

Документ подписан простой электронной подписью

Информация о владельце:

ФИО: Емельянов Сергей Геннадьевич

Должность: ректор

Дата подписания: 07.06.2022 09:54:59

Уникальный программный ключ:

9ba7d3e34c012eba476ffd2d064cf2781953be730df2374d16f3c0ce536f0fc6

МИНОБРНАУКИ РОССИИ

Федеральное государственное бюджетное
образовательное учреждение высшего образования

«Юго-Западный государственный университет»

(ЮЗГУ)

Кафедра уникальных зданий и сооружений



ПРОЕКТИРОВАНИЕ ДЕРЕВЯННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Методические указания к практическим занятиям
по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс»

для студентов специальности 08.05.01

«Строительство уникальных зданий и сооружений»

Курск 2017

УДК 624.012

Составитель: Турков А. В.

Рецензент

Доктор технических работ, профессор *В.И. Колчунов*

Проектирование деревянных конструкций: методические указания к практическим занятиям по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» для студентов направления подготовки 08.05.01 Строительство уникальных зданий и сооружений / Юго-Зап. гос. ун-т; сост.: А.В. Турков. Курск, 2017. - 29 с.: ил. 6 , табл. 4,. Библиогр.: 29 с.

В настоящих методических указаниях содержатся рекомендации по выполнению практических работ, связанных с расчетом клееных деревянных колонн, а также нескольких типов балочных конструкций из древесины.

Методические указания предназначены для выполнения практических работ по дисциплине «Конструкции из дерева и пластмасс» студентами специальности 08.05.01 «Строительство уникальных зданий и сооружений».

Текст печатается в авторской редакции

Подписано в печать 15.12.2017 . Формат 60x84 1/16.
Усл. печ. л. 1,69 . Уч.-изд.л. 1,53 . Тираж 100 экз. Заказ. Бесплатно.
Юго-Западный государственный университет.
305040, г. Курск, ул. 50лет Октября, 94.

КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЙ

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА КОНСТРУКЦИЙ ПОКРЫТИЯ

Ограждающие конструкции проектируют холодными для неотапливаемых зданий и утепленными для отапливаемых. Такие конструкции изготавливают в построечных условиях из отдельных элементов и в заводских условиях в виде готовых плит.

В отапливаемых зданиях для предохранения от потерь тепла в покрытиях укладывают утеплитель. Рекомендуется применять легкие негорючие или труднотгораемые утеплители в виде жестких или полужестких плит. Для предохранения ограждения от конденсационного увлажнения применяют пароизоляцию, которую располагают с внутренней (теплой) стороны ограждения, для чего используют рулонные материалы - толь, пергамин, синтетические пленки.

Бесчердачные покрытия с относительной влажностью воздуха до 60% устраивают беспустотными, а с большей влажностью - пустотными, в которых предусмотрены сквозные продухи для удаления лишней влаги из толщи покрытия. Настилы и обрешетки поддерживаются стропилами или прогонами. В последнее время большое распространение получили крупноразмерные плиты покрытий с деревянным каркасом и обшивками из фанеры, асбестоцементных листов и древесных плит

НАСТИЛЫ ПОКРЫТИЙ И ПРОГОНЫ

Настилы предназначены для поддержания кровли. Для трехслойной рубероидной кровли применяют настил из 2-х слоев досок, соединяемых гвоздями. Верхний защитный слой из досок 16-22 мм и шириной не более 100 мм укладывается под углом 45° к нижнему, который для лучшего проветривания делают разреженным из досок толщиной 19-32 мм по расчету (рис. 1)

Для кровли из волнистых асбестоцементных листов, волнистого стеклопластика, кровельной стали и черепицы применяют настил из брусков сечением не менее 50x50 мм друг от друга на расстоянии, зависящем от нагрузки и размеров кровельного материала (рис. 2).

В отапливаемых зданиях утеплитель укладывают на сплошной дощатый настил, доски соединяют между собой впритык. Для изготовления настилов и обрешетки применяют, как правило, древесину хвойных пород третьего сорта.

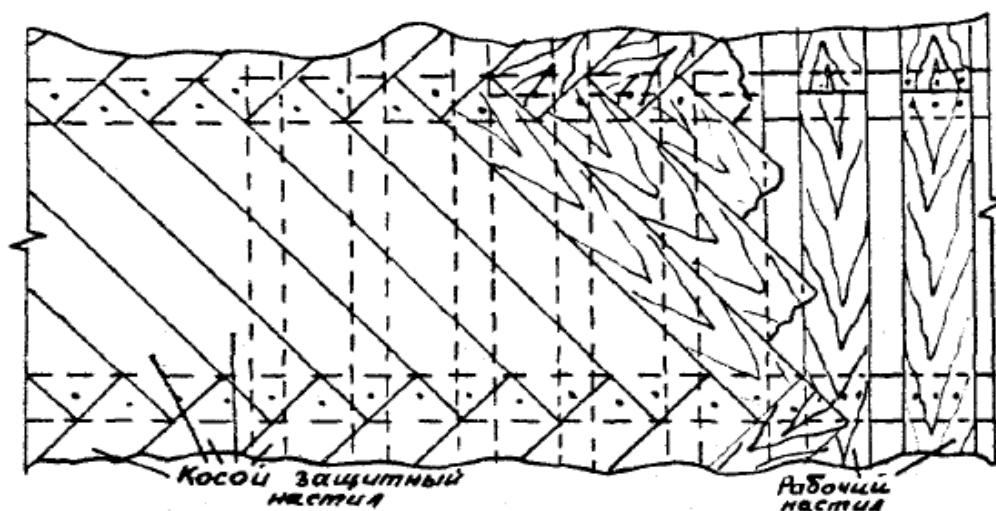


Рис. 1. Конструкция двухслойного настила под рулонную кровлю

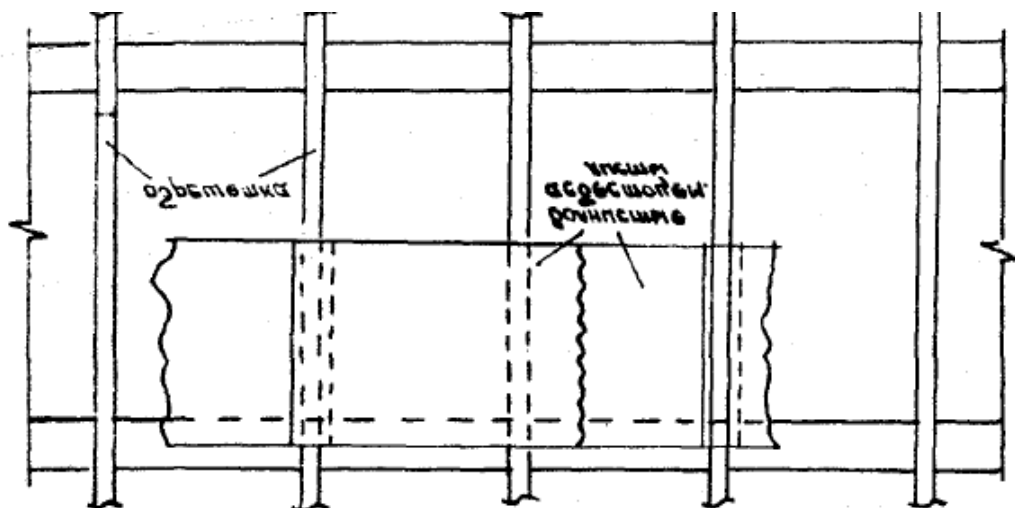


Рис. 2. Конструкция настила под асбестоцементные или стеклопластиковые листы, кровельную сталь или черепицу

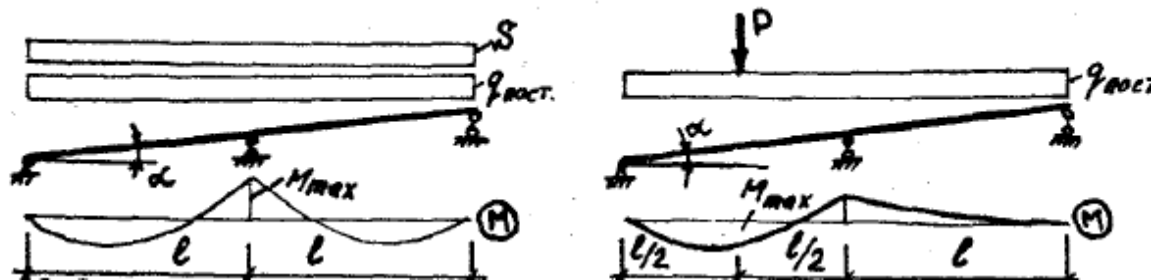


Рис. 3. Расчетные схемы настила и обрешетки

Деревянные настилы и обрешетки рассчитывают как двухпролетные балки на следующие сочетания нагрузок (рис. 3): от постоянной и снеговой нагрузки на прочность и жесткость; от собственного веса и сосредоточенного груза $P=1\text{кН}$ только на прочность.

Изгибающие моменты и прогибы

$$M'_{\max} = (q_{\text{пост}} + S) \cdot L^2 / 8 \quad (1)$$

$$M''_{\max} = 0,07 q_{\text{пост}} L^2 + 0,207 \cdot P \cdot L \quad (2)$$

При расчете однослойного настила по второму сочетанию нагрузок сосредоточенный груз принимается с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_1=1,2$ и распределяющую нагрузку P на 2 доски при расстоянии между их осями менее 150 мм, и на одну доску (брусok) при расстоянии более 150 мм. При двойном дощатом настиле сосредоточенный груз распределяют на ширину 500 мм.

Прочность настила (обрешетки) проверяют по формуле

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W_{\text{рас}}} \leq R_n \quad (3)$$

а значение предельного прогиба принимают

$$\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150} \quad (4)$$

Для расчета по второму монтажному сочетанию нагрузок (рис. 3б) принимают коэффициент условия работы $m=1,2$, который вводят к расчетному сопротивлению.

Прогоны покрытий предназначены для передачи действующих нагрузок на основные несущие конструкции. В конструкциях покрытий применяют прогоны разрезные с подбалками, подкосами, консольно-балочные, неразрезные (рис. 4).

Прогоны рассчитывают на прочность и жесткость, нагрузку принимают равномерно распределенной при опирании на прогоны настилов или обрешетки, если их в пролете более четырех.

Наибольшее распространение получили неразрезные спаренные прогоны, которые применяют, как правило, при небольших уклонах под рубероидную кровлю Их проектируют по равнопрогибной схеме из спаренных досок. Стыки размещают в разбежку на расстоянии $x=0,21L$ от оси опоры (рис. 4д) По длине прогона доски соединяются гвоздями в шахматном порядке через 500 мм, а в стыке ставят гвозди по расчету на действие поперечной силы. Длина гвоздей должна обеспечивать загиб их концов при выходе из прогона.

Изгибающие моменты при равнопрогибной схеме

на опоре

$$M_{max}^m = \frac{ql^2}{12} \quad (5)$$

в пролете

$$M_{max}^{np} = \frac{ql^2}{24} \quad (6)$$

прогиб

$$f = \frac{q \cdot l^4}{384 E J} \quad (7)$$

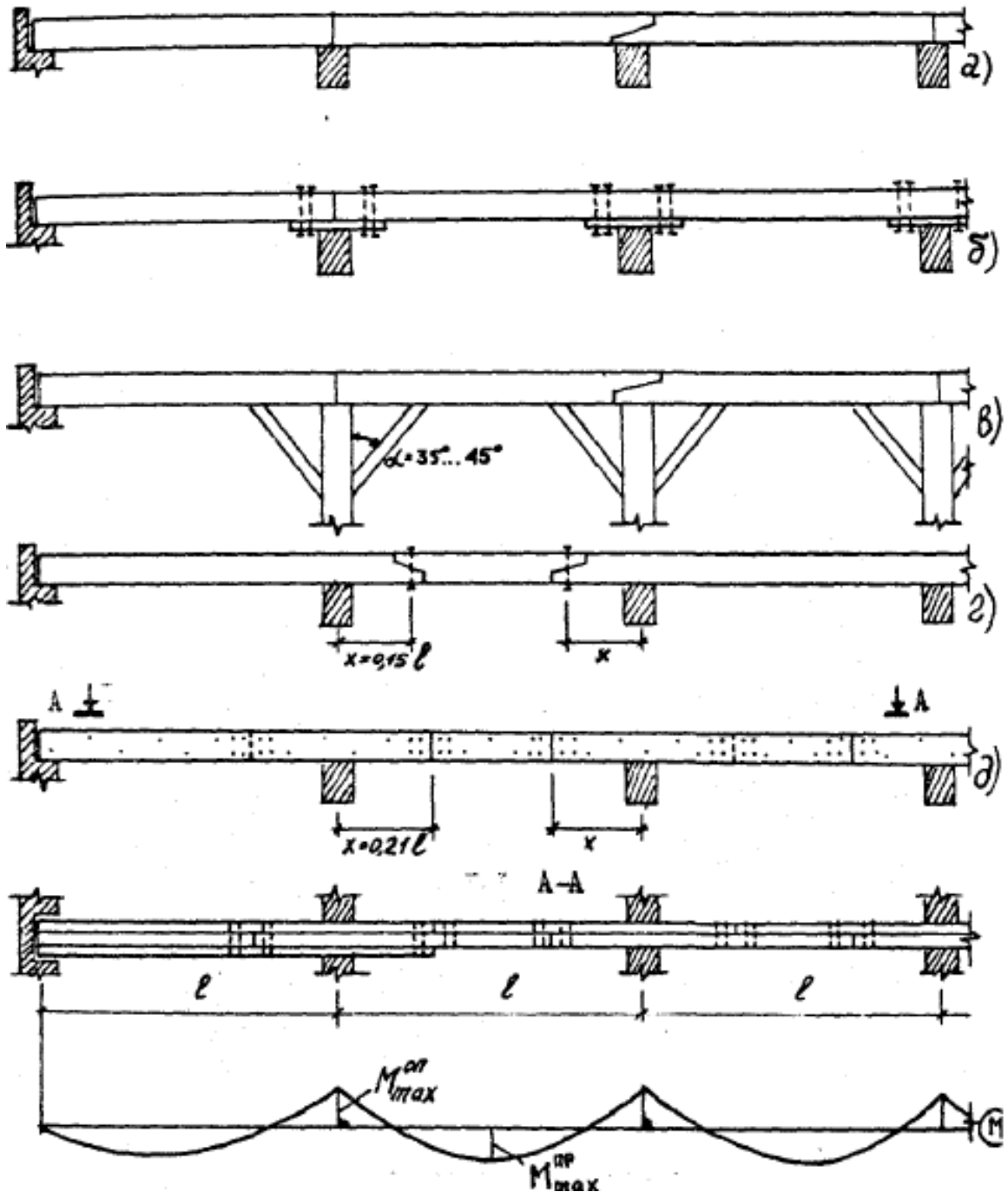


Рис. 4. Схема и детали прогонов покрытия

Формы справедливы для всех пролетов и опор многопролетных балок, если крайние пролеты длиной $L_{\text{кр}} = 0,85L$. При равных пролетах сечение прогонов а крайних пролетах увеличивают на одну доску. Прогоны рассчитывают на прочность и жесткость. Кроме того, определяют количество односрезных гвоздей в стыке прогона

$$n_{гв} = \frac{M_{оп}}{2X_{гв} \cdot T_{мин}} \quad (6)$$

где $X_{гв}$ - расстояние от оси опоры до места приложения равнодействующей гвоздевого забоя по одну сторону стыка;
 $T_{мин}$ - наименьшая расчетная, несущая способность гвоздя из условия его изгиба, а также смятию элементов.

Пример 1

Расчет настила и прогона

Исходные данные: Сконструировать и рассчитать дощатый настил и спаренные неразрезные прогоны утепленного покрытия складского здания размером в плане 18x42м с температурно-влажностным режимом А2, $m_0 = 1$. Место строительства - г. Орел, III снеговой район, $S_0 = 1 \text{ кН/м}^2$. Кровля рубероидная трехслойная с уклоном 0.1 по цементной стяжке толщиной 20 мм плотностью 20 кН/м^3 . Утеплитель - жесткие фибролитовые плиты толщиной 120 мм, плотностью $5,0 \text{ кН/м}^3$. Настил одинарный сплошной из сосновых досок 3 сорта. Шаг основных несущих конструкций - 6 м Класс ответственности зданий - III, $y_n=0,9$.

Выбор конструктивной схемы. Принимаем покрытие с неразрезными спаренными прогонами, поставленными на расстоянии 1 м (рис. 5).

А. Расчет настила.

Сбор нагрузок на 1 м² площади покрытия приведен в табл. 1.
 Таблица 1. Нагрузка на дощатый настил.

Составляющие нагрузки	Норм. нагрузка (кН/м ²)	Y_l	Расч. нагрузка (кН/м ²)
А. Постоянные			
1. Трехслойная рубероидная кровля	0,1	1,3	0,13
2. Цементная стяжка 0,02x20	0,4	1,3	0,52
3. Утеплитель фибролит 0,12x5	0,6	1,2	0,72
4. Пароизоляция	0,002	1,3	0,03
5. Собственный вес настила (предварительно принимаем толщину доски 25 мм) 0,025x5	0,13	1,1	0,14
Итого постоянные нагрузки:	1,25		1,54
Б. Снеговая нагрузка 1x1x0,7	0,7	1,4	0,98
Итого:	1,95		2,52

Здесь снеговая нагрузка принята с учетом п. 5.5 [2] при $\alpha = 5,71^\circ$, средней скорости ветра в зимний период $V = 5$ м/сек.

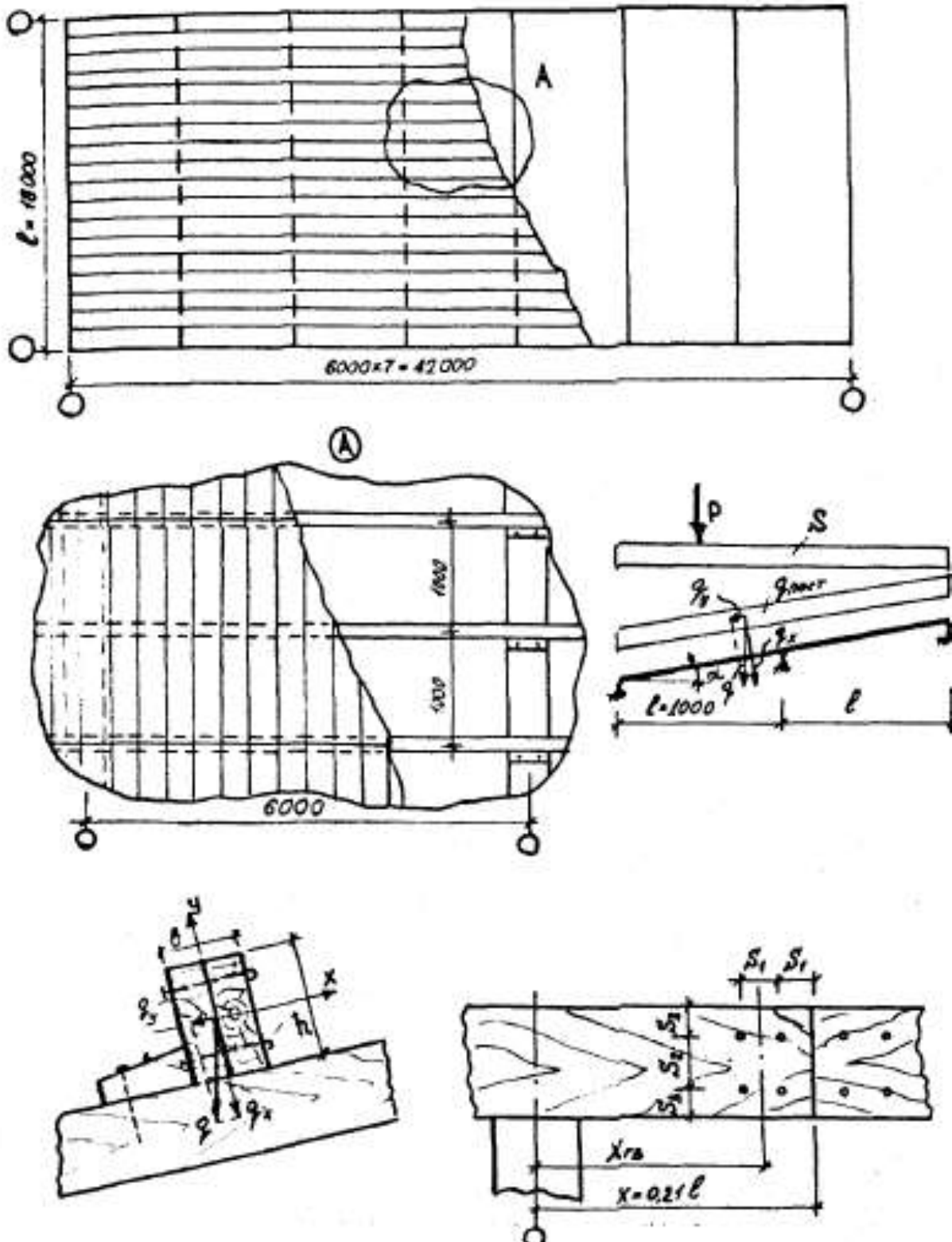


Рис. 5. К расчету дощатого прогона и настила

$$S = S_0 \cdot \mu \cdot K = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 = 0,7 \text{ кН/м}^2, \quad (9)$$

где $K=1,2-0,1 \cdot V = 1,2-0,1 \cdot 5=0,7$

$\mu = 1$ при $\alpha \leq 25^\circ$

Коэффициент надежности по нагрузке принят $\gamma_1=1,4$. так как

$$\frac{q_{\text{пост}}^n}{S_0} = \frac{1,25}{0,7} = 1,78 > 0,8 -$$

Расчет настила ведем на нормальную составляющую действующей нагрузки на ширину $b=1$ м

$$q_1^n = (q_{\text{пост}}^n + S_0 \cos \alpha) \cos \alpha \cdot B \cdot \gamma_n = (1,25 + 0,7 \cdot 0,995) 0,995 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,74 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_1^{\text{рас}} = (q_{\text{рас}}^{\text{рас}} + S_0 \cos \alpha) \cos \alpha \cdot B \cdot \gamma_n = (1,54 + 0,98 \cdot 0,995) 0,995 \cdot 1 \cdot 0,9 = 2,25 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Для двухпролетной балки (рис. 3) максимальный изгибающий момент

$$M_{\text{max}}^p = \frac{q_1 \cdot l^2}{8} = \frac{2,25 \cdot 1^2}{8} = 0,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\text{max}}}{R_n \cdot m_s} = \frac{0,28 \cdot 100}{0,85 \cdot 1} = 32,9 \text{ см}^3$$

Из формулы

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

требуемая толщина настила

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 32,9}{100}} = 1,4 \text{ см}$$

По сортаменту принимаем доски 150x16 мм
Прогиб двухпролетной балки

$$f = \frac{2,13 \cdot q_s^* \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{2,13 \cdot 1,74 \cdot 10^{-2}}{384 \cdot 10^3 \cdot 34,13} = 0,283 \text{ см}$$

где

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 1,6^3}{12} = 34,13 \text{ см}^4$$

Проверяем условия

$$\frac{f}{l} = \frac{0,283}{100} = \frac{1}{353} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{150}$$

Таким образом, прочность и жесткость настила по 1 сечению усилий обеспечены. Проверяем настил по второму сочетанию усилий. При ширине доски $b=15$ см сосредоточенная нагрузка передается на две доски и $b_{\text{расч}}=2 \times 15 = 30$ см. Нагрузка от собственного веса настила толщиной 16 мм

$$q_{с.л.} = h \cdot \gamma_{д.р.} \cdot b_{\text{расч}} \cos \alpha \cdot \gamma_s \cdot \gamma_f = 0,16 \cdot 5 \cdot 0,3 \cdot 0,995 \cdot 0,9 \cdot 1,1 = 0,024 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Расчетная сосредоточенная нагрузка

$$P = P^* \gamma_f = 1 \cdot 1,2 = 1,2 \text{ кН}$$

Изгибающий момент в сечении под нагрузкой P

$$M_{\text{max}}^* = 0,07 \cdot q_{с.л.} \cdot l^2 + 0,207 \cdot P \cdot l = 0,07 \cdot 0,024 \cdot l^2 + 0,207 \cdot 1,2 \cdot l = 0,25 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напряжения

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}^*}{W} = \frac{0,25 \cdot 100}{(1,6^2 \cdot 30 / 6)} = 1,95 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_s \cdot n = 0,85 \cdot 1,2 = 1,02 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность не обеспечена. Увеличиваем толщину настила до 25 мм. Тогда

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{30 \cdot 2,5^2}{6} = 31,25 \text{ см}^2$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{0,25 \cdot 100}{31,25} = 0,8 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_s \cdot n = 1,08 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность обеспечена.

Б. Расчет спаренного неразрезного прогона

Конструктивное решение и расчетная схема прогона приведена на рис. 5.

Ориентировочно принимаем собственный вес прогона

$$q_{c.c.}^n = 0,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} ; \quad q_{c.c.}^{n*} = q_{c.c.}^n \cdot \gamma_r = 0,15 \cdot 1,1 = 0,17 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Погонная нагрузка от покрытия (табл. 1) и от собственного веса прогона

$$q^n = (q_{max}^n + q_{c.c.}^n) \cdot B = (1,25 + 0,15) \cdot 1 = 1,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q^p = (q_{max}^p + q_{c.c.}^p) \cdot B = (1,54 + 0,17) \cdot 1 = 1,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Снеговая нагрузка

$$S^n = S_0 \cdot \mu \cdot k \cdot B = 1 \cdot 1 \cdot 0,7 \cdot 1 = 0,7 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$S = S^n \cdot \gamma_r = 0,7 \cdot 1,1 = 0,98 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Нормальная составляющая суммарной нагрузки

$$q_i^n = (q^n + S^n \cdot \cos \alpha) \cos \alpha \cdot \gamma_n = (1,4 + 0,7 \cdot 0,995) \cdot 0,995 \cdot 0,9 = 1,88 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_i^p = (q^p + S \cdot \cos \alpha) \cos \alpha \cdot \gamma_n = (1,71 + 0,98 \cdot 0,995) \cdot 0,995 \cdot 0,9 = 2,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Скатная составляющая суммарной нагрузки

$$q_j^n = (q^n + S^n \cdot \cos \alpha) \sin \alpha \cdot \gamma_n = (1,4 + 0,7 \cdot 0,995) \cdot 0,1 \cdot 0,9 = 0,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

$$q_j^p = (q^p + S \cdot \cos \alpha) \sin \alpha \cdot \gamma_n = (1,71 + 0,98 \cdot 0,995) \cdot 0,1 \cdot 0,9 = 0,24 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Подбор сечения прогонов.

Вариант 1. Скатная составляющая воспринимается настилом и передается на коньковый прогон. В этом случае прогон работает на изгиб только от нормальной составляющей нагрузки. Максимальный момент возникает на опоре и равен

$$M_{\max} = \frac{q_n \cdot l^2}{12} = \frac{2,4 \cdot 6^2}{12} = 7,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Требуемый момент сопротивления

$$W_{\text{тр}} = \frac{M_{\max}}{R_n \cdot m_n} = \frac{7,2 \cdot 100}{0,85 \cdot 1} = 847 \text{ см}^2$$

Принимаем две доски толщиной 7,5 см, суммарная ширина сечения прогона $b = 2 \cdot 7,5 = 15 \text{ см}$

Тогда требуемая высота сечения

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot W_{\text{тр}}}{b}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 847}{15}} = 18,4 \text{ см}$$

Принимаем сечение прогона из 2-х досок 20x7,5 см. Момент сопротивления и момент инерции

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{15 \cdot 20^2}{6} = 1000 \text{ см}^3 ; \quad J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{15 \cdot 20^3}{12} = 100000 \text{ см}^4$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{7,2 \cdot 100}{1000} = 0,72 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_n = 0,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прогиб прогона

$$f = \frac{q_n^* \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J} = \frac{1,88 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 100000} = 0,63 \text{ см}$$

Проверяем условие

$$\frac{f}{l} = \frac{0,63}{600} = \frac{1}{952} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$$

Прочность и жесткость прогона обеспечена.

Вариант 2. Скатная составляющая воспринимается прогоном. В этом случае он работает на косо́й изгиб. Максимальные моменты от нормальной и скатной составляющей.

$$M_x = \frac{q_x \cdot l^2}{12} = \frac{2,4 \cdot 6^2}{12} = 7,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$M_y = \frac{q_y \cdot l^2}{12} = \frac{0,24 \cdot 6^2}{12} = 0,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Назначаем прогон из 2-х досок 20x7,5 см

$$W_x = 1000 \text{ см}^3, J_x = 10000 \text{ см}^4$$

$$J_y = 2 \left(\frac{7,5^3 \cdot 20}{12} + 7,5 \cdot 20 \cdot \left(\frac{7,5}{2} \right)^2 \right) = 5624 \text{ см}^4$$

$$W_y = J_y \cdot \frac{2}{b} = 5624 \cdot \frac{2}{15} \approx 750 \text{ см}^3$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} = \frac{7,2 \cdot 100}{1000} + \frac{0,72 \cdot 100}{750} = 0,82 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_x = 0,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Определяем прогиб от нормальной и скатной составляющей

$$f_x = \frac{q_x'' \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_x} = \frac{1,88 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 100000} = 0,63 \text{ см}$$

$$f_y = \frac{q_y'' \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot J_y} = \frac{0,19 \cdot 10^{-2} \cdot 600^4}{384 \cdot 10^3 \cdot 5624} = 0,11 \text{ см}$$

Полный прогиб

$$f = \sqrt{f_x^2 + f_y^2} = \sqrt{0,63^2 + 0,11^2} = 0,64 \text{ см}$$

Проверяем условие

$$\frac{f}{l} = \frac{0,64}{600} = \frac{1}{937} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{200}$$

Прочность и жесткость прогона обеспечена

В крайних пролетах ставим дополнительную доску того же сечения. В стыке прогонов ставим гвозди d_6 мм длиной $\lambda=200$ мм в два ряда с каждой стороны (рис 5).

Размеры стыка.

$$S_1 = 15 \cdot d = 15 \cdot 0,6 = 9 \text{ см};$$

$$a_1 = 7,5 - 1,5d = 7,5 - 1,5 \cdot 0,6 = 6,6 \text{ см}; \quad a_2 = 7,5 \text{ см}$$

где $1,5d$ - величина выкола элемента при пробивке гвоздем насквозь

Определяем несущую способность нагеля в несимметричном соединении.

а) Из условия смятия более толстого элемента.

$$T_c = 0,35 \cdot c \cdot d = 0,35 \cdot a \cdot d = 0,35 \cdot 7,5 \cdot 0,6 = 1,58 \text{ кН}$$

б) Из условия смятия более тонкого элемента. При

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{6,6}{7,5} = 0,88$$

$$T_s = K_s \cdot a_1 \cdot d = 0,38 \cdot 6,6 \cdot 0,6 = 1,5 \text{ кН}$$

в) из условия изгиба гвоздя

$$T_n = 2,5d^3 + 0,01a^2 = 2,5 \cdot 0,6^3 + 0,01 \cdot 6,6^2 = 0,97 \text{ кН}$$

Необходимое количество гвоздей рассчитывается на нормальную составляющую нагрузки.

$$n_{нн} = \frac{M_x}{2 \cdot x_{нн} \cdot T_{нн}} = \frac{7,2 \cdot 100}{2 \cdot 111,5 \cdot 0,97} = 3,3 \text{ шт.}$$

Окончательно принимаем 4 гвоздя с каждой стороны стыка. По длине прогона пробиваем гвозди в шахматном порядке через 500 мм.

ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ

Плиты применяются в отапливаемых зданиях при относительной влажности воздуха в помещении до 75% и в неотапливаемых без выделения водяных паров при температуре до -50°C . Плиты предназначаются для бесфонарных зданий с наружным отводом воды, длина их, как правило, 3, 4,5 и 6 м, в отдельных случаях - 9 и 12 м.

Плиты состоят из каркаса и полок (обшивок). Продольные несущие ребра каркаса выполняются из цельных досок, клееных элементов, фанерных профилей. Поперечные ребра, как правило, дощатые. Для полок применяют водостойкую строительную

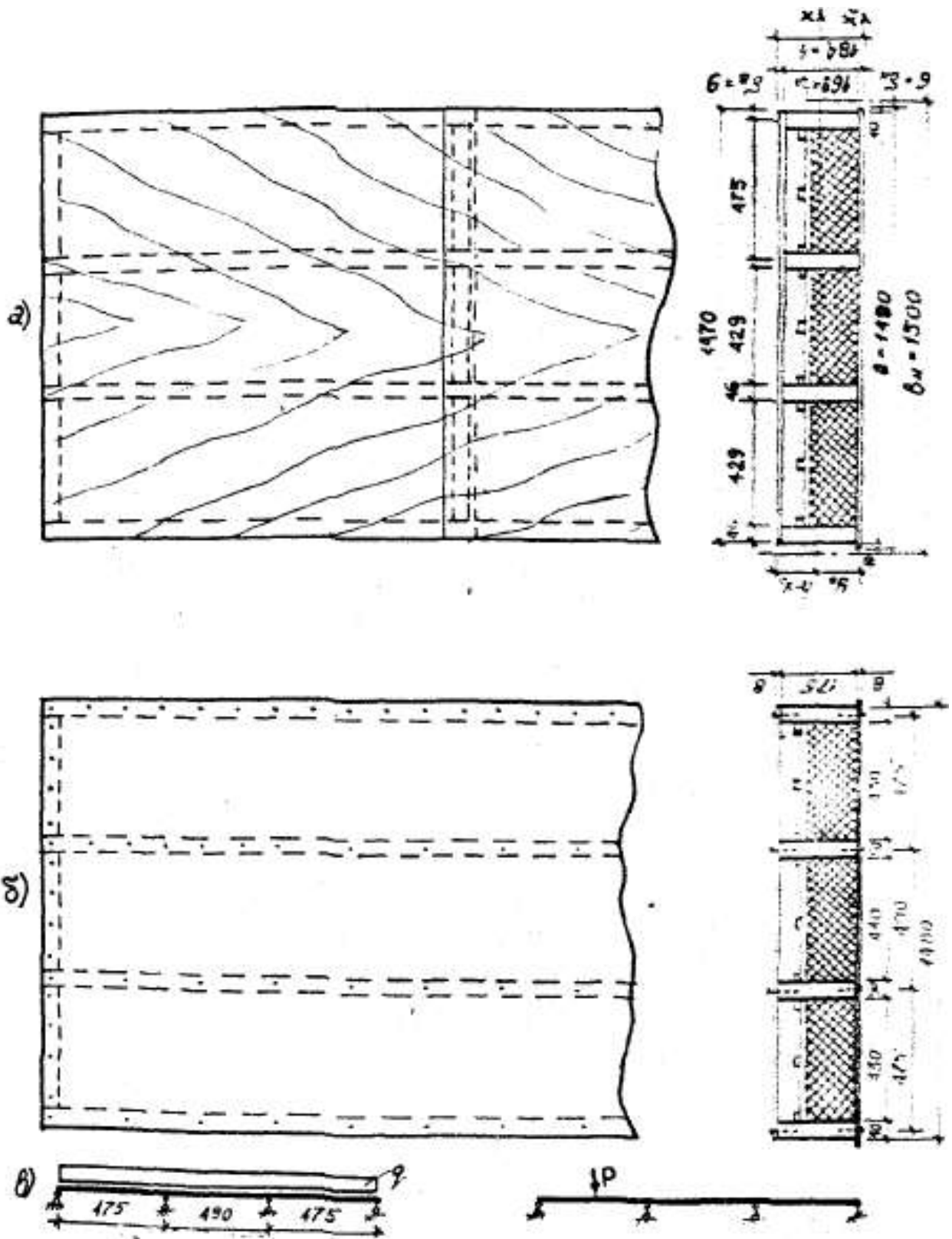


Рис.6. Утепленная плита покрытия (а - клефанерная, б - с обшивками из плоских асбестоцементных листов).

фанеру, плоские асбестоцементные листы, твердые и сверхтвердые древесно-волоконистые плиты, стеклопластик.

В утепленных плитах рекомендуется утеплитель из негорючих или трудногорючих материалов. Во избежание смещения при транспортировке и монтаже мягкий утеплитель закрепляют прижимными решетками из деревянных брусков сечением 25х25 мм. соединяя с каркасом гвоздями. Полки к ребрам крепят, в основном, на клею, асбестоцементные и цементно-стружечные - на шурупах. Пароизоляция из рулонных материалов или окрасочная.

Наиболее широко распространены конструкции с фанерными и асбестоцементными полками и каркасом из досок (рис. 6а). Фанерные плиты изготавливаются из фанеры повышенной водостойкости марки ФСФ сорта не ниже В/ВВ из древесины березы или лиственницы, а в отдельных случаях - из бакелизированной фанеры марки ФБС. Толщина нижней полки должна быть не менее 6 мм, верхней - 8 мм. Соединяют полки с ребрами водостойкими синтетическими клеями. Волокна рубашек располагают вдоль плиты. Фанера стыкуется обычно на «ус», при длине «уса», равной 10 толщинам листа. Продольные ребра изготавливаются из древесины хвойных пород 1 или 2 сорта, их ставят на расстояние не более 500 мм друг от друга. Поперечные ребра ставят под стыками обшивок и по торцам плиты.

Плиты с асбестоцементными полками изготавливают также с деревянным каркасом. Для полок применяются плоские асбестоцементные листы толщиной 8...10 мм. При кровле из волокнистых асбестоцементных листов верхнюю полку не делают, а внутренние полости плит защищают от увлажнения полиэтиленовой пленкой.

Продольные ребра выполняют из цельных досок толщиной не менее 40 мм и с шагом не менее 500 мм, поперечные также из цельных досок и их располагают по торцам плит и под стыком листов. Полки крепят к ребрам оцинкованными шурупами размером не менее 5х60 мм с потайной головкой, расстояние между осями шурупов 20...60 диаметров шурупа.

Крепят плиты и панели к несущим конструкциям шурупами или гвоздями и крепежными деталями. Стыки между утепленными плитами герметизируют эластичными прокладками, которые в стыке обжимают.

Фанерные плиты рассчитывают как свободно лежащие на двух опорах, опирание плит на несущие конструкции должно быть не менее 55 мм. Поперечное коробчатое сечение рассчитывают по приведенным к фанере геометрическим характеристикам.

$$F_{np} = F_{\phi} + F_{др} \frac{E_{др}}{E_{\phi}} ; \quad S_{np} = S_{\phi} + S_{др} \frac{E_{др}}{E_{\phi}} ; \quad (10)$$

$$J_{np} = J_{\phi} + J_{др} \frac{E_{др}}{E_{\phi}} ; \quad W_{np} = \frac{J_{np}}{y}$$

у

где F_{ϕ} , S_{ϕ} , J_{ϕ} , E_{ϕ} - площадь, момент инерции и модуль упругости фанеры;

$F_{др}$, $S_{др}$, $J_{др}$, $E_{др}$ - то же для древесины продольных ребер.

При определении геометрических характеристик расчетную ширину фанерных полок (рис б) принимают равной:

при $L > 6a$ $b_{расч} = 0,9b$,

при $L < 6a$ $b_{расч} = 0,15Lb/a$

Прочность растянутой и устойчивость сжатой полок проверяют по формулам:

$$\sigma_p = \frac{M}{W_{np}^n} \leq R_{\phi p} \cdot K_{\phi} \quad (11)$$

$$\sigma_c = \frac{M}{W_{np}^s \cdot \phi_{\phi}} \leq R_{\phi c} \quad (12)$$

где M - расчетный изгибающий момент.

$$W_{np}^n = \frac{J_{np}}{y_0} ; \quad W_{np}^s = \frac{J_{np}}{(h - y_0)} \quad (13)$$

приведенные моменты сопротивления для нижней и верхней полок:
 $R_{фр}$, $R_{фс}$ - расчетные сопротивления фанеры на растяжение и сжатие.
 $K_ф=1$ - при отсутствии стыков в фанере;
 $K_ф=0,6$ - при наличии стыков в строительной фанере;
 $K_ф=0,8$ - то же, для бакелизированной фанеры.

$$\varphi_+ = \frac{1 - \left(\frac{b_0}{\delta}\right)^2}{5000} \quad \text{при } \frac{b_0}{\delta} < 50 \quad (14)$$

$$\varphi_+ = \frac{1250}{\left(\frac{b_0}{\delta}\right)^2} \quad \text{при } \frac{b_0}{\delta} \geq 50 \quad (15)$$

где b_0 - расстояние между ребрами в свету;

δ - толщина верхней полки.

Клеевые швы между шпонами фанеры в пределах ширины ребер проверяют на скалывание.

$$\tau = \frac{Q \cdot S_n}{J_{np} \cdot \sum b_p} \leq R_{фск}$$

где Q - расчетная поперечная сила;

S_n - статический момент верхней или нижней полки относительно центра тяжести (наибольший);

$R_{фск}$ - расчетное сопротивление скалыванию клеевых швов между шпонами фанеры.

Верхнюю полку плит проверяют на местный изгиб от действия сосредоточенной силы $P = 1 \times 1,2$ кН как пластинку шириной 100 см, защемленную в местах приклейки к ребрам.

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6 \cdot P}{8 \cdot 100 \cdot \delta^2} \leq R_{фк90} \cdot m_n \quad (17)$$

где $R_{фк90}$ - расчетное сопротивление фанеры на изгиб поперек волокон рубашки;

$m_n = 1,2$ - коэффициент, учитывающий расчет на монтажную нагрузку.

Прогиб плит определяют с подстановкой в знаменатель коэффициента $m=0,7$.

В плитах с полками из асбестоцементных листов верхние полки рассчитывают на прочность и жесткость как трехпролетные плиты (рис. 6) шириной 100 см на действие тех же нагрузок, что и фанерные; нижнюю полку - на изгиб от веса самого листа и утеплителя, продольные ребра - как свободно лежащие балки.

ПРИМЕР 2

Фанерная плита покрытия

Исходные данные. Спроектировать и рассчитать плиту покрытия. Все основные параметры - из примера 1. Утеплитель - минераловатные полужесткие плиты толщиной 100 мм, $\gamma = 1,25$ кН/м³. Пароизоляция - полиэтиленовая пленка толщиной 0,2 мм. Материал ребер - сосна 2 сорта, фанера марки ФСФ, класс ответственности зданий - III, $\gamma_n = 0,9$.

Компоновка сечения плиты

Ширину сечения принимаем 1,5 м. Ребра - 4 штуки сечением после острожки 169x46 мм, фанерные полки - верхняя толщиной 9 мм, нижняя - 6 мм, прижимные бруски - 25x25 мм (рис. 6). Поперечные ребра 169x46 мм, 5 штук. Длина плиты - 5,98 м. Подсчитываем погонную нагрузку на плиту, учитывая, что ее ширина равна 1,5 м, $\gamma_n = 0,9$.

$$q^H = 1,21 \cdot 1,5 \cdot 0,9 = 1,63 \text{ кН/м}$$

$$q^P = 1,71 \cdot 1,5 \cdot 0,9 = 2,31 \text{ кН/м}$$

При опирании плит на основные несущие конструкции по 6 см с каждой стороны расчетный пролет плиты равен

$$L = 5,98 - 2 \cdot 0,06 / 2 = 5,92 \text{ м}$$

Таблица 2. Сбор нагрузок на плиту

Составляющие нагрузки	Нормат. нагрузк а (Н/м ²)	У _f	Расчет. Нагрузка (кН/м ²)
А. Постоянные	0,1		0,13 0,116
1. Рубероидная кровля	0.105	1,3	
2. Фанерные полки(0,006+0,009)х7	0.136	1,1	0,15
3. Ребра [4(0,046х0,169х5,98)+ 5(0,046х 0,169х1,5)3х5/(6х1,5)]	0,04 0.125	1,1	0,044
4. Крепежные бруски		1.1	0,150
5. Утеплитель 0,1х1,25		1.2	
Итого постоянные:	0,51		0.59
Б. Снеговая	0,7	1,6	1,12
ИТОГО:	1,21		1.71

где для снеговой нагрузки $u_f=1,6$, так как

$$q_{\text{пост}}^H / S_o = 0,51 / 0,7 = 0,73 < 0,8$$

Расчетные усилия в плите как балки, шарнирно опертой по концам и нагруженной равномерно распределенной нагрузкой

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2,31 \cdot 5,92^2}{8} = 10,92 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2,31 \cdot 5,92}{2} = 6,84 \text{ кН}$$

размеры сечения плиты

$$b_o = (b - 4 \cdot b_p) / 3 = (147,0 - 4 \cdot 4,6) / 3 = 42,9 \text{ см}$$

$$a = b_o + b_p = 42,9 + 4,6 = 47,5 \text{ см}$$

Проверяем условие

$$L = 592 > 6a = 6 \cdot 47,5 = 285 \text{ см}$$

В этом случае приведенная ширина полки

$$b_{\text{расч}}^* = 0,9 \cdot b_n = 0,9 \cdot 147 = 132,3 \text{ см}$$

$$b_{\text{расч}}^* = 0,9 \cdot b_n = 0,9 \cdot 149 = 134,1 \text{ см}$$

Расчет ведем по приведенным к верхней полке геометрическим характеристикам.

Соотношение модулей упругости

$$\frac{E_1}{E_4} = \frac{1000}{900} = 1,11$$

Приведенная площадь сечения

$$F_{пр} = 134,1 \cdot 0,6 + 132,3 \cdot 0,9 + 4,6 \cdot 4 \cdot 16,9 \cdot 1,11 = 646 \text{ см}^2$$

Приведенный статический момент относительно оси X_1

$$S_{пр} = 134,1 \cdot 0,6 \cdot 0,3 + 132,3 \cdot 0,9 \cdot (0,6 + 16,9 + 0,45) + 4 \cdot 4,6 \cdot 16,9 \cdot (16,9/2 + 0,6) \cdot 1,11 = 24,1 + 2137,3 + 3123,7 = 5285,1 \text{ см}^3$$

Расстояние от оси X_1 до центра тяжести сечения (ось X)

$$y_0 = \frac{S_{пр}}{F_{пр}} = \frac{5285,1}{545} = 9,7 \text{ см}$$

$$h - y_0 = 18,4 - 9,7 = 8,7 \text{ см}$$

Приведенный момент инерции

$$J_{пр} = \frac{134,1 \cdot 0,6^3}{12} + 134,1 \cdot 0,6 \cdot (9,7 - 0,3)^2 + \frac{132,3 \cdot 0,9^3}{12} + 132,3 \cdot 0,9 \cdot (8,7 - 0,45)^2 + 4 \cdot \left(\frac{4,6 \cdot 16,9^3}{12} + 4,6 \cdot 16,9 \cdot (9,7 - 0,6 - \frac{16,9}{2})^2 \right) \cdot 1,11 = 23583 \text{ см}^4$$

Моменты сопротивления нижней и верхней обшивок

$$W_{пр}^н = \frac{J_{пр}}{y_0} = \frac{23583}{9,7} = 2431 \text{ см}^3$$

$$W_{пр}^в = \frac{J_{пр}}{(h - y_0)} = \frac{23583}{8,7} = 2711 \text{ см}^3$$

Прочность нижней обшивки

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}^н} = \frac{1012}{2431} = 0,42 \text{ кН / см}^2 < R_{4,в} \cdot k_{4,в} = 1,4 \cdot 0,6 = 0,84 \text{ кН / см}^2$$

Устойчивость верхней обшивки

$$\sigma = \frac{M}{W_{пр}^в \cdot \varphi_4} = \frac{1012}{2711 \cdot 0,545} = 0,68 \text{ кН / см}^2 < R_{4,с} = 1,2 \text{ кН / см}^2$$

$$\text{где при } \frac{b_0}{\delta_4} = \frac{0,42}{0,9} = 47,7 < 50 \quad \varphi_4 = 1 - \frac{\left(\frac{b_0}{\delta_4}\right)^2}{5000} = 1 - \frac{\left(\frac{42,9}{0,9}\right)^2}{5000} = 0,545$$

Напряжение скалывания в шве между шпонами фанеры верхней полки

$$\tau_m = \frac{Q \cdot S^n}{J_{пр} \cdot \sum b_r} = \frac{6,84 \cdot 982}{23583 \cdot 4 \cdot 4,6} = 0,015 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{фкс} = 0,84 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

где $S^n = 132,3 \cdot 0,9 \cdot (8,7 - 0,45) = 982 \text{ см}$ - статический момент верхней обшивки.

Прочность верхней полки на местный изгиб от монтажной нагрузки $P = 1,2 \text{ кН}$

$$\sigma = \frac{6 \cdot P \cdot a}{8 \cdot b_{обш} \cdot \delta^2} = \frac{6 \cdot 1,2 \cdot 47,5}{8 \cdot 100 \cdot 0,9^2} = 0,53 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{фкс} \cdot m = 0,65 \cdot 1,2 = 0,78 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

где $b_{обш} = 100 \text{ см}$

Прочность плиты обеспечена

Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{0,7 \cdot E_\phi \cdot J_{пр}} = \frac{5 \cdot 1,63 \cdot 10^{-2} \cdot 592^4}{384 \cdot 0,7 \cdot 900 \cdot 23583} = 1,75 \text{ см}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{1,75}{592} = \frac{1}{338} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{220}$$

Жесткость плиты обеспечена.

Пример 3

Утепленная плита покрытия с асбестоцементным обшивками

Компоновка сечения. Номинальный размер плиты в плане $1,48 \times 5,98 \text{ м}$, обшивки из плоских асбестоцементных листов размером $1,5 \times 3 \text{ м}$, толщиной 5 мм . Каркас из досок размерами: крайние ребра $40 \times 175 \text{ мм}$, средние - $50 \times 175 \text{ см}$. Поперечные ребра по торцам плиты $40 \times 175 \text{ мм}$, в середине плиты в месте стыка обшивок $50 \times 175 \text{ мм}$. Асбестоцементные листы крепятся к каркасу шурупами $5 \times 60 \text{ мм}$ с шагом 330 мм

Утеплитель из минераловатных полужестких плит толщиной 100 мм , объемный вес утеплителя $1,25 \text{ кН/м}^3$.

Прижимные бруски сечением $25 \times 25 \text{ мм}$. Остальные данные по примеру 2.

Сбор нагрузок приведен в табл. 3.

Расчетные характеристики материалов.

Для асбестоцементных листов расчетное сопротивление изгибу при продольном расположении волокон $R_{и1}=1,4\text{кН/см}^2$, при поперечном $R_{и90}=1,15\text{кН/см}^2$, модуль упругости $E_A=1000\text{кН/см}^2$. Для древесины ребер: сосна 3 сорта $R_u=0,85\text{кН/см}^2$ модуль упругости $E=1000\text{кН/см}^3$.

Таблица 3. Нагрузка на верхнюю обшивку асбестоцементной плиты .

Составляющие нагрузки	Нормат. нагрузка (кН/м ²)	γ_f	Расчет. Нагрузка (кН/см ²)
А. Постоянные			
1.Вес обшивок 19 0,08	0,152	1,1	0,167
2.Рубероидная кровля	0,1	1,3	0,13
Итого постоянные:	0,262		0,297
Б.Снеговая 110,7	0,7	1,8	1,12
ИТОГО:	0,952		1,417

Собираем нагрузки на 1 м² плиты в таблице 4.

Таблица 4. Нагрузка на плиту с асбестоцементными обшивками.

Составляющие нагрузки	Нормат. нагрузка (кН/м ²)	γ_f	Расчет. Нагрузка (кН/см ²)
А. Постоянные			
1.Вес обшивок 2 19 0,08	0,304	1,1	0,167
2.Рубероидная кровля	0,1	1,3	0,13
3.Вес продольных ребер	0,106	1,1	0,117
4.Вес прижимной решетки	0,04	1,1	0,044
5.Вес утеплителя	0,126	1,2	0,150
6.Поперечные ребра	0,02	1,1	0,022
Итого постоянные:	0,695		0,797
Б.Снеговая 110,7	0,7	1,4	0,98
ИТОГО:	1,395		1,777

1) Проверка верхней обшивки

Определяем расчетные усилия в обшивке на ширину 1 м

$$q^* = 0,952 \cdot 1 \cdot 0,9 = 0,857 \text{ кН/м}$$

$$q^p = 1,417 \cdot 1 \cdot 0,9 = 1,275 \text{ кН/м}$$

где $\gamma_n = 0,9$, $b = 1 \text{ м}$

Расчетная схема верхней обшивки приведена на рис 6,в. Максимальный изгибающий момент от равномерно распределенной нагрузки возникает над средней опорой

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{1,275 \cdot 0,49^2}{10} = 0,0306 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Геометрические характеристики сечения обшивки

$$W = \frac{b \cdot h^3}{6} = \frac{100 \cdot 0,8^3}{6} = 10,67 \text{ см}^3$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 0,8^3}{12} = 4,27 \text{ см}^4$$

Напряжение от изгиба

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{0,0306 \cdot 10^2}{10,67} = 0,29 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{н\infty} = 1,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Максимальный изгибающий момент от действия сосредоточенного груза $P = 11,2 = 1,2 \text{ кН}$ в середине первого пролета

$$M'_{\max} = 0,2 \cdot P \cdot l = 0,2 \cdot 1,2 \cdot 0,49 = 0,118 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Напряжение

$$\sigma_{н} = \frac{M'_{\max}}{W} = \frac{0,118 \cdot 100}{10,67} = 1,106 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < R_{н\infty} = 1,15 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность обшивки обеспечена.

Проверяем прогиб обшивки от равномерно распределенной нагрузки

$$f = \frac{0,00675 \cdot q^n \cdot l^4}{E_A \cdot J} = \frac{0,00675 \cdot 0,875 \cdot 10^{-2} \cdot 49^4}{1000 \cdot 4,27} = 0,08 \text{ см}$$

Относительный прогиб

$$\frac{f}{l} = \frac{0,08}{49} = \frac{1}{613} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{400}$$

Жесткость верхней обшивки обеспечена.

Нижнюю обшивку не проверяем, так как нагрузка на нее от собственного веса и веса утеплителя значительно меньше, чем на верхнюю обшивку.

2) Расчет среднего продольного ребра

Определяем погонную нагрузку на среднее ребро

$$q^n = 1,39 \cdot 0,49 \cdot 0,9 = 0,615 \text{ кН/м}$$

$$q^p = 1,777 \cdot 0,49 \cdot 0,9 = 0,784 \text{ кН/м}$$

$$\text{где } b=0,49 \text{ м, } \gamma_n=0,9$$

Изгибающий момент

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{0,784 \cdot 5,92^2}{8} = 3,44 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

где $l = 5,92$ м при опирании плиты с каждой стороны по 60 мм.

Момент сопротивления ребра

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} = \frac{5 \cdot 17,5^2}{6} = 255,2 \text{ см}^3$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{W} = \frac{3,44 \cdot 100}{255,2} = 1,35 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} > R_{II} = 0,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

Прочность ребра не обеспечена. Увеличиваем сечение ребра до 75x200 мм. Момент сопротивления

$$W = \frac{7,5 \cdot 20^2}{6} = 500 \text{ см}^3$$

Напряжение

$$\sigma = \frac{3,44 \cdot 10^3}{500} = 0,69 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2} < 0,85 \frac{\text{кН}}{\text{см}^2}$$

3) Проверка прогиба панели
Нагрузка на погонный метр плиты

$$q^n = 1,395 \cdot 1,5 \cdot 0,8 = 1,88 \text{ кН/м}$$

где $b = 1,5 \text{ м}$ - ширина плиты, $\gamma_n = 0,9$.

Суммарный момент инерции ребер

$$J = \frac{(2 \cdot 4,0 + 2 \cdot 7,5) \cdot 20^3}{12} = 15333 \text{ см}^4$$

Прогиб плиты

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q^n \cdot l^4}{E \cdot J} = \frac{5 \cdot 1,88 \cdot 10^{-2} \cdot 592^4}{384 \cdot 1000 \cdot 15333} = 1,96 \text{ см}$$

Проверяем условие

$$\frac{f}{l} = \frac{1,96}{592} = \frac{1}{302} < \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{250}$$

Жесткость плиты обеспечена.

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СНиП II-25-80. Деревянные конструкции.-М.:Стройиздат,1983.-31 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия.-М.:ЦИТП.1987.-36 с.
3. СТП ОФМИП 02-90. Структура и правила оформления курсового и дипломного проектов.-Орел,ОФМИП,1990.