

**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 к практическим занятиям
для студентов магистратуры направления 08.04.01*

**САНКТ-ПЕТЕРБУРГ
2020**

УДК 624.074.4 (073)

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ: Методические указания к практическим занятиям / Санкт-Петербургский горный университет. Сост. *Л.А. Голдобина*. СПб. 2020. 52 с.

Методические указания разработаны для проведения практических занятий по дисциплине «Проектирование железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений» 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, примеры решения отдельных задач на различных этапах проектирования железобетонных пространственных покрытий и инженерных сооружений, варианты индивидуальных заданий для самостоятельного выполнения задач и справочный материал.

Предназначены для студентов магистратуры, обучающихся по направлению подготовки 08.04.01 «Строительство», направленность программы (профиль) «Проектирование строительства и реконструкции зданий и сооружений промышленного и гражданского назначения».

Научный редактор д.т.н., проф. *А.Г. Протосеня*

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

© Санкт-Петербургский
горный университет, 2020

ВВЕДЕНИЕ

Методические указания для проведения практических занятий 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 предназначены для развития у студентов практических навыков проектирования и конструирования железобетонных тонкостенных пространственных конструкций покрытий и инженерных сооружений.

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

1 ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ТОНКОСТЕННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ ПОКРЫТИЙ

Известно, что стоимость покрытий составляет примерно 2...5% от стоимости зданий. За счет использования тонкостенных пространственных покрытий можно снизить материалоемкость и стоимость объекта, поскольку в таких конструкциях рационально используется работа бетона в сжатой зоне.

Среди всевозможных конструктивных решений покрытий зданий особое место занимают оболочки — тонкостенные пространственные системы, имеющие криволинейную поверхность.

Пространственные тонкостенные покрытия способны перекрывать большие пролеты (более 100 м) без промежуточных опор.

Железобетонные оболочки являются наиболее экономичными конструкциями покрытий зданий, они зачастую совмещают в себе как

несущие, так и ограждающие (разделяющие) функции и при этом обладают высокими прочностными и жесткостными.

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.

В соответствии со СП [1] железобетонные тонкостенные пространственные конструкции покрытий и перекрытий (рисунок 1) классифицируются следующим образом:

по очертанию срединной поверхности

а) складки с различной формой поперечного сечения, в том числе складчатые своды и оболочки (рисунок 1, а);

б) оболочки и своды нулевой гауссовой кривизны – цилиндрические и конические оболочки и цилиндрические своды (рисунок 4, б);

в) оболочки и волнистые своды положительной гауссовой кривизны – сферические оболочки и купола, очерченные по поверхностям вращения с вертикальной осью (рисунок 1, д); оболочки, очерченные по поверхности переноса в виде эллиптического параболоида, круговой поверхности (рисунок 1, е) и бочарные своды (рисунок 1, е, 10);

г) оболочки и волнистые своды отрицательной гауссовой кривизны – оболочки, очерченные по линейчатым поверхностям гиперболического параболоида (гипары) (рисунок 1, з); и по поверхностям вращения с горизонтальной осью (рисунок 1, е, 11);

д) оболочки разнозначной гауссовой кривизны – тороидальные оболочки (рисунок 2, ж); поверхности которых имеют на некоторых участках положительную, а на других – отрицательную кривизну, коноиды (поверхность которых имеет в большей части нулевую гауссову кривизну) и параболические оболочки на плоском контуре (в основном, положительной кривизны), угловые участки которых имеют отрицательную гауссову кривизну и др.;

е) многогранники, в том числе вписанные в поверхности оболочек, указанных в перечислениях б), в), г), д) (рисунок 2, и), а также шатровые складки (рисунок 2, к) и рамно-шатровые конструкции;

ж) составные оболочки, имеющие сложную поверхность, образуемые из оболочек, указанных в перечислениях б), в), г), д), е) (рисунок 2, л, м);

з) вспарушенные плиты, в том числе ступенчато-вспарушенные и шатровые панели (рисунок 2, н, 1б);

по форме перекрываемой площади (при опирании на стены, фундаменты или отдельные опоры) и конструктивным особенностям

а) на круглом плане;

б) на овальном (эллиптическом) плане;

в) на квадратном плане;

г) на прямоугольном плане;

д) на треугольном плане;

е) на полигональном плане;

ж) кольцевые тороидальные и составные оболочки;

з) неразрезные многоволновые оболочки, многогранники и складки;

и) неразрезные многопролетные оболочки, многогранники и складки;

к) висячие оболочки;

л) шедовые конструкции;

м) то же, что и в подпунктах «а» – «л»), но гладкие или ребристые;

н) консольные оболочки, складки и многогранники;

по способу изготовления и возведения

а) монолитные;

б) сборно-монолитные (когда сборные элементы служат несущей опалубкой или, например, бортовые элементы сборные, а плита-оболочка – монолитная);

в) сборные из плоских, цилиндрических и других элементов;

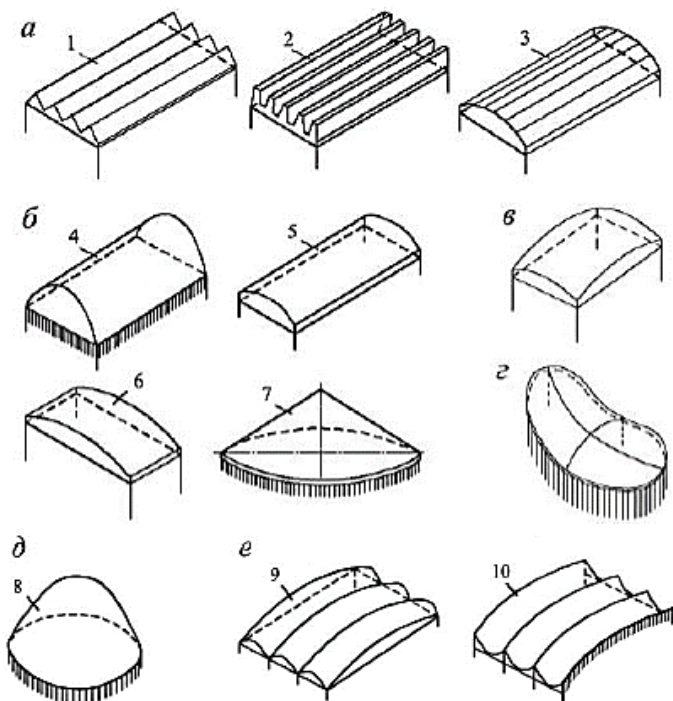
г) панели-оболочки и панели-складки, изготавливаемые и монтируемые в готовом виде (как правило, не требующие расчетного замоноличивания швов между ними), размерами, соответствующими пролету между опорами и габаритам, установленным с учетом условий изготовления, транспортирования и монтажа;

по материалам, из которых возводятся:

а) железобетонные (в том числе с применением легких и других бетонов);

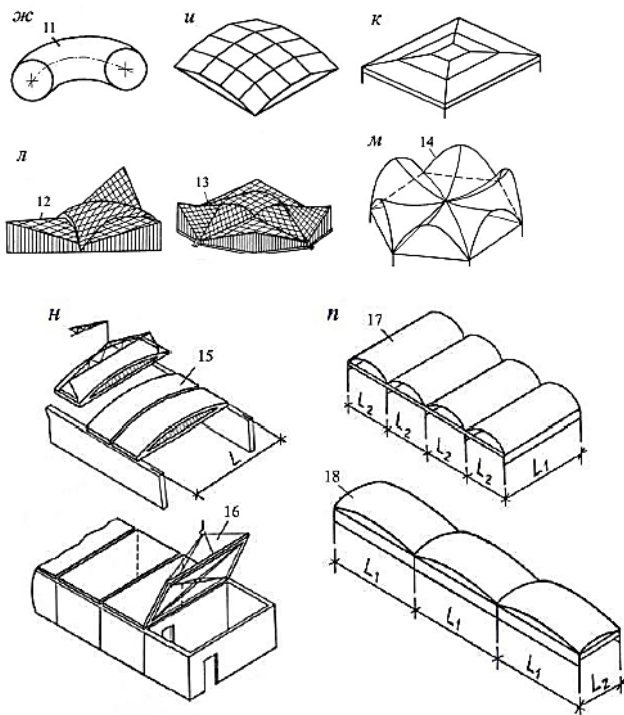
б) комбинированные, состоящие из железобетонной плиты и металлических диафрагм или бортовых элементов;

в) комплексные, состоящие из железобетонной пространственной конструкции и теплоизоляционных, гидроизоляционных и других материалов, г) армоцементные и сталефибробетонные.



а – призматические складки; б – оболочки нулевой гауссовой кривизны; в – оболочки положительной гауссовой кривизны; г – то же, отрицательной; д – оболочки с вертикальной осью вращения; е – оболочки с горизонтальной осью вращения; 1 – балочная складка с треугольным поперечным сечением; 2 – то же, с трапециевидным; 3 – то же, со сводчатым (призматические выпуклые складки); 4 – свод-оболочка; 5 – длинные цилиндрические оболочки, 6 – то же, короткие; 7 – коническая оболочка; 8 – купол; 9 – бочарные своды; 10 – гиперболические оболочки

Рис. 1. Схемы тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий



жс – тороидальные оболочки разнозначной гауссовой кривизны; *и* – многогранники;
к – то же, шатрового типа; *л* – составные оболочки; *м* – то же, из гиперболических треугольных сводов; *н* – панели-оболочки размером на пролет покрытия и вспарушенные оболочки размером на ячейку здания; *п* – неразрезные оболочки; 11 – тороидальная оболочка; 12 – покрытие с треугольным планом из оболочек положительной и отрицательной гауссовой кривизны; 13 – то же, с полигональным планом; 14 – покрытие из составных гипаров; 15 – панели-оболочки КЖС; 16 – вспарушенные плиты-оболочки; 17 – многоволновые оболочки; 18 – многопролетные оболочки

Рис. 2. Схемы тонкостенных пространственных конструкций покрытий и перекрытий

2 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПОЛОГОЙ ОБОЛОЧКИ ПОЛОЖИТЕЛЬНОЙ ГАУССОВОЙ КРИВИЗНЫ

2.1 Общие сведения

Пологими считаются оболочки, имеющие небольшой подъём над опорным планом при

$$f_1 \leq \frac{a}{5}, f_2 \leq \frac{b}{5}, \quad (1)$$

где $2a$ и $2b$ – размеры стороны оболочки в плане; f_1 и f_2 – стрелы подъёма оболочки на контуре (рисунок 3).

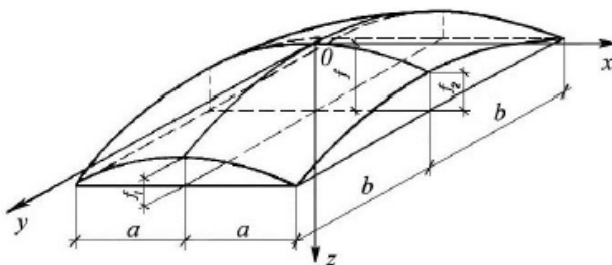
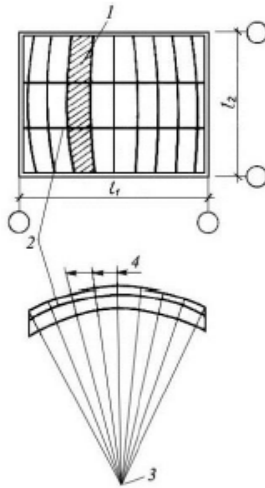


Рис. 3. Схема оболочки положительной гауссовой кривизны

Тип срединной поверхности характеризует форму оболочки. В качестве срединной рекомендуется принимать поверхность переноса или вращения. Образующими для всех поверхностей в практике проектирования обычно принимаются круговые кривые.

Для сборных оболочек тип поверхности определяется схемой разрезки, возможностями унификации и удобством изготовления сборных элементов, а также условиями возведения оболочек. Членение оболочек на плиты осуществляется системой радиальных секущих плоскостей, проходящих через ось вращения, и системой вертикальных плоскостей, перпендикулярных этой оси. При таком членении полосы между равноотстоящими радиальными секущими плоскостями внутри оболочки являются равновеликими, что позволяет сократить число типоразмеров сборных плит (рисунок 4).



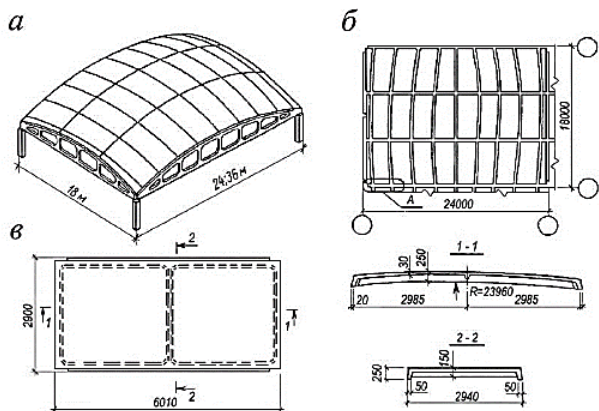
- 1 – элемент членения; 2 – вертикальные секущие плоскости;
 3 – ось вращения радиальных секущих плоскостей;
 4 – радиальные секущие плоскости

Рис. 4. Схема членения исходной поверхности оболочки на сборные элементы

Оболочки по контуру опираются на диафрагмы, которые выполняются в виде арок, ферм или балок, а также криволинейных брусьев, уложенных на стены или отдельно стоящие колонны, часто расположенные по периметру здания (рисунок 5).

В зависимости от количества и расположения ячеек здания оболочки могут проектироваться отдельно стоящими (одноволновыми) и многоволновыми в одном и двух направлениях [2].

В оболочках допускается устройство зенитных или светоаэрационных фонарей, располагаемых в средней зоне, передавать нагрузки от подвесных кранов или тельферов, пути которых крепятся к оболочкам на специальных подвесках.



a – общий вид оболочки; *б* – план оболочки размером 18х24 м;
в – цилиндрические ребристые панели размером 3х6 м

Рис. 5. Сборная железобетонная оболочка
положительной гауссовой кривизны
(диафрагмы – безраскосные фермы)

2.2 Пример упрощенного расчета отдельно стоящей оболочки положительной гауссовой кривизны

2.2.1 Общие положения расчета

В полой оболочке возникает система усилий: нормальные N_1 , N_2 , сдвигающая S , поперечная Q силы, а также изгибающих M_1 , M_2 и крутящих T_{12} , T_{21} моментов (рисунок б).

В зависимости от степени пологости, характера нагрузки и условий опирания по контуру, расчет пологих оболочек принципиально может производиться по безмоментной теории. Безмоментная теория с учетом изгибающих моментов, возникающих в опорной зоне (краевой эффект), может быть использована в предварительных расчетах шарнирно опертых оболочек при равномерно распределенной нагрузке.

Усилия в оболочке рекомендуется определять по формулам [1]:

а) нормальные силы N_1 в направлении оси x и N_2 в направлении оси y по линии $y = 0$:

$$N_1 = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_{N1}}{\delta}; N_2 = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_{N2}}{\delta}; \quad (2)$$

б) изгибающие моменты M в направлении оси x по линии $y = 0$:

$$M = q \cdot l^2 \cdot k_M; \quad (3)$$

в) сдвигающие усилия S по граням оболочки:

$$S = \frac{q \cdot l^2 \cdot k_S}{\delta}; \quad (4)$$

г) поперечные силы Q , действующие по граням оболочки:

$$Q = q \cdot l \cdot k_Q; \quad (5)$$

д) главные усилия, действующие в оболочке в направлении диагонали и нормально к ней:

$$N_{pr}^{I,II} = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_{pr}^{I,II}}{\delta}, \quad (6)$$

где k_{N1} , k_{N2} , k_M , k_S , k_Q , k_{pr} – коэффициенты, определяемые по таблицам П1.1-П1.6 Приложения 1; δ – фиктивная толщина оболочки.

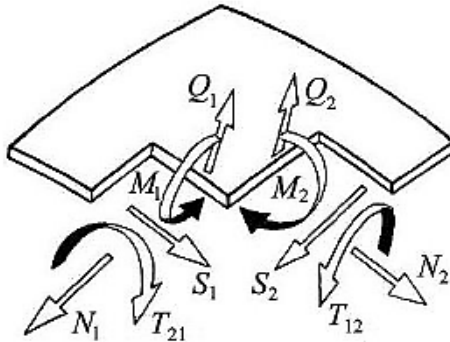


Рис. 6. Схема усилий в пологих оболочках

Односторонняя равномерно распределенная нагрузка заменяется комбинированной из симметричной и обратно симметричной нагрузок.

При обратно симметричной нагрузке моменты возникают не только на приопорных участках, но и в средней части оболочки у мест перепада нагрузок. Однако они носят условный характер, так как в действительности резкого перепада нагрузки в средней части оболочки нет. Вблизи контура оболочки возникает искажение безмоментного напряженного состояния, так как здесь действуют краевые изгибающие моменты и поперечные силы. Для приближенных расчетов принимается, что изгибное состояние оболочки имеет характер краевого эффекта и быстро затухает по мере удаления от края оболочки.

Зона действия изгибающих моментов распространяется не далее $(3...4) S$ от края, где [2]:

$$S = 0,76 \cdot \sqrt{R \cdot \delta}. \quad (7)$$

Нагрузкой на диафрагмы оболочек является опорное давление, передаваемое по граням в виде сдвигающих сил S , касательных к срединной поверхности оболочки, обратных по направлению и равных по величине сдвигающим усилиям в оболочке, а также поперечные силы.

При расчете диафрагм, выполняемых в виде ферм, усилия собираются в узлы.

В оболочках с контурными элементами в виде криволинейного бруса, опертого на колонны, растягивающие усилия воспринимаются контурными брусками и частично оболочкой, главные усилия к углам уменьшаются, а в местах примыкания к диафрагмам возникают значительные по величине отрицательные изгибающие моменты.

С достаточной для практики точностью усилия растяжения по контуру и усилия сжатия в средней зоне оболочки могут быть найдены из расчета без учета совместной работы оболочки с контурными элементами.

Расчет количества арматуры в угловой зоне оболочки и ее распределение вдоль диагонали рекомендуется производить после построения эпюры главных растягивающих напряжений в диагональном сечении. Затем оболочку рекомендуется разделить на участки, для каждого из которых по эпюре определить суммарное усилие, а по нему необходимое количество арматуры. На сдвигающие усилия проверяется количество арматуры у контура.

2.2.2 Исходные данные

Выполнить проектирование оболочки положительной гауссовой кривизны для покрытия здания размером в плане $L \times B = 27 \times 27$ (м), которая монтируется из плоских ребристых плит номинальным размером 3×3 (м). Оболочка в плане представляет собой квадрат со стороной $l = 27$ м.

Монтаж оболочки ведется с помощью монтажной секции с размерами 3×9 (м), собираемых из трех плит 3×3 (м). Опорный контур может быть выполнен из фермы пролетом 27 м (металлической или железобетонной), опирающихся на железобетонные (металлические) колонны с шагом 9 м.

Материалы: бетон - В30: $R_b = 17$ МПа; $R_{bt} = 1,15$ МПа; $E_b = 32\,500$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,75$ МПа; арматура - А400: $R_s = R_{sc} = 350$ МПа; $R_{sw} = 280$ МПа; В500: $R_s = 435$ МПа; $R_{sc} = 415$ МПа; $R_{sw} = 300$ МПа.

2.2.3 Определение расчетных параметров

2.2.3.1 Определение геометрических параметров оболочки

Условие пологости (1):

$$f_c \leq \frac{a}{5}, f_k \leq \frac{b}{5} = \frac{13,5}{5} = 2,7,$$

где f_c – стрела подъема оболочки по контуру; f_k – срединная стрела подъема оболочки.

Стрела подъема контурной дуги определяется по формуле:

$$f = 0,1 \cdot L = 0,1 \cdot 27 = 2,7 \text{ (м)}, \quad (8)$$

Стрела подъема оболочки определяется по формуле:

$$f_{об} = 2 \cdot f = 2 \cdot 2,7 = 5,4 \text{ (м)}. \quad (9)$$

Центральный радиус определяется по формуле:

$$r = 0,5 \cdot \frac{f^2 + \frac{L^2}{4}}{f} = 0,5 \cdot \frac{2,7^2 + \frac{27^2}{4}}{2,7} = 35,1 \text{ (м)}. \quad (10)$$

Центральный радиус оболочки определяется по формуле:

$$R_{об} = r + f = 35,1 + 2,7 = 37,8 \text{ (м)}. \quad (11)$$

Определяем положение центра тяжести сечения, параллельного диагональным ребрам, проходящего посередине между ними, при этом учтен бетон замоноличивания швов:

$$x_{ц.т.} = \frac{S}{A} = \frac{2140 \cdot 30 \cdot 185 + 70 \cdot 170 \cdot 85 + 2 \cdot 50 \cdot 155 \cdot 145}{2140 \cdot 30 + 70 \cdot 170 + 2 \cdot 155 \cdot 50} = 165 \text{ (мм)} = 0,165 \text{ (м)}.$$

Схема сечения приведена на рисунках 7 и 8, при этом высота окаймляющих рёбер принята равной 80 мм, что позволяет облегчить замоноличивание швов.

Момент инерции сечения плиты определяется как для составного сечения.

Момент инерции каждой части сечения относительно выбранной оси равен моменту инерции сечения относительно собственного центра тяжести плюс произведение площади сечения на квадрат расстояния между осями:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot a^2, \quad (12)$$

где b, h - размеры сечения; a - расстояние между осями.

Момент инерции сечения плиты равен:

$$I = \frac{2140 \cdot 30^3}{12} + 2140 \cdot 30 \cdot 20^2 + \frac{70 \cdot 170^3}{12} + 70 \cdot 170 \cdot 80^2 + 2 \cdot \frac{155 \cdot 50^3}{12} + 2 \cdot 155 \cdot 50 \cdot 20^2 = 14474 \text{ (см}^4\text{)}.$$

Фиктивная толщина оболочки:

- по площади определяется по формуле:

$$\delta_1 = \frac{A}{l_{пл}} + 1 \text{ см} = \frac{916}{300} + 1 = 4 \text{ см}; \quad (13)$$

при этом 1 см берется на замоноличивание швов; площадь сечения равна:

$$A = 214 \cdot 3 + 7 \cdot 17 + 2 \cdot 15,5 \cdot 5 = 916 \text{ (см}^2\text{)};$$

- по моменту инерции определяется по формуле:

$$\delta_2 = \sqrt[3]{12I/l_{пл}} = \sqrt[3]{12 \cdot 14474/300} = 8,3 \text{ (см);} \quad (14)$$

- по радиусу инерции определяется по формуле:

$$\delta_3 = \sqrt{12I/A} = \sqrt{12 \cdot 14474/916} = 13,8 \text{ (см).} \quad (15)$$

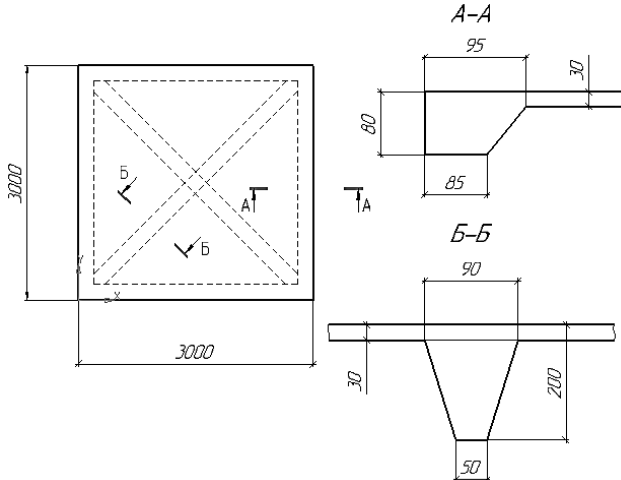


Рис. 7. Схема плиты и ее сечения
(к определению геометрических параметров оболочки)

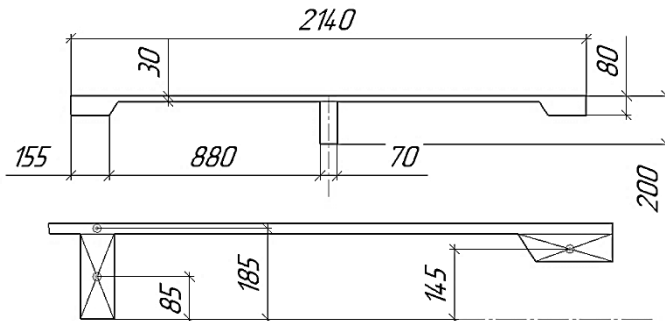


Рис. 8. Схема плиты и ее сечения
(к определению геометрических параметров оболочки)

Таблица 1

Сбор нагрузок

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная нагрузка (g)	3,6	-	4,44
Собственный вес плит оболочки с замоноличиванием швами: при $\gamma_{бет} = 25 \frac{кН}{м^3}$ и $\delta_{пл.шв.} = 4,0$ см	$0,04 \cdot 2,5 = 1,0$	1,1	1,1
Цементно-песчаная стяжка: при $\gamma_{ц-п.ст.} = 20 \frac{кН}{м^3}$ и $\delta_{ц-п.ст.} = 2,0$ см	$0,02 \cdot 2,0 = 0,4$	1,2	0,48
Утеплитель: при $\gamma_{ут.} = 4,0 \frac{кН}{м^3}$ и $\delta_{утеп.} = 5,0$ см	$0,05 \cdot 4,0 = 2,0$	1,3	2,6
Гидроизоляция и пароизоляция	0,20	1,3	0,26
Временная нагрузка (v)	1,11	-	1,55
Снег (для III снегового района)	1,11	1,4	1,55
Полная нагрузка (q)	4,71	-	5,99

2.2.4 Проверка оболочки на устойчивость

Фактический модуль упругости плиты определяется по формуле [2]:

$$E_{\Phi,Б} = \frac{E_b \cdot A}{b \cdot \delta_3} = \frac{32500 \cdot 10^3 \cdot 916}{88 \cdot 13,8} = 24515 \text{ (МПа)}, \quad (16)$$

где E_b – модуль упругости бетона; A – площадь сечения; $b = 88$ см – расстояние между ребрами; δ_3 – фиктивная толщина оболочки по радиусу инерции.

Модуль деформации бетона при продолжительном действии нагрузки принят при средней относительной влажности воздуха 40 - 75 % [2]:

$$E_{д,Б} = 0,303 \cdot E_{\Phi,Б} = 0,303 \cdot 245157428,05 \text{ (МПа)}. \quad (17)$$

Предельная нагрузка на оболочку определяется по формуле:

$$[q] = 0,2 \cdot E_{д,Б} \left(\frac{\delta_3}{R_{06}}\right)^2 \cdot k, \quad (18)$$

где $E_{д,Б}$ – модуль деформации бетона; R_{06} – центральный радиус оболочки; $k = 1$ – коэффициент для сферической поверхности.

$$[q] = 0,2 \cdot E_{д,Б} \left(\frac{\delta_3}{R_{06}}\right)^2 \cdot k = 0,2 \cdot 7429,05 \cdot \left(\frac{13,8}{3780}\right)^2 \cdot 1 = 0,0198 \text{ МПа} = 19,8 \text{ кПа} > q = 5,99 \text{ кПа}.$$

Устойчивость оболочки обеспечена.

2.2.5 Расчёт оболочки покрытия на равномерно распределенную симметричную нагрузку

Определяем параметр гибкости λ по формулам (19-20):

$$\lambda_1 = 1,17 \sqrt{f_{06}/\delta_1} = 1,17 \sqrt{540/4} = 13,59; \quad (19)$$

$$\lambda_2 = 1,17 \sqrt{f_{06}/\delta_2} = 1,17 \sqrt{540/8,3} = 9,44, \quad (20)$$

где f_{06} – стрела подъема оболочки; δ_1 – фиктивная толщина оболочки по площади; δ_2 – фиктивная толщина оболочки по моменту инерции.

Проверяем принятую толщину полки плиты оболочки (в центре).

Определим нормальные усилия на l м длины по формуле (21):

$$N_{xx} = N_{yy} = -\frac{q \cdot l^2}{8 \cdot f_{06}} = -\frac{5,99 \cdot 27^2}{8 \cdot 5,4} = -101,08 \frac{\text{кН}}{\text{м}}; \quad (21)$$

Напряжение в полке плиты определяется по формуле (22):

$$\sigma_{\text{ср}} = \frac{N=N_{xx}=N_{yy}}{\delta_{\text{п}}}, \quad (22)$$

где $\delta_{\text{п}}$ – толщина полки плиты;

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{ср}} &= \frac{N = N_{xx} = N_{yy}}{\delta_{\text{п}}} = -\frac{101,08}{3 \cdot 100} = \\ &= -0,337 \left(\frac{\text{кН}}{\text{см}^2} \right) = -3,37 \text{ (МПа)} < R_b = 17 \text{ (МПа)}. \end{aligned}$$

Принятой толщины плиты, равной 3 см, достаточно.

2.2.6 Определение усилий

При равномерно распределенной нагрузке значительные изгибающие моменты возникают только на приопорных участках оболочки.

Определяем наибольшие изгибающие моменты, действующие в направлении оси x при $y = 0$ по формуле (3) [1]:

$$M = q \cdot l^2 \cdot k_M = 5,99 \cdot 27^2 \cdot k_M = 4366,71 \cdot k_M,$$

k_M – коэффициент, определяемый по таблице П1.1 Приложения 1: при $\lambda_2 = 9,44$ и $x/l = 0,05$, $k_M = 0,0354$.

$$M = 4366,71 \cdot \frac{k_M}{100} = 4366,71 \cdot \frac{0,0354}{100} = 1,54458 \left(\frac{\text{кН} \cdot \text{м}}{\text{м}} \right).$$

Определяем наибольшие значения нормальных сил N_1 и N_2 , действующих в поле оболочки по формулам (2) [1]:

$$N_1 = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_{N_1}}{\delta_1} = -\frac{5,99 \cdot 27^2 \cdot k_{N_1}}{0,04} = -109167,75 \cdot \frac{k_{N_1}}{100},$$

где коэффициенты k_{N_1} , k_{N_2} находим по таблицам П1.2 и П1.3 Приложения 1 при $\lambda_1 = 13,59$:

$$x/l=0 \quad N_1 = -1091,67 \cdot 0 = 0 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,1 \quad N_1 = -1091,67 \cdot 0,0312 = -34,06 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,2 \quad N_1 = -1091,67 \cdot 0,0585 = -63,86 \text{ кН/м};$$

$$\begin{aligned}
x/l=0,3 & N_1 = -1091,67 \cdot 0,0795 = -86,79 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,4 & N_1 = -1091,67 \cdot 0,0921 = -100,54 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,5 & N_1 = -1091,67 \cdot 0,0960 = -104,80 \text{ кН/м}; \\
& N_2 = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_{N_2}}{\delta_1} = -\frac{109167 \cdot k_{N_2}}{100}; \\
x/l=0 & N_2 = -1091,67 \cdot 0 = 0 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,07 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,1807 = -197,26 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,1 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,1778 = -194,10 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,2 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,1332 = -145,41 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,3 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,1127 = -123,03 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,4 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,1002 = -109,39 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,5 & N_2 = -1091,67 \cdot 0,0884 = -104,80 \text{ кН/м};
\end{aligned}$$

Наибольшие напряжения, действующие в поле оболочки, определяем по формуле [1]:

$$\sigma_2^{max} = \frac{N_2^{max}}{\delta_1}; \quad (23)$$

$$\sigma_2^{max} = \frac{N_2^{max}}{\delta_1} = -\frac{197,26}{0,04} = -4931,5 \text{ (кПа)} = -4,93 \text{ (МПа)} < R_b = 17,0 \text{ МПа.}$$

Прочность оболочки обеспечена.

Определяем сдвигающие усилия S по граням по формуле (4)

[1]:

$$S = -\frac{q \cdot l^2 \cdot k_S}{\delta_1} = \frac{5,99 \cdot 27^2 \cdot k_S}{0,04} = -109167,75 \cdot \frac{k_S}{100}$$

где коэффициент k_S , определяемый по таблице П1.4 Приложения 1 при $\lambda_1 = 13,59$:

$$\begin{aligned}
x/l=0 & S = -1091,67 \cdot 0,3653 = -398,79 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,05 & S = -1091,67 \cdot 0,2953 = -322,37 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,1 & S = -1091,67 \cdot 0,2088 = -227,94 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,15 & S = -609,12 \cdot 0,1563 = -170,63 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,2 & S = -1091,67 \cdot 0,1214 = -132,53 \text{ кН/м}; \\
x/l=0,3 & S = -1091,67 \cdot 0,0721 = -78,71 \text{ кН/м};
\end{aligned}$$

$$x/l=0,4 \quad S = -1091,67 \cdot 0,034 = -37,12 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,5 \quad S = -1091,67 \cdot 0 = 0 \text{ кН/м};$$

Определяем поперечные силы Q , действующие по граням оболочки по формуле (5) [1]:

$$Q = q \cdot l \cdot k_Q = 5,99 \cdot 27 \cdot k_Q = 161,73 \cdot k_Q \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right),$$

где коэффициент k_Q , определяемый по таблице П1.5 Приложения 1 при $\lambda_1 = 13,59$ (т.к. в таблице нет значений k_Q при $\lambda_1 = 13,59$, берем значения k_Q при $\lambda_1 = 11$).

$$x/l=0 \quad Q = -161,73 \cdot 0 = 0 \text{ кН};$$

$$x/l=0,02 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0204 = -3,30 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,04 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0224 = -3,62 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,05 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0232 = -3,75 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,07 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0228 = -3,68 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,1 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0216 = -3,49 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,15 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0208 = -3,36 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,2 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0204 = -3,30 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,25 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0204 = -3,30 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,3 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0208 = -3,36 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,4 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0204 = -3,30 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,5 \quad Q = -161,73 \cdot 0,0208 = -3,36 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Вычисляем главные усилия N_{pr}^I и N_{pr}^{II} , действующие в оболочке в направлении диагонали и перпендикулярно ей по формуле (6):

$$N_{pr}^{I,II} = - \frac{q \cdot l^2 \cdot k_{pr}^{I,II}}{\delta_1}.$$

$$N_{pr}^{I,II} = - \frac{q \cdot l^2 \cdot k_{pr}^{I,II}}{\delta_1} = - \frac{5,99 \cdot 27^2 \cdot k_{pr}^{I,II}}{0,04} = -1091,67 \cdot (k_{pr}^{I,II} / 100),$$

где $k_{pr}^{I,II}$, определяемый по таблице П1.6 Приложения 1 при $\lambda_1 = 13,59$:

В направлении диагонали:

$$x/l=0, \quad y/l=0,5, \quad N_{pr}^I = -1091,67 \cdot 0,3653 = -398,79 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,1, y/l=0,4, \quad N_{pr}^I = -1091,67 \cdot 0,2711 = -295,95 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,2, y/l=0,3, \quad N_{pr}^I = -1091,67 \cdot 0,1755 = -191,59 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,3, y/l=0,2, \quad N_{pr}^I = -1091,67 \cdot 0,1299 = -141,81 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,5, \quad y/l=0, \quad N_{pr}^I = -1091,67 \cdot 0,0960 = -104,80 \text{ кН/м};$$

перпендикулярно диагонали:

$$x/l=0, \quad y/l=0,5, \quad N_{pr}^{II} = -1091,67 \cdot (-0,3653) = 398,79 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,1, y/l=0,4, \quad N_{pr}^{II} = -1091,67 \cdot (-0,0591) = 64,52 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,2, y/l=0,3, \quad N_{pr}^{II} = -1091,67 \cdot 0,0182 = -19,87 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,3, y/l=0,2, \quad N_{pr}^{II} = -1091,67 \cdot 0,0620 = -67,68 \text{ кН/м};$$

$$x/l=0,5, \quad y/l=0, \quad N_{pr}^{II} = -1091,67 \cdot 0,0960 = -104,80 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

Действующие усилия в оболочке приведены на рисунке 9.

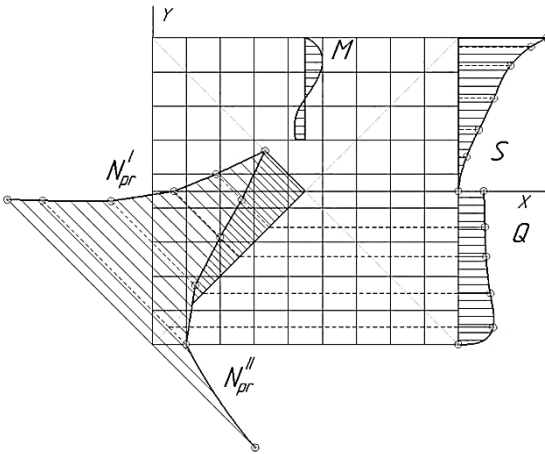


Рис. 9. Эпюры усилий в оболочке

2.2.7 Расчёт приконтурной зоны оболочки

Расчет требуемого сечения арматуры в угловой зоне оболочки следует производить на действие главных растягивающих усилий на грани оболочки, направленных под углом 45° к контуру и численно равных сдвигающим усилиям.

Для квадратных в плане оболочек главные усилия, действующие в направлении диагонали и нормально к ней, следует определять по формуле (6) [1], а сдвигающие по граням оболочки – по формуле (4) [1].

Для восприятия главных растягивающих напряжений, действующих в угловых зонах, к основной арматуре рекомендуется добавлять косую, перпендикулярную к диагонали плана (рисунок 8). В оболочках пролетом более 40 м эту арматуру рекомендуется выполнять предварительно напряженной. Вблизи углов оболочки эту арматуру рекомендуется заменять обычной.

Арматуру для восприятия главных растягивающих напряжений принимают в виде отдельных стержней или сеток и располагают у верхней и нижней поверхностей плит оболочки.

Для восприятия главных растягивающих усилий N_{pr}^{II} в углах необходимо установить дополнительную арматуру, а для восприятия усилий N_{pr}^I выполнить набетонку.

Для армирования используем арматуру класса А400 с $R_S = 350$ МПа.

При $N_{pr}^{II} = 398,79$ кН требуемое количество арматуры:

$$A_S = \frac{N_{pr}^{II}}{R_S} = \frac{3987,9}{350} = 11,39 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Эпюру главных растягивающих сил N_{pr}^{II} разбиваем на участки, на границах которых определяем величины усилий по диагонали. Принимаем длину участка равным $0,1 \cdot l = 0,1 \cdot 27 = 2,7$ м.

На первом участке с $N_{pr}^I = 398,79$ кН/м принимаем $19 \varnothing 10$ А400 с $A_S^{\text{табл}} = 14,925 \text{ см}^2$ с шагом стержней $s = 150$ мм.

На втором участке ($l = 2,7$ м) с $N_{pr}^I = 64,52 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$ принимаем по расчетной площади $A_S = \frac{N_{pr}^I}{R_S} = \frac{645,2}{350} = 1,843 \text{ см}^2$:

$9 \text{ } \varnothing 6 \text{ A400}$ с $A_S^{\text{табл}} = 2,54 \text{ см}^2$ с шагом стержней $s = 300$ мм.

Набетонка выполняется из бетона В30 с $R_b = 17$ МПа.

Дополнительно все поле набетонки армируется сеткой из арматуры класса В500 $\varnothing 5$ с шагом 200×200 мм.

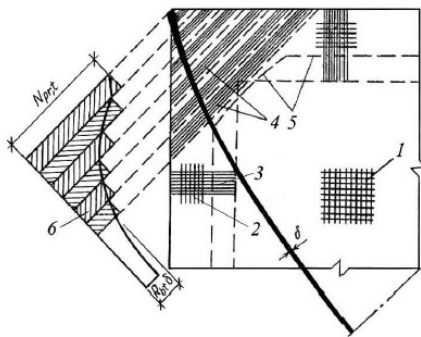
Толщина набетонки определяется из условия: $N_{\text{сжим}} \leq R_b \cdot A_b$, где $A_b = b \cdot h$ – площадь сжатой зоны бетона ($b=1$ м).

Толщина набетонки на первом участке: $h = \frac{N_{\text{сжим}}}{R_b} = \frac{398,79 \cdot 10}{17 \cdot 100} = 2,36$ (см) $\approx 2,4$ (см).

На первом участке: $h = \frac{295,95 \cdot 10}{17 \cdot 100} = 1,74$ (см) $\approx 1,7$ (см).

Учитывая, что толщина полки плиты 30 мм, на других участках набетонку не делают.

Армирование пологих оболочек выполняется в соответствии с распределением усилий (рисунок 10).



1 – конструктивная арматура в зоне сжимающих напряжений; 2 – то же, в зоне действия моментов; 3 – рабочая арматура в зоне действия моментов; 4 – то же, для восприятия главных растягивающих напряжений в виде косых стержней или сеток; 5 – зона утолщения оболочки; 6 – эпюра главных растягивающих напряжений

Рис. 10. Схема армирования пологих оболочек

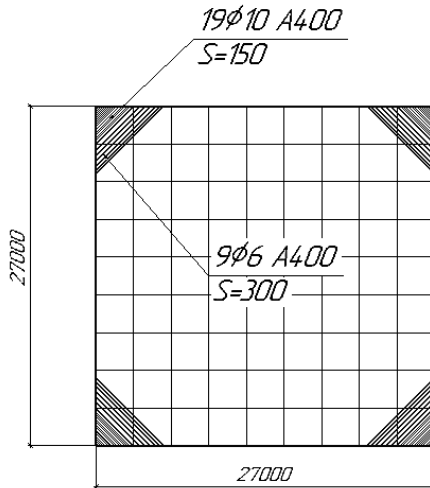


Рис. 11 Расположение арматуры в приконтурной зоне оболочки

2.2.8 Расчёт прогиба оболочки

Расчет прогиба оболочки w определяем приближенно по безмоментной теории расчета применительно к оболочкам положительной кривизны, свободно опертым по контуру:

$$w = \frac{q \cdot R_{об}^2}{E_{д.б.} \cdot \delta_1} = \frac{4,71 \cdot 37,8^2}{0,303 \cdot 32500 \cdot 0,04} = 0,0171 \text{ (м)} = 17,1 \text{ (мм)},$$

где q — нормативное значение нагрузки; R — радиус сферической поверхности оболочки; $E_{д.б.} = 0,303 \cdot E_{ф.б.}$ — длительный модуль деформаций бетона; δ_1 — приведенная толщина оболочки.

$w/l = 17,10/27000 = 0,0006$, что значительно меньше допустимого нормального значения прогиба, равного $(1/400) \cdot l = 0,0025$.

2.2.9 Расчёт плиты

Плита в процессе эксплуатации в основном работает на собственный вес (меньше — нагрузки от кровли и снега). Наибольшие усилия в ней возникают в процессе монтажа. Полку плиты армируем конструктивно сеткой С-1 $\frac{5B500-200}{5B500-200}$.

При подъёме, складировании, перевозке и монтаже плиты опираются на четыре угла. Расчётный пролёт вдоль граней примем равным 3,0 (м) – фактически он меньше.

Кроме собственного веса на плиты может действовать монтажная нагрузка $g_{\text{монт}} = 0,75 \cdot 1,2 = 0,9$ (кПа).

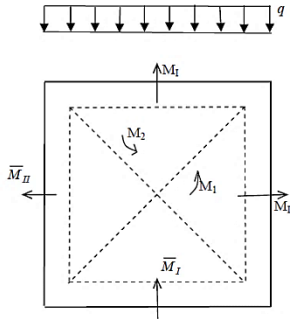


Рис. 12. Схема распределения усилий в плите

Нормативная нагрузка от собственного веса плиты без учета швов замоноличивания составит:

$$g_n = \frac{A \cdot \gamma_{\text{бет}}}{l_2} = \frac{9,16 \cdot 10^{-2} \cdot 25}{3,0} = 0,76 \approx 1,0 \text{ (кПа)}$$

С учетом коэффициента динамичности, равного 1,4, и коэффициента надежности по нагрузке, равного 1,1, нагрузка на 1 м² плиты составит:

$$g_d = 1,4 \cdot 1,1 \cdot 1,0 = 1,54 \text{ (кПа)}$$

На два ребра приходится нагрузка:

$$g_{2d} = g_d \cdot l_2 = 1,54 \cdot 3,0 = 4,62 \text{ (кПа)}$$

Момент в ребрах равен:

$$M_{\text{max}} = \frac{g_{2d} \cdot l_1^2}{8} = \frac{4,62 \cdot 3^2}{8} = 5,20 \text{ (кНм)}$$

При расчете без учета полки (в запас) вспомогательный коэффициент равен:

$$\alpha_m = \frac{M_{max}}{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{5,20}{17 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,2 \cdot 0,26 \cdot 0,26} = 0,025 < \alpha_R$$

$$= 0,390$$

Находим расчетное значение арматуры для класса А400:

$$A_s = \frac{R_b \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m})}{R_s} = \frac{17 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 26 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025})}{350} = 0,57 \text{ (см}^2\text{)}.$$

Ставим в каждом ребре (конструктивно) по одному стержню диаметром \varnothing 8А400 с суммарной площадью 1,01 (см²).

Прочность наклонных сечений обеспечивается проверкой прочности наклонного сечения на действие поперечных сил при отсутствии отгибов и выполняется в соответствии с условием СП 63.13330.2018 [8]: $Q \leq Q_b + Q_{sw}$.

1. Определяем поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{0,50}{0,18} = 2,77 \text{ кН,}$$

где

$$M_b = 1,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 1000 \cdot 0,09 \cdot 0,06^2 = 0,50 \text{ кНм - момент в наклонном сечении; } c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{0,50}{5,215}} =$$

0,31 м – невыгоднейшее расположение проекции наклонного сечения при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки, принимается равной не более $3h_0$ (поэтому принимаем $c = 0,18 \text{ м}$)/

$q_1 = q - 0,5v = 5,99 - 0,5 \cdot 1,55 = 5,215 \text{ (кН/м)}$ – эквивалентная равномерно распределенная нагрузка.

При этом должно выполняться условие:

$$Q_{bmin} = 0,5 \cdot \gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0 = 0,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 1000 \cdot 0,09 \cdot 0,06 = 5,59 \text{ (кН)} \leq Q_b = 2,77 \text{ (кН)} \leq$$

$$\leq Q_{bmax} = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,15 \cdot 1000 \cdot 0,09 \cdot 0,06 = 27,95 \text{ (кН)}.$$

Условие не выполняется, поэтому в дальнейших расчетах принимаем $Q_b = 5,6 \text{ (кН)}$.

$$2. \text{ Определим на опоре: } Q_{max} = \frac{g_2 d' l_1}{2} = \frac{4,62 \cdot 3}{2} = 6,93 \text{ (кН)}$$

Сравниваем величины Q и Q_b , где $Q = Q_{max} = 6,93$ кН – расчетная максимальная поперечная сила. Для расчета принята $Q_b = 5,6$ кН. Поскольку $Q_{max} > Q_b$, то поперечная арматура требуется по расчету.

3. Определяем требуемую интенсивность хомутов при опорного участка. При действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки вычисляется величина поперечного усилия:

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{0,50 \cdot 5,215} = 3,23 \text{ (кН)}.$$

Интенсивность хомутов (поперечных стержней) определяется в зависимости от значения Q_{b1} на основании следующих условий:

$$\text{если } Q_{b1} \geq 2 \frac{M_b}{h_0} - Q_{max}, \text{ то } q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3M_b};$$

$$\text{если } Q_{b1} < 2 \frac{M_b}{h_0} - Q_{max}, \text{ то } q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5 \cdot h_0};$$

$$\text{при этом если } Q_{b1} < R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0,$$

$$\text{то } q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{bmin} - 3h_0 q_1}{1,5 \cdot h_0},$$

где Q_{max} – расчетная максимальная поперечная сила на опоре.

Проверяем условие:

$$2 \cdot \frac{M_b}{h_0} - Q_{max} = 2 \cdot \frac{0,50}{0,06} - 6,93 = 9,74 \text{ (кН)} > Q_{b1} = 3,23 \text{ (кН)}$$

Проверяем условие:

$$Q_{b1} = 3,23 \text{ (кН)} < R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = 1,15 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,09 \cdot 0,06 = 5,59 \text{ кН, тогда}$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5 \cdot h_0} = \frac{6,93^2 - 3,23^2}{1,5 \cdot 0,06} = 417,67 \frac{\text{кН}}{\text{м}},$$

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{bmin} - 3h_0 q_1}{1,5 \cdot h_0} = \frac{6,93 - 5,59 - 3 \cdot 0,06 \cdot 2,91}{1,5 \cdot 0,06} = 9,1 \frac{\text{кН}}{\text{м}}.$$

4. Максимальный шаг стержней у опоры должен быть не более $0,5h_0$ (60 мм) и не более 300 мм:

$$s_{w,max} = \frac{R_{bt} \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{max}} = \frac{1,15 \cdot 0,9 \cdot 1000 \cdot 0,09 \cdot 0,06^2}{6,93} = 0,048 \text{ (м)} =$$

48 (мм).

Назначаем шаг поперечных стержней конструктивно равным по всей длине ребра 100 мм.

5. Определяется требуемая площадь сечения поперечной арматуры класса В500:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} \cdot s_w}{R_{sw}} = \frac{417,67 \cdot 0,1}{300 \cdot 1000} = 1,39 \text{ (см}^2\text{)}$$

Принимаем стержни $\varnothing 14$ В500 с $A_{sw}=1,539 \text{ (см}^2\text{)}$ с шагом 100 мм:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 1000 \cdot 1,539 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 461,7 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

6. Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами:

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 461,7 \cdot 0,12 = 41,55 \text{ кН,}$$

где Q_{sw} - поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой (хомутами) в наклонном сечении, q_{sw} - усилие в хомутах на единицу длины элемента, c_0 - длина проекции наклонной трещины на продольную ось принимается равной c , но не более $2h_0$: $c_0 = c \leq 2h_0$; R_{sw} - расчетное сопротивление растяжению от поперечной силы; A_{sw} - площадь поперечного сечения вертикальных стержней в расчетном сечении; s_w - шаг стержней поперечной арматуры (расстояние между хомутами).

Производится проверка прочности балки по наклонному сечению на действие поперечной силы по формуле:

$$Q = 6,93 \leq Q_b + Q_{sw} = 5,6 + 41,55 = 47,15 \text{ кН.}$$

Условие выполняется, при выбранных значениях параметров поперечной арматуры (диаметр и шаг) прочность в наклонном сечении обеспечена.

Но при этом, можно уменьшить поперечную силу, воспринимаемую хомутами.

Принимаем конструктивно стержни

$\varnothing 6$ В500 $A_{sw}=0,283 \text{ (см}^2\text{)}$ с шагом 100 мм:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w} = \frac{300 \cdot 1000 \cdot 0,283 \cdot 10^{-4}}{0,1} = 84,9 \left(\frac{\text{кН}}{\text{м}} \right).$$

$$Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 84,9 \cdot 0,12 = 7,64 \text{ (кН)},$$

$$Q = 6,93 \leq Q_b + Q_{sw} = 5,6 + 7,64 = 13,24 \text{ (кН)}.$$

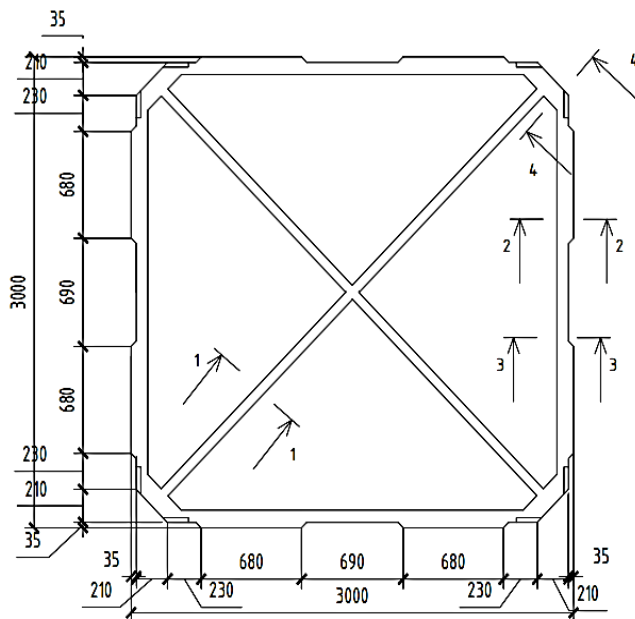


Рис. 13. Схема плиты

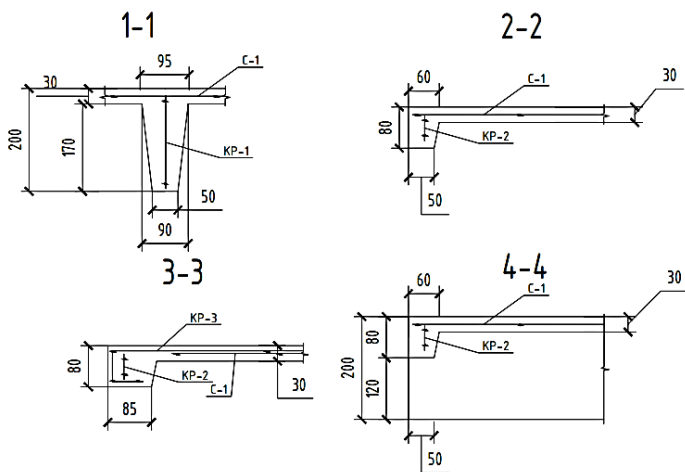


Рис. 14. Примеры армирования ребер и полки оболочки

После выполнения «ручных» расчетов, необходимых для конструирования оболочки следует выполнить построение аналитической модели оболочки гауссовой кривизны в Autodesk Robot Structural Analysis Professional и сравнить полученные результаты (рисунок 15).

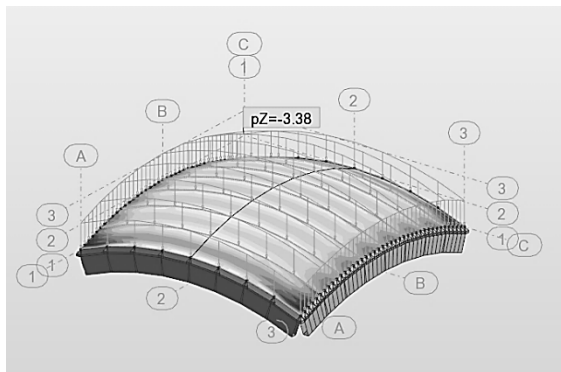


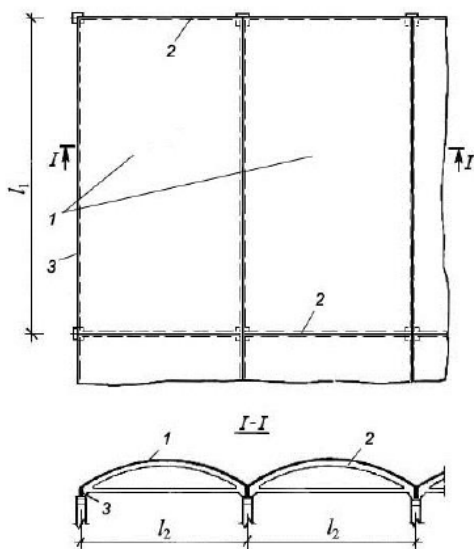
Рис. 15. Пример расчета оболочки гауссовой кривизны в Autodesk Robot Structural Analysis Professional

3 ПРОЕКТИРОВАНИЕ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ДЛИННОЙ ЦИЛИНДРИЧЕСКОЙ ОБОЛОЧКИ

3.1 Общие сведения

Цилиндрическими оболочками (рисунок 16) называют тонкостенные конструкции, состоящие из следующих основных элементов:

- тонкой плиты, очерченной по цилиндрической поверхности (собственно оболочки);
- бортовых элементов, окаймляющих оболочку вдоль крайних образующих;
- поперечных диафрагм по криволинейным краям, опирающихся на колонны или стены.



1 – плита оболочки; 2 – диафрагма; 3 – бортовой элемент

Рис. 16. Цилиндрические оболочки

Расстояние между осями опорных (торцевых) диафрагм называется пролетом оболочки l_1 , расстояние между бортовыми элементами l_2 — длиной волны или шириной оболочки.

Высота оболочки, включая бортовые элементы, обозначается h . Стрела подъема оболочки, т. е. криволинейной плиты без бортовых элементов, обозначается f .

Направление по образующей вдоль пролета l_1 называется продольным, а вдоль пролета l_2 — поперечным (рисунок 16).

Основные параметры цилиндрической оболочки на основании рекомендаций различных источников следует назначать равными [1-5]: высота оболочки $h=(1/6...1/8)/l_1$ ($h=(1/10...1/15)/l_1$); стрела подъема $f = (1/6...1/8)/l_2$; высота бортовых элементов $h_1=(1/20...1/30)/l_1$.

Цилиндрические и складчатые оболочки в зависимости от отношения расстояния между осями опорных диафрагм (пролет оболочки) l_1 к расстоянию между бортовыми элементами l_2 (длина волны) условно подразделяют на длинные – при $l_1 / l_2 \geq 1$ (как правило, $l_1 / l_2 > 4$) и короткие – при $l_1 / l_2 \leq 1$.

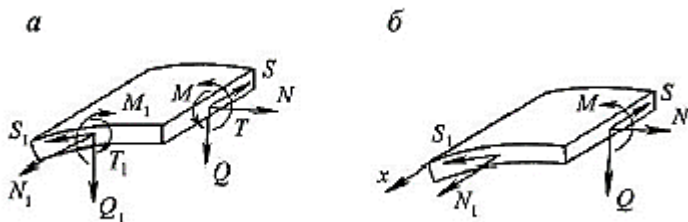
При определении усилий и расчете оболочек по предельным состояниям следует учитывать рекомендации СП 63.13330 и 4.2 Основные расчетные требования: СП 387.1325800.2018 «Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования» [1, 6].

Применяемые на практике длинные оболочки обычно имеют размеры $l_1= 24; 30; 36$ м; $l_2= 12$ м, а короткие $l_1= 12$ м, $l_2=24; 30$ м.

Диафрагмы проектируют с пролетами, равными длине волны или не совпадающими с длиной волны.

В общем случае определение усилий в длинных цилиндрических и складчатых оболочках рекомендуется производить с учетом деформации поперечного контура в соответствии с полумоментной теорией. При этом изгибающие моменты M_1 , действующие на площадках поперечного сечения оболочки, соответствующие им поперечные силы Q_1 , а также крутящие моменты T и T_1 ввиду их незначительности принимают равными нулю (рисунок 17). Силы N , дей-

ствующие нормально к площадкам продольного сечения, а также возникающие на тех же площадках поперечные силы Q учитывают в расчете, но не учитывают при подборе сечений. Размеры сечений определяют по нормальным усилиям N_1 , действующим на площадках поперечного сечения, скалывающим усилиям S и изгибающим моментам M , действующим на площадках продольного сечения оболочки или складки.



a – полная схема усилий; *б* – усилия, учитываемые при расчете

Рис.17. Усилия, действующие в длинных цилиндрических оболочках

3.2 Проектирование и конструирование длинной цилиндрической оболочки

3.2.1 Исходные данные

Требуется запроектировать покрытие торгового центра в г. Санкт-Петербург размером в плане 60х30 м, состоящее из 10-ти сборных цилиндрических оболочек пролётом 30 м.

Конструкция оболочки включает в себя бортовые элементы длиной 30 м, окаймляющие оболочку вдоль крайних образующих. Криволинейная часть оболочки состоит из сборных железобетонных ребристых панелей цилиндрической формы с размерами в плане 3х6 м, изготовленных из бетона класса В40.

Полка оболочки армируется сеткой из арматуры класса В500. Продольные рёбра армируются ненапрягаемой арматурой класса А400 и напрягаемой класса К1500.

В оболочке предусмотрены поперечные рёбра жёсткости, устанавливаемые по краям и в середине блока (рисунок 18).

Расчетные характеристики материалов: бетон В40: $R_b = 22$ МПа; $R_{bt} = 1,4$ МПа; $R_{b,ser} = 29$ МПа; $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа; $E_b = 36\,000$ МПа; арматура: А400: $R_s = R_{sc} = 350$ МПа; $R_{sw} = 280$ МПа; К1500: $R_{s,ser} = 1500$ МПа; $R_s = 1300$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа; В500: $R_s = 435$ МПа; $R_{sc} = 415$ МПа; $R_{sw} = 300$ МПа.

3.2.2 Предварительные размеры элементов оболочки

Для расчёта оболочек необходимо предварительно задаться размерами сечений их элементов:

- для монолитных оболочек толщина плиты может назначаться равной $(1/200 \dots 1/300) \cdot l_2$, но не менее 50 мм;

- толщина плит сборных и сборно-монолитных оболочек принимается не менее 30 мм;

при этом $t(\delta)$ – толщина плиты = $(1/200 \dots 1/300) \cdot l_2$, но не менее 50 мм для монолитных оболочек, для сборных – 30 мм; принимаем предварительно толщину плиты равной $t=30$ мм.

– h – высота оболочки = $(1/10 \dots 1/15) \cdot l_1$ ($h=30,0/10=3,0$ м);

- для предварительно напряженных $h = (1/20 \dots 1/25) \cdot l_1$;

– f – стрела подъема = $(1/6 \dots 1/8) \cdot l_2$ ($f = 6,0/6 = 1,0$ м);

– h_1 – высота бортового элемента = $(1/20 \dots 1/30) \cdot l_1$ ($h_1 = 30,0/20=1,5$ м),

где l_1 – пролет – расстояние между осями опорных диафрагм; l_2 – длина волны – расстояние между бортовыми элементами.

Поперечное сечение оболочек может быть очерчено по дуге круга, эллипса или по другой кривой. Рекомендуется принимать круговое очертание как наиболее простое в производстве работ.

Сборные и сборно-монолитные цилиндрические оболочки обычно выполняют ребристыми. Монолитные оболочки предпочтительно делать гладкими, так как устройство рёбер усложняет производство работ.

Бортовые элементы, в которых размещается основная растянутая арматура, существенно снижают величину напряжений растяжения, уменьшают вертикальные и горизонтальные перемещения краёв оболочки. Размеры сечений бортовых элементов определяются расчётными и конструктивными соображениями.

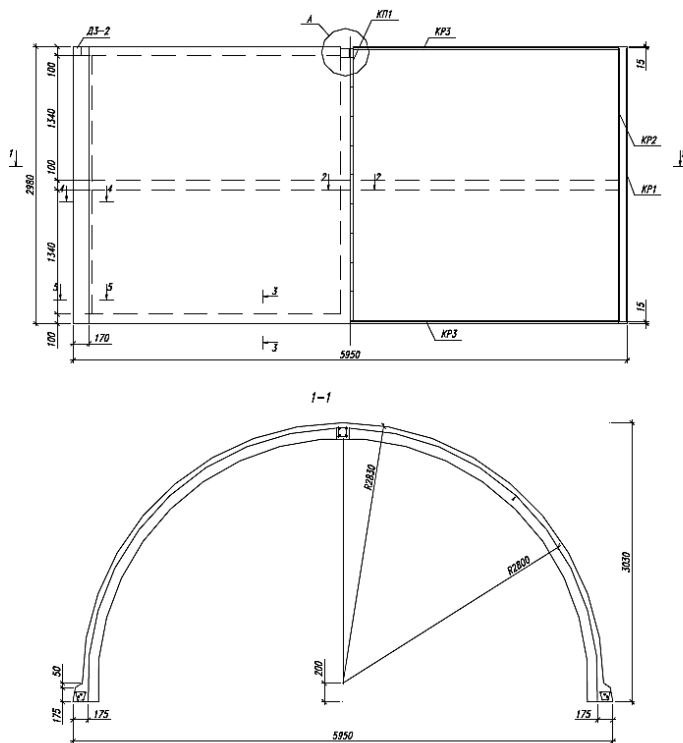


Рис. 18. Схема цилиндрической оболочки

3.2.3 Сбор нагрузок

Таблица 2

Сбор нагрузок

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка, кПа
Постоянная	2,85	-	3,36
1. Гидроизоляция, парозоляция, теплоизоляция	$1,0 \cdot 1,14 = 1,14$	1,3	1,48
2. Оболочка приведенной толщины с учетом ребер и массы бортового элемента	$1,5 \cdot 1,14 = 1,71$	1,1	1,88
3. Кратковременная - снеговая	$1,11 \cdot 1,14 = 1,27$	1,4	1,78
Полная	4,12	-	5,14

$K = 1,14$ – коэффициент, учитывающий криволинейный профиль; коэффициент надежности по ответственности здания $\gamma_n = 1,0$.

3.2.4 Определение усилий

Расчётный пролёт при длине опирания оболочки на 200 мм равен: $l_0 = 30 - 0,2 = 29,8$ м.

Погонная нагрузка на оболочку:

- расчётная полная $q_{\text{полн.расч.}} = 5,14 \cdot 6 = 30,84$ (кН/м);
- нормативная полная $q_{\text{полн.норм.}} = 4,12 \cdot 6 = 24,72$ (кН/м);

- длительная (в нашем случае - постоянная) $g_{l, \text{ норм.}} = 2,85 \cdot 6 = 17,10$ (кН/м);
- от собственного веса $g_{\text{собст.вес, норм.}} = 1,71 \cdot 6 = 10,26$ (кН/м);
- расчетная временная: $v_{\text{расч}} = 1,78 \cdot 6 = 10,68$ (кН/м).

Определяем необходимые для дальнейших расчетов усилия:

- $M_{\text{полн.расч.}} = \frac{q_{\text{полн.расч.}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{30,84 \cdot 29,8^2}{8} = 3423,39$ (кНм);
- $Q_{\text{полн.расч.}} = \frac{q_{\text{полн.расч.}} \cdot l_0}{2} = \frac{30,84 \cdot 29,8}{2} = 459,52$ (кН);
- $M_{\text{полн.норм.}} = \frac{q_{\text{полн.норм.}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{24,72 \cdot 29,8^2}{8} = 2743,92$ (кНм);
- $M_{l, \text{ норм.}} = \frac{g_{l, \text{ норм.}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,10 \cdot 29,8^2}{8} = 1898,10$ (кНм);
- $M_{\text{собст. вес, норм.}} = \frac{g_{\text{собст.вес, норм.}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,26 \cdot 29,8^2}{8} = 1138,86$ (кНм).

3.2.5 Расчет по 1-й группе предельных состояний

3.2.5.1 Расчёт по нормальным сечениям

Требуемое сечение предварительно напряженной продольной арматуры класса К1500 для бортовых элементов:

$$A_{sp} = \frac{M}{0,8 \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{3423,39}{0,8 \cdot 1300 \cdot 10^3 \cdot 2,93} = 0,001123 \text{ (м}^2\text{)} = 11,23 \text{ (см}^2\text{)},$$

при этом $h_0 = h - a = 3,03 - 0,10 = 2,93$ (м), h - радиус срединной поверхности + высота бортового элемента + толщина оболочки; h_0 - рабочая высота сечения оболочки, равная полной высоте за вычетом расстояния от нижней грани бортового элемента до равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

При расположении стержней вплотную коэффициент условия работы арматуры γ_{s3} , учитывающий предварительное натяжение арматуры, в расчет не вводится.

По сортаменту предварительно можно принять продольную напрягаемую арматуру: $10\emptyset\text{K1500}$ (К19 ЛК) $A_{sp} = 12,9 \text{ см}^2$ (рисунки 18-19).

Во избежание местной потери устойчивости оболочки расстояние между поперечными рёбрами должно быть не более $7 \cdot \sqrt{R \cdot \delta} = 7 \cdot \sqrt{283 \cdot 3} = 204$ (см), где $R = 283$ см – радиус кривизны оболочки.

Согласно СП 387.1325800.2018 [1] при наличии поперечных ребер влияние поперечных изгибающих моментов незначительно, поэтому криволинейная плита оболочки армируется рулонной сеткой из арматуры $\emptyset 3$ В500 с шагом $s = 100$ мм в двух направлениях.

Продольную рабочую арматуру рекомендуется располагать в основном в нижней части бортовых элементов, оставшуюся часть – по высоте сечения бортовых элементов или в их верхней зоне.

При бортовых элементах, располагаемых выше края оболочки, часть арматуры может размещаться в поле оболочки или в плите складки.

Кроме основной арматуры в бортовых элементах устанавливается поперечная и монтажная арматура [1].

3.2.5.2 Расчёт по бетонной полосе между наклонными сечениями

Проверка прочности по бетонной полосе между наклонными сечениями выполняется в соответствии с условием [6]:

$$Q \leq \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0,$$

$Q = 459,52$ (кН) $\leq 0,3 \cdot 0,9 \cdot 22 \cdot 10^3 \cdot 0,06 \cdot 2,93 = 1044,25$ (кН)
где Q – наибольшая поперечная сила в нормальном сечении элемента; φ_{b1} – коэффициент, принимаемый равным 0,3; $b = 2\delta = 2 \cdot 3 = 6$ (см) – ширину принимается равной удвоенной толщине оболочки; $\gamma_{b1} = 0,9$ - коэффициент условия работы бетона; R_b - расчетное сопротивление бетона сжатию.

3.2.5.3 Расчёт по наклонным сечениям на действие поперечной силы

Проверка условий, при выполнении которых поперечная арматура ставится конструктивно:

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_n \leq Q_b \leq Q_{b,max} \\ = 2,5 \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 \cdot \varphi_n,$$

$$Q_{b,min} = 141,77 \text{ (кН)} \leq Q_b = 178,33 \text{ (кН)} \leq Q_{b,max} = 708,85 \text{ (кН)}$$

где φ_n - коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения в наклонном сечении:

$$\varphi_n = 1 + 3 \cdot \frac{N_p}{N_b} - 4 \cdot \left(\frac{N_p}{N_b} \right)^2 = 1 + 3 \cdot \frac{741,47}{6864,0} - 4 \cdot \left(\frac{741,47}{6864,0} \right)^2 = \\ = 1 + 3 \cdot 0,108 - 4 \cdot (0,108)^2 = 1 + 0,324 - 0,048 = 1,276 = 1,28.$$

$N_p = 0,7P = 0,7 \cdot 1059,24 = 741,47$ (кН), P - усилие обжатия от напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне (усилие преднапряжения); $N_b = 1,3 \cdot R_b \cdot A_1 = 1,3 \cdot 22 \cdot 10^3 \cdot 0,24 = 6864,0$ (кН), A_1 - площадь бетонного сечения без учета свесов сжатой полки в тавровых сечениях, $A_1 = b_p \cdot h = 2 \cdot (3,03 \cdot 0,03 + 0,15 \cdot 0,20) = 0,24$ (м²);

$$P = A_s \sigma_{sp} = 13,58 \cdot 10^{-4} \cdot 0,6 \cdot 1300 \cdot 10^3 = 1059,24 \text{ (кН)},$$

$\sigma_{sp} = 0,6 \cdot R_s$ - начальное контролируемое напряжение.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_{b,min} = 0,5 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,06 \cdot 2,93 \cdot 1,28 = 141,77 \text{ (кН)}.$$

Максимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном:

$$Q_{b,max} = 2,5 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,9 \cdot 0,06 \cdot 2,93 \cdot 1,28 = 708,85 \text{ (кН)}.$$

Определение поперечной силы, воспринимаемой бетоном:

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{1246,50}{6,99} = 178,33 \text{ (кН)},$$

где $M_b = \varphi_{b2} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0^2 = 1,5 \cdot 1,28 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06 \cdot 2,93^2 = 1246,50$ (кНм).

Невыгоднейшее положение проекции наклонного сечения при действии эквивалентной равномерно распределенной нагрузки определяется по формуле:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{1246,50}{25,5}} = 6,99 \text{ (м)}; \text{ при этом, если нагрузка кроме}$$

постоянной включает временную, то она приводится к равномерно распределенной и определяется по формуле:

$$q_1 = q - 0,5 \cdot v = 30,84 - 0,5 \cdot 10,68 = 25,50 \text{ (кН/м)},$$

$$h_0 < c \leq 3 \cdot h_0 \rightarrow 2,93 \text{ м} < 6, 48 \text{ м} < 8,79 \text{ м}.$$

$$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 459,52 - 25,5 \cdot 6,99 = 459,52 - 165,24 = 281,27 \text{ (кН)}.$$

$$Q_b = 178,33 \text{ (кН)} < Q = 281,27 \text{ (кН)},$$

следовательно, для восприятия поперечных усилий бетона недостаточно, необходима поперечная арматура, которую следует устанавливать по расчету.

Определяем требуемую интенсивность поперечной арматуры.

При действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки величина поперечного усилия равна:

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1} = 2 \cdot \sqrt{1246,50 \cdot 25,5} = 2 \cdot 178,29 = 356,58 \text{ (кН)}.$$

Выполняем проверку, позволяющую выбрать расчетную формулу для определения интенсивности поперечной арматуры:

$$Q_{b1} = 356,58 \text{ (кН)} < \frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{max} = \frac{2 \cdot 1246,50}{2,93} - 459,52 = 374,43 \text{ (кН)}.$$

Интенсивность поперечной арматуры определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5 \cdot h_0} = \frac{459,52 - 356,58}{1,5 \cdot 2,93} = 23,42 \text{ (кН/м)}.$$

$$\text{При этом, } Q_{b1} = 356,58 \text{ (кН)} > \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0 = \\ = 1,28 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06 \cdot 2,93 = 283,53 \text{ (кН)}.$$

Определяем максимальный (допускаемый) шаг хомутов, учитываемых в расчете:

$$s_{w,max} = \frac{\gamma_{b1} \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{max}} = \frac{0,9 \cdot 1,28 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06 \cdot 2,93^2}{459,52} = 1,80 \text{ (м)} > \text{максимально возможного значения } 0,5 \text{ от высоты бортового элемента, то } 100 \text{ мм}.$$

Определяем требуемую интенсивность хомутов приопорного участка.

При действии на элемент только равномерно распределенной нагрузки вычисляется величина поперечного усилия:

$$Q_{b1} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_1}.$$

Интенсивность хомутов (поперечных стержней) определяется в зависимости от значения Q_{b1} на основании следующих условий:

$$\text{если } Q_{b1} \geq \frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{max}, \text{ то } q_{sw} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{3 \cdot M_b};$$

$$\text{если } Q_{b1} < \frac{2 \cdot M_b}{h_0} - Q_{max}, \text{ то } q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{1,5 \cdot h_0};$$

при этом, если $Q_{b1} < R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b \cdot h_0$,

$$\text{то } q_{sw} = \frac{Q_{max} - Q_{b,min} - 3 \cdot h_0 \cdot q_1}{1,5 \cdot h_0},$$

где Q_{max} – расчетная максимальная поперечная сила на опоре.

Определяем максимальный (допускаемый) шаг хомутов, учитываемых в расчете:

$$s_{w,max} = \frac{\gamma_{b1} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q_{max}}.$$

По конструктивным соображениям можно принять 2Ø4 В500 с $A_{sw}^{пab} = 0,251 \text{ см}^2$, устанавливаемых с шагом $s_w = 100 \text{ мм}$.

При принятой арматуре фактическая интенсивность хомутов у опоры равна:

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{s_w} = \frac{0,251 \cdot 10^{-4} \cdot 300 \cdot 10^3}{0,1} = 75,3 \text{ (кН/м)}.$$

Если хомуты учитываются в расчете, то должно выполняться условие:

$$\begin{aligned} q_{sw} = 75,3 \text{ (кН/м)} &\geq 0,25 \cdot \varphi_n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b = \\ &= 0,25 \cdot 1,28 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06 = 24,19 \text{ (кН/м)}. \end{aligned}$$

Условие выполняется.

Уточняем ранее вычисленную длину проекции невыгоднейшего сечения:

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = 6,99 \text{ (м)} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - \frac{0,5 \cdot q_{sw}}{\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b}} = \frac{2 \cdot 2,93}{1 - \frac{0,5 \cdot 75,3}{1,28 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06}} = 9,59 \text{ (м)},$$

$$\frac{q_{sw}}{\varphi_n \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b1} \cdot b} = \frac{75,3}{1,28 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 10^3 \cdot 0,06} = 0,778 < 2, \text{ тогда}$$

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} < \frac{2 \cdot h_0}{1 - 0,5 \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b}} \text{ И } \frac{q_{sw}}{R_{bt} \cdot b} > 2,$$

$$\text{то } c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75 q_{sw} + q_1}} = \sqrt{\frac{1246,50}{0,75 \cdot 75,3 + 25,5}} = 3,90 \text{ (м)}.$$

При этом s должно быть не более $3h_0$ и не менее h_0 .

Определяем поперечную силу, воспринимаемую хомутами (поперечными стержнями): $Q_{sw} = 0,75 \cdot q_{sw} \cdot c_0 = 0,75 \cdot 75,3 \cdot 3,9 = 220,25$ (кН), при этом c_0 может быть с равно, но не более $2h_0 = 5,86$ (м) и не менее $h_0 = 2,93$ (м). Выполняем проверку условия прочности в наклонном сечении:

$Q = Q_{max} - q_1 \cdot c = 281,27$ (кН) $\leq Q_b + Q_{sw} = 178,33 + 220,25 = 398,58$ (кН), условие выполняется – прочность в наклонном сечении обеспечена.

Для создания плоского или пространственного каркаса в бортовых элементах необходимо выполнить расчет по нормальным к оси элемента сечениям (или назначить диаметр стержней конструктивно из условия свариваемости стержней взаимно перпендикулярных направлений: в нашем примере в качестве продольных стержней могут быть выбраны арматурные стержни из стали А400 $\emptyset 14(16)$).

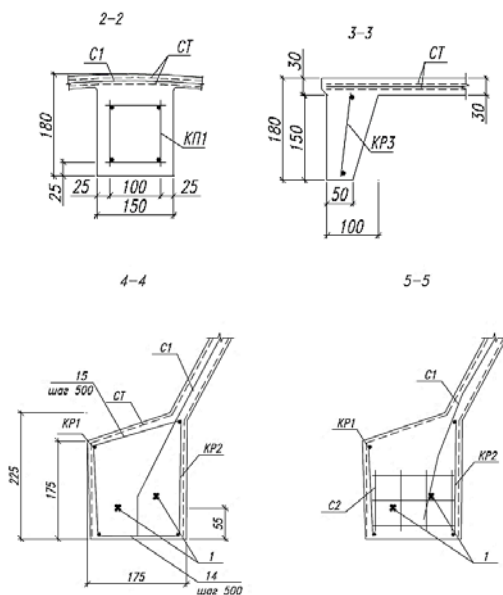


Рис. 19. Примеры армирования ребер и бортовых элементов оболочки

3.2.6 Расчет цилиндрической оболочки в Autodesk Robot Structural Analysis Professional

Для создания аналитической модели цилиндрической оболочки необходимо запустить программу RSA. Стартовый диалог программы предлагает выбрать необходимое приложение. Из списка задач следует выбрать приложение *Проектирование оболочек* (рисунков 20).

Затем выполнить настройку необходимых норм проектирования: *Меню* → *Инструменты* → *Рабочие настройки* → *Нормы проектирования*.

Далее необходимо создать координационные оси, для удобства построения модели: *Правая инструментальная панель* → *Назначение осей или Меню* → *Геометрия* → *Назначение осей*.

В рассматриваемом примере по сям X и Y, соответственно, задаем значения, равные размерам одного модуля оболочки 6 м и 3 м, а по оси Z от нижней плоскости – 3 м (рисунок 21).

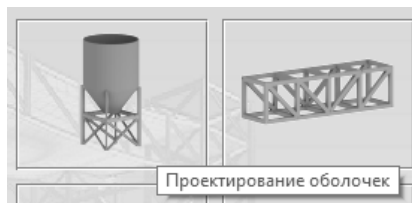


Рис. 20. Выбор Приложения

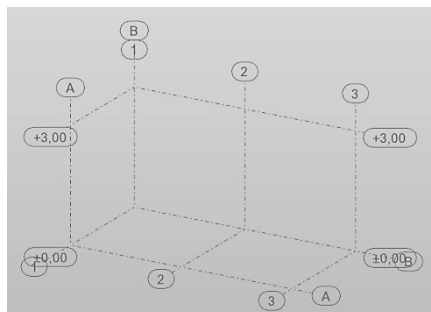


Рис. 21. Задание осей

После чего приступаем к заданию геометрии оболочки: *Правая инструментальная панель* → *Объекты* → *Дуга* или *Меню* → *Геометрия* → *Объекты* → *Дуга*. С помощью команды *Дуга* указанием трех точек строим дугу, задающую цилиндрическую поверхность (рисунок 22).

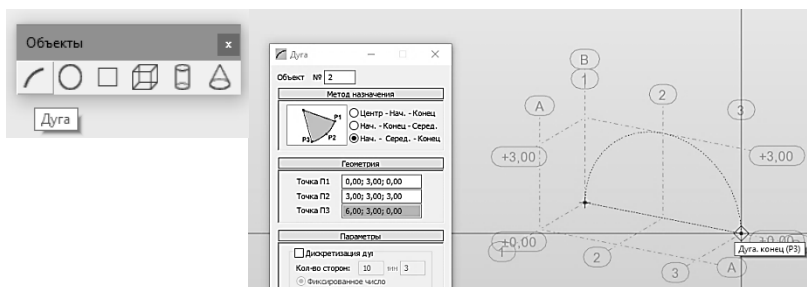




Рис. 22. Построение дуги

Затем с помощью команды *Выдавливание* выполняем построение цилиндрической поверхности: *Инструментальная панель*

→ *Редактирование*  → *Выдавливание*  (рисунок 23).

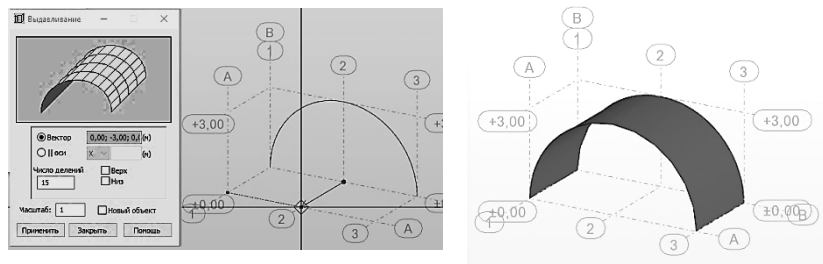


Рис. 23. Построение цилиндрической поверхности

Следующий шаг: определение типа оболочки. Назначим толщину оболочки равную 3 см и материал – бетон класса В40.

Затем назначим Связи (опоры): *Опора* → *Линейная* → *Стена1* (рисунки 24-25). При этом в качестве опоры для оболочки принимаем бортовую балку толщиной 22,5 см.

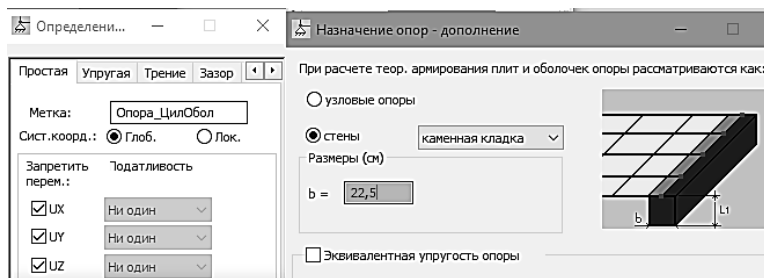


Рис. 24. Задание типа связи

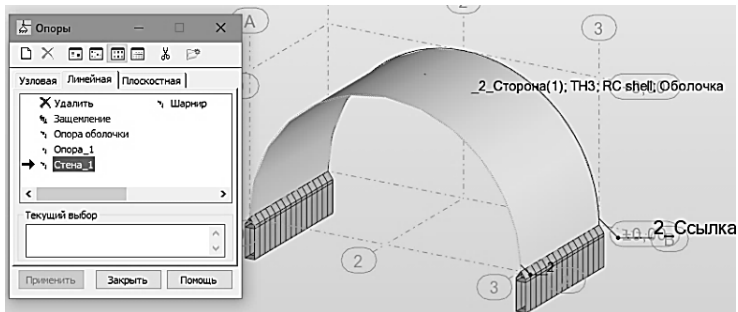


Рис. 25. Построение типа связи

Далее необходимо выполнить задание нагрузок: покрытие, снеговая нагрузка и прочие, если таковые имеются. После чего запустить цилиндрическую оболочку на расчет (рисунки 26-28).

По результатам расчета цилиндрической оболочки в Autodesk Robot Structural Analysis Professional необходимо выполнить сравнение полученных значений площади рабочей арматуры с данными «ручного» расчета.

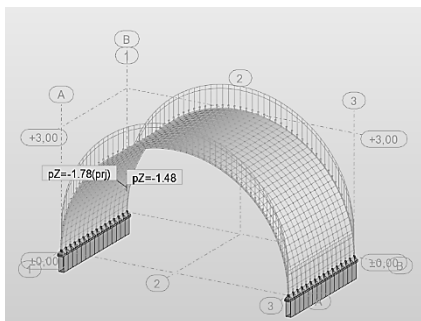


Рис. 26. Задание нагрузок на оболочку

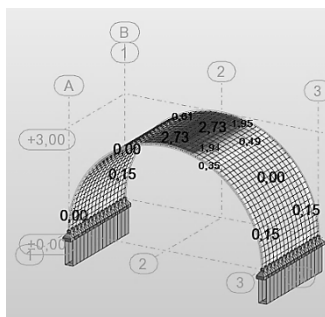


Рис. 27. Результаты расчета теоретического армирования оболочки (пример: по оси Y)

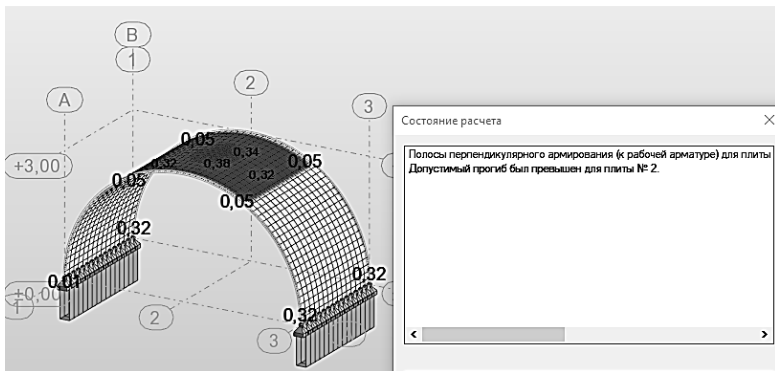


Рис. 28. Результаты расчета теоретического армирования оболочки
(пример: по оси X)

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. 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)

2. *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

3. 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.

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

5. *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.

6. 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)

Таблица П1.1 – Определение коэффициента k_M

x/l	Коэффициенты $100 k_M$ для определения изгибающих моментов M_1 при значениях $\lambda (\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$						
	4	5	7	9	11	14	18
0	0	0	0	0	0	0	0
0,01	0,0514	0,0402	0,0275	0,0204	0,0159	0,0116	0,0082
0,02	0,0936	0,0715	0,0464	0,0326	0,0241	0,0162	0,01
0,03	0,1276	0,0979	0,0584	0,0388	0,0269	0,0163	0,0088
0,04	0,1543	0,1118	0,0646	0,0403	0,0261	0,0141	0,0063
0,05	0,1743	0,1225	0,0667	0,0388	0,0232	0,0109	0,0038
0,07	0,1978	0,1307	0,0617	0,0305	0,015	0,0049	0,0006
0,08	–	–	–	–	–	0,0026	0,0001
0,09	–	–	–	–	–	0,001	0,0004
0,1	0,2016	0,1196	0,0438	0,0155	0,0047	0,0001	0,0004
0,12	0,1932	0,1038	0,0306	0,0076	0,0009	0,0007	0,0003
0,15	0,1611	0,0763	0,0146	0,0009	0,0012	0,0006	0
0,18	0,1271	0,0466	0,0041	0,0016	0,0008	0	0
0,2	0,1028	0,0351	0,0003	0,0009	0,0008	0	0
0,25	0,052	0,009	0,0003	0,0011	0,0001	0	0
0,3	0,0163	0	0,0002	0,0001	0	0	0
0,35	0,0031	0	0,0002	0	0	0	0
0,4	0,0998	0,0001	0	0	0	0	0
0,5	0,0178	0,0001	0	0	0	0	0

Таблица П1.2 – Определение коэффициента k_{N_1}

x/l	Коэффициенты $100 k_{N_1}$ для определения нормальных сил N_1 при значениях $\lambda (\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$						
	4	5	7	9	11	14	18
0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,1865	0,114	0,0587	0,0358	0,0238	0,0146	0,088
0,1	0,3655	0,2245	0,1153	0,0698	0,0468	0,0287	0,0176
0,15	0,5321	0,327	0,1684	0,1016	0,0685	0,0419	0,0256
0,2	0,6811	0,4199	0,2161	0,1308	0,0879	0,0539	0,0327
0,3	0,9149	0,5666	0,2921	0,1768	0,1188	0,0733	0,0442
0,4	1,0559	0,6563	0,3385	0,205	0,1379	0,0848	0,0512
0,5	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,0535

Таблица III.3

Определение коэффициента k_{N_2}

x/l	Коэффициенты $100k_{N_2}$ для определения нормальных сил N_2 при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$						
	4	5	7	9	11	14	18
0	0	0	0	0	0	0	0
0,02	0,3094	0,2577	0,1905	0,1494	0,122	0,0941	0,0698
0,05	0,7324	0,5963	0,4177	0,3059	0,2339	0,1618	0,1043
0,07	0,9715	0,7733	0,5158	0,3607	0,2608	0,168	0,1008
0,1	1,2517	0,9587	0,5839	0,3801	0,259	0,156	0,091
0,15	1,5174	1,0899	0,587	0,3474	0,2258	0,1352	0,0818
0,2	1,5819	1,0559	0,5229	0,3032	0,1985	0,1229	0,0743
0,3	1,4122	0,9057	0,4164	0,2506	0,1684	0,1039	0,0628
0,4	1,2	0,7271	0,3695	0,2236	0,1498	0,0924	0,0551
0,5	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,0535

Таблица III.4

Определение коэффициента k_S

x/l	Коэффициенты $100k_S$ для определения сдвигающих усилий S при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$						
	4	5	7	9	11	14	18
0	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225
0,05	2,6043	1,8166	0,9706	0,6272	0,4239	0,2749	0,1671
0,1	2,3519	1,6014	0,7859	0,4827	0,3103	0,1927	0,1154
0,15	2,0156	1,3295	0,6033	0,3576	0,2334	0,1441	0,0862
0,2	1,6509	1,0608	0,4594	0,271	0,1843	0,1114	0,0676
0,3	0,9843	0,6082	0,2597	0,1574	0,1171	0,065	0,0393
0,4	0,465	0,2732	0,1204	0,0734	0,0588	0,0301	0,0181
0,5	0	0	0	0	0	0	0

Таблица III.5

Определение коэффициента k_Q

x/l	Коэффициенты k_Q для определения поперечных сил Q при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$				
	4	5	7	9	11
0	0	0	0	0	0
0,02	0,0328	0,0296	0,0256	0,0224	0,0204
0,04	0,0456	0,04	0,032	0,0268	0,0224
0,05	0,0512	0,044	0,0344	0,028	0,0232
0,07	0,0576	0,048	0,036	0,0284	0,0228
0,1	0,0628	0,0504	0,036	0,0272	0,0216
0,15	0,0636	0,0504	0,0336	0,0252	0,0208
0,2	0,0616	0,0484	0,032	0,0248	0,0204
0,25	0,0596	0,0464	0,0316	0,0248	0,0204
0,3	0,0584	0,0448	0,032	0,0252	0,0208
0,4	0,0564	0,0448	0,0316	0,0248	0,0204
0,5	0,056	0,0456	0,0316	0,0248	0,0208

Таблица III.6

Определение коэффициента $k_{ГД}$

x/l	y/l	Коэффициенты $100k_{ГД}$ для определения главных усилий $N_{ГД}$ при значениях $\lambda(\lambda = 1,17\sqrt{f/\delta})$						
		4	5	7	9	11	14	18
А. Усилие в направлении диагонали								
0	0,5	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225
0,1	0,4	2,4215	1,7104	0,9677	0,6069	0,4097	0,2492	0,1471
0,2	0,3	2,0819	1,3664	0,6799	0,3978	0,2623	0,1618	0,0981
0,3	0,2	1,6037	0,988	0,4799	0,2886	0,1941	0,1197	0,0756
0,5	0	1,1023	0,6864	0,354	0,2144	0,1441	0,0884	0,0535
Б. Усиление перпендикулярно диагонали								
0	0,5	2,7015	1,917	1,0608	0,7112	0,5008	0,3439	0,225
0,1	0,4	1,3087	0,7643	0,3008	0,1428	0,0873	0,0547	0,0362
0,2	0,3	0,1373	0,1704	0,0912	0,0424	0,0238	0,0173	0,009
0,3	0,2	0,8172	0,4997	0,2296	0,1374	0,0926	0,0571	0,0314
0,5	0	1,1023	0,6864	0,354	0,2143	0,144	0,0884	0,0534

СОДЕРЖАНИЕ

Введение.....	3
1 Общие сведения о железобетонных тонкостенных пространственных конструкциях покрытий	3
2 Проектирование и конструирование пологой оболочки положительной гауссовой кривизны.....	8
2.1 Общие сведения.....	8
2.2 Пример упрощенного расчета отдельно стоящей оболочки положительной гауссовой кривизны.....	10
2.2.1 Общие положения расчета.....	10
2.2.2 Исходные данные.....	13
2.2.3 Определение расчетных параметров.....	13
2.2.4 Проверка оболочки на устойчивость	16
2.2.5 Расчёт оболочки покрытия на равномерно распределенную симметричную нагрузку.....	17
2.2.6 Определение усилий.....	18
2.2.7 Расчёт приконтурной зоны оболочки.....	22
2.2.8 Расчёт прогиба оболочки.....	24
2.2.9 Расчёт плиты.....	24
3 Проектирование и конструирование длинной цилиндрической оболочки.....	31
3.1 Общие сведения.....	31
3.2 Проектирование и конструирование длинной цилиндрической оболочки.....	33
3.2.1 Исходные данные.....	23
3.2.2 Предварительные размеры элементов оболочки.....	34
3.2.3 Сбор нагрузок.....	36
3.2.4 Определение усилий.....	36
3.2.5 Расчет по 1-й группе предельных состояний.....	37
3.2.6 Расчет цилиндрической оболочки в Autodesk Robot Structural Analysis Professional	43
Библиографический список.....	47
Приложения.....	48

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПРОСТРАНСТВЕННЫХ ПОКРЫТИЙ И ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Методические указания к практическим занятиям
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 16.06.2020. Формат 60×84/16.
Усл. печ. л. 3,0. Усл.кр.-отт. 3,0. Уч.-изд.л. 2,8. Тираж 50 экз. Заказ 384. С 34.

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