

Раздел 1.

АРХИТЕКТУРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ РАЗДЕЛ

1.1. Исходные данные

1.1.1 Характеристика объекта

Объект строительства – крытый теннисный корт.

Объект включает в себя основное здание, состоящее из двух блоков: двухэтажного административно-бытового корпуса с размерами в плане 18×36 м и крытого теннисного корта с размерами 42×96 м, которые соединяет между собой переходная галерея.

Крытый теннисный корт представляет собой арочную конструкцию, под сводами которой находятся пять игровых площадок. Примыкает к нему здание административно-бытового корпуса, где имеется гардеробная, медицинский кабинет, мужская и женская раздевалки с душевыми и санузлами, комната тренеров, VIP-зал, буфет и ряд помещений хозяйственного-технического назначения.

Вид строительства – новое.

1.1.2 Характеристика места строительства.

Район строительства: г. Санкт-Петербург, Муринский парк.

Данный объект размещается в границах земельного участка площадью 10000 м². Въезд на территорию осуществляется на съезде северного проспекта.

Место строительства относится к климатическому району II-B по СП 131.13330.2012.

Снеговой район – III; Ветровой район – II.

- Средняя температура наиболее холодной пятидневки с обеспеченностью 0,92 $t_{\text{ext}, 5} = -24$ °C;

- Средняя месячная температура января $t_{\text{ext}, I} = -6.6$ °C;

- Средняя суточная амплитуда температуры воздуха наиболее холодного месяца $D_{\text{text}} = 5.3 \text{ }^{\circ}\text{C}$;

- Продолжительность отопительного периода для периода со средней суточной температурой воздуха не более $8 \text{ }^{\circ}\text{C}$ $z_{\text{ht}, 8} = 213$ сут;

Уровень ответственности здания – II нормальный.

Класс условий эксплуатации – 2,1.

Степень огнестойкости – III

Класс функциональной пожарной опасности: Ф.2.2

Класс конструктивной пожарной опасности здания: С3

Срок службы здания: 90 лет.

Здание отапливаемое.

1.1.3 Функционально-технологические условия:

В соответствии с указаниями СП 332.1325800.2017 «Спортивные сооружения. Правила проектирования », при компоновке конструктивной схемы требуется разместить в здании спортивно-оздоровительного комплекса с единовременной пропускной способностью 60 занимающихся:

Теннисный корт предусматривается в виде прямоугольной площадки: длиной - 23,77 м; шириной - 8,23 м (для одиночной игры) или 10,97 м (для парной игры).

В залах для международных и всероссийских соревнований 1-2 категорий (по классификации Всероссийской федерации тенниса) расстояние между задними линиями и ограждениями должно быть не менее 6,4 м, а между боковыми линиями и ограждениями - не менее 3,66 м. Высота потолка должна быть не менее 9,14 м.

- Вестибюль;
- Гардероб для верхней одежды занимающихся;
- Раздевалки для занимающихся – необходимая площадь определяется из площади мест для хранения домашней

одежды на 200% единовременной пропускной способности – двухъярусные шкафы площадью 0.15 м²;

- Душевые для занимающихся и тренеров – с шириной прохода не менее 1,5м;
- Помещение дежурного администратора входной зоны - 6 м²
- 4 Санузла для занимающихся и сотрудников комплекса;
- Кабинет врача - 16 м² и ожидальная - 9 м²;
- Помещения для тренеров – из расчета 1.8 м² на одного тренера;
- Административные помещения с кабинетами не менее 12 м² и приемной не менее 9 м²;
- Предприятие питания для занимающихся, так как ЕПС > 50 человек;
- Инвентарные и складские помещения;
- Помещения уборочного инвентаря, хозяйственные и технические помещения;

1.2 Компоновка

1.2.1 Компоновка конструктивной схемы

Для выполнения повышенных требований экономичности и функциональности, а также для создания архитектурно выразительного здания выбираем большепролетную арочную конструкцию.

От отметки поверхности спортивного зала до нижней грани несущих конструкций покрытия необходимо выдержать расстояние 9,14 м. Примем трехшарнирную арку эллиптического очертания пролетом 42 м и высотой 12 м. Расстояние между арками 6 м, таким образом общая длина теннисного корта будет составлять 96 м.

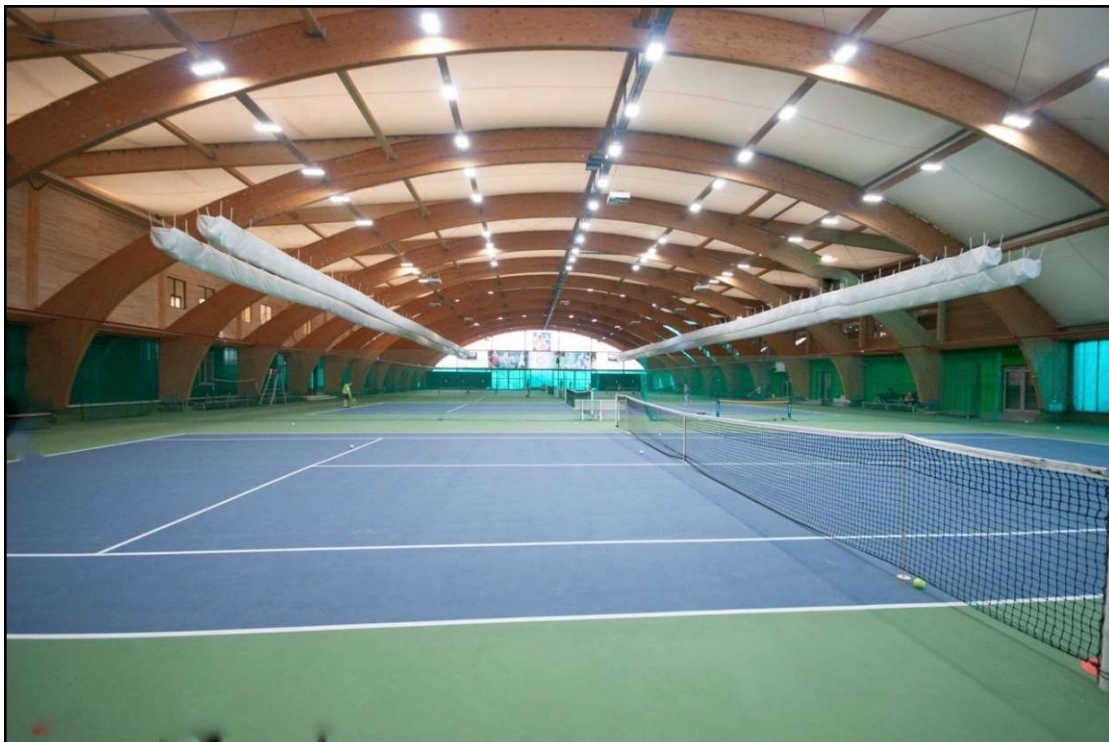


Рис.1. Визуализация проектируемого здания

1.3 Объемно-планировочное решение здания

Объект представляет собой прямоугольное здание, внутри которого расположено 5 теннисных кортов. К основному зданию примыкает административно-бытовой корпус, с единовременной пропускной способностью более 50 человек.

- Площадь основного здания - 4032 м²
- Площадь административно бытового корпуса - 650 м²
- Отметка уровня земли - - 0,150
- Отметка уровня фундамента - + 0,150
- Высота здания - 12 м.
- Размером в осях 42 м (оси А-В) - 96 м (оси 1-17)
- За относительную отметку ± 0.000 принята отметка «чистого» пола первого этажа.

Основная несущая конструкция состоит из семнадцати дощатоклееных арок, расположенных с шагом 6 м, по осям (1-17), длиной пролета 42 м.

По всему периметру к торцам арок примыкают полурамы, которые состоят из стоек и ригелей, который соединяются с арками и служат частью несущей конструкции.

В осях (А-В), вдоль здания установлены рамы с шагом 6 м, состоящие из стоек и ригеля с перекрытием по прогонам, высотой 3,375 м, которые образуют каркас для примыкающего административно-бытового корпуса.

В здании спортивно комплекса возможны занятия спортом для посетителей с поражением опорно-двигательного аппарата, поэтому у главного входа предусмотрены 2 пандуса с уклоном 18%. У эвакуационных выходов устанавливаются приставные пандусы с уклоном 10%.

В здании один главный вход с двумя дверьми и 2 эвакуационных выхода.

1.4 Конструктивное решение здания

Строительство проектируемого здания предполагается вести с устройством каркаса из клееной древесины, перекрытиями в виде деревянных балок и деревянными несущими конструкциями покрытия.

Фундаменты. Фундаменты под наружные колонны выполняются монолитно-железобетонные, столбчатого типа, под несущие конструкции. Глубину заложения и размеры фундаментов на естественном основании следует принимать в соответствии с требованиями СНиП 2.02.01-83 «Основания зданий и сооружений».

Наружные ограждающие конструкции – из эффективных 3-х слойных сэндвич-панелей с покрытием из обработанного защищенного от коррозии стального листа с декоративным слоем.

Кровля, тентовая ПВХ мембрана. В здании запроектирована пологая крыша с неорганизованным водостоком. Уклон кровли составляет 26 %.

Гидроизоляция : горизонтальная – 2 слоя рубероида, вертикальная – обмазка горячим битумом за 2 раза

Несущие конструкции: дощатоклеенные арки эллиптического очертания, сечением 185х1200 мм; дополнительная дощатоклеенная стойка высотой 5 м, сечением 200х185 мм, ригель из двух досок длиной 3,6 м, сечением 50х150 мм.

В местах устройства пандусов и крылец обратную засыпку пазух котлована вести местным непучинистым грунтом с послойным трамбованием (толщина слоя не более 300 мм).

Двери – деревянные сплошные и деревянные с остеклением, двойные с остеклением. Противопожарные по серии 1.436.2-22 вып. 1,2,3. Полотна дверей облицевать шпоном ценных пород древесины и покрыть мебельным лаком в два слоя.

Лестницы – монолитные железобетонные лестничные марши.

Внутренняя отделка: Покраска несущих конструкций;

Благоустройство территории – зеленые насаждения, подъездные пути к зданию и парковка (асфальтобетон), тротуары и площадки для отдыха. (тротуарная плитка).

Полы: цементобетонное, спортивное покрытие - Hard Cushion (наливной)

1.5 Инженерное оборудование и отделка

В здании предусмотрено горячее и холодное водоснабжение, центральное отопление, канализация, электроснабжение и другие устройства (радио, телефон, интернет).

Водопровод хозяйственно питьевой, привязанный к сетям городского водоснабжения. Канализация хозяйственно-бытовая в городскую сеть.

Вентиляция помещений санузлов осуществляется через вентиляционные каналы, расположенные в самонесущих внутренних деревянных каркасных стенах. Вентиляция: естественная.

Электроснабжение здания осуществляется от общей электросети. Проведение электропроводки в запроектированном здании осуществляется перед оштукатуриванием внутренних стен и перегородок и крепится с помощью специальных крепежных элементов к деревянным конструкциям здания. При необходимости производится сверление отверстий под электропровод в стенах и перекрытиях.

Раздел 3

РАСЧЕТНО-КОНСТРУКТИВНЫЙ РАЗДЕЛ

3. Конструирование и расчет несущих конструкций.

Проектируем и рассчитываем трехшарнирную круговую гнутоклееную арку. Устойчивость арок из плоскости обеспечивается раскосами и металлическими тросами, которые расположены в торцах здания и через 30 м вдоль здания, образуя поперечные связевые фермы.

3.2. Расчет несущих конструкций здания

3.2.1. Геометрические размеры арки

Проектируем клеешатую арку с прямоугольной формой поперечного сечения. Для арок криволинейного очертания толщина пиломатериала не более $1/300$ радиуса. Ширина пиломатериала не более 185 мм. Материал по влажности не более 12% для клееных арок. Распор в арках принимается фундаментом.

Трехшарнирная арка эллиптического очертания.

Принимаем поперечное сечение арки $b \times h = 200 \times 1100$ мм из 33
слев
толщиной 3,3 см.

3.2.4. Расчет ограждающей конструкции, (полурамы)

Карнизный узел выполнен с применением дополнительной стойки и ригеля. Шифр схемы 11437, 2-й вариант [5]. (Рис.10)

Стойки крепятся при помощи стального башмака к фундаменту, а ригель, крепится к арке и под уклоном 5° к стойке и состоит из клееного бруса.

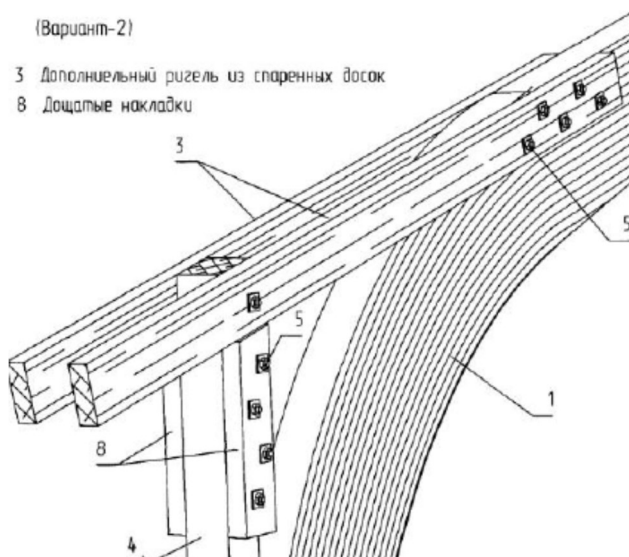


Рис. 10. Конструктивная схема полурамы

Угол наклона кровли: $\alpha = 5^\circ$; $\sin \alpha = 0,087$; $\cos \alpha = 0,996$

Ось полурамы разбиваем на 4 сечения.

Табл.7

№	X, м	Y, м
1	0	0
2	0	10,0
3	7,05	10,661
4	14,1	11,323

Рис. 11. Расчетная схема полурамы

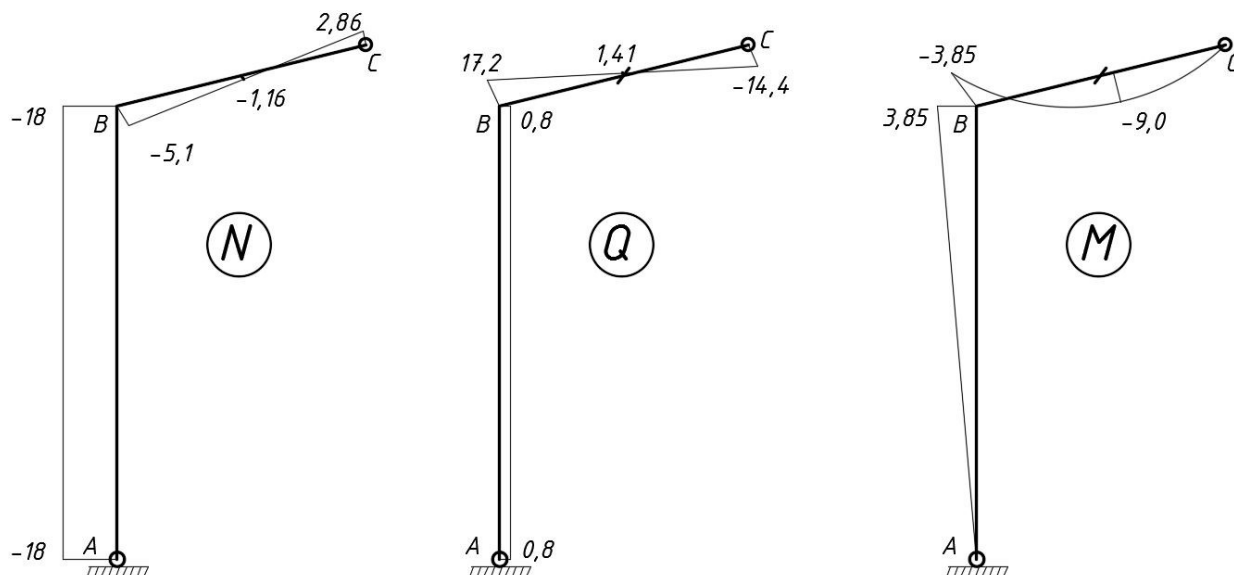


Рис. 12. Эпюры продольных, поперечных сил и изгибающих моментов. (кН м)

Конструктивный расчет.

Расчет стойки:

На участке АВ стойка работает как сжато-изгибаемый элемент.

Расчетным является сечение В, так как там действует максимальный изгибающий момент и продольная сила ($M_B = 3,85 \text{ кН}\cdot\text{м}$ и $N_B = 18 \text{ кН}$),

Используем сосновые доски 2-го сорта.

Стойка клеенощатая прямоугольного постоянного сечения по длине. Длина стойки = 10 м.

Принимаем ширину сечения, 5 слоев толщиной $\delta = 3,3 \text{ см}$, (после острожки).

$$h_{\text{ст}} = 20 \text{ см}$$

Выбираем ширину сечения по сечению арки: $b = 20 \text{ см}$

Окончательно принимаем стойку 200х200 мм.

Расчет ригеля полурамы:

Древесина из сосны II сорта.

Принимаем сечение ригеля:

$$h_{\text{р}} = 15 \text{ см}$$

$$b_{\text{р}} = 5 \text{ см} \text{ — две доски.}$$

Расчет ригеля на осевое сжатие производим как расчет составного элемента на податливых связях, часть ветвей которых не опёрты по концам.

Расчетное сечение –3, так как там действует максимальный момент :

$M=9,0 \text{ кН}\cdot\text{м}$, продольное усилие сечение 2: $N = 5,1 \text{ кН}$.

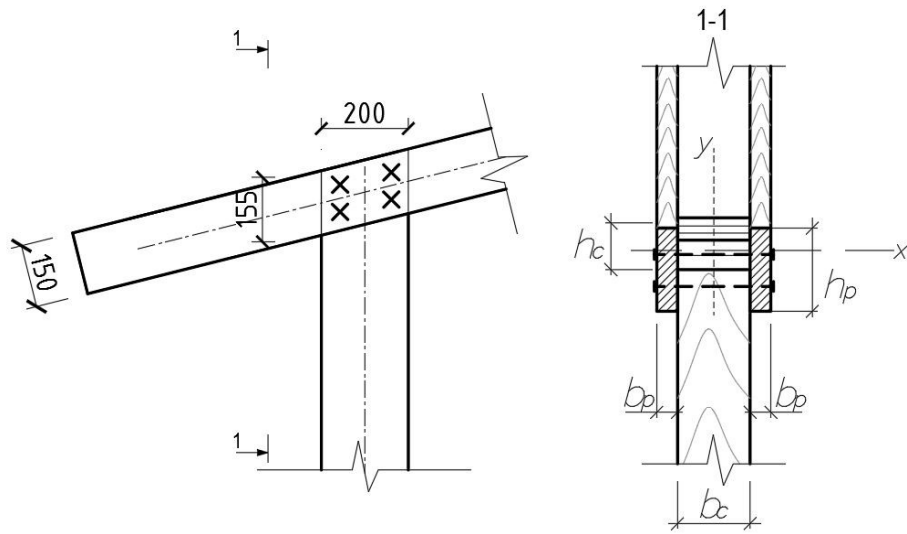


Рис 13. Расчетная схема карнизного узла.

Так как стойка непосредственно воспринимает сжимающие усилия в ригеле, а накладки лишь повышают ее устойчивость при продольном изгибе, то ригель рассчитываем как сжато-изгибаемый стержень с неравномерно нагруженными ветвями (п. 7.17.21 [2]). Накладки ригеля крепятся к стойке при помощи стальных нагелей, размеры которых определяются расчетом.

3.2.5. Расчет узлов крепления ригеля полурамы.

1) В карнизном узле стойка сопрягается с ригелем и соединяется болтами, работающими как односрезные нагели.

Карнизное соединение симметричное, передающее продольное усилие ригеля $N=5,1 \text{ кН}$, на стойку в точке В, рассчитывается согласно п. 8.13-8.15 [2]. Диаметр болтов подбираем конструктивно в пределах $1,6 \dots 2,4 \text{ см}$ согласно табл. 19 [2]. Диаметр нагеля: $d=2 \text{ см}$

Расчётную несущую способность на один шов сплачивания определяем по табл. 18 [2].:

Количество болтов, необходимых для карнизного узла определяется по формуле в табл. 18 п.7 [2].:

$$n_n \geq \frac{N_K^P}{T \cdot n_{ш}}$$

где $n_{ш}$ - число расчетных швов одного нагеля;

T - наименьшая расчетная несущая способность на один шов сплавивания, определяемая по формулам таблицы 18[2], п. 8,13; 8,16;

При передаче усилия нагелем под углом к волокнам вводится коэффициент k_α .

Угол $\alpha = 90^\circ - \theta$; k_α для промежуточных углов, не указанных в табл. 19 [2], определяется интерполяцией;

$$\alpha = 90^\circ - \theta = 90^\circ - 14^\circ = 76^\circ \Rightarrow k_\alpha = 0,6$$

1) из условия смятия в средних элементах:

$$\begin{aligned} T_{\text{см}}^a &= 0,5 \cdot b \cdot d \cdot m_b \cdot m_T \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_a \cdot m_{\text{с.с}} \cdot k_\alpha \\ &= 0,5 \cdot 18,5 \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 5,77 \text{ кН} \end{aligned}$$

2) из условия смятия в крайних элементах:

$$\begin{aligned} T_{\text{см}}^H &= 0,8 \cdot a \cdot d \cdot m_b \cdot m_T \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_a \cdot m_{\text{с.с}} \cdot k_\alpha \\ &= 0,8 \cdot 5 \cdot 2 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 0,6 = 2,56 \text{ кН} \end{aligned}$$

3) из условия изгиба нагеля:

$$\begin{aligned} T_{\text{И}}^{\text{ш}} &= (2,2 \cdot d^2 + 0,025 \cdot a^2) \cdot \sqrt{m_b} \cdot \sqrt{m_T} \cdot \sqrt{m_{\text{дл}}} \cdot \sqrt{m_a} \cdot \sqrt{m_{\text{с.с}}} \cdot \sqrt{m_u} \cdot \sqrt{k_\alpha} \\ &= (2,2 \cdot 2^2 + 0,025 \cdot 5^2) \cdot \sqrt{1} \cdot \sqrt{1} \cdot \sqrt{0,66} \cdot \sqrt{0,9} \cdot \sqrt{0,9} \cdot \sqrt{0,07} \cdot \sqrt{0,6} = 1,42 \text{ кН} \end{aligned}$$

$$m_u = 0,048 \sqrt{R_{\text{и}}} = 0,048 \sqrt{2,1} = 0,07; R_{\text{и}} = 2,1 \text{ кН}$$

$$\text{но не более } T_{\text{И}} = 3,1 d^2 \cdot \sqrt{m_b} \cdot \sqrt{m_T} \cdot \sqrt{m_{\text{дл}}} \cdot \sqrt{m_a} \cdot \sqrt{m_{\text{с.с}}} \cdot \sqrt{m_u} \cdot \sqrt{k_\alpha} = 1,85 \text{ кН}$$

$$T_{\min} = 1,42 \text{ кН}$$

$$n_{\text{н}} \geq \frac{5,1}{1,42 \cdot 2} = 1,8$$

—принимаем **2** нагеля **d = 20** мм

Расстановка нагелей производится согласно п.5.18 [2].

$$S_2 \geq 3,5 \cdot d = 3,5 \cdot 2,0 = 7 \text{ см};$$

$$S_3 \geq 3 \cdot d = 3 \cdot 2,0 = 6 \text{ см}.$$

Шайбы принимаются в соответствии с п. 6.11 [2].

$$t = 0,25 d_{\text{с}} = 0,25 \cdot 2,0 = 0,5 \text{ см};$$

$$d_{\text{ш}} \geq 3,5 d_{\text{с}} = 3,5 \cdot 2,0 = 7 \text{ см} \Rightarrow d_{\text{ш}} = 7 \text{ см}.$$

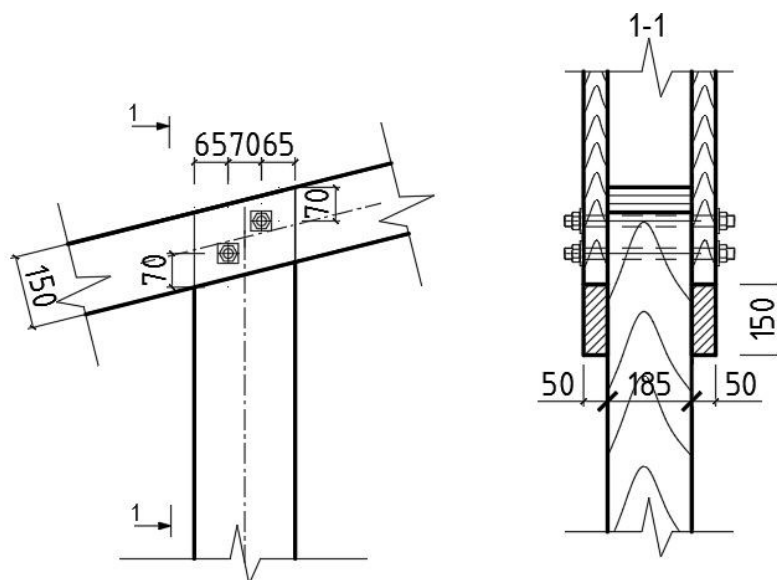


Рис. 14. Карнизный узел.

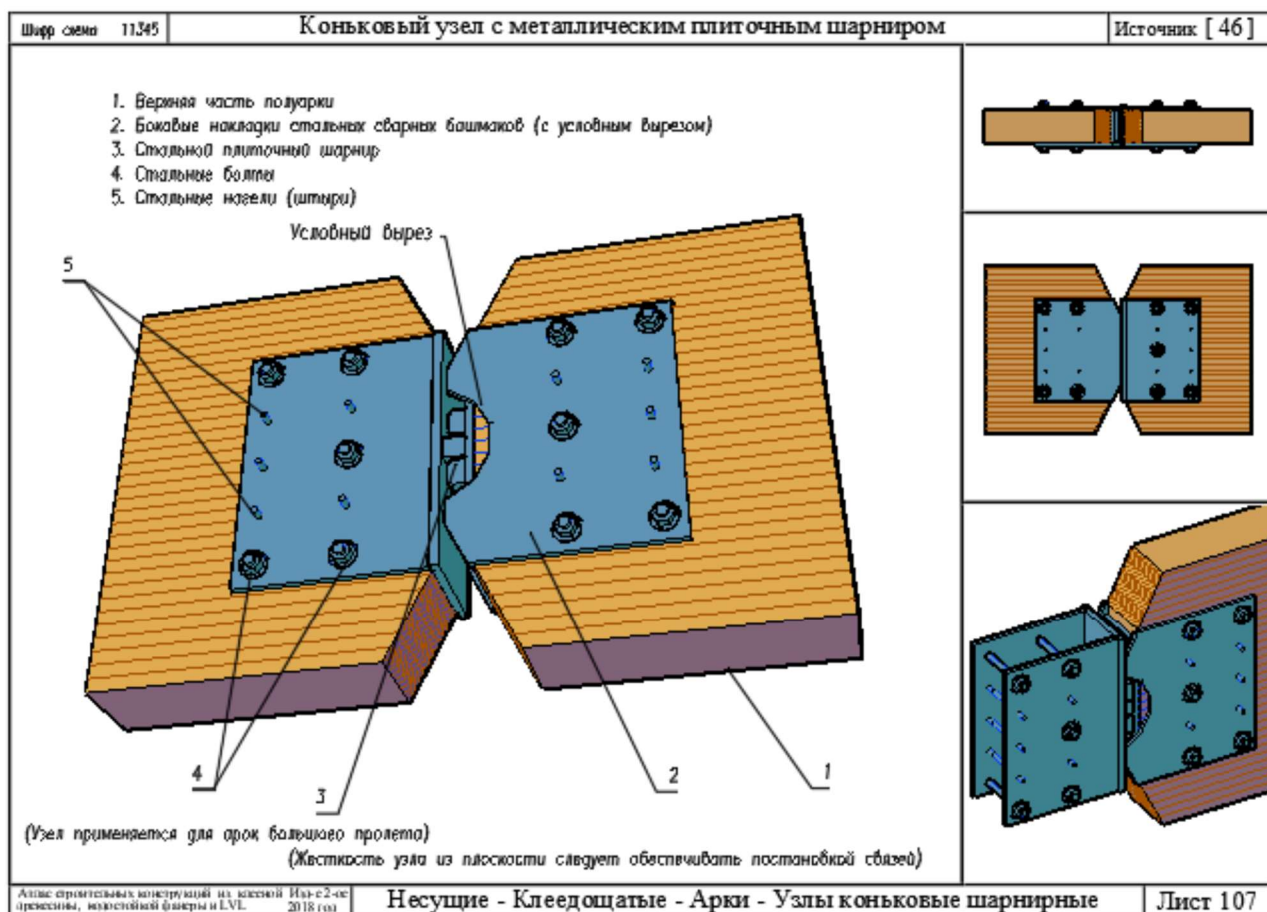
2) В коньковом узле соединение симметричное, передающее продольное усилие ригеля $N = 2,86$ кН, на арку, рассчитывается согласно п. 8.13-8.15 [2]. Диаметр нагеля: $d = 2$ см

$$T_{min} = 1,42 \text{ кН}$$

$$n_n \geq \frac{2,86}{1,42 \cdot 2} = 1,2$$

—принимаем **2** нагеля **d = 20** мм

3.2.6. Расчета конькового узла арки.



3.2.7. Расчет опорного узла арки и стойки.





Рис.18. Вид опорного узла

1) Проверка напряжения сжатия торца стойки:

Опорная площадь колонны:

$$F_{\text{оп}} = b \cdot h_{\text{оп}} = 18,5 \cdot 99 = 1782 \text{ см}^2$$

При этом напряжения смятия $\sigma_{\text{см}}$ составят:

$$\sigma_{\text{см}} = \frac{N_1}{F_{\text{оп}}} = \frac{210}{1782} = 0,11 \text{ кН/см}^2 < R_c = 0,87 \text{ кН/см}^2$$

$$R_c^A = 8,7 \text{ МПа} = 0,87 \text{ кН/см}^2 \text{ (см. выше)}$$

2) Проверка напряжения смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме:

$$R_{\text{см90}} = 4,5 \text{ МПа}$$

$$\begin{aligned} R_{\text{см90}}^A &= R_{\text{см90}}^A \cdot m_{\text{дл}} \cdot m_{\text{сс}} \cdot m_{\text{п}} \cdot m_{\text{в}} \cdot m_{\text{сл}} \cdot m_{\text{т}} = \\ &= 4,5 \cdot 0,66 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,07 \cdot 1,0 = \mathbf{2,86} \text{ МПа} = 0,286 \text{ кН/см}^2 \end{aligned}$$

Требуемая высота диафрагмы:

$$h_{\text{тр}} = \frac{Q}{b \cdot R_{\text{см90}}^A} = \frac{53}{18,5 \cdot 0,286} = 10,3 \text{ см}$$

Конструктивно принимаем высоту диафрагмы $h_d = 20 \text{ см}$.

Площадь смятия стойки : $F_{\text{см}} = b \cdot h_d = 18,5 \cdot 20 = 370 \text{ см}^2$

Напряжение смятия поперек волокон по площади примыкания стойки к упорной вертикальной диафрагме:

$$\sigma = \frac{Q}{F_{\text{см}}} = \frac{53}{370} = 0,14 \text{ кН/см}^2$$

Так как напряжение смятия стойки поперек волокон $\sigma = 0,14 \text{ кН/см}^2 < 0,286 \text{ кН/см}^2$, прочность обеспечена.

Рассчитываем упорную вертикальную диафрагму на изгиб как балку пролетом, равным b , частично защемленную на опорах, с учетом пластического перераспределения моментов. Равномерно распределенная нагрузка по длине балки (диафрагмы) равна:

$$q_d = \frac{Q}{b}$$

момент от нагрузки q_d в диафрагме равен: $M_d = \frac{q_d \cdot h^2}{16}$

Таким образом, изгибающий момент:

$$M = \frac{Qb}{16} = \frac{53 \cdot 18,5}{16} = 59 \text{ кН} \cdot \text{см}$$

Требуемый момент сопротивления:

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_d}{R_y} = \frac{59}{24} = 2,45 \text{ см}^3$$

$R_y = 24$ МПа - для листовой стали С 245 при толщине листа до 20 мм согласно табл.В.5 Приложения В [3].

Этому моменту сопротивления должен быть равен момент сопротивления, определяемый по формуле:

$$W = \frac{h_d \cdot \delta^2}{6}, \text{ где } \delta \text{ — толщина диафрагмы: } \delta = \sqrt{\frac{6W_{\text{тр}}}{h_d}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 2,45}{20}} = 0,75 \text{ см}$$

Принимаем $\delta = 1,2$ см

Боковые пластины принимаем той же толщины:

$$A_{\text{6n}} = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ см}^2; \quad W = \frac{20 \cdot 1,2^2}{6} = 4,8 \text{ см}^3; \quad N = \frac{Q}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ кН};$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{W} = \frac{26,5}{24} + \frac{59}{4,8} = 13,1 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_y = 24 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Башмак крепим к фундаменту двумя анкерными болтами, работающими на срез и растяжение. Сжимающие усилия передаем непосредственно на фундамент.

Изгибающий момент, передающийся от башмака на опорный лист равен:

$$M_{\text{и}} = \frac{Qh_d}{2} = \frac{53 \cdot 20}{2} = 530 \text{ кН} \cdot \text{см};$$

Момент сопротивления опорной плоскости башмака:

$$W_{\text{и}} = \frac{2bl^2}{6} = \frac{2 \cdot 10 \cdot 75^2}{6} = 19253 \text{ см}^3$$

где $b = 10$ см — ширина опорной плоскости башмака;

$l = 75$ см — длина опорной плоскости башмака.

Сминающие напряжения под башмаком:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{530}{19253} = 0,027 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Материал фундамента - бетон класса В10, с призмочной прочностью $R_b = 13,1$ МПа.

Так как сминающие напряжения под башмаком:

$$\sigma = 0,027 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,131 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность бетона обеспечена.

Анкерные болты принимаем из стали 09Г2С по гост 19281-73* диаметром 20 мм :

$A_{bn} = 2,45 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта нетто по табл. 62. [3].

$A_b = 3,14 \text{ см}^2$ – площадь сечения болта брутто по табл. 62. [3].

Для того чтобы срез воспринимался полным сечением болта, устанавливаем под гайками шайбы толщиной 10мм.

Усилия в болтах определяем по следующим формулам:

Растягивающее усилие:

$$N_{bt} = \frac{M}{2/3 \cdot 2l} = \frac{530}{2/3 \cdot 2 \cdot 75} = 5,3 \text{ кН}$$

Срезающее усилие:

$$N_{cp} = \frac{Q}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ кН}$$

Напряжение растяжения в пределах нарезки:

$$\sigma_p = \frac{N_{bt}}{A_{bn}} = \frac{5,3}{2,18} = 2,43 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,8 \cdot R_s \cdot \gamma_c = 0,8 \cdot 23 \cdot 1 = 18,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Коэф. условий работы $\gamma_c = 1$

Коэф. учитывающий неравномерную работу болтов – 0,8

Расчетное сопротивление $R_y = 23 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$

Напряжение среза:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{cp}}{A_b} = \frac{26,5}{3,14} = 8,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Расчетное сопротивление болта срезу:

$$R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 23 = 13,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Так как напряжение анкерного болта

$$\sigma_{cp} = 8,4 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 13,34 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность болта на срез обеспечена.

Опорный узел стойки принимаем без расчета по параметрам опорного узла арки, в целях унификации.

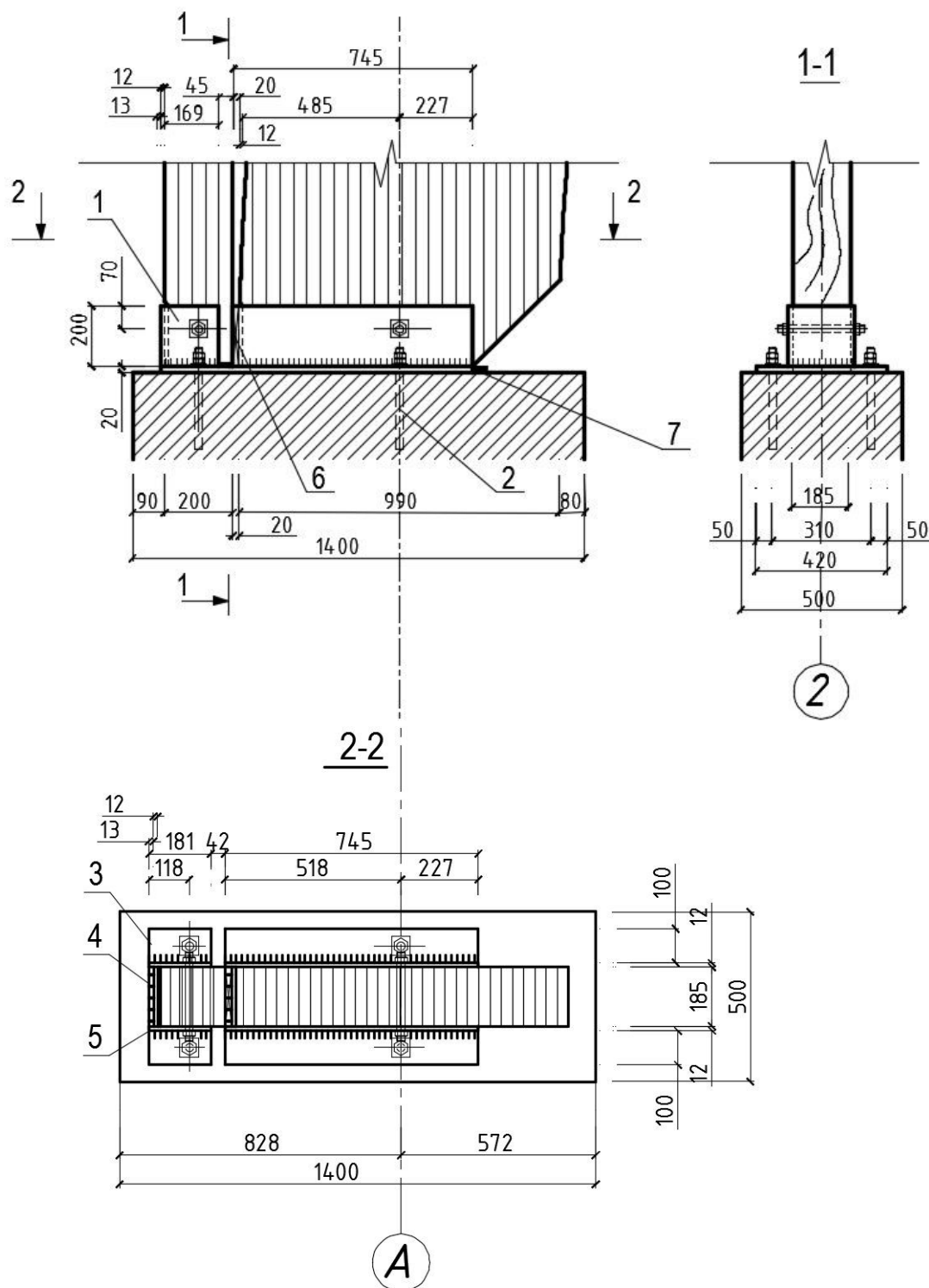


Рис. 19. Опорный узел рамы: *Размеры могут не совпадать*
 1-металлический стальной башмак из листа; 2-анкерный болт; 3-
 опорный лист; 4-упорная диафрагма; 5-боковая пластина башмака;
 6-антисептирующая прокладка; 7- гидроизоляция.