по формуле (41) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

Допускается потери от ползучести бетона определять более точными методами.

Напряжения σ_{bpj} определяют по правилам расчета упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$, согласно СП 63.13330, п. 9.1.11 [1].

При $\sigma_{bpj} < 0$ принимается: $\Delta\sigma_{sp5} = 0$ и $\Delta\sigma_{sp6} = 0$.

$\Delta\sigma_{sp7}$ – потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp7} = \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right) \cdot \sigma_{sp},$$

где e – основание натуральных логарифмов; ω, δ – коэффициенты, определяемые по таблице П.2 Приложения; x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад; σ_{sp} – принимается без потерь.

3.2.8.2 Полные потери предварительного напряжения

Полные значения первых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \Delta\sigma_{sp1} + \Delta\sigma_{sp2} + \Delta\sigma_{sp3} + \Delta\sigma_{sp4}. \quad (42)$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно:

$$P_{(1)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(1)j}) \quad (43)$$

где A_{spj} и $\sigma_{sp(1)j}$ площадь сечения j -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)}, \quad (44)$$

где σ_{spj} - начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле:

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \Delta\sigma_{sp(1)} + \Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}. \quad (45)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно:

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \cdot \sigma_{sp(2)j}), \quad (46)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)}$.

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа.

3.2.8.3 Предварительные напряжения в бетоне при передаче усилия предварительного обжатия

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать:

- если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок – $0,9R_{bp}$;
- если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок – $0,7R_{bp}$.

Напряжения в бетоне определяют по формуле:

$$= \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)} \cdot e_{op} \cdot y}{I_{red}} \pm \frac{M \cdot y}{I_{red}}, \quad (47)$$

где $P_{(1)}$ - усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь; M - изгибающий момент от внешней нагрузки, действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента); y - расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемого волокна ($y = e_{op}$); e_{op} - эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; I_{red} - момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести; A_{red} - площадь приведенного сечения; $M (M_{cb}^n)$ - изгибающий момент от внешней нагрузки в расчетном пролете l_0 , действующий в стадии обжатия (собственный вес элемента) – считается от собственного веса плиты (по нормативному значению):

$$M_{cb}^n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8}. \quad (48)$$

При определении σ_{bp} величина P_1 берется со знаком «плюс», т.к. P_1 сжимает бетон на уровне центра тяжести (ЦТ) напрягаемой арматуры, а величина M берется со знаком «минус», т.к. M растягивает бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры.

Каким будет соотношение P_1 и M , таким будет и знак величины напряжений σ_{bp} : если σ_{bp} получится со знаком «плюс», значит бетон на уровне ЦТ напрягаемой арматуры сжат, в противном случае – растянут.

3.3 Рекомендации по конструированию панели-оболочки КЖС

Рекомендации по конструированию панели-оболочки КЖС устанавливает СП 387.1325800.2018 [3].

Минимальную толщину поля оболочки следует принимать не менее 30 мм; диафрагмы рекомендуется проектировать облегченной кессонированной конструкции с вертикальными ребрами жесткости и с минимальной толщиной стенки, равной 40 мм.

Толщину стенки в первом от опоры кессоне диафрагмы принимают не менее 50 мм.

Сопряжение оболочки с диафрагмами выполняют с применением пологих втов ($i = 1:5$), как показано на рисунке 2.

Основную напрягаемую рабочую арматуру панели (рисунок 5) рекомендуется проектировать из двух предварительно напряженных элементов, расположенных в нижней утолщенной зоне диафрагм и принимать из одного или двух вплотную расположенных стержней в каждом ребре (диафрагме).

По концам напрягаемых элементов рабочей арматуры предусматривают прикрепленные к ним стальные анкерные детали (рисунок 5). Эти детали должны обеспечивать надежное заанкеривание рабочей арматуры в бетоне опорного узла панели, так как эта арматура играет роль затяжек рассматриваемой сводчатой системы.

Армирование оболочки выполняют из сварной арматурной сетки. Площадь сечения арматуры (в процентах полной площади сечения бетона оболочки), расположенной в средней части пролета между точками 4–5 (рисунок 4), должна быть не менее: 0,3 % – поперечной; 0,2 % – продольной.

Диафрагмы, как правило, армируют сварными каркасами только в опорных зонах (на участках длиной $0,1 \cdot l_0$ или более – в зависимости от результатов расчета), а также стержнями-подвесками, расположенными в вертикальных ребрах диафрагм.

Панели КЖС рекомендуется проектировать из бетонов класса В25–В40 по прочности на сжатие в зависимости от размеров пролета и нагрузок. В тех случаях, когда это технически и экономически целесообразно, рекомендуется проектировать панели-оболочки КЖС из бетонов тех же классов на пористых заполнителях. Рекомендуется проектировать комплексные панели-оболочки повышенной заводской готовности с плитным утеплителем (без стяжки) и кровлей, приклеенными на заводе-изготовителе.

Отверстия для пропуска вентиляционных шахт и установки крышных вентиляторов следует располагать по оси панели на различных расстояниях от торца. Армирование вокруг отверстий следует принимать по расчету.

Для обеспечения совместной работы панелей КЖС с каркасом здания должно быть предусмотрено их крепление сваркой во всех четырех углах панели к продольным несущим конструкциям покрытия. Крепление рекомендуется осуществлять с применением листовых шарниров, обеспечивающих возможность поворота сече-

ния панели в вертикальной плоскости. Жесткое крепление панелей, создающее их защемление на опорах, не допускается.

Строповку панели при ее подъеме следует осуществлять только за отверстия в угловых анкерных деталях (позиция 2 на рисунке 5).

На всех стадиях производства, складирования, транспортирования и монтажа панель-оболочка должна опираться только на угловые анкерные детали.

4 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ФЕРМЫ

4.1 Общие указания

Проектирование фермы выполняется на основании требований и рекомендаций СП 355.1325800-2017. «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения» [4], а также на основании материалов Серии 1.463.1-15. «Фермы подстропильные железобетонные пролетом 12 м с провисающим нижним поясом для зданий с покрытием из плит длиной на пролет» [19].

Поскольку проектируемая ферма независимо от ее длины по варианту будет с провисающим нижним поясом (рисунок 3) его следует проектировать предварительно напряженным.

Фермы следует проектировать из бетона по ГОСТ 26633 [20], класс бетона по прочности на сжатие не ниже: В25 – для сегментных и подстропильных ферм; В30 – для безраскосных ферм.

Сегментные раскосные фермы допускается проектировать из легкого бетона по ГОСТ 25820 [21], класс бетона по прочности на сжатие не ниже В25.

Габаритная высота ферм назначается из условий обеспечения: минимального расхода материалов на покрытие, уклона кровли и транспортирования.

Высота в середине пролета стропильных ферм принимается равной $1/7...1/9$ пролета.

Элементы верхнего пояса стропильных ферм следует проектировать длиной 3 м, чтобы нагрузка от плит покрытия передавалась в узлы и не возникал местный изгиб.

Сечение всех элементов ферм следует проектировать прямоугольным.

Минимальная ширина поясов стропильных ферм из условия опирания плит для ферм с шагом 6 м – 200 мм; с шагом 12 м – 250 мм.

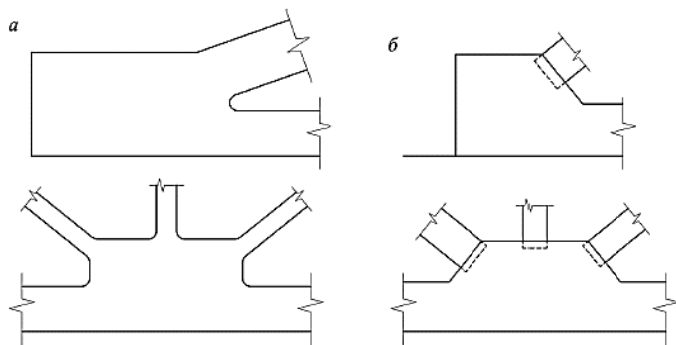
Растянутые раскосы допускается проектировать предварительно напряженными.

По конструктивным соображениям высоту узла (без опорной стойки) рекомендуется принимать не менее:

- 600 мм – для ферм с параллельными поясами и полигональных ферм;
- 800 мм – для остальных ферм.

Опорным и промежуточным узлам ферм с одновременно бетонруемыми элементами решетки и поясами рекомендуется придавать очертание по рисунку 8, а для упрощения опалубочных форм и арматурных каркасов.

В фермах с закладной решеткой опорным и промежуточным узлам рекомендуется придавать трапецевидную форму, при этом все грани узла должны быть перпендикулярными к продольным осям (рисунок 8, б). Оси элементов, сходящихся в узлах фермы, должны быть, как правило, сцентрированы.



а – узлы ферм монолитного изготовления; б – узлы ферм с закладной решеткой
Рис. 8. Очертание узлов ферм

При необходимости унификации опалубочных форм допускается нарушение центрирования осей элементов в узлах. При этом дополнительно к расчету на внешние нагрузки и на усилия обжатия предварительно напряженной арматурой, фермы должны

быть рассчитаны на изгибающий момент, возникающий от нарушения центрирования узлов.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому следует предусматривать специальные уширения – вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки.

Габаритные размеры узлов следует унифицировать. Верхние грани опорных и промежуточных узлов нижнего пояса подстропильных ферм должны иметь одинаковую отметку для осуществления опирания стропильных ферм в одном уровне. В местах соединения граней узлов с поясами и решеткой рекомендуется предусматривать технологические закругления.

Фермы изготавливают в горизонтальном положении в стальных формах с напряжением арматуры механическим или электротермическим способом. Фермы для малоуклонных и скатных покрытий изготавливают в одних и тех же опалубочных формах, применяя специальные вкладыши.

Фермы следует проектировать цельными. В исключительных случаях, когда по условиям изготовления или транспортирования не представляется возможным применение цельных ферм, допускается применение ферм, состоящих из двух полуферм.

4.2 Порядок расчета фермы

Расчет фермы предусматривает следующий порядок:

1. Сбор нагрузок на ферму, исходя из условий задания;
2. Определение усилий в стержнях с использованием программно-вычислительного комплекса Autodesk Robot Structural Analysis Professional;
3. Проектирование и конструирование нижнего и верхнего поясов, раскосов и стоек фермы по 1-й и 2-й группе предельных состояний.

4.2.1 Общие рекомендации по расчету элементов фермы

Расчет фермы выполняется на действие постоянных (вес конструкций покрытия и собственный вес фермы) и временных нагрузок (снеговые нагрузки). Значения снеговой нагрузки определяется по снеговому району, которому принадлежит город возведения

конструкции по варианту, а нагрузка от веса конструкций покрытия на основании исходных данных (по варианту задания).

Для определения узловых нагрузок на ферму предварительно собираются нагрузки на квадратный метр покрытия. Затем находятся узловые нормативные нагрузки по верхнему поясу фермы (постоянная и временная). При этом узловые нагрузки определяются с учетом коэффициента надежности по ответственности здания по грузовой площади, приходящейся на один узел $l_1 \cdot l_2$, где l_1 – расстояние между узлами верхнего пояса фермы; l_2 – шаг ферм [22].

Определение усилий в стержнях выполняется в предположении их шарнирного сопряжения. Это возможно, поскольку на основании опыта проектирования и эксплуатации ферм, было установлено, что влияние жесткости узлов на продольные усилия в элементах поясов и решетки ферм невелико, а потому им можно пренебречь.

Изгибающие моменты, возникающие в жестких узлах фермы, несколько снижают трещиностойкость в элементах фермы, поэтому при расчете на трещиностойкость растянутых элементов можно учесть это обстоятельство, путем увеличения усилий на 15% [4].

На основании СП 355.1325800.2017 [4] расчет раскосных стропильных ферм производится по несущей способности, по жесткости и на раскрытие трещин – как шарнирно-стержневых систем без учета изгибающих моментов, возникающих за счет жесткости узлов; на образование трещин как статически неопределимых систем – с учетом изгибающих моментов, возникающих из-за жесткости узлов.

Подстропильные и безраскосные фермы рассчитываются как статически неопределимые системы с жесткими узлами.

Осевые усилия в элементах раскосных ферм могут определяться как в шарнирно-стержневой системе с узловой нагрузкой.

Изгибающие моменты в элементах раскосных и безраскосных ферм определяются расчетом ферм как многократно статически неопределимой системы с учетом жесткости узлов.

Статический расчет ферм рекомендуется производить с применением сертифицированных программных комплексов (в курсовом проекте, с использованием программно-вычислительного комплекса Autodesk Robot Structural Analysis Professional).

Для того, чтобы построить аналитическую модель фермы необходимо задаться предварительными размерами сечений стержневых элементов. Предварительные размеры сечения стержневых элементов железобетонной фермы можно взять из серии [19], размеры, очертание и несущая способность которой соответствуют заданию по варианту.

Построение модели фермы и ее расчет выполняется аналогично примеру, изучаемому в курсе «Информационное моделирование при проектировании зданий и сооружений» и представленному в методических указаниях [23].

Кроме этого, ориентировочно *минимальная* площадь сечения стержня фермы может быть определена по формулам [24, 25]:

$$A_b = \frac{1,25 \cdot N}{R_b + 0,03 \cdot R_{sc}}, \quad (49)$$

$$\text{или } A_b = \frac{1,25 \cdot N}{0,8 \cdot (R_b + 0,03 \cdot R_{sc})}, \quad (50)$$

где N - усилие в стержне; R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию; R_{sc} - расчетное сопротивление арматуры сжатию.

На практике сечения растянутых поясов фермы рассчитывают по формуле [24]:

$$A_b = \frac{N}{1,2 \cdot R_b}. \quad (51)$$

При этом потребуются значения усилия в стержнях, которые можно получить известными аналитическими методами теоретической механики: метод вырезания узлов или метод сечений.

Изгибающие моменты в расчетных сечениях ферм, определенные в предположении упругой работы всех элементов, при расчете на прочность могут быть перераспределены с учетом пластических деформаций бетона и раскрытия трещин.

При расчете на прочность изгибающие моменты в верхнем поясе безраскосных ферм могут быть перераспределены до 30 %, в нижнем – до 50 %. В элементах решетки снижение моментов производить не рекомендуется в связи с необходимостью ограничения ширины раскрытия трещин.

При расчете ферм с криволинейным верхним поясом очертание панели криволинейного пояса может быть заменено ломаным, но не менее, чем с двумя прямолинейными участками.

4.2.2 Расчет стержневых элементов фермы

Все стержневые элементы фермы рассчитываются по несущей способности в соответствии со СП 63.13330 [1].

Расчет площади продольной арматуры можно определить по формуле [1, 25]:

$$N = \varphi \cdot (R_b \cdot A_b + R_{sc} A_{s, tot}), \quad (52)$$

где $A_{s, tot}$ - площадь всей продольной арматуры в сечении; φ – коэффициент продольного изгиба, учитывающий гибкость элемента и длительность действия нагрузки [1]:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_{sb} - \varphi_b) \cdot \frac{R_{sc} \mu}{R_b}, \quad (53)$$

Коэффициенты φ_b и φ_{sb} принимаются по таблице, в зависимости от гибкости колонны $\lambda = \frac{l_0}{h}$ и соотношения суммы постоянной и длительно действующей нагрузок к полной нагрузке N_i / N . При определении φ необходимо соблюдать условие: $\varphi < \varphi_{sb}$.

Коэффициенты: φ_b - характеризует бетонное сечение; φ_{sb} – учитывает положительное влияние арматуры; φ - коэффициент продольного изгиба стержня учитывает гибкость элемента и длительность действия нагрузки (известно, что при длительных нагрузках проявляется ползучесть бетона, т.е. идет нарастание пластических деформаций, а при значительной гибкости происходит увеличение эксцентриситета приложения нагрузки).

При этом площадь сечения напрягаемой арматуры определяется по формуле:

$$A_{sp, tot} = \frac{N}{R_s}. \quad (54)$$

При расчете центрально сжатых и внецентренно сжатых элементов раскосных ферм расчетные длины l_0 принимаются:

- для центрально сжатых элементов верхнего пояса и решетки раскосных ферм в плоскости фермы:

$$l_0 = \mu \cdot l, \quad (55)$$

где μ – коэффициент приведения длины; l - расстояние по оси между центрами примыкающих к элементу узлов.

Коэффициент μ принимается по формуле:

$$l_0 = 0,9 - \frac{20}{l} \cdot \left(1 - \frac{20}{l_B}\right) \cdot \left(\frac{h_B}{h_{\Pi}} - 1\right), \quad (56)$$

где l_B – суммарная длина вутов в элементе (рисунок 9), принимаемая равной: сумме расстояний от центров узлов до точек вхождения элементов решетки в вут – для верхнего пояса; сумме расстояний от центров, примыкающих узлов до грани вута – для элементов решетки;

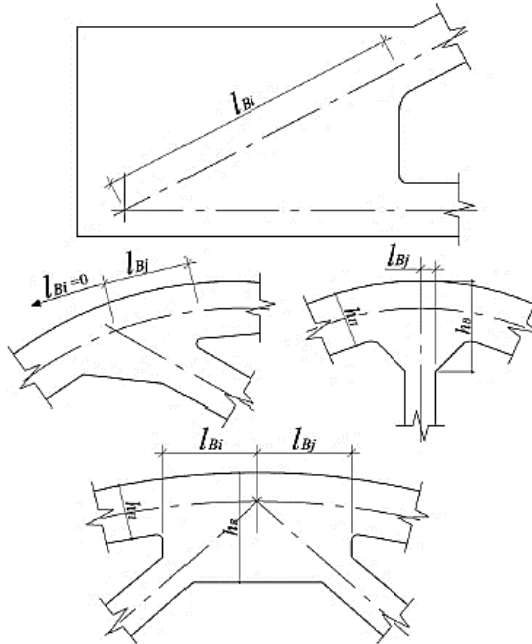


Рис. 9. Схемы узлов ферм

h_B - высота вута; h_{Π} - высота пояса; $\frac{h_B}{h_{\Pi}}$ - принимается не более 2, а для элементов решетки всегда равным 2;

- для центрально сжатых элементов верхнего пояса и решетки ферм из плоскости:

- бесфонарные участки, элементы решетки и участки под фонарем шириной 6 м:

$$l_0 = 0,9 \cdot l, \quad (57)$$

где l – расстояние по оси между центрами узла, в котором устанавливается крайняя нога фонаря и узла, в котором устанавливается распорка;

- для элементов верхнего пояса ферм в плоскости при наличии внеузловой нагрузки:

$$l_0 = \beta \cdot \mu \cdot l, \quad (58)$$

где μ и l – принимаются как для центрально сжатых элементов, коэффициент β при эксцентриситете $l_0 < 3$ см принимается равным 1, а для $l_0 \geq 3$ см равным 0,9;

- для верхнего пояса арочных безраскосных ферм для плоских (малоуклонных) кровель – в соответствии с приложением В СП 63.13330 [1];

- в остальных случаях $l_0 = l$.

Во всех случаях l – расстояние, см, по оси между центрами примыкающих к рассчитываемому элементу узлов (при расчете в плоскости фермы) или между центрами закрепленных узлов (при расчете из плоскости фермы).

На появление и раскрытие трещин центрально и внецентренно растянутые, а также изгибаемые элементы ферм рассчитываются в соответствии с СП 63.13330 [1].

4.3 Расчет узлов фермы

4.3.1 Расчет опорного узла фермы

Элементы фермы, сходящиеся в узлах, необходимо центрировать и расчетную схему принимать так, чтобы линии действия опорной реакции проходила через точку пересечения осей элементов решетки, сходящихся в этом узле (точка D на рисунке 10).

Опорный узел испытывает действие изгибающего момента и поперечной силы. Это приводит к появлению наклонной трещины по линии AB и, как следствие, к снижению расчетного усилия в напрягаемой арматуре в зоне анкеровки. Наиболее эффективной компенсацией снижения расчетного усилия в напрягаемой арматуре 1 считается установка в опорном узле дополнительной продольной ненапрягаемой арматуры 2 и поперечных стержней 3 (рисунок 11) [22, 26]:

$$A_s = \frac{0,2 \cdot N}{R_s}, \quad (59)$$

где N - продольное усилие в приопорной панели пояса (нижнего или верхнего в зависимости от очертания фермы).

Расчетное суммарное усилие, которое воспринимается нормальными к горизонтальной оси поперечными стержнями на длине l_2 (от грани опоры до внутренней грани опорного узла), обозначено .

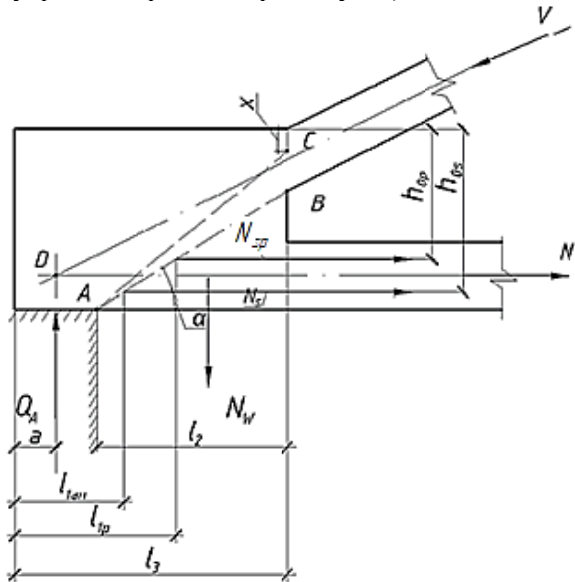
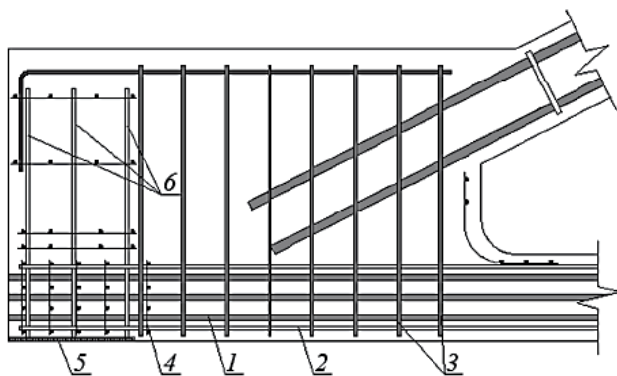


Рис. 10. Расчетная схема опорного узла фермы



- 1 - предварительно напряженная рабочая арматура;
- 2 - дополнительная продольная арматура в опорном узле;

3 – поперечная арматура опорного узла; 4 – сетки косвенного армирования;
5 - закладная деталь; 6 – анкерные стержни закладной детали

Рис. 11. Схема конструкции опорного узла фермы

Из условия прочности наклонного сечения по линии отрыва AB усилие равно [22]:

$$N = N_{sp} + N_s + N_w \cdot ctg\alpha, \quad (60)$$

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{ctg\alpha}, \quad (61)$$

где $N_{sp} = \frac{R_{sp} \cdot A_{sp} \cdot l_{1p}}{l_p}$ – расчетное усилие в продольной напрягаемой арматуре; A_{sp} – площадь сечения продольной напрягаемой арматуры; $N_s = \frac{R_s \cdot A_s \cdot l_{1an}}{l_{an}}$ – расчетное усилие в продольной ненапрягаемой арматуре; l_{1p}, l_{1an} – фактическая длина заделки в опорном узле за линией AB , соответственно, продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; l_p, l_{an} – длина заделки, обеспечивающая полное использование прочности, соответственно, продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Площадь сечения одного из поперечных стержней при их числе в узле, пересекаемых линией AB (за вычетом поперечных стержней, расположенных ближе 10 см от точки A) [22, 26]:

$$A_{sw} = \frac{N_w}{n \cdot R_{sw}}. \quad (62)$$

Прочность опорного узла на изгиб в наклонном сечении проверяется по линии AC , соединяющей точку A у грани опоры с точкой C у низа сжатой зоны на внутренней грани узла, по условию, что момент внешних сил не должен превышать момент внутренних усилий, имеет вид:

$$Q_a \cdot (l_3 - a) \leq N_w \cdot \frac{l_2 - 10}{2} + N_{sp} \cdot \left(h_{0s} - \frac{x}{2}\right) + N_s \cdot \left(h_{0p} - \frac{x}{2}\right), \quad (63)$$

где Q_a – опорная реакция фермы; l_3 – длина опорного узла; a – расстояние от торца до центра узла; $x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b \cdot b}$ – высота сжатой зоны из условия равенства проекций усилий на продольную ось фермы.

4.3.2 Расчет промежуточных узлов фермы

Расчет прочности промежуточных узлов ферм заключается:

- в определении необходимого количества поперечной арматуры;
- в проверке анкеровки арматуры решетки в поясах ферм;
- в расчете необходимого количества окаймляющей арматуры.

Расчет промежуточных узлов раскосных ферм ведется на осевые усилия, действующие в примыкающих к узлу элементах решетки. По длине заделки растянутого раскоса напряжения в растянутой арматуре имеют пониженное расчетное сопротивление, которое должно компенсироваться поперечными стержнями.

Поперечная арматура промежуточных узлов раскосных ферм определяется из условия обеспечения прочности на заанкервание арматуры (отрыв по сечению ABC , рисунок 12) [22, 26]:

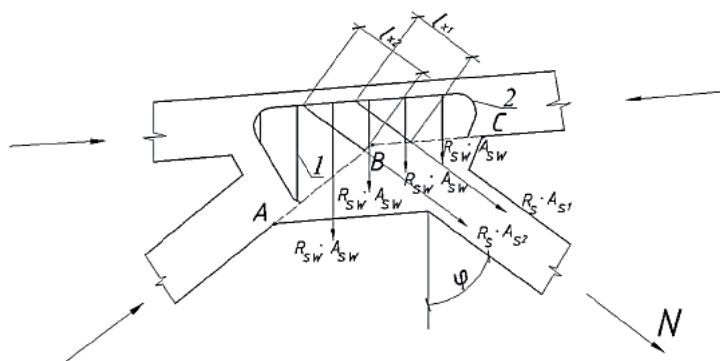
$$N = R_s \cdot A_s \cdot \frac{l_x}{l_{an}} + n \cdot R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot \cos\varphi, \quad (64)$$

где N – усилие в растянутом раскосе от расчетной нагрузки; R_s – расчетное сопротивление арматуры раскоса; A_s – площадь рабочей арматуры раскоса; l_x – фактическая длина заделки продольной арматуры растянутого раскоса за линией отрыва ABC ; l_{an} – длина заделки, обеспечивающая полное использование расчетного сопротивления рабочей арматуры раскоса, при этом длина заделки арматуры растянутых и сжатых элементов решетки должна быть не менее значения l_{an} , которое следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2018 [1]; n – число поперечных стержней, пересекающих расчетное сечение ABC (стержни, расположенные на расстоянии менее 100 мм от точек A и C в расчете не учитывают); R_{sw} – расчетное сопротивление поперечной арматуры; A_{sw} – площадь сечения одного поперечного стержня; φ – угол между направлением поперечных стержней и линией действия силы N .

При различной длине заделки стержней рабочей арматуры растянутого раскоса за сечение ABC (рисунок 12) величина $R_s \cdot A_s$ в формуле (64) принимается равной $\sum_1^m R_{si} \cdot A_{si}$, причем R_{si} определяется для каждого стержня со своей величиной l_{xi} .

В узлах раскосных ферм, в которых сходятся два и более растянутых элементов решетки, проверка прочности анкеровки выполняется по формуле (64).

Усилия в продольной арматуре элементов и поперечной арматуре узла принимаются как проекции на направление равнодействующей растягивающих усилий в элементах решетки.



1 – поперечная арматура узла; 2 – окаймляющая арматура узла

Рис. 12. Схема для расчета промежуточного узла фермы

Площадь сечения стержней, окаймляющих каркасы промежуточных узлов раскосных ферм, принимается не менее величины [22]:

$$A_{so} = \frac{0,04 \cdot (N + 0,5 \cdot N_1)}{\sigma_{so}}$$

где A_{so} – суммарная площадь сечения окаймляющих каркас стержней у одной грани узла; N – усилие в наиболее растянутом из сходящихся в узле раскосов; N_1 – усилие в ближайшем растянутом при той же комбинации нагрузок раскосе этого же узла; σ_{so} – напряжения в окаймляющих стержнях, принимаемые равными 90 МПа из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

4.4 Рекомендации по конструированию фермы

Общие рекомендации по конструированию фермы представлены в СП и учебных изданиях [4, 22, 25, 26].

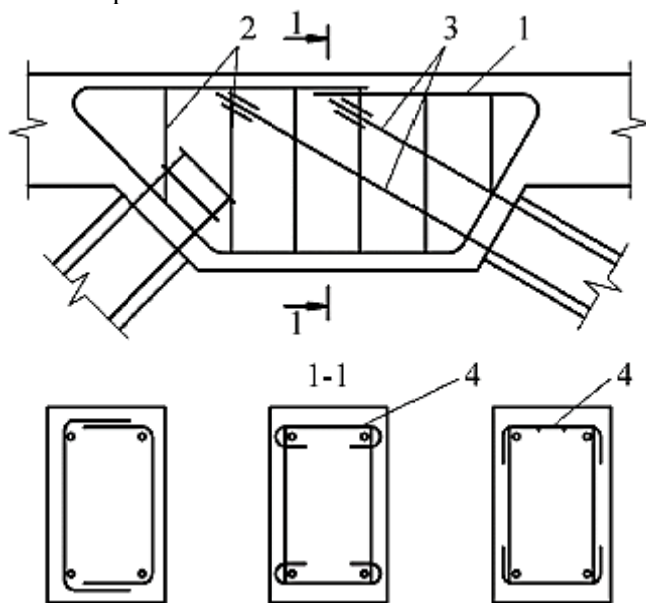
Элементы поясов и решетки армируются пространственными каркасами, собираемыми из плоских каркасов с

применением контактной точечной сварки (рисунок 13). Пространственные каркасы могут изготавливаться и другими способами, например: из плоских каркасов с последующим гнутьем, с непрерывной (спиральной) намоткой поперечной арматуры и другими способами, повышающими технологичность изготовления.

При армировании сжатых и внецентренно сжатых элементов поясов и решетки диаметры продольной арматуры должны быть не менее 8 мм, но не менее диаметра, удовлетворяющего требования минимального процента армирования.

Минимальный диаметр арматуры растянутых элементов решетки – 8 мм.

Узлы ферм (кроме промежуточных узлов, к которым подходит один элемент решетки) армируются пространственными каркасами, которые образуются за счет перегиба поперечных стержней плоских каркасов.



1 – окаймляющая арматура каркасов; 2 – поперечная арматура;
3 – арматура растянутого раскоса; 4 – арматура, связывающая каркасы

Рис. 13. Схема армирования узлов ферм

Допускается образовывать пространственные каркасы узлов соединением плоских каркасов шпильками, гнутыми сетками или иными подобными арматурными элементами. Окаймляющие стержни узлов рекомендуется выполнять цельногнутыми, стыкуя их в верхней зоне опорных и промежуточных узлов верхнего пояса и в нижней зоне промежуточных узлов нижнего пояса.

Диаметр окаймляющих стержней промежуточных узлов должен быть не менее 10 мм при усилии в растянутых элементах решетки до 30 т, не менее 12 мм – при усилии до 45 т и не менее 14 мм – при усилии до 60 т.

Диаметр окаймляющих стержней опорных узлов должен быть не менее 10 мм. При этом площадь продольных верхних стержней (рисунок 11) должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения опорного узла.

При диаметре продольных нижних стержней каркасов опорных узлов, равном или больше 14 мм, на концах стержней у торца узла рекомендуется создавать дополнительные анкеры в виде петель или высаженных головок.

Если расстояние между продольными стержнями каркасов опорных узлов в плоскости фермы больше 500 мм, необходима установка дополнительных продольных стержней диаметром 10 мм.

Рекомендуемый шаг поперечной арматуры – 100 мм.

Опорные узлы ферм следует армировать дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки растянутой арматуры нижнего пояса и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, следует устанавливать специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки.

Косвенное армирование опорных узлов анкерными стержнями закладных деталей, хомутами и дополнительными сетками рекомендуется выполнять в соответствии с рисунком 11. При этом дополнительные сетки устанавливаются с шагом 50–100 мм на длине не менее 10 диаметров продольной арматуры нижнего пояса и не менее 200 мм от торца опорного узла. Диаметр стержней

сеток должен быть не менее 6 мм и не менее 0,25 диаметра продольной арматуры нижнего пояса.

При номинальном диаметре предварительно напряженных прядей или канатов более 15 мм диаметр стержней сеток должен быть не менее 8 мм.

Длина заделки арматуры растянутых и сжатых элементов решетки должна быть не менее значения l_{an} , которое следует определять в соответствии с 10.3.25 СП 63.13330.2018 [1].

Усиленная анкеровка растянутых элементов решетки может быть осуществлена с помощью коротышей, высаженных головок, петель или с помощью установки дополнительных продольных стержней, в зоне примыкающей к узлу фермы.

Петли изготавливаются из стали класса А240 диаметром, равным или отличающимся на один номер от диаметра продольной арматуры, с учетом 6.2.6 СП 63.13330.2018 [1].

Петли могут привариваться контактно-стыковой или электродуговой сваркой. Длина сварного шва должна быть $6d$ – при односторонней приварке и $3d$ – при двухсторонней.

Коротыши изготавливаются длиной $4d$ из стали класса А400 или А500С того же диаметра, что и основная арматура. Длина сварного шва при односторонней приварке $6d$, при двухсторонней – $3d$.

Армирование стоек безраскосных ферм продольной арматурой допускается выполнять по очертанию вута (рисунок 14). При этом в местах перегиба продольной арматуры должна устанавливаться поперечная арматура в виде замкнутых петель из стали класса А240, площадь сечения которой определяется по расчету.

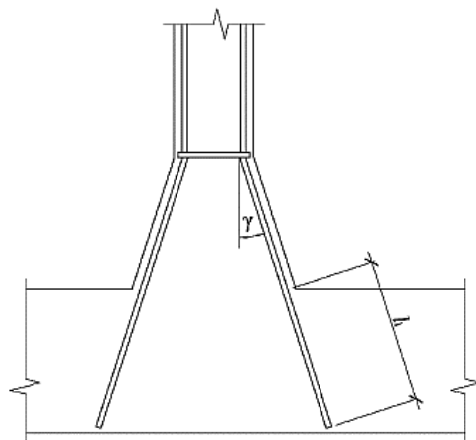


Рис. 14. Схема узла безраскосной фермы

Узлы примыкания стоек к поясам безраскосных ферм должны армироваться дополнительной конструктивной арматурой в виде сеток, выполняемых из стали класса А240 или В500 диаметром 5–6 мм.

В фермах с закладной решеткой бетонная часть закладных раскосов и стоек должна заходить в бетон узла на 15–20 мм.

При армировании нижних поясов ферм самоанкерующейся арматурой, натягиваемой на упоры, минимальное расстояние в осях между арматурными элементами (стержнями, прядями, отдельными проволоками), рекомендуется принимать:

- при стержневой арматуре диаметром 18 мм и менее – 60 мм, 20–22 мм – 70 мм, 25–28 мм – 80 мм, более 28 мм – 95 мм;

- при прядях диаметром 12 и 15 мм в направлении бетонирования – 60 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 45 мм;

- при прядях 9 мм в направлении бетонирования – 45 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 30 мм; проволочная арматура располагается попарно;

- расстояние между парами проволок и направлении бетонирования – 30 мм, в направлении, перпендикулярном к бетонированию – 15 мм.

При соответствующем обосновании может быть допущено и иное размещение арматуры, но минимальные расстояния должны быть не менее указанных в 10.3.5 СП 63.13330.2018.

По длине нижнего пояса ферм вокруг арматуры нижнего пояса должны устанавливаться поперечные стержни в соответствии с пунктами 10.3.11–10.3.20 СП 63.13330.2018.

Толщину защитного слоя напрягаемой арматуры на участке длины зоны анкеровки следует принимать в соответствии с 10.3.2–10.3.4 СП 63.13330.2018.

В опорных и промежуточных узлах подстропильных ферм в местах опирания стропильных ферм, должны быть предусмотрены распределительные сетки.

В местах соединения стропильных ферм с подстропильными фермами и колоннами, плит покрытий с фермами, а также в местах соединения подстропильных ферм с колоннами, должны быть предусмотрены стальные закладные детали с антикоррозионным покрытием.

Примечание:

1. Дополнительные сведения по проектированию ферм и панели-оболочки КЖС можно получить также в источниках [27, 28];

2. Расчеты и конструирование колонны и отдельно стоящего фундамента стаканного типа выполняется самостоятельно на основании действующих нормативных документов и исходных данных.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 63.13330.2018. Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. М.: Минстрой России, 2018. – 150 с. [Электронный ресурс]. URL: https://www.srosp.ru/upload/files/doc/SP-63_.pdf (дата обращения 13.02.2020)

2. СП 20.13330.2016. Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. М.: Стандартинформ, 2018. – 95 с. [Электронный ресурс]. URL:

<https://files.stroyinf.ru/Data2/1/4293747/4293747667.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

3. СП 387.1325800.2018. Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования. М.:

АО "НИЦ "Строительство" - НИИЖБ им. А.А. Гвоздева. – 178 с. [Электронный ресурс]. URL:

<https://meganorm.ru/Data2/1/4293733/4293733486.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

4. СП 356.1325800-2017. Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования. М.: Стандартинформ, 2018. – 85 с. [Электронный ресурс]. URL:

<https://meganorm.ru/Data2/1/4293736/4293736848.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

5. ГОСТ 2.105-95. ЕСКД. «Общие требования к текстовым документам» (с Изменением N 1, с Поправками). М.: Стандартинформ, 2011. – 70 с. [Электронный ресурс]. URL:

<http://docs.cntd.ru/document/1200001260> (дата обращения 27.01.2020)

6. ГОСТ 21.1101-2013. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. М.: Стандартинформ, 2013. – 58 с. [Электронный ресурс]. URL:

<https://meganorm.ru/Data2/1/4293777/4293777893.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

7. ГОСТ 21.501-2011. СПДС. Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений. М.: Стандартинформ, 2013. – 45 с. [Электронный ресурс]. URL:

<https://meganorm.ru/Data2/1/4293788/4293788967.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

8. *Бартенев В.С.* Расчет пологих оболочек двоякой кривизны с прямоугольным планом для произвольной нагрузки / В.С. Бартенев // Научные доклады высшей школы. Строительство. 1959. № 2. С. 43–50.

9. *Леденёв В.В.* Оболочечные конструкции в строительстве: теория, проектирование, конструкции, примеры расчета: учебное пособие для проектирования, бакалавров, магистров и аспирантов строительных специальностей / В. В. Леденев, А. В. Худяков; Министерство образования и науки Российской Федерации, Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение высшего образования "Тамбовский государственный технический университет". Тамбов: ТГТУ, 2016. 271 с.: ил., табл.; 21 см.; ISBN 978-5-8265-1647-8

10. *Болдышев А.М.* Проектирование железобетонных тороидальных оболочек покрытий средней длины. Томск Изд-во Том. инж.-строит. ин-та, 1971. 58 с.

11. *Байков В.Н.* Проектирование железобетонных тонкостенных пространственных конструкций: учебное пособие для вузов / В.Н. Байков. М.: Стройиздат, 1990. 232 с. ISBN 5-274-01036-9

12. *Леденёв В.В.* Примеры расчёта пространственных железобетонных конструкций покрытия: учебное пособие: в 2-х ч. / В.В. Леденёв, А.В. Худяков. Тамбов: Изд-во ГОУ ВПО ТГТУ, 2010. Ч. 1. 80 с. 50 экз. ISBN 978-5-8265-0914-2.

13. *Леденёв В.В.* Примеры расчёта пространственных железобетонных конструкций покрытия: учебное пособие: в 2 ч. Тамбов: Изд-во ФГБОУ ВПО «ТГТУ», Тамбов, 2011. Ч. 2. 80 с. 50 экз. ISBN 978-5-8265-0991-3

14. *Воронов В.И.* Конструкции пространственных покрытий: учебное пособие / В. И. Воронов, В. В. Михайлов, В. Ю. Щуко ; Влдим. гос. ун-т. Владимир : Изд-во ВлГУ, 2005. 92 с. ISBN 5-89368-605-5.

15. *Власов В.З.* Общая теория оболочек и ее приложения в технике / В.З. Власов. М. : Гостехиздат, 1949.

16. *Ананьева Н.К.* Проектирование железобетонных пологих оболочек покрытий положительной гауссовой кривизны [Электронный ресурс]: учебное пособие / Ананьева Н.К., Околичный В.Н. Электрон. текстовые данные. Томск: Томский государственный архитектурно-строительный университет, ЭБС АСВ, 2015. 92 с. [Электронный ресурс]. URL:

<http://www.bibliocomplectator.ru/book/?id=75078>. «БИБЛИОКОМПЛЕКТАТОР», по паролю (дата обращения 13.02.2020)

17. *Горенштейн Б.В.* Железобетонные пространственные покрытия. Методы разработки и проектирования цилиндрических оболочек, складок и оболочек положительной кривизны / Б.В. Горенштейн. Л. : Стройиздат, 1976. 160 с.

18. *Мусихин В.А.* Расчет и конструирование железобетонных плит перекрытия: учебное пособие/ В.А. Мусихин. Челябинск: Издательский центр ЮУрГУ, 2011. 142 с.

19. Серия 1.463.1-15. Вып.1 и 2. «Фермы подстропильные железобетонные пролетом 12 м с провисающим нижним поясом для

зданий с покрытием из плит длиной на пролет». [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293827/4293827539.htm> (дата обращения 13.02.2020)

20. ГОСТ 26633-2015 Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия. М.: Стандартинформ, 2019. 15 с. [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4293756/4293756047.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

21. ГОСТ 25820—2000. Бетоны легкие. Технические условия. М.: Стандартинформ, 2008. 15 с. [Электронный ресурс]. URL: <https://meganorm.ru/Data2/1/4294848/4294848046.pdf> (дата обращения 13.02.2020)

22. *Дзюба В.А.* Расчет строительных конструкций учебное пособие / В. А. Дзюба, Т.А. Стасевич. Комсомольск-на-Амуре ФГБОУ ВПО «КНАГТУ», 2015. 92 с. ISBN 978-7765-1123-3

23. *Голдобина Л.А.* Информационные технологии в строительстве: методические указания к лабораторным работам / Л.А. Голдобина. Санкт-Петербургский горный университет, СПб. 2020. 38 с.: ил.

24. *Лебедева Н.В.* Фермы, арки, тонкостенные пространственные покрытия: учебное пособие / Н.В. Лебедева. М: «Архитектура - С», 2006. 120 с.: ил. ISBN 5-9647-0084-5

25. *Мандриков А.П.* Примеры расчета железобетонных конструкций: учебное пособие. 2-е изд., переаб. и доп. М.: Стройиздат, 1989. 506 с. [Электронный ресурс]. URL: http://books.totalarch.com/examples_of_calculation_of_reinforced_concrete_structures_mandrikov_1979 (дата обращения 13.02.2020)

26. *Кузнецов В.С.* Расчет и конструирование стыков и узлов элементов железобетонных конструкций: учебное пособие / В.С. Кузнецов. М.: АСВ, 2002. 128 с.: ил. ISBN 5-93093-143-7

27. *Спиридонов В.М.* Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства / В. М. Спиридонов, В. Т. Ильин, И. С. Приходько и др.; Под общ. ред. Г. И. Бердичевского. 2-е изд., перераб. и доп. М. : Стройиздат, 1981. 488 с.: ил.; 27 см. (Справочник проектировщика). [Электронный ресурс]. URL: <https://search.rsl.ru/ru/record/01001070500> (дата обращения 13.02.2020)

28. Пособие по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий (к СП 52-117-2008*) / НИИЖБ им. А.А. Гвоздева институт ОАО «НИЦ «Строительство». М., 2010. 159 с.

Приложение 1

Таблица П1.1

Исходные данные для выполнения курсового проекта

Номер варианта	Размер плиты-оболочки, м	Ферма	Шаг ферм, м / Число шагов	Бетон	Напрягаемая арматура / Остальная	Тип кровли (табл. П1.2)	Район строительства	Грунты (табл. П1.3-П1.4): мощность слоя – среднее значение по всем скважинам; 4-й слой – без ограничения по мощности
1	3x24	Ферма раскосная	12/3	В40	А800/любая горячекатаная или холоднодеформированная	1	г. Магадан	10 (табл. П1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.1; 2.2; 3.3; 4.4

Номер варианта	Размер плиты-оболочки, м	Ферма	Шаг ферм, м / Число шагов	Бетон	Напрягаемая арматура / Остальная	Тип кровли (табл. П1.2)	Район строительства	Грунты (табл. П1.3-П1.4); мощность слоя – среднее значение по всем скважинам; 4-й слой – без ограничения по мощности
2	3x18		18/2	B30	A1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	2	г. Красноярск	9 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.2; 2.3; 3.4; 4.5
3	3x24		12/3	B40	A800/любая горячекатаная или холоднодеформированная	3	г. Новосибирск	8 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.3; 2.4; 3.5; 4.6
4	3x24		18/2	B40	A1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	4	г. Сочи	7 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.4; 2.5; 3.6; 4.7
5	3x18		12/3	B30	A800/любая горячекатаная или холоднодеформированная	5	г. Самара	6 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.5; 2.6; 3.7; 4.8

9	3x24		8	7	6	Номер варианта
			3x18	3x18	3x24	Размер плиты-оболочки, м
						Ферма
	12/3	18/2	18/2	12/3	18/2	Шаг ферм, м / Число шагов
	В40	В30	В30	В30	В40	Бетон
	А800/любая горячекатаная или холоднодеформированная	А1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	А1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	А800/любая горячекатаная или холоднодеформированная	А1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	Напрягаемая арматура / Остальная
	4	3	3	2	1	Тип кровли (табл. П1.2)
	г. Санкт-Петербург	г. Вологда	г. Москва	г. Нижний Новгород	г. Нижний Новгород	Район строительства
	3 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.3; 2.9; 3.10; 4.1	4 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.2; 2.8; 3.9; 4.10	5 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.1; 2.7; 3.8; 4.9	1 (табл. П.1.3); номера слоев (табл. П1.4): 1.5; 2.1; 3.2; 4.3		Грунты (табл. П1.3-П1.4): мощность слоя – среднее значение по всем скважинам; 4-й слой – без ограничения по мощности

10	Номер варианта
3x18	Размер плиты-оболочки, м
	Ферма
18/2	Шаг ферм, м / Число шагов
В30	Бетон
А1000/любая горячекатаная или холоднодеформированная	Напрягаемая арматура / Остальная
5	Тип кровли (табл. П1.2)
г. Кемерово	Район строительства
2 (табл. П.1.3; номера слов (табл. П1.4): 1.4; 2.10; 3.1; 4.2	Грунты (табл. П1.3-П1.4): мощность слоя – среднее значение по всем скважинам; 4-й слой – без ограничения по мощности

Таблица П.1.2

Тип кровли

Номер типа кровли	Слой	Коэф-т надежности по нагр.
1	1-Слой гравия, втопленного в мастику ($\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	2-Три слоя гидроизола ($\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	3-Цементная стяжка ($t=20 \text{ мм}$, $\rho=18.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	4-Утеплитель-керамзит ($t=200 \text{ мм}$, $\rho=5.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике($\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$)	1,3
2	1-Слой гравия, втопленного в мастику ($\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	2- Четыре слоя гидроизола ($\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	3- Цементная стяжка ($t=20 \text{ мм}$, $\rho=18.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	4-Утеплитель- URSA П-75 ($t=140 \text{ мм}$, $\rho=0.75 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	5- Обмазочная пароизоляция ($\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$)	1,3
3	1-Слой гравия, втопленного в мастику ($\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	2-Три слоя гидроизола ($\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	3-Асфальтовая стяжка ($t=20 \text{ мм}$, $\rho=21.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	4-Утеплитель-минераловатные плиты ($t=180 \text{ мм}$, $\rho=2.25 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике($\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$)	1,3
4	1-Слой гравия, втопленного в мастику ($\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	2- Четыре слоя гидроизола ($\rho=0.052 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	3- Асфальтовая стяжка ($t=20 \text{ мм}$, $\rho=21.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	4-Утеплитель- минераловатные плиты ($t=150 \text{ мм}$, $\rho=1.25 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	5- Обмазочная пароизоляция ($\rho=0.05 \text{ кН/м}^2$)	1,3
5	1-Слой гравия, втопленного в мастику ($\rho=0.16 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	2-Три слоя гидроизола ($\rho=0.039 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	3- Цементная стяжка ($t=20 \text{ мм}$, $\rho=18.0 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	4-Утеплитель-полистиролбетон ($t=200 \text{ мм}$, $\rho=2.5 \text{ кН/м}^2$)	1,3
	5-Пароизоляция-слой рубероида на мастике($\rho=0.03 \text{ кН/м}^2$)	1,3

Таблица III.3

Мощность слоев по скважинам

№ варианта	№ слоя	Мощность слоев по скважинам						Глубина УГВ, м
		1	2	3	4	5	6	
1	1	0,8	0,9	1,0	1,2	1,0	0,9	4,0
	2	2,5	3,6	3,8	3,9	3,7	3,0	
	3	5,0	5,6	5,8	5,0	4,8	4,5	
2	1	0,9	1,2	1,5	1,3	1,0	0,7	3,0
	2	1,5	2,0	2,5	2,2	1,8	1,2	
	3	7,0	6,5	6,0	6,2	6,8	7,2	
3	1	0,3	0,5	0,7	0,7	0,6	0,4	3,5
	2	2,0	2,7	3,0	3,2	2,5	1,8	
	3	4,1	4,8	5,5	5,0	4,5	4,2	
4	1	0,5	0,8	1,1	1,0	1,0	0,7	4,5
	2	3,5	4,0	4,2	4,5	3,8	3,0	
	3	4,0	4,5	4,8	4,8	5,0	5,5	
5	1	0,2	0,4	0,6	0,5	0,5	0,4	5,0
	2	3,5	3,8	4,2	4,5	4,0	3,8	
	3	2,1	2,5	3,3	3,0	3,0	2,8	
6	1	0,4	0,6	0,8	0,9	0,7	0,6	4,2
	2	5,0	5,0	5,5	5,6	5,4	5,2	
	3	3,5	3,1	2,8	2,5	3,0	3,8	
7	1	0,7	1,0	1,2	1,1	1,0	0,8	3,8
	2	1,4	2,0	2,2	2,5	2,4	1,8	
	3	6,0	5,8	5,2	5,0	5,5	6,1	
8	1	0,5	0,6	0,8	0,9	0,8	0,6	4,8
	2	2,5	3,0	3,5	3,8	3,5	3,0	
	3	5,2	5,8	6,0	6,2	5,9	5,8	
9	1	0,3	0,4	0,5	0,6	0,5	0,5	3,5
	2	1,8	2,2	2,5	2,6	2,4	2,0	
	3	4,1	4,6	5,0	4,8	4,4	4,1	
10	1	0,5	0,7	0,9	0,8	0,7	0,6	4,0
	2	3,2	3,4	3,8	3,5	3,4	3,2	
	3	4,3	4,5	5,0	5,1	4,8	4,5	

Таблица П.4

Характеристики грунтов

№ слоя	№ вар.	Грунт	γ_s , кН/м ³	γ , кН/м ³	W	W_L	W_P	E , МПа	φ , град.	C , кПа
1	1	Почвенно-растительный слой	25,5	11,5	0,10					
	2		26,0	11,8	0,12					
	3		26,2	12,0	0,14					
	4		26,5	12,2	0,15					
	5		26,0	12,5	0,12					
2	1	Песок средней крупности	26,5	17,8	0,10	-	-	30,0	35	1,0
	2		26,6	18,5	0,12	-	-	35,2	36	1,5
	3		26,8	19,0	0,15	-	-	38,0	37	2,0
	4	Пылевато-глинистый	26,9	18,5	0,14	0,16	0,10	15,0	23	12,5
	5		27,0	19,0	0,16	0,20	0,14	16,0	24	13,0
	6		27,2	19,2	0,18	0,22	0,15	17,0	25	14,0
	7		27,0	18,7	0,12	0,20	0,10	21,0	24	33,0
	8		27,1	19,0	0,15	0,21	0,09	20,0	21	27,0
	9		27,2	19,5	0,18	0,23	0,12	17,0	19	25,0
	10		27,3	19,8	0,20	0,29	0,15	19,0	22	28,0
3	1	Песок средней крупности	26,5	18,5	0,11	-	-	39,0	36	1,5
	2		26,8	19,2	0,12	-	-	40,0	37	1,8
	3		26,9	19,6	0,15	-	-	35,0	35	1,0
	4	Пылевато-глинистый	26,9	19,6	0,14	0,18	0,12	22,0	26	15,0
	5		27,0	20,0	0,15	0,19	0,13	23,0	27	16,0
	6		26,9	18,8	0,11	0,16	0,06	21,0	22	31,0
	7		27,0	19,2	0,12	0,20	0,08	22,0	24	32,0
	8		27,2	19,0	0,14	0,19	0,10	20,0	23	30,0
	9		27,5	19,2	0,14	0,26	0,08	21,0	18	57,0
	10		27,4	19,0	0,15	0,30	0,10	20,0	17	54,0
4	1	Пылевато-глинистый	26,8	18,5	0,12	0,19	0,11	26,0	24	33,0
	2		26,9	18,8	0,14	0,24	0,12	25,0	23	32,0
	3		27,0	19,0	0,15	0,28	0,15	22,0	24	31,0
	4		27,1	19,2	0,16	0,29	0,15	24,0	23	32,0
	5		27,2	19,4	0,17	0,32	0,16	21,0	24	33,0
	6		27,1	19,5	0,12	0,32	0,11	26,0	20	75,0
	7		27,2	19,8	0,14	0,34	0,12	28,0	21	78,0
	8		27,3	20,0	0,16	0,33	0,15	27,0	20	70,0
	9		27,4	21,2	0,15	0,42	0,12	29,0	21	76,0
10	Скальный	$R = 0,8$ МПа								

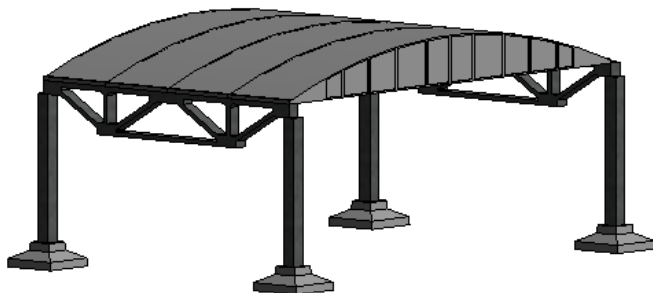


Рис. П2.1. Модель каркаса в Autodesk Revit
(Шаблон «несущие конструкции»)

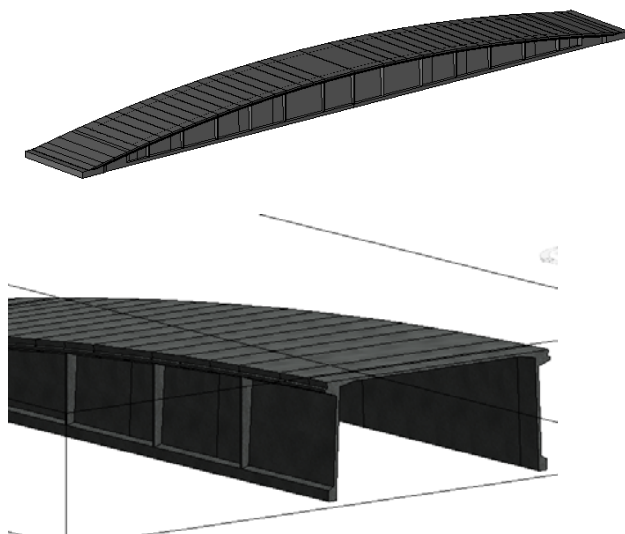


Рис. П2.2. Модель панели-оболочки КЖС в Autodesk Revit (Семейство)

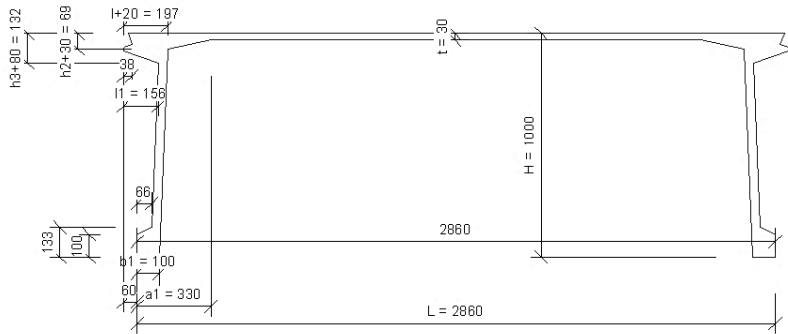


Рис. П2.3. Эскиз сечения панели-оболочки КЖС в Autodesk Revit (Семейство)

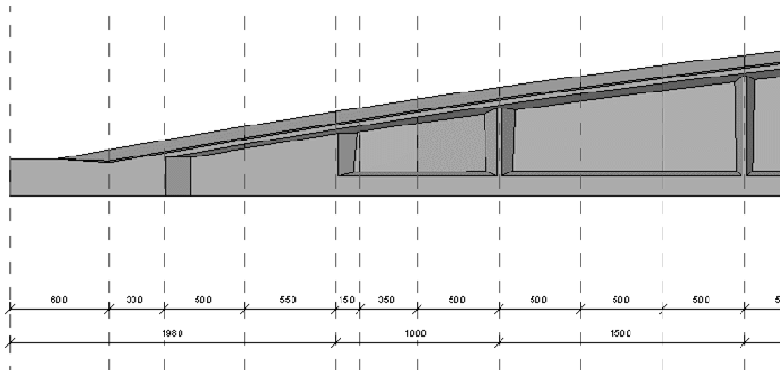


Рис. П2.4. Этапы построения по сечениям панели-оболочки КЖС в Autodesk Revit (Семейство)

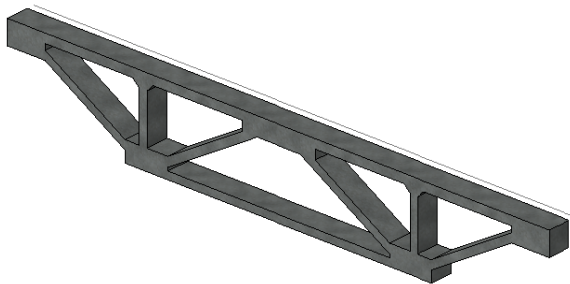


Рис. П2.5. Модель фермы в Autodesk Revit (Семейство)

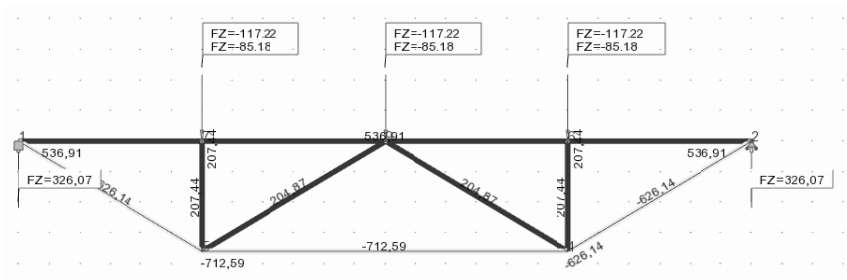


Рис. П2.6. Пример расчета фермы: значения усилий в стержнях фермы при учете длительно действующих расчетных нагрузок (Robot Structural Analysis Professional)

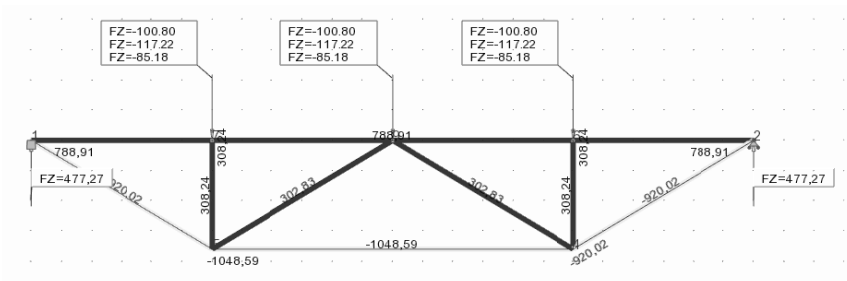


Рис. П2.7. Пример расчета фермы: значения усилий в стержнях фермы при учете полных расчетных нагрузок (Robot Structural Analysis Professional)

3.2.1 Расчет панели-оболочки КЖС по несущей способности и устойчивости торцевой рабочей арматуры.....	10
3.2.2 Расчет площади сечения стержней	12
3.2.3 Расчет диафрагмы на действие поперечной силы.....	13
3.2.4 Расчет анкеров.....	15
3.2.5 Расчет панели-оболочки КЖС по деформациям.....	15
3.2.6 Расчет панели-оболочки КЖС по образованию трещин.....	16
3.2.7 Расчет поля оболочки на изгиб вдоль образующей.....	16
3.2.8 Определение потерь предварительного напряжения арматуры.....	21
3.2.8.1 Потери предварительного напряжения.....	22
3.2.8.2 Полные потери предварительного напряжения.....	26
3.2.8.3 Предварительные напряжения в бетоне при передаче усилия предварительного обжатия.....	26
3.3 Рекомендации по конструированию панели-оболочки КЖС.....	27
4 Проектирование и конструирование фермы.....	29
4.1 Общие указания.....	29
4.2 Порядок расчета фермы.....	31
4.2.1 Общие рекомендации по расчету элементов фермы.....	31
4.2.2 Расчет стержневых элементов фермы.....	33
4.3 Расчет узлов фермы.....	36
4.3.1 Расчет опорного узла фермы.....	36
4.3.2 Расчет промежуточных узлов фермы.....	38
4.4 Рекомендации по конструированию фермы.....	40
Библиографический список.....	45
Приложения.....	49

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Методические указания по выполнению курсового проекта
для студентов магистратуры направления 08.04.01*

Сост. Л.А. Голдобина

Печатается с оригинал-макета, подготовленного кафедрой
строительства горных предприятий и подземных сооружений

Ответственный за выпуск *Л.А. Голдобина*

Лицензия ИД № 06517 от 09.01.2002

Подписано к печати 29.06.2020. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 3,5. Усл.кр.-отг. 3,5. Уч.-изд.л. 3,3. Тираж 50 экз. Заказ 423.

Санкт-Петербургский горный университет
РИЦ Санкт-Петербургского горного университета
Адрес университета и РИЦ: 199106 Санкт-Петербург, 21-я линия, 2