

МИНИСТЕРСТВО ОБРАЗОВАНИЯ РЕСПУБЛИКИ БЕЛАРУСЬ

**УЧРЕЖДЕНИЕ ОБРАЗОВАНИЯ
«БРЕСТСКИЙ ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ»**

Кафедра строительных конструкций

КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАТВОРОВ

*Методические указания по курсовому проектированию
и практическим занятиям для студентов специальности 74 05 01
«Мелиорация и водное хозяйство» специализации 1-74 05 01-03
«Эксплуатация мелиоративных водохозяйственных систем и дорог»
дневной формы обучения*

Брест 2009

Методические указания содержат общие сведения о конструкциях гидротехнических затворов из стали и древесины. Включают примеры расчета затворов и железобетонной технологической площадки для их обслуживания и ремонта.

Указания составлены в соответствии с рабочей учебной программой курса «Инженерные конструкции» для студентов специальности 74 05 01 «Мелиорация и водное хозяйство» специализации 1-74 05 01-03 «Эксплуатация мелиоративных водохозяйственных систем и дорог» дневной формы обучения.

Ил. 8, список литературы: источников 4, приложения.

Составители: Мухин А.В., профессор, к.т.н., доцент;
Малиновский В.Н., профессор, к.т.н., доцент;
Жук В.В., профессор, к.т.н., доцент.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ОГЛАВЛЕНИЕ.....	3
Введение	4
1 Расчет и проектирование щита деревянного затвора	7
1.1 Исходные данные.....	7
1.2 Определение размеров щита затвора.....	7
1.3 Определение расчетных нагрузок на затвор и характеристик материала.....	7
1.4 Определение толщины нижнего бруса щита затвора	9
1.5 Проверка нижнего бруса затвора по второй группе предельных состояний (на жесткость).....	11
1.6 Расчет нижнего бруса затвора на сдвиг.....	12
1.7 Расчет узлов деревянного затвора	13
1.8 Расчет нагелей	14
2 Расчет и конструирование плоского стального трехригельного затвора	15
2.1 Исходные данные и компоновка затвора.....	15
2.2 Расчет обшивки затвора	15
2.3 Расчет и конструирование ригелей.....	16
3 Расчет и конструирование железобетонной ребристой плиты для обслуживания гидротехнического затвора	19
3.1 Исходные данные.....	19
3.2 Формирование размеров элементов плиты.....	20
3.3 Расчет полки плиты	20
3.3.1 Подсчет нагрузок и определение усилий в полке	20
3.3.2 Расчет прочности нормальных сечений	21
3.3.3 Расчет прочности наклонных сечений	22
3.4 Расчет продольных ребер плиты.....	22
3.4.1 Исходные данные	22
3.4.2 Определение расчетного пролёта, размера сечения и действующих нагрузок.....	22
3.4.3 Определение усилий.....	23
3.4.4 Расчет прочности нормальных сечений.....	23
3.4.5. Расчет прочности наклонных сечений	24
3.5 Расчет монтажной петли	25
3.6 Конструирование плиты	26
Литература.....	26
Приложение А	27
Приложение Б.....	32
Приложение В	34

ВВЕДЕНИЕ

Гидротехнические сооружения подразделяются на *постоянные* и *временные*. К *временным* относятся сооружения, используемые только в период строительства и ремонта постоянных сооружений.

Постоянные гидротехнические сооружения в зависимости от их назначения подразделяются на *основные* и *второстепенные*. К *основным* следует относить гидротехнические сооружения, разрушение или повреждение которых приводит к нарушению нормальной работы электростанций, прекращению или уменьшению подачи воды для водоснабжения и орошения, подтоплению осушаемой и загопленению защищаемой территорий, прекращению или сокращению судоходства, деятельности речного и морского портов, судостроительного и судоремонтного предприятий, может привести к выбросу нефти и газа из морских скважин, хранилищ, трубопроводов, ущербу рыбным запасам. К *второстепенным* следует относить гидротехнические сооружения, разрушение или повреждение которых не влечет за собой указанных последствий.

Гидротехнические сооружения, в зависимости от возможных последствий их разрушения или нарушения эксплуатации, подразделяются на *классы*. Назначать класс гидротехнического сооружения следует в соответствии с приложением 2 [4].

При расчетах гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований надлежит соблюдать следующее условие, обеспечивающее недопущение наступления предельных состояний:

$$\gamma_c \cdot F_d \leq R \cdot \gamma_c / \gamma_n$$

где γ_c — коэффициент сочетаний нагрузок, принимаемый:

- при расчетах по предельным состояниям первой группы для основного сочетания нагрузок и воздействий в период нормальной эксплуатации — 1,0;
- то же, для периода строительства и ремонта — 0,95;
- для особого сочетания нагрузок и воздействий — 0,90;
- при расчетах по предельным состояниям второй группы — 1,0.

F_d — расчетное значение обобщенного силового воздействия (сила, момент, напряжение), деформации или другого параметра, по которому производится оценка предельного состояния;

R — расчетное значение обобщенной несущей способности, деформации или другого параметра, устанавливаемого нормами проектирования;

γ_c — коэффициент условий работы, учитывающий тип сооружения, конструкции или основания, вид материала, приближенность расчетных схем, вид

предельного состояния и другие факторы и устанавливаемый действующими нормативными документами на проектирование отдельных видов гидротехнических сооружений, их конструкций и оснований;

γ_6 – коэффициент надежности по ответственности (назначению) сооружения, учитывающий капитальность и значимость последствий при наступлении тех или иных предельных состояний.

При расчетах по предельным состояниям первой группы γ_6 принимается для класса сооружения:

I класс –1,25; II класс –1,20; III класс – 1,15; IV класс –1,10.

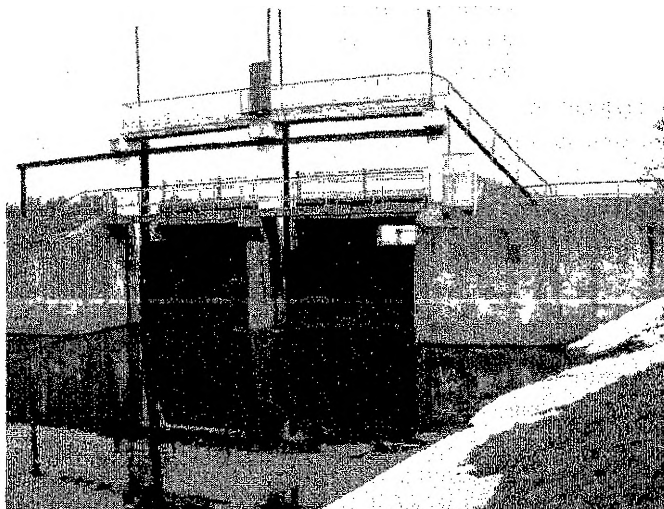
При расчетах по предельным состояниям второй группы γ_6 следует принимать равным 1,0.

Гидротехнические затворы являются гидротехническими сооружениями (ГТС), предназначенными для управления уровнями и расходами воды, а также для пропуска плавающих средств. Затворы классифицируют по местоположению перекрываемых отверстий (поверхностные, глубинные), эксплуатационному назначению (основные, ремонтные, аварийные, строительные), конструктивным признакам (плоские, сегментные, секторные, вальцовые, шандорные, спицевые ригельные и безригельные и т. д.). Поверхностные затворы гидромелиоративных систем используют при напорах до 3 м. Плоский затвор состоит из подвижной части (собственно затвора), перемещаемого подъемным устройством, и неподвижных частей (пазового устройства), опорных конструкций для подъемных устройств, площадок для их обслуживания.

Непосредственно сам затвор – это конструкция, закрывающая отверстие в канале. Затвор, включающий опорно-ходовые части, механизмы перемещения, закладные детали, систему антиобледенения – относят к механическому оборудованию ГТС. Подвижная часть плоского стального затвора состоит из стальной обшивки толщиной 4+6 мм, ригелей нижней и верхней обвязок, промежуточных ригелей, опорно-концевых стоек, промежуточных вертикалей. Промежуточные ригели могут присутствовать в незначительных количествах или отсутствовать. Ригели плоских затворов могут выполняться из проката в виде швеллеров, двутавров, при больших пролетах составными в виде сварных двутавров или в виде сварных ферм. Геометрические размеры затвора, нагрузки и воздействия на него, класс сооружения, γ_6 – коэффициент надежности по ответственности, γ_c – коэффициент условий работы принимают в соответствии с [6].

На рисунке 1 приведены конструктивные решения и детали затвора.

а)



б)



а – общий вид затвора, б – детали затвора
Рисунок 1 – Затвор через реку «Ясельда»

1 РАСЧЕТ И ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЩИТА ДЕРЕВЯННОГО ЗАТВОРА

1.1 Исходные данные

Высота уровня верхнего бьефа УВБ = 1,7 м.

Ширина отверстия затвора $L_{отв} = 4,4$ м.

Материал – древесина дуб 2-го сорта.

Класс ответственности сооружения – IV.

Расчет плоского деревянного затвора (щита) заключается в определении толщины нижней доски (бруса) по максимальному уровню гидростатического давления в пределах участка по прочности и жесткости. Размеры досок (брусьев) округляют в большую сторону до ближайшего стандартного размера с учетом сортамента пиломатериалов.

1.2 Определение размеров щита затвора

Определяем длину затвора

$$L = L_{отв} + 0,2 = 4,4 + 0,2 = 4,6 \text{ м,}$$

где $L_{отв}$ – ширина отверстия.

Определяем расчетную длину затвора

$$l_d = 0,99 \cdot L = 0,99 \cdot 4,6 = 4,554 \text{ м.}$$

Высота затвора определяется

$$H = H_{отв} + 0,3 = 1,7 + 0,2 = 1,9 \text{ м,}$$

где $H_{отв}$ – высота отверстия.

Гидростатическое давление на затвор

$$q = \gamma \cdot H_{отв} = 9,81 \cdot 1,7 = 16,67 \text{ кН/м}^2,$$

где γ – удельный вес воды, кН/м^3 .

Предварительную ширину брусьев принимаем 100 мм.

1.3 Определение расчетных нагрузок на затвор и характеристик материала

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации по таблице А.2 Прил. А определяем класс условий эксплуатации. Так как конструкция затвора постоянно увлажняется и находится в воде, то класс условий эксплуатации принимаем – 5.

Затвор проектируем из досок (брусьев) дуба 2-го сорта.

Определяем классы длительности нагружений по приложению 2 [4]. Основной нагрузкой на затвор является гидростатическое давление (относят к временным нагрузкам).

Затвор периодически поднимается лебедкой. На узлы крепления петель к тросу лебедки действуют собственный вес затвора и силы трения, которые вызваны гидростатическим давлением.

Собственный вес щита затвора относят к постоянным нагрузкам, и он определяется после проектирования затвора.

Силы трения относят к кратковременным нагрузкам. Силы трения вызваны гидростатическим давлением и определяются:

$$F_{гп} = 0,2 \cdot H_0;$$

где H_0 – результирующая сила, вызванная гидростатическим давлением:

$$H_0 = \gamma \cdot (H_{ггг}^2 / 2) = 9,81 \cdot 1,7^2 / 2 = 14,18 \text{ кН.}$$

Тогда имеем

$$F_{гп} = 0,2 \cdot 14,18 = 2,84 \text{ кН.}$$

Коэффициенты условий работы (k_{mod}) определяем по таблице А.4 Прил. А в зависимости от длительности нагружения и условий эксплуатации конструкций:

1. Постоянная (собственный вес) – $k_{mod} = 0,65$;
2. Длительная (гидростатическое давление) – $k_{mod} = 0,7$;
3. Кратковременная (силы трения) – $k_{mod} = 0,85$.

Расчетное сопротивление материала определяем по таблице А.3 и А.5 Прил. А, в которых указано расчетное сопротивление дуба в зависимости от сорта древесины, ширины бруса и толщины сечения.

Определим расчетное сопротивление древесины дуба изгибу вдоль волокон

$$f_{m,d}^{дл} = f_{m,d}^{ср} = f_{m,d}^{ср} \cdot k_{mod} \cdot k_x / \gamma_n,$$

где $f_{m,d}^{ср} = 13 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление для 2-го сорта древесины сосны на изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон для элементов прямоугольного сечения высотой до 0,5 м (таблица А.3 Прил. А);

$k_{mod} = 0,7$ – коэффициент условия работы при длительной нагрузке (гидростатическое давление) (таблица А.4 Прил. А);

$k_x = 1,3$ – переходной коэффициент для расчетного сопротивления изгибу вдоль волокон в зависимости от породы древесины (таблица А.5 Прил. А).

$$f_{m,d}^{дл} = f_{m,d}^{ср} = 13 \cdot 0,7 \cdot 1,3 / 1,1 = 10,75 \text{ МПа} = 1,075 \text{ кН/см}^2.$$

Модуль упругости древесины вдоль волокон при расчете по предельным состояниям второй группы следует принимать равным $E_0 = 10000 \text{ МПа} = 1000 \text{ кН/см}^2$ (п. 6.1.5.1 [1]).

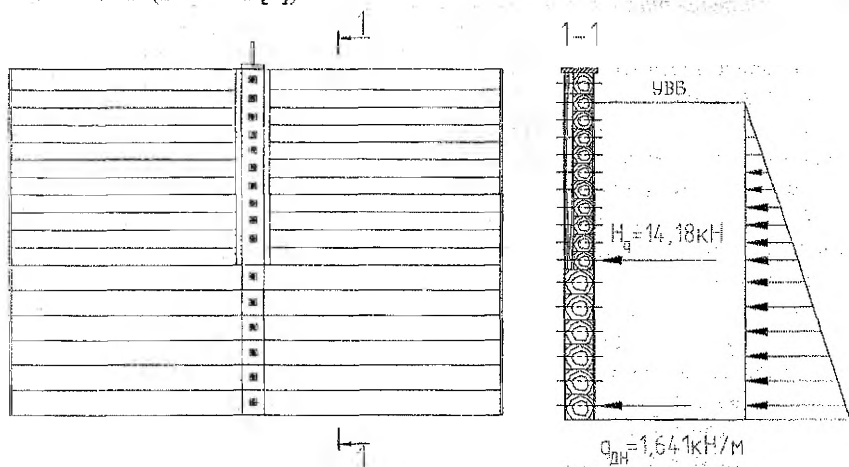
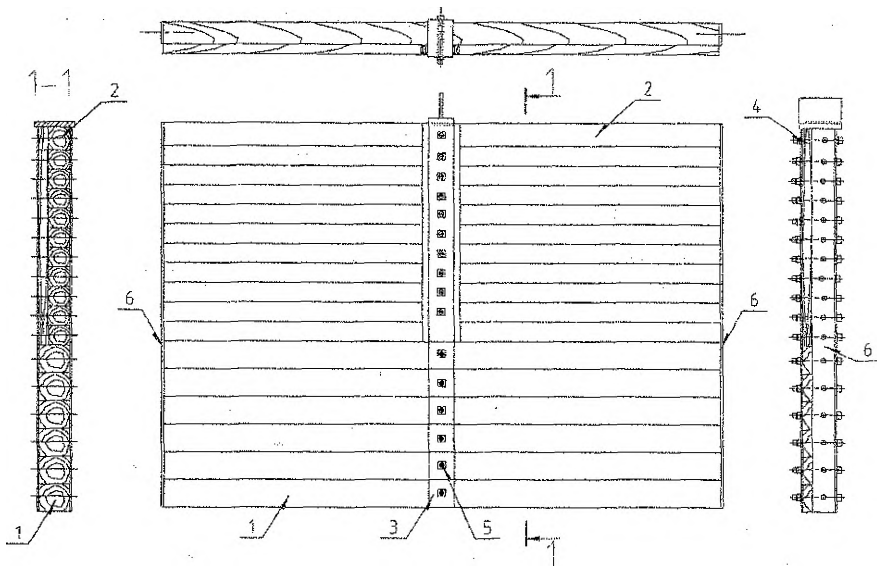


Рисунок 1.1 – Конструкция щита затвора и действующие на него нагрузки



1 – нижний брус; 2 – верхний брус; 3 – металлическая обойма с деталью подъема; 4 – деревянная прокладка; 5 – нагель; 6 – торцевая металлическая накладка
 Рисунок 1.2 – Общий вид щита деревянного затвора

1.4 Определение толщины нижнего участка

Толщина досок должна быть больше 40 мм, а толщина брусьев не должна превышать 200 мм. Размеры досок и брусьев рекомендуется принимать по таблице А.8 Прил. А. В курсовой работе для брусьев можно принимать толщину кратную 5 мм.

Расчет щита заключается в определении толщины нижней доски (бруса) по величине наибольшего гидростатического давления в середине доски (бруса). Толщина остальных досок (брусьев) принимается такой же, как и нижней доски (бруса). Предварительно по таблице А.8 Прил. А ширина доски (бруса) принимается 125 мм, что кратно высоте затвора. Определим расчетную равномерную распределенную нагрузку от гидростатического давления в центре нижней доски (бруса). Определим для этого высоту эпюры гидростатического давления (рисунок 1.1):

$$h_d = H_{отв} - b / 2 = 1,4 - 0,125 / 2 = 1,338 \text{ м,}$$

где h_d – высота эпюры гидростатического давления, м;

b – ширина доски (бруса), м;

$H_{отв}$ – высота отверстия затвора, м.

Тогда расчетная равномерно распределенная нагрузка от гидростатического давления

$$q_{ли} = \gamma \cdot b \cdot h_d = 9,81 \cdot 0,125 \cdot 1,338 = 1,641 \text{ кН/м.}$$

Определяем изгибающий момент и поперечную силу, действующие на нижнюю доску (брус). Схема действия равномерно распределенной нагрузки на

нижний брус затвора и эпюры внутренних силовых факторов изображены на рисунке 1.3.

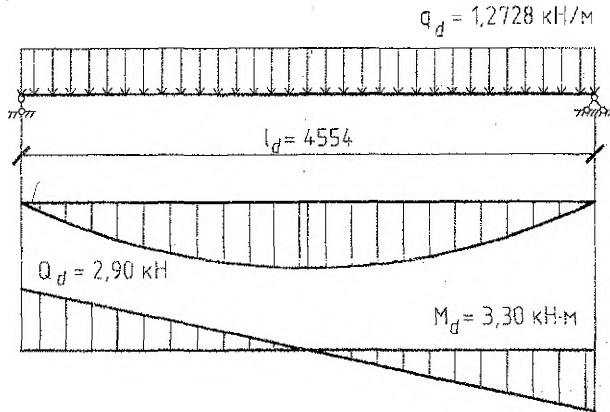


Рисунок 1.3 – Расчетная схема нижней доски (бруса)

Максимальный изгибающий момент

$$M_d = (q_d \cdot l_d^2) / 8 = (1,641 \cdot 4,554^2) / 8 = 4,161 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Максимальная поперечная сила

$$Q_d = (q_d \cdot l_d) / 2 = (1,641 \cdot 4,554) / 2 = 3,74 \text{ кН.}$$

1.5 Прочность затвора на изгиб

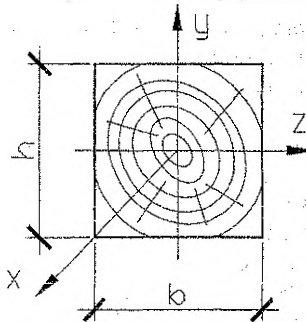


Рисунок 1.4 – Ориентация осей деревянного бруса

При изгибе должно выполняться условие

$$\sigma_{m,d} / (f_{m,d} / \gamma_0) \leq 1,$$

где $f_{m,d}$ – значение расчетного сопротивления древесины изгибу вдоль волокон;

$\sigma_{m,d}$ – расчетное напряжение изгибу, определяемое по формуле:

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d,$$

где M_d – расчетный изгибающий момент относительно оси y ;

W_d – расчетный момент сопротивления поперечного сечения элемента относительно оси z .

Момент сопротивления сечения находим по формуле:

$$W_d = (b \cdot h^2) / 6,$$

где b – ширина бруса, см;

h – толщина бруса, см.

Требуемый момент сопротивления бруса

$$W_d = M_d / f_{m,d} = (4,161 \cdot 10^2) / 1,075 = 387,1 \text{ см}^3.$$

Тогда

$$h = \sqrt{\frac{W_d \cdot 6}{b}} = \sqrt{\frac{387,1 \cdot 6}{12,5}} = 13,63 \text{ см}.$$

Толщину бруса принимаем по таблице А.8 Прил. А с тем, чтобы вышло требование по жесткости. При выполнении расчетов прогиба бруса наиболее близко выполняется для толщины бруса 175 мм. Принимаем сечение бруса $b \times h = 125 \times 175$ мм. Определяем геометрические характеристики нижнего бруса.

Момент сопротивления бруса

$$W_d = (b \cdot h^2) / 6 = (12,5 \cdot 17,5^2) / 6 = 638,02 \text{ см}^3.$$

Проверим прочность бруса

$$\sigma_{m,d} = M_d / W_d = (3,30 \cdot 10^2) / 638,02 = 0,517 \text{ кН/см}^2.$$

$$\sigma_{m,d} / (f_{m,d}) = 0,517 / 1,075 = 0,481 < 1.$$

Условие прочности выполняется, прочность бруса на изгиб обеспечена.

Недонапряжение составит

$$\epsilon = (f_{m,d} - \sigma_{m,d}) / f_{m,d} \cdot 100\% = (1,075 - 0,481) / 1,075 \cdot 100 = 55,24\%.$$

1.6 Проверка нижнего бруса затвора по второй группе предельных состояний (на жесткость)

Допустимый относительный прогиб принимается по таблице 1.5 [2]. При расчетном пролёте бруса $l_d = 4,554$ м отношение $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{175,9}$.

$$\text{Тогда } [f] = \left[\frac{f}{l} \right] \cdot l_d = \frac{1}{175,9} \cdot 455,4 = 2,59 \text{ см}.$$

Наибольший прогиб U_{\max} шарнирно-опертых и консольных изгибающих элементов постоянного и переменного сечений следует определять по формуле 8.1 [1]:

$$U_{\max} = U_0 / (K_{h1} \cdot [1 + K_v (h_{\max} / l_d^2)]),$$

где U_0 – прогиб балки постоянного сечения высотой h без учета деформаций сдвига;

h_{\max} – наибольшая высота сечения;

l_d – расчетный пролёт балки;

K_{h1} – коэффициент, учитывающий влияние переменности высоты сечения (для балки постоянного сечения $K_{h1} = 1$);

K_v – коэффициент, учитывающий влияние деформаций сдвига от поперечной силы (для прямоугольного сечения балки $K_v = 0$, таблица 8.2 [1]).

Прогиб бруса постоянного сечения без учета деформаций сдвига

$$U_0 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_d \cdot l_d^4 \cdot \gamma_n}{E_0 \cdot k_{\text{mod}} \cdot J_{\text{sup}}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,0164 \cdot 455,4^4 \cdot 1,1}{1000 \cdot 0,7 \cdot 5582,68} = 2,56 \text{ см},$$

где q_d – расчётная равномерно-распределённая нагрузка от гидростатического давления;

l_d – расчетный пролёт бруса;

$E_G = 1000 \text{ кН/см}^2$ – модуль упругости древесины при расчёте по второй группе предельных состояний (вдоль волокон) (п. 6.1.5.1 [1]);

$k_{\text{mod}} = 0,7$ – коэффициент условия работы при длительной нагрузке (таблица А.4 Прил. А);

J_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения элемента относительно оси y , $J_d = (b \cdot h^3) / 12 = (12,5 \cdot 17,5^3) / 12 = 5582,68 \text{ см}^4$.

Тогда максимальный прогиб

$$U_{\text{max}} = U_0 / K_{h1} = U_0 = 2,56 \text{ см.}$$

Условие жесткости удовлетворяется, т.к. $U_{\text{max}} = 2,56 \text{ см} < [f] = 2,59 \text{ см}$.

Процент запаса по жесткости

$$\epsilon = ([f] - U_{\text{max}}) / [f] \cdot 100\% = (2,59 - 2,56) / 2,59 \cdot 100 = 1,1\%.$$

Толщину бруса до 150 мм не уменьшаем, т.к. при данном значении толщины условие жесткости обеспечено не будет.

1.7 Расчет нижнего бруса затвора на сдвиг

При сдвиге должно соблюдаться следующее условие

$$\tau_{v.o.d} \leq f_{v.o.d} / \gamma_n,$$

где $\tau_{v.o.d} = (V_d \cdot S_{\text{sup}}) / (J_{\text{sup}} \cdot b_d) =$

$$(3,74 \cdot 478,52) / (5582,68 \cdot 12,5) = 0,0256 \text{ кН/см}^2;$$

V_d – расчетная поперечная сила, $V_d = Q_{v.d.} = 3,74 \text{ кН}$;

S_{sup} – статический момент брутто сдвигаемой части поперечного сечения бруса относительно нейтральной оси, определяемый по формуле:

$$S_{\text{sup}} = h^2 \cdot t / 8 = 17,5^2 \cdot 12,5 / 8 = 478,52 \text{ см}^3;$$

J_{sup} – момент инерции брутто поперечного сечения бруса относительно нейтральной оси, см^4 ;

b_d – расчетная ширина сечения элемента, см;

$f_{v.o.d}^{\text{дуб}}$ – расчетное сопротивление скалыванию при изгибе, находим по формуле:

$$f_{v.o.d}^{\text{дуб}} = f_{v.o.d}^{\text{сосна}} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_x / \gamma_n = 1,6 \cdot 0,7 \cdot 1,2 / 1,1 = 1,22 \text{ МПа} = 0,122 \text{ кН/см}^2;$$

$k_{\text{mod}} = 0,7$ – коэффициент условия работы при длительной нагрузке (таблица А.4 Прил. А);

$k_x = 1,2$ – переходной коэффициент для расчетного сопротивления скалыванию для дуба (таблица А.5 [1] Прил. А);

$f_{v.o.d}^{\text{сосна}} = 1,6 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление сосны 2 сорта скалыванию вдоль волокон при изгибе (таблица А.3 [1] Прил. А).

Проверим выполнение условия

$$\tau_{v.o.d} = 0,0256 \text{ кН/см}^2 < f_{v.o.d} / \gamma_n = 0,122 \text{ кН/см}^2.$$

С целью экономии древесины на середине высоты затвора следует уменьшить толщину брусьев. Допускается изменить также ширину брусьев. Общая высота затвора 1900 мм. Брусья толщиной 175 мм и высотой 125 мм принимаем на высоту от дна $h_n = 750$ мм. То есть $125 \times 6 = 750$ мм. До верха затвора остается $1900 - 750 = 1150$ мм. Принимаем 10 брусьев высотой $b_{\text{изм}} = 100$ мм и последний брус высотой 150 мм. Общая высота щита осталась без изменений.

Определим высоту эпюры гидростатического давления на нижний брус уменьшенного сечения шириной 100 мм, предварительно выполнив чертеж с раскладкой брусев по высоте щита затвора.

$$h_{\text{изм}} = H_{\text{отв}} - h_{\text{ш}} - b_{\text{изм}} / 2 = 1,7 - 0,75 - 0,1 / 2 = 0,9 \text{ м.}$$

Тогда расчетная равномерно распределенная нагрузка от гидростатического давления

$$q_{\text{дс}} = \gamma \cdot b_{\text{изм}} \cdot h_{\text{изм}} = 9,81 \cdot 0,1 \cdot 0,9 = 0,883 \text{ кН/м,}$$

где γ – удельный вес воды, кН/м^3 .

Выполним все требуемые расчеты в соответствии с п. 1.4 – 1.6.

1.8 Расчет узлов деревянного затвора

На рисунке 1.1 изображен вид затвора в сборке. Приняты стальные болты (нагели) для крепления накладок, объединяющих брусья в щит. Подъем затвора осуществляется посредством вращения шестерни, охватывающей стальной стержень с резьбой, который приварен к стальной детали Д1. Нагрузка от подъемного устройства передается на стальные накладки, прикрепленные нагелями к щиту. Усилие подъема распределяется равномерно на все нагели. Диаметр нагеля принимаем из условия коррозии не менее 10 мм. Для накладок принимаем полосовую сталь по ГОСТ 82-70 (таблица 7.14 [2]): 100×10 мм, где $t = 10$ мм. Нагели устанавливаем от нижних кромок брусев на расстоянии не менее $3 \cdot (d+1)$ мм, то есть 33 мм. Количество нагелей принимаем равным количеству брусев.

Нагели воспринимают силы трения, вес затвора с учетом динамического характера нагрузки от подъемного средства. На эту нагрузку H_1 и будет рассчитываться каждый нагель. Стальная деталь и ее крепление рассчитывается на вес затвора и силу трения в пазах.

Сила трения вычислена по формуле 1.5 и равна

$$F_{\text{тр}} = 0,2 \cdot 14,18 = 2,84 \text{ кН.}$$

Вес затвора:

$$G_{\text{затв}}^{\text{н}} = K_{\text{констр}} \cdot \rho \cdot V_{\text{др}} = 1,2 \cdot 800 \cdot 1,03 / 100 = 9,89 \text{ кН,}$$

где $K_{\text{констр}} = 1,2$ – конструктивный коэффициент;

ρ – плотность древесины, для дуба $\rho = 800 \text{ кг/м}^3$ (таблица А.1 Прил. А);

$V_{\text{др}}$ – объём деревянного затвора,

$$V_{\text{др}} = L \cdot H \cdot t_{\text{бр}} = 4,6 \cdot 1,9 \cdot (0,135 + 0,1) / 2 = 1,03 \text{ м}^3;$$

t – толщина бруса затвора, м;

L, H – длина и высота затвора, м.

Определим расчетную нагрузку на затвор при его подъеме:

$$T = \gamma_{\text{д}} \cdot (F_{\text{тр}} \cdot \gamma_{\text{т}} + G_{\text{затв}}^{\text{н}} \cdot \gamma_{\text{с}}) =$$

$$1,2 \cdot (2,84 \cdot 1,0 + 9,89 \cdot 1,1) = 16,46 \text{ кН,}$$

где $\gamma_{\text{д}}$ – коэффициент надежности по нагрузке для подъемного средства;

$\gamma_{\text{т}} = 1,0$; $\gamma_{\text{с}} = 1,1$ – коэффициенты надежности по нагрузкам (п. 3[6]).

Нагрузка на один нагель $H_1 = 1,5 T / n = 1,5 \times 16,46 / 17 = 1,45 \text{ кН,}$

где 1,5 – учитывает перекося при подъеме и заклинивание;

$n = 17$ число нагелей по центральным накладкам затвора.

1.9 Расчет нагелей

Расчетную несущую способность соединения на цилиндрических нагелях из одного материала и одинакового диаметра следует определять по формуле:

$$R_d = R_{1,d,\min} \cdot n_s \cdot n_n$$

где $R_{1,d,\min}$ – минимальное значение несущей способности одного среза нагеля в соединении;

$n_n = 1$ – количество нагелей в соединении;

$n_s = 2$ – количество швов в соединении для одного нагеля.

Расчетную несущую способность одного среза нагеля в двухсрезном соединении с обоими внешними элементами из стали следует принимать равной меньшему значению из полученных по формулам:

$$R_{1,d} = f_{h,2,d} \cdot t_2 \cdot d \cdot K_{\alpha}$$

$$R_{1,d} = (f_{h,d} \cdot d^2 \cdot (1 + \beta_{n,\max}^2) \sqrt{K_{\alpha}}) / \gamma_n$$

где $f_{h,2,d}$ – расчетное сопротивление смятию древесины в глухом нагельном гнезде для симметричного соединения, $f_{h,2,d} = 8$ МПа;

$$f_{h,2,d} = f_{h,1,d} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_x / \gamma_n = 8 \cdot 0,7 \cdot 1,3 / 1,1 = 1,62 \text{ кН/см}^2;$$

$f_{n,d}$ – расчетное сопротивление изгибу нагеля¹. Для стального нагеля принимаем $f_{n,d} = 18$ МПа = 1,8 кН/см² (таблица А.1 Прил. А);

t_2 – толщина средних элементов в симметричных соединениях или более толстых, или равных по толщине элементов в односрезных соединениях, $t_2 = 12,5$ см;

d – диаметр нагеля, $d = 10$ мм;

$\beta_{n,\max} = 0,6236$ – максимальное значение коэффициента, зависящего от отношения толщины более тонкого элемента к диаметру нагеля² (п. 9.4.6.2 [1]);

K_{α} – коэффициент, учитывающий угол (α) между силой и направлением волокон (таблица А.6 Прил. А).

Расчетное сопротивление смятию древесины в глухом нагельном гнезде для симметричных соединений принимаем по таблице А.1 Прил. А ($f_{h,1,d} = 0,8$ кН/см²) с учетом коэффициентов условий работы (k_{mod}) и расчетного сопротивления смятию поперек волокон и сжатию (k_x) (таблица А.4 и А.5 Прил. А).

Угол (α) между силой и направлением волокон равен 90°. По таблице А.6 Прил. А для диаметра нагеля 10 мм определяем $K_{\alpha} = 0,85$.

Определяем расчетную несущую способность одного среза нагеля в двухсрезном соединении:

$$R_{1,d} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,62 \cdot 12,5 \cdot 1,0 \cdot 0,85 = 17,21 \text{ кН} \\ (1,8 \cdot 1,0^2 \cdot (1 + 0,6236^2) \cdot \sqrt{0,85}) / 1,1 = 2,095 \text{ кН} \end{array} \right\}$$

Принимаем $R_{1,d,\min} = 2,095$ кН.

Определяем расчетную несущую способность соединения

$$R_d = R_{1,d,\min} \cdot n_s \cdot n_n = 2,095 \cdot 1 \cdot 2 / 1,1 = 3,809 \text{ кН.}$$

При проверке несущей способности нагеля должно выполняться условие $H_1 < R_d$.

$$H_1 = 1,45 \text{ кН} < R_d = 3,809 \text{ кН.}$$

Следовательно, несущая способность нагеля обеспечена.

¹ Для стальных болтов диаметром от 8 до 24 мм включительно расчетное значение сопротивления изгибу болта ($f_{n,d}$) принимается равным 18 МПа.

² Для стальных болтов диаметром от 8 до 24 мм включительно значения коэффициентов (k_n) и ($\beta_{n,\max}$) принимаются соответственно равными 0,1054 и 0,6236.

2 РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ПЛОСКОГО СТАЛЬНОГО ТРЕХРИГЕЛЬНОГО ЗАТВОРА

2.1 Исходные данные и компоновка затвора

Высота уровня верхнего бьефа УВБ = 1,7 м.

Ширина отверстия затвора $L_{отв} = 4,4$ м.

Материал – сталь С245 по ГОСТ 27772-88.

Класс ответственности сооружения – IV.

Затвор состоит из трех стальных ригелей, к которым приварены листы верхней и нижней обшивок со стороны верхнего бьефа, и стоек с закрепленными в них ригелями, скользящих в пазах береговых устоев.

Ригеля затвора сопряжены со стойками и работают на изгиб от усилий в обшивке, которая передает равномерно распределенную по длине ригелей нагрузку от гидростатического давления.

Определяем длину затвора $L = L_{отв} + 0,2 = 4,4 + 0,2 = 4,6$ м;

где $L_{отв}$ – ширина отверстия затвора.

Высота затвора определяется $H = H_{отв} + 0,2 = 1,7 + 0,2 = 1,9$ м;

где $H_{отв}$ – высота отверстия.

Ригеля размещаем на расстоянии $h = H / 2 = 1,9 / 2 = 0,95$ м.

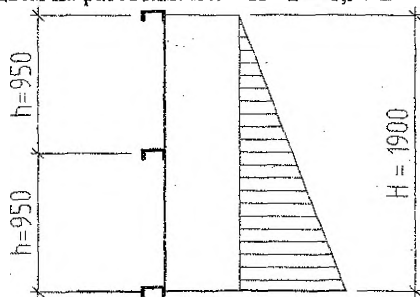


Рисунок 2.1 – Схема стального затвора с нагрузкой от гидростатического давления

Затвор принимаем 3-х ригельный с расположением ригелей на одном расстоянии по высоте затвора.

2.2 Расчет обшивки затвора

Расчет конструкций затвора заключается в определении толщины нижней обшивки из условия прочности по максимальному уровню гидростатического давления в пределах участка. Толщину верхней и нижней обшивок допускается принимать одинаковой.

Гидростатическое давление на затвор в пороге на нижний ригель

$$q_n = \gamma \cdot H_{отв} = 9,81 \cdot 1,7 = 16,68 \text{ кН/м}^2,$$

где γ – удельный вес воды, кН/м^3 .

Гидростатическое давление на затвор на средний ригель

$$q_c = \gamma \cdot (H - h) = 9,81 \cdot (1,7 - 0,95) = 7,36 \text{ кН/м}^2.$$

Гидростатическое давление на середину нижней обшивки

$$q = (q_c + q_n) / 2 = (16,68 + 7,36) / 2 = 12,02 \text{ кН/м}^2.$$

Толщина нижней обшивки определяется расчетом по формуле Баха при отношении большей стороны пластинки L к меньшей h при $L/h \leq$

$$t = h \cdot \sqrt{\frac{q \cdot \varphi}{2 \cdot (R_y / \gamma_n) \cdot (1 + h/L)}}$$

где q – гидростатическое давление по середине нижней обшивки;

γ_n – коэффициент надежности по ответственности, $\gamma_n = 1,1$;

L – длина затвора;

h – меньший пролет листа нижней обшивки, $h = H/2$;

φ – эмпирический коэффициент, $\varphi = 0,75$;

R_y – расчетное сопротивление стали обшивки, принимается по таблице 2.3 [2]

для листового проката.

Толщину нижней обшивки t следует принимать не менее 6 мм.

При отношении большей стороны пластинки L к меньшей h при $L/h > 3$ влияние на расчетный момент опорных реакций обшивки не учитывается, и толщина нижней обшивки определяется по формуле:

$$t = h \cdot \sqrt{\frac{q \cdot \varphi}{2 \cdot (R_y / \gamma_n)}}$$

Толщину верхней обшивки принимают конструктивно из условия срока службы в условиях коррозионного износа $t \geq 6$ мм. Катет сварного шва принимается минимальным из условия технологии сварки по таблица 4.5 [2], но не менее 6 мм.

Условно вырезаем из нижней обшивки по высоте полосу шириной 1 м.

Давление на обшивку в ее центре:

$$q = (q_c + q_n) / 2 = (16,68 + 7,36) / 2 = 12,02 \text{ кН/м}^2 = 12,02 \cdot 10^{-4} \text{ кН/см}^2.$$

Т.к. $L/h = 4,6 / 0,95 = 4,84 > 3$, то для определения толщины нижней обшивки используем формулу:

$$t = h \cdot \sqrt{\frac{q \cdot \varphi}{2 \cdot (R_y / \gamma_n)}} = 95 \cdot \sqrt{\frac{12,02 \cdot 10^{-4} \cdot 0,75}{2 \cdot (24 / 1,1)}} = 0,43 \text{ см.}$$

Принимаем толщину нижней обшивки из условия коррозионного износа толщиной $t = 6$ мм из листовой широкополосной универсальной стали по ГОСТ 82-70 (таблица 7.14 [2]).

Толщину верхней обшивки принимаем конструктивно из условия срока службы в условиях коррозионного износа толщиной $t = 6$ мм из листовой широкополосной универсальной стали по ГОСТ 82-70 (таблица 7.14 [2]).

Для крепления листов верхней и нижней обшивок к полкам ригелей принимаем дуговую сварку в защитных газах по ГОСТ 14771-76. По таблице 4.1 [2] принимаем сварочную проволоку Св-08Г2С диаметром 1,4-2 мм по ГОСТ 2246-70*. Сварку производим в среде углекислого газа по ГОСТ 8050 в смеси с аргонном по ГОСТ 10157-79*. Катет сварного шва принимается минимальным из условия технологии сварки по таблице 4.5 [2] $k_f = 6$ мм.

2.3 Расчет и конструирование ригелей

Нагрузка от гидростатического давления передается от обшивки на ригель в виде равномерно распределенной нагрузки интенсивностью $p_{в}$, p_c , p_n . При расчете допускается, что обшивка ригелей не участвует в работе на изгиб ригелей затвора. Ригеля затвора шарнирно опираются на опорно-концевые стойки, которые передают нагрузку на железобетонные береговые устои. При подъеме затвора опорно-кольцевые стойки скользят по деталям – уплотнителям. Для уменьшения трения скольжения к трущимся поверхностям прикреплены фторопластовые прокладки.

Определяем интенсивности нагрузок от обшивок, действующих на ригели. Нагрузка на верхний ригель

$$P_a = q_c \cdot a^2 / 6 \cdot h = 7,36 \cdot 0,75^2 / 6 \cdot 0,95 = 0,726 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка на средний ригель

$$P_c = (q_c \cdot a / (6 \cdot h)) \cdot (3 \cdot h - a) + (q_n - q_c) \cdot h / 6 = (7,36 \cdot 0,75 / (6 \cdot 0,95)) \cdot (3 \cdot 0,95 - 0,75) + (7,36 \cdot 0,95) / 2 + (16,68 - 7,36) \cdot 0,95 / 6 = 7,0 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка на нижний ригель

$$P_n = (q_n - q_c) \cdot h / 3 + (q_c \cdot h) / 2 = (16,68 - 7,36) \cdot 0,95 / 3 + (7,36 \cdot 0,95) / 2 = 6,45 \text{ кН/м.}$$

Проверку суммы погонных нагрузок на ригеля, которые должны быть равны площади треугольной призмы гидростатического давления

$$P_a + P_c + P_n = 0,726 + 7,0 + 6,45 = 14,176 \text{ кН/м, что равно } 9,81 \cdot 1,7 \cdot 1,7 / 2 = 14,17 \text{ кН/м.}$$

Определим расчетные моменты и опорные реакции ригелей. Верхний ригель:

$$M_B = \frac{P_a \cdot l^2}{8} = \frac{0,726 \cdot 4,6^2}{8} = 1,92 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_B = \frac{P_a \cdot l}{2} = \frac{0,726 \cdot 4,6}{2} = 1,67 \text{ кН.}$$

Средний ригель:

$$M_C = \frac{P_c \cdot l^2}{8} = \frac{7,0 \cdot 4,6^2}{8} = 18,52 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_C = \frac{P_c \cdot l}{2} = \frac{7,0 \cdot 4,6}{2} = 16,1 \text{ кН.}$$

Нижний ригель:

$$M_H = \frac{P_n \cdot l^2}{8} = \frac{6,45 \cdot 4,6^2}{8} = 17,06 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_H = \frac{P_n \cdot l}{2} = \frac{6,45 \cdot 4,6}{2} = 14,84 \text{ кН.}$$

Подбор сечения ведем для среднего ригеля, как наиболее нагруженного.

Расчет ведем в упругой стадии.

Определяем требуемый момент сопротивления сечения ригеля

$$W_{mp} = \frac{M_c \cdot \gamma_n}{R_y \cdot \gamma_c} = \frac{18,52 \cdot 1,1 \cdot 100}{240 \cdot 10^{-1} \cdot 1,1} = 77,13 \text{ см}^3,$$

где $R_y = 240 \text{ МПа}$ – расчетное сопротивление стали С245 для фасонного проката по ГОСТ 27772-88 при толщине от 2 до 20 мм (таблица 2.3 [2]);

$\gamma_c = 1,1$ – коэффициент условий работы (таблица 2.1 [2]);

$\gamma_n = 1,1$ – коэф-т надежности по ответственности (назначению) сооружения [4].

По таблице 7.3 [2] принимаем швеллер стальной горячекатаный №16 по ГОСТ 8240-93 со следующими геометрическими характеристиками:

$$I_x = 747 \text{ см}^4; W_x = 93,4 \text{ см}^3; S_x = 54,1 \text{ см}^3; A = 18,1 \text{ см}^2;$$

$$t_f = 0,84 \text{ мм}; t_w = 0,5 \text{ мм}; q_1 = 14,2 \text{ кг/м.}$$

Прочность ригеля по нормальным напряжениям

Уточняем расчетное сопротивление стали R_y . При толщине полки швеллера $t_f = 0,84 \text{ см}$ для фасонного проката стали С245 $R_y = 240 \text{ МПа}$ (таблица 2.3[2]). Тогда

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq \frac{R_y \cdot \gamma_c}{\gamma_n}; \quad \sigma = \frac{18,52 \cdot 1000}{93,4} = 198 \text{ МПа} < \frac{240 \cdot 1,1}{1,1} = 240 \text{ МПа}$$

Прочность ригеля по касательным напряжениям

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} \leq \frac{R_s \cdot \gamma_c}{\gamma_n}; \quad \tau = \frac{16,1 \cdot 54,1 \cdot 10}{747 \cdot 0,84} = 13,9 \text{ МПа} < \frac{139,2 \cdot 1,1}{1,1} = 139,2 \text{ МПа},$$

где R_s – расчетное сопротивление стали срезу, $R_s = 0,58 \cdot R_y = 0,58 \cdot 240 = 139,2$ МПа.

Жесткость ригеля

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{q_n \cdot l^3}{E \cdot I_x} \leq \left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{n_n}; \quad \frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{7 \cdot 10^{-2} \cdot 460^3}{206000 \cdot 10^{-1} \cdot 747} = \frac{1}{173,5} > \frac{1}{176,7},$$

где для $l = 4,6$ м предельный прогиб $\left[\frac{f}{l} \right] = \frac{1}{n_n} = \frac{1}{176,7}$ (таблица 1.5 [2]).

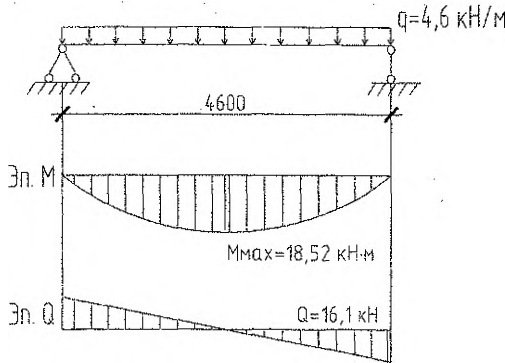


Рисунок 2.2 – Расчетная схема среднего ригеля

Допускаемый прогиб составляет $1/176,7$ или $f = 460/176,7 = 2,603$ см, что требует увеличения жесткости, то есть момента инерции в $2,651/2,603 = 1,018$ раза. Следовательно требуемый момент инерции $I_x = 1,018 \times 747 = 760,8 \text{ см}^4$.

По таблице 7.3 [2] принимаем швеллер стальной горячекатаный №18 по ГОСТ 8240-93 со следующими геометрическими характеристиками:

$$\begin{aligned} I_x &= 1090 \text{ см}^4; \quad W_x = 121 \text{ см}^3; \\ S_x &= 69,8 \text{ см}^3; \quad A = 20,7 \text{ см}^2; \\ t_f &= 0,87 \text{ мм}; \quad t_w = 0,51 \text{ мм}; \\ q_1 &= 16,3 \text{ кН/м}. \end{aligned}$$

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{7 \cdot 10^{-2} \cdot 460^3}{206000 \cdot 10^{-1} \cdot 1090} = \frac{1}{253} < \frac{1}{176,7}.$$

$460/253 = 1,818$ см, что менее допустимого 2,603 см.

Верхний и нижний ригели принимаем также из швеллера стального горячекатаного №16 по ГОСТ 8240-93.

Выполним расчет сварного соединения, прикрепляющего наиболее нагруженный (средний) ригель к опорно-концевой стойке. Для сварки узлов затвора принимаем дуговую сварку в защитных газах по ГОСТ 14771-76. Сварку производим в среде углекислого газа по ГОСТ 8050 в смеси с аргоном по ГОСТ 10157-79* проволокой СВ-08Г2С (ГОСТ 2246-70*) $d = 1,4..2,0$ мм. Сварку ведем в нижнем положении.

Коэффициенты глубины проплавления $\beta_f = 0,9$, $\beta_z = 1,05$ (т. 4.2[2]), расчетное сопротивление металла шва $R_{wf} = 215$ МПа (таблица 4.4[2]) и зоны сплавления $R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 370 = 166,5$ МПа.

Несущая способность швов определяется прочностью на границе сплавления, т.к. $\beta_f \cdot R_{wf} \cdot \gamma_{wf} = 0,9 \cdot 215 \cdot 1 = 193,5 \text{ МПа} > \beta_z \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} = 1,05 \cdot 166,5 \cdot 1 = 174,8 \text{ МПа}$. Катет швов принимаем $k_f = 6$ мм. Определим необходимую расчетную длину швов.

$$l_n = \frac{Q_r}{\beta_z \cdot k_f \cdot R_{wz} \cdot \gamma_{wz} \cdot \gamma_c} = \frac{16,1 \cdot 10}{1,05 \cdot 0,6 \cdot 166,5 \cdot 1,0 \cdot 1,0} = 1,53 \text{ см}.$$

Длину сварных швов принимаем конструктивно по всей длине сопряжения с опорно-концевой стойкой так, чтобы длина шва была не менее 5 см.

3 РАСЧЁТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННОЙ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ДЛЯ ОБСЛУЖИВАНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКОГО ЗАТВОРА

3.1 Исходные данные

Длина плиты – $L = 4,4$ м.

Ширина плиты – $B = 1,1$ м.

Класс бетона по прочности на сжатие – С30/37.

Арматура полки – класса S240.

Арматура рёбер: продольная – S400, поперечная S240.

Временная нагрузка – $7,5$ кН/м².

Толщина защитного покрытия (асфальтобетон) $t = 60$ мм.

Класс по условиям эксплуатации – ХС4 (минимальная величина защитного слоя бетона $c_{\text{ов}} = 25$ мм, (таблица 11.4 [3]).

Ребристая плита предназначена для размещения устройств, обслуживающих затвор, его монтажа и ремонта. Плита имеет П – образное сечение и состоит из размещённых по контуру двух продольных и двух поперечных рёбер и монолитно соединённой по верху с ними полкой. Рёбра плиты армируются сварными каркасами, полка – сварной сеткой.

Толщина плиты принимается из условий обеспечения требований прочности, жёсткости, достаточных защитных слоёв и должна быть не менее величины, указанной в таблице 11.3 [3]. Окончательно толщина полки принимается кратной 10 мм при величине до 100 мм включительно и далее кратно 20 мм.

Высота поперечного сечения плиты предварительно может быть принята $(1/12 + 1/20) \times l_b$ и не менее по конструктивным соображениям – 250 мм. Высота сечения плиты включает в себя толщину полки и высоту ребра и принимается кратной 50 мм. Ширина поперечного сечения ребра принимается равной $(0.3 + 0.5)$ высоты плиты.

Расчёт плиты складывается из расчёта полки и расчёта рёбер. Полка ребристой плиты частично закреплена в рёбрах и подвергается изгибу от действия равномерно распределённой нагрузки от собственного веса, веса защитного покрытия и временной нагрузки. Расчётная схема полки плиты может приниматься балочной с изгибом в меньшем направлении и опёртой по контуру с изгибом в двух направлениях. К балочным относятся плиты (полки), у которых отношение длинной стороны полки к короткой $l_1 / l_{sh} \geq 3$, а к опёртым по контуру – плиты (полки) с $l_1 / l_{sh} < 3$. Допускается плиты рассчитывать как балочные с отношением $l_1 / l_{sh} \geq 2$.

При расчёте и конструировании плиты будем придерживаться следующих обозначений:

l_a, l_b – пролёты соответственно полки и рёбер плиты;

h_a, h_b – высота (толщина) соответственно плиты и продольных рёбер;

g_k – нормативное значение постоянной нагрузки на плиту;

q_k – нормативное значение временной нагрузки на плиту;

g_d – расчётное значение постоянной нагрузки на плиту;

q_d – расчётное значение временной нагрузки на плиту;

g_{sd} – погонная расчётная постоянная нагрузка, кН/м;

q_{sd} – погонная расчётная временная нагрузка, кН/м.

3.2 Формирование размеров элементов плиты

Толщина полки принимается:

– для технологических площадок h_s должно быть не менее 40 мм (таблица 11.3 [3]);

– из условий обеспечения защитных слоёв

$$h_s = 2 \cdot c_{\text{cov}} + \emptyset = 2 \cdot 25 + 10 = 60 \text{ мм},$$

где \emptyset – предполагаемый диаметр арматуры полки;

– из условий прочности по приближённой формуле:

$$h_s = 26 \cdot l_s \cdot \sqrt{\frac{(g_d + q_d)}{\alpha \cdot f_{cd}}} = 26 \cdot 0,9 \cdot \sqrt{\frac{15,0}{1,0 \cdot 20}} = 20,3 \text{ мм},$$

где l_s – расчётный пролёт полки (см. ниже);

$(g_d + q_d)$ – полная расчётная нагрузка на полку (таблица 3.1);

$\alpha = 1,0$ – коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки и неблагоприятный способ её приложения (см. изм. 3 к п. 6.1.5.4 [3]);

f_{cd} – расчётное сопротивление бетона сжатию (п. 3.3.2 [3]);

– по конструктивным требованиям из условий жёсткости

$$h_s = \sqrt[4]{45} \cdot l_s = \sqrt[4]{45} \cdot 900 = 20 \text{ мм}.$$

Окончательно принимаем $h_s = 60$ мм.

Высота продольного ребра плиты:

– по конструктивным требованиям из условий жёсткости

$$h_b = \left(\sqrt[4]{12} + \frac{1}{20}\right) \cdot l_b = \left(\sqrt[4]{12} + \frac{1}{20}\right) \cdot 4400 = (367 + 220) \text{ мм}.$$

Учитывая градацию размеров плиты, окончательно принимаем высоту продольного ребра $h_b = 250$ мм.

Ширина продольного ребра $b_b = (0,3 + 0,5) \cdot h_b = (0,3 + 0,5) \cdot 250 = 75 + 125$ мм.

Принимаем ширину сечения ребра сверху $b_{\text{sup}} = 100$ мм, снизу $b_{\text{inf}} = 80$ мм.

Размер поля полки в коротком направлении

$$l_{1,sh} = B - 2 \cdot b_{\text{sup}} = 1100 - 2 \cdot 100 = 900 \text{ мм}.$$

Размер поля полки в длинном направлении

$$l_{s,1} = L - 2 \cdot b_{\text{sup}} = 4400 - 2 \cdot 100 = 4200 \text{ мм}.$$

Т.к. $l_{s,1} / l_{1,sh} = 4,2 / 0,9 = 4,67 > 2,0$ полку рассчитываем как балочную, рассматривая её как однопролётную частично защемлённую балку с расчётной шириной полосы $b = 1000$ мм = 1 м и расчётным пролётом полосы $l_0 = l_{1,sh} = 900$ мм = 0,9 м.

3.3 Расчёт полки плиты

3.3.1 Подсчёт нагрузок и определение усилий в полке

Подсчёт нагрузок на 1 м² полки сводим в таблицу 3.1.

Таблица 3.1 – Подсчет нагрузок на полку плиты (кПа)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	γ_F	Расчетная нагрузка
Постоянная			
Асфальтобетон $\delta = 60$ мм; ($\gamma = 21$ кН/м ³)	1,26	1,35	1,7
Железобетонная полка $\delta = 60$ мм; ($\gamma = 25$ кН/м ³)	1,5	1,35	2,03
Итого:	$g_k = 2,76$		$g_d = 3,73$
Временная q_k	$q_k = 7,5$	1,5	$q_d = 11,25$
Всего:	$g_k + q_k = 10,26$		$q_d + g_d = 15,0$

При ширине расчётной полосы $b = 1$ м нагрузка, приходящаяся на 1 м^2 полки, равна по величине нагрузке на 1 м погонный полосы. Таким образом, суммарная расчётная нагрузка на полку $(g_{sd} + q_{sd}) = 15,0 \text{ кН/м}$.

В пролёте и на опорах для балочных плит с частичным защемлением на опорах изгибающий момент равен

$$M_{sd} = (g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_{1,sh}^2 / 11 = 15,0 \cdot 0,9^2 / 11 = 1,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре

$$V_{sd} = (g_{sd} - q_{sd}) \cdot l_{1,sh} / 2 = 15,0 \cdot 0,9 / 2 = 6,75 \text{ кН}.$$

3.3.2 Расчёт прочности нормальных сечений

Бетон класса С 30/37: $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$; $\gamma_c = 1,5$; $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 \text{ МПа}$ (таблица Б.1 Прил. Б).

Продольная рабочая арматура класса S240: $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$; $\gamma_s = 1,1$;
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 218 \text{ МПа}$; $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ (таблица Б.2 Прил. Б).

Размеры сечения, принимаемые для расчёта: $b = 1000 \text{ мм}$, $h_s = 60 \text{ мм}$,

$C = c_{cov} + \emptyset / 2 = 25 + 10 / 2 = 30 \text{ мм}$ (здесь \emptyset – предполагаемый диаметр рабочей арматуры).

При заданных размерах сечения полки расчёт прочности нормальных сечений сводится к определению требуемого количества продольной рабочей арматуры.

Для бетона с прочностью, не превышающей класс С50/60, величины $\epsilon_{cu2} = 3,5\%$; $w_c = 0,81$; $k_2 = 0,416$; $C_0 = w_c / k_2 = 0,81 / 0,416 = 1,947$.

Рабочая высота сечения полки

$$d = h_c - c = 60 - 30 = 30 \text{ мм}.$$

Для арматуры класса S240: $\epsilon_{sy} = f_{yd} / E_s = 218 / 20 \cdot 10^4 = 1,09\%$.

Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_{lim} = \epsilon_{cu2} / (\epsilon_{cu2} + \epsilon_{sy}) = 3,5 / (3,5 + 1,09) = 0,76.$$

Граничное значение коэффициента

$$\alpha_{n,lim} = w_c \cdot \xi_{lim} \cdot (1 - k_2 \cdot \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,76 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,76) = 0,42.$$

Расчётное значение коэффициента

$$\alpha_n = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1,1 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 20 \cdot 1000 \cdot 30^2} = 0,061.$$

Так как $\alpha_n = 0,061 < \alpha_{n,lim} = 0,42$, разрушение элемента начинается с растянутой арматуры.

$$\text{Тогда } \eta = \frac{Z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_n}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,061}{1,947}} = 0,967.$$

Требуемая площадь растянутой продольной арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot Z} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{1,1 \cdot 10^6}{218 \cdot 0,967 \cdot 30} = 174 \text{ мм}^2 = 1,74 \text{ см}^2.$$

Учитывая, что минимальный диаметр стержней арматуры класса S240, выпускаемых промышленностью, равен 6 мм и максимально допускаемый шаг арматуры в плитных конструкциях в рабочем направлении – 200 мм , то в соответствии с таблицей В.3 Прил.Б принимаем в пределах всей длины сетки на расчётной полосе 1 м стержни поперечного направления $\emptyset 6 \text{ мм}$ класса S240 с

шагом 150 мм, и с $A_{st} = 1,84 \text{ см}^2 > 1,74 \text{ см}^2$. В продольном направлении плиты принимаем в пределах ширины сетки арматурные (распределительные) стержни $\varnothing 6$ мм класса S240 с шагом 300 мм.

3.3.3 Расчёт прочности наклонных сечений

Данный расчёт преследует цель определить требуемое количество поперечной арматуры, предотвращающей разрушение полки по наклонному сечению. Определяем поперечную силу, которую может воспринять наклонное сечение полки без поперечной арматуры.

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d =$$

$$\left[0,12 \cdot 2,0 \cdot (100 \cdot 0,0061 \cdot 30)^{1/3} - 0 \right] \cdot 1000 \cdot 30 = 19,1 \cdot 10^3 \text{ Н} = 19,1 \text{ кН}.$$

где $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{30}} = 3,58 > 2,0$, принимаем $K = 2,0$;

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b \cdot d} = \frac{1,84}{100 \cdot 30} = 0,0061 < 0,02, \text{ принимаем } \rho_l = 0,0061;$$

$\sigma_{cp} = 0$ – при отсутствии осевой силы.

Величина $V_{Rd,ct}$ должна быть не менее

$$V_{Rd,ct,req} = (0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d =$$

$$(0,4 \cdot 1,35 - 0) \cdot 1000 \cdot 30 = 16,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 16,2 \text{ кН},$$

$$\text{где } f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 0,21 \cdot \frac{f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = 0,21 \cdot \frac{30^2}{1,5} = 1,35 \text{ МПа}.$$

Поскольку $V_{sd} = 6,75 \text{ кН} < V_{Rd,ct} = 19,1 \text{ кН}$, расчёт поперечной арматуры не производится и согласно конструктивным требованиям (п. 11.2.20 [3]) поставка поперечной арматуры не требуется.

3.4 Расчёт продольных рёбер плиты

3.4.1 Исходные данные

Расчётные размеры: $l_b = L = 4400 \text{ мм}$, $b_b = (b_{sup} + b_{inf}) / 2 = (100 + 80) / 2 = 90 \text{ мм}$, $h_c = 60 \text{ мм}$, $h_b = 250 \text{ мм}$.

Бетон класса C30/37: $f_{ck} = 30 \text{ МПа}$, $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 20 \text{ МПа}$,

$$f_{ctd} = 0,21 \cdot \frac{f_{ctk}^{2/3}}{\gamma_c} = 1,35 \text{ МПа} \text{ (п. 3.3.3)}.$$

Продольная растянутая арматура класса S400: $f_{yk} = 400 \text{ МПа}$, $\gamma_s = 1,1$,
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 367 \text{ МПа}$, $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ (таблица Б.1 Прил.Б).

Поперечная арматура класса S240: $f_{yk} = 240 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 218 \text{ МПа}$,
 $f_{ywd} = 157 \text{ МПа}$ (таблица Б.2 Прил.Б), $E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

3.4.2 Определение расчётного пролёта, размера сечения и действующих нагрузок

Расчётный пролёт ребра плиты принимается равным расстоянию по центрам опирания плиты

$$l_0 = l_b - 2 \cdot l_{sup} / 2 = 4400 - 2 \cdot 100 / 2 = 4300 \text{ мм},$$

где $l_{sup} = 100 \text{ мм}$ – длина площадки опирания плиты.

Рёбра плиты работают на изгиб совместно с прилегающими к ним участками полки. В этом случае П – образное сечение заменяется тавровым расчётным сечением с шириной ребра, равной суммарной ширине двух продольных рёбер: $b_w = 2 \cdot b_b = 2 \cdot 90 = 180$ мм.

Ширина полки таврового сечения b'_f , вводимая в расчёт, определяется с соблюдением требований п. 7.1.2.7 [3]. При $h'_f = 60$ мм $> 0,1 \cdot h_b = 0,1 \cdot 250 = 25$ мм.

$$b'_f = \min \begin{cases} B = 1100 \text{ мм} \\ b_w + 2 \cdot 6 \cdot h'_f = 180 + 2 \cdot 6 \cdot 60 = 900 \text{ мм} \\ b_w + 2 \cdot \frac{l_b}{6} = 180 + 2 \cdot 4300 / 6 = 1633 \text{ мм} \end{cases}$$

Принимаем $b'_f = 900$ мм.

Нагрузку на рёбра собираем с полосы, равной ширине плиты B . Расчет производим с использованием данных таблицы 3.1 и сводим в таблицу 3.2.

Таблица 3.2 – Подсчет нагрузок на ребра (кПа)

Наименование нагрузки	Нормативная нагрузка	γ_F	Расчетная нагрузка
Постоянная			
Вес асфальтобетонного покрытия и полки $g_k \cdot B = 2,76 \cdot 1,1$	3,04	1,35	4,10
Собственный вес ребер $(h_b - h_s) \cdot b_b \cdot 25 =$ $(0,25 - 0,06) \cdot 0,09 \cdot 2 \cdot 25$	0,86	1,35	1,16
Итого:	$g_{sk} = 3,9$		$q_{sd} = 5,26$
Полезная $g_{sk} = q_k \cdot B = 7,5 \cdot 1,1$	$q_{sk} = 8,25$	1,5	$g_{sd} = 12,38$
Всего:	$g_{sk} + q_{sk} = 12,15$		$g_{sd} + q_{sd} = 17,64$

3.4.3 Определение усилий

Плита свободно опирается на опоры, поэтому продольные рёбра можно рассматривать как однопролётную шарнирно опертую балку.

Наибольший изгибающий момент в пролете от расчётной нагрузки

$$M_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0^2}{8} = \frac{17,64 \cdot 4,3^2}{8} = 40,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наибольшая поперечная сила на опоре

$$V_{sd} = \frac{(g_{sd} + q_{sd}) \cdot l_0}{2} = \frac{17,64 \cdot 4,3}{2} = 37,9 \text{ кН}.$$

3.4.4 Расчёт прочности нормальных сечений

Определение требуемой площади сечения продольной арматуры рёбер производится как для таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Продольная арматура в каждом ребре принимается в виде одного стержня диаметром, не превосходящим 20 мм. В этом случае расстояние от центра тяжести сечения до растянутой грани ребра $e = c_{cov} = \varnothing / 2 = 25 + 20 / 2 = 35$ мм.

Тогда рабочая высота ребра $d = h_b - c = 250 - 35 = 215$ мм.

Предполагая, что нейтральная ось проходит в пределах полки, находим

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot d^2} = \frac{40,8 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 20 \cdot 900 \cdot 215^2} = 0,049.$$

Этому значению соответствует относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{0,5}{k_2} \sqrt{\frac{0,25 - \alpha_m}{k_2^2 \cdot w_c \cdot k_2}} = \frac{0,5}{0,416} \sqrt{\frac{0,25 - 0,049}{0,81 \cdot 0,416}} = 0,974,$$

где $k_2 = 0,416$, $w_c = 0,81$ (п. 3.3.2 [3]).

Высота сжатой зоны сечения

$$x = \xi \cdot d = 0,060 \cdot 215 = 12,9 \text{ мм} < h'_f = 60 \text{ мм, т.е. действительно нейтральная}$$

ось проходит в полке.

Относительная величина внутренней пары сил в сечении

$$\eta = \frac{Z}{d} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{\alpha_m}{C_0}} = 0,5 + \sqrt{0,25 - \frac{0,049}{1,947}} = 0,974$$

Необходимое сечение арматуры

$$A_{st} = \frac{M_{sd}}{f_{sd} \cdot d \cdot \eta} = \frac{40,8 \cdot 10^6}{367 \cdot 215 \cdot 0,974} = 531 \text{ мм}^2 = 5,31 \text{ см}^2.$$

Таким образом, в соответствии с сортаментом горячекатаных арматурных стержней (таблица Б.1 Прил.Б), для обеспечения прочности плиты в продольных ребрах может быть принято $2\varnothing 20$ S400 (по одному стержню в каждом ребре) с $A_{st} = 6,28 \text{ см}^2$.

3.4.5. Расчёт прочности наклонных сечений

Поперечная сила, воспринимаемая двумя продольными ребрами плиты при отсутствии поперечной арматуры

$$V_{rd,sl} = \left[0,12 \cdot K \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ct})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d = \\ = \left[0,12 \cdot 1,96 \cdot (100 \cdot 0,0162 \cdot 30)^{1/3} - 0 \right] \cdot 180 \cdot 315 = 33,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = 33,2 \text{ кН}.$$

$$V_{rd,sl,min} = (0,4 \cdot f_{ct} - 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d = (0,4 \cdot 1,35 - 0) \cdot 180 \cdot 215 = 20,9 \cdot 10^3 \text{ Н} = 20,9 \text{ кН},$$

где $K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{215}} = 1,96 \leq 2,0$;

$$\rho_l = \frac{A_{st}}{b_w \cdot d} = \frac{628}{180 \cdot 215} = 0,0162;$$

$$f_{ct} = 1,35 \text{ МПа (п. 3.3.3 [3]);}$$

$\sigma_{cp} = 0$ — т.к. осевые силы отсутствуют.

Так как $V_{sd} = 37,9 \text{ кН} > V_{rd,sl} = 33,2$, то постановка поперечной арматуры необходима по расчёту.

Расчёт поперечной арматуры производим на основе стержневой модели (по методу ферменной аналогии).

Назначаем критическое сечение на расстоянии $a_w = 160$ мм от грани опоры, что меньше $d = 215$ мм и больше $0,5 \cdot Z = 0,5 \cdot \eta \cdot d = 0,5 \cdot 0,98 \cdot 215 = 105$ мм. Расчётная поперечная сила в критическом сечении (на расстоянии $a_w = 0,16$ м от грани опоры).

$$V_{sd,i} = V_{sd} - ((g_{sl} + q_{sl})) \cdot a_w = 37,9 - 17,64 \cdot 0,16 = 35,1 \text{ кН}.$$

В критическом расчётном сечении должно выполняться условие

$$\tau_{sd} = \frac{V_{sd1}}{b_w \cdot d_z} \leq 0,5 \cdot \nu \cdot f_{ct},$$

где τ_{sd} – касательные напряжения в критическом сечении;

d_z – расстояние между верхней монтажной и нижней рабочей продольными арматурами $d_z = d - c_1 = 215 - 30 = 185$ мм.

$$\nu = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ct}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528.$$

$$\tau_{sd} = \frac{35,1 \cdot 10^3}{190 \cdot 185} = 0,999 \text{ МПа} < 0,5 \cdot 0,528 \cdot 20 = 5,28 \text{ МПа}.$$

Определяем максимально возможное значение $\cot \alpha$ (α – угол наклонной трещины к продольной оси ребра) из условия применимости метода

$$1 \leq \cot \alpha = \frac{w + \sqrt{w^2 - 4}}{2} \leq 2,5,$$

где $w = \frac{0,9 \cdot b_w \cdot d \cdot \nu \cdot f_{ct}}{V_{sd1}} = \frac{0,9 \cdot 180 \cdot 215 \cdot 0,528 \cdot 20}{35,1 \cdot 10^3} = 10,5$;

$$\cot \alpha = \frac{10,5 + \sqrt{10,5^2 - 4}}{2} = 10,4 \gg 2,5.$$

Принимаем $\cot \alpha = 2,5$. Тогда, приняв ориентировочно

$Z = \eta \cdot d_z = 0,9 \cdot d_z = 0,9 \cdot 185 = 167$ мм, из условия 7.95 [3] получим

$$\frac{A_{sw}}{S} = \frac{V_{sd1}}{Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \alpha} = \frac{35,1 \cdot 10^3}{167 \cdot 157 \cdot 2,5} = 0,54 \text{ мм}^2 / \text{мм}.$$

В поперечном сечении плиты предусматриваем два поперечных стержня (по одному в каждом ребре) минимального диаметра $\sigma_w = 6$ мм класса S240. При этих данных $A_{sw} = 0,57 \text{ см}^2$ и требуемый шаг поперечных стержней должен быть не более $S = 57 / 0,54 = 106$ мм = 10,6 см.

Таким образом, в крайних четвертях пролёта шаг поперечной арматуры принят $S = 100$ мм, что соответствует требованиям п.11.2.21 [3]:

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{250}{2} = 125 \text{ мм} \text{ и } S \leq 150 \text{ мм}.$$

В средней части пролёта плиты шаг поперечных стержней для удобства производства работ принят равным удвоенному шагу в крайних четвертях, т.е. $S = 200$ мм.

3.5 Расчёт монтажной петли

Нормативная нагрузка от веса плиты складывается из веса полки

$$G_s = \delta \cdot \gamma \cdot L \cdot B = 0,06 \cdot 25 \cdot 4,4 \cdot 1,1 = 7,26 \text{ кН}, \text{ веса двух продольных}$$

$$G_l = 2 \cdot b_b \cdot (h_b - \delta) \cdot \gamma \cdot L = 2 \cdot 0,09 \cdot 0,19 \cdot 25 \cdot 4,4 = 3,78 \text{ кН},$$

и двух поперечных ребер.

$$G_{sh} = 2 \cdot b_c \cdot (h_b - \delta) \cdot \gamma \cdot B = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,19 \cdot 25 \cdot 1,1 = 0,94 \text{ кН}.$$

Таким образом, вес плиты $G = 7,26 + 3,76 + 0,94 = 11,96$ кН.

Нормативное усилие, приходящееся на одну петлю

$$F_k = G / 3 = 11,96 / 3 = 4,0 \text{ кН}.$$

Требуемая площадь сечения петли при арматуре класса S240 и коэффициенты динамичности $\gamma_f = 1,8$

$$A_s = \frac{F_k \cdot \gamma_c}{f_{st}} = \frac{4000 \cdot 1,8}{218} = 33,0 \text{ мм}^2.$$

Используя сортамент горячекатаных арматурных стержней (таблица Б.1 Прил.Б) и конструктивные требования, принимаем петлю из стержней класса S240 диаметром 10 мм с $A_s = 0,785 \text{ см}^2$ и устанавливаем их в количестве четырёх штук в продольных рёбрах на расстоянии 0,4 м от торца плиты.

3.6 Конструирование плиты

Полку плиты армируем сварной сеткой С1: рабочая арматура $\varnothing 6$ S240, располагаемая с шагом 150 мм в поперечном направлении сетки, распределительная арматура $\varnothing 6$ того же класса, располагаемая с шагом 300 мм в продольном направлении. Исходя из габаритов плиты и требований анкеровки арматуры, сетку С1 принимаем с размерами $B \cdot L = 1220 \cdot 4520$ мм. Для анкеровки стержней сетку С1 гнем и заводим в ребра на 125 мм. Расстояние от концов арматурных стержней до перпендикулярных продольных принимаем по 10 мм (из условия технологии точечной сварки для соединений К1-Кт ГОСТ 14098-91).

При толщине плиты 60 мм и требуемом минимальном защитном слое бетона 25 мм, как в пролёте снизу, так и на опорах сверху, целесообразно арматурную сетку С1 располагать посредине толщины плиты.

Рабочая арматура продольных рёбер в виде одного стержня $\varnothing 20$ S400 при помощи монтажного верхнего продольного стержня $\varnothing 10$ мм и поперечной арматуры $\varnothing 6$ S240 объединены в плоский каркас Кр-1. С целью создания лучших условий опирания плиты, размеры торцевых поперечных рёбер приняты как и продольные. В плоский каркас Кр-2 объединена арматура поперечных рёбер. Каркас Кр-2 конструируется из стержней $\varnothing 6$ S240.

ЛИТЕРАТУРА

- 1 СНБ 5.05.01 – 2000. Деревянные конструкции. – Мн.: Минстройархитектуры, 2001. – 70с.
- 2 Шурин, А.Б., Мухин, А.В. Справочные материалы для проектирования стальных конструкций зданий и сооружений. – Брест, 2004. – 84с.
- 3 *СНБ 5.03.01 – 02. Бетонные и железобетонные конструкции. – Мн: Минстройархитектуры, 2003. – 274с.
- 4 СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987. – 32с.

* При использовании источника [3] учесть изменения в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Приложение А

Таблица А.1 – Плотность древесины

Породы древесины	Плотность древесины (ρ), кг/м ³ , в конструкциях для классов условий эксплуатации по таблице А.2	
	1, 2	3, 4, 5
Хвойные: сосна, ель, кедр, пихта лиственница	500 650	600 800
Твердые лиственные: дуб, береза, бук, ясень, клен, граб, акация, вяз, ильм	700	800
Мягкие лиственные: осина, тополь, ольха, липа	500	600
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Плотность свежесрубленной древесины хвойных и мягких лиственных пород следует принимать равной 850 кг/м³, твердых лиственных пород — 1000 кг/м³.</p> <p>2 Плотность клееной древесины следует принимать как и неклееной древесины.</p> <p>3 Плотность обычной фанеры следует принимать равной плотности древесины шпона бакелизированной — 1000 кг/м³.</p>		

Таблица А.2 – Класс условий эксплуатации древесины в зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации

Класс условий эксплуатации	Характеристика условий эксплуатации конструкций	Максимальная влажность древесины для конструкций	
		из клееной древесины	из неклееной древесины
1 2 3	Внутри отапливаемых помещений при температуре до 35 °С, относительной влажности воздуха, %: до 60 включ. св. 60 " 75 " " 75 " 95 "	9	20
		12	20
		15	20
2 3	Внутри неотапливаемых помещений при относительной влажности воздуха, %: до 75 включ. св. 75	12	20
		15	25
4	На открытом воздухе	12	25
4	В частях зданий и сооружений, соприкасающихся с грунтом	—	25
5	Постоянно увлажняемые	—	Не ограничивается
5	Находящихся в воде	—	Не ограничивается
<p>Примечания</p> <p>1. Применение клееных деревянных конструкций в условиях эксплуатации класса 1 при относительной влажности воздуха ниже 45 % не допускается.</p> <p>2. В неклееных конструкциях, эксплуатируемых в условиях класса 4, когда усушка древесины не вызывает расстройств или увеличения податливости соединений, допускается применять древесину с влажностью до 40 % при условии ее защиты от гниения.</p>			

Таблица А.3 – Расчетные сопротивления древесины

Напряженное состояние и характеристика элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1 Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в поз.б, в) высотой до 0,5 м	$f_{m,d}, f_{c,0,d}, f_{cm,0,d}$	14,0	13,0	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной от 0,11 до 0,13 м при высоте сечения от 0,11 до 0,5 м	$f_{m,d}, f_{c,0,d}, f_{cm,0,d}$	15,0	14,0	10,0
в) элементы прямоугольного сечения шириной св. 0,13 м при высоте сечения от 0,13 до 0,5 м	$f_{m,d}, f_{c,0,d}, f_{cm,0,d}$	16,0	15,0	11,0
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$f_{m,d}, f_{c,0,d}, f_{c,d}$	—	16,0	10,0
2 Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	$f_{t,0,d}$	10,0	7,0	—
б) клееные элементы	$f_{t,e,d}$	12,0	9,0	—
3 Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$f_{c,90,d}, f_{cm,90,d}$	1,8	1,8	1,8
4 Смятие поперек волокон местное				
а) в опорных частях конструкции лобовых врубок и узловых примыканиях элементов	$f_{cm,90,d}$	3,0	3,0	3,0
б) под шайбами при углах смятия от 90° до 60°	$f_{cm,90,d}$	4,0	4,0	4,0
5 Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$f_{v,0,d}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов	$f_{v,e,d}$	1,6	1,5	1,5
в) в лобовых врубках для максимального напряжения	$f_{v,0,d}$	2,4	2,1	2,1
г) местное в клеевых соединениях для максимального напряжения	$f_{v,0,d}$	2,1	2,1	2,1
6 Скалывание поперек волокон:				
а) в соединениях неклееных элементов	$f_{v,90,d}$	1,0	0,8	0,6
б) в соединениях клееных элементов	$f_{v,e,90,d}$	0,7	0,7	0,6
7 Растяжение поперек волокон элементов из клееной древесины	$f_{t,90,d}$	0,35	0,3	0,25

Таблица А.4 – Значения коэффициента условий работы ($k_{под}$) для фанеры, цельной и клееной древесины

Класс длительности нагружения	Условия эксплуатации по таблице А-1				
	1	2	3	4	5
Постоянная нагрузка	0,80	0,80	0,75	0,70	0,65
Длительная	0,95	0,95	0,85	0,80	0,70
Кратковременная:					
– ветровая, монтажная	1,20	1,20	1,05	1,00	0,85
– снеговая, с полным значением	1,05	1,05	0,95	0,90	0,80

Таблица А.5 – Переходные коэффициенты (k_x)

Древесные породы	Коэффициент (k_x) для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон ($f_{t,0,d}$, $f_{m,d}$, $f_{c,0,d}$, $f_{m,0,d}$)	сжатию и смятию поперек волокон ($f_{c,90,d}$, $f_{m,90,d}$)	скалыванию ($f_{v,0,d}$)
Хвойные			
1 Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1,0
2 Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3 Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4 Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5 Дуб	1,3	2,0	1,3
6 Ясень, клен, граб	1,3	2,0	1,6
7 Акация	1,5	2,2	1,8
8 Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9 Вяз, ильм	1,0	1,6	1,0
Мягкие лиственные			
10 Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1,0	0,8

Таблица А.6 – Расчетное сопротивление смятию древесины ($f_{h,1,d}$) для наружных элементов симметричных соединений и более тонких элементов односрезных соединений (МПа)

Вид соединения	Для гвоздей, стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей ($f_{h,1,d}$)	Для дубовых цилиндрических нагелей ($f_{h,2,d}$)
Смятие в односрезных соединениях:		
а) при $t_1 \leq 0,35t_2$	8,00	5,0
б) при $t_1 > 0,35t_2$		
в зависимости от отношения t_1/t_2 :		
0,35	8,00	5,0
0,50	5,80	5,0
0,60	4,80	4,4
0,70	4,30	3,8
0,80	3,90	3,2
0,90	3,70	2,6
1,00	0,35	0,2
Смятие в симметричных соединениях	8,00	2,0

Таблица А.7 – Коэффициент (k_d), учитывающий угол между усилием и направлением волокон древесины.

Угол, град.	Для гвоздей и стальных, алюминиевых и стеклопластиковых нагелей диаметром, мм					Для дубовых нагелей
	до 8	12	16	20	24	
30	1,0	0,95	0,90	0,90	0,90	1,0
60	1,0	0,75	0,70	0,65	0,60	0,8
90	1,0	0,70	0,60	0,55	0,50	0,7

Примечание: Промежуточные значения определяются интерполяцией.

Таблица А.8 – Рекомендуемый сортамент пиломатериалов (в миллиметрах)

Толщина	Ширина								
	75	100	125	150	175	200	225	250	275
16	75	100	125	150	---	---	---	---	---
19	+	+	+	+	175	---	---	---	---
22	+	+	+	+	+	200	225	---	---
25	+	+	+	+	+	+	+	250	---
32	+	+	+	+	+	+	+	+	275
40	+	+	+	+	+	+	+	+	+
44	+	+	+	+	+	+	+	+	+
50	+	+	+	+	+	+	+	+	+
60	+	+	+	+	+	+	+	+	+
75	75	+	+	+	+	+	+	+	+
100	---	100	+	+	+	+	+	+	+
125	---	---	125	+	+	+	+	+	+
150	---	---	---	150	+	+	+	+	+
175	---	---	---	---	175	+	+	+	+
200	---	---	---	---	---	200	+	+	+
250	---	---	---	---	---	---	250	+	+

Примечание – Сортамент пиломатериалов принят в соответствии с ГОСТ 24454.

Таблица А.9 – Сортамент болтов, гаек и шайб для соединений деревянных конструкций

Диаметр, мм		Площадь, см ²		Масса, кг			Квадратные шайбы при смятии древесины поперёк волокон			
d _{бр}	d _{ит} (в нарезке)	F _{бр}	F _{ит}	болта	одной гайки		для рабочих болтов		для стяжных болтов	
					шестигран- ной	квадратной	размеры, мм	масса, кг	размеры, мм	масса, кг
6	4,701	0,283	0,173	0,22	0,004	0,004	30x30x3	0,010	—	—
8	6,377	0,505	0,316	0,39	0,008	0,007	40x40x4	0,048	—	—
10	8,051	0,785	0,509	0,62	0,014	0,014	50x50x5	0,095	—	—
12	9,727	1,130	0,744	0,89	0,020	0,021	60x60x6	0,164	45x45x4	0,060
14	11,400	1,540	1,020	1,21	0,028	0,028	70x70x7	0,260	50x50x4	0,074
16	13,400	2,010	1,408	1,58	0,052	0,053	80x80x8	0,386	55x55x4	0,088
18	14,750	2,543	1,708	2,00	0,088	0,089	90x90x9	0,550	60x60x5	0,131
20	16,750	3,140	2,182	2,47	0,093	0,095	100x100x10	0,760	70x70x5	0,180
22	18,750	3,799	2,740	2,98	0,135	0,137	110x110x11	1,012	80x80x6	0,283
24	20,100	4,521	3,165	3,55	0,141	0,144	120x120x12	1,314	90x90x7	0,420
27	23,100	5,722	4,180	4,49	0,182	0,187	140x140x14	2,091	100x100x8	0,591
30	25,450	7,065	5,060	5,55	0,291	0,297	160x160x15	2,930	—	—
36	30,800	10,170	7,440	7,99	0,496	0,506	190x190x18	4,957	—	—
42	36,150	13,840	10,250	10,88	0,814	0,831	220x220x20	7,381	—	—
48	41,500	18,090	13,520	14,21	1,244	1,373	260x260x24	12,390	—	—

Таблица Б.1 – Прочностные и деформационные характеристики тяжелых и мелкозернистых бетонов

Характеристики	Классы бетона по прочности на сжатие														
	C ⁸ /10	C ¹² /15	C ¹⁶ /20	C ²⁰ /25	C ²⁵ /30	C ³⁰ /37	C ³⁵ /45	C ⁴⁰ /50	C ⁴⁵ /55	C ⁵⁰ /60	C ⁵⁵ /67	C ⁶⁰ /75	C ⁷⁰ /85	C ⁸⁰ /95	C ⁹⁰ /105
f_{ck} (МПа)	8	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$f_{c,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
f_{cm} (МПа)	16	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{cm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
$f_{ck,0.05}$ (МПа)	0,84	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ck,0.95}$ (МПа)	1,56	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
ϵ_{c1} (‰)	-1,7	-1,8	-1,9	-2,0	-2,1	-2,2	-2,25	-2,3	-2,4	-2,45	-2,5	-2,6	-2,7	-2,8	-2,8
ϵ_{cu1} (‰)	-3,5										-3,2	-3,0	-2,8	-2,8	-2,8
ϵ_{c2} (‰)	-2,0										-2,2	-2,3	-2,4	-2,5	-2,6
ϵ_{cu2} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6
n	2,0										1,75	1,60	1,45	1,40	1,40
ϵ_{c3} (‰)	-1,75										-1,8	-1,9	-2,0	-2,2	-2,3
ϵ_{cu3} (‰)	-3,5										-3,1	-2,9	-2,7	-2,6	-2,6

Примечание: для мелкозернистых бетонов, приготовленных с применением песков, имеющих модуль крупности $M_k = 2,0$ и менее (группа Б), значения прочностных характеристик из таблицы Б.1 f_{cm} , $f_{ck,0.05}$, $f_{ck,0.95}$ следует умножать на поправочный коэффициент $k_t = 0,65 + 6 \cdot 10^{-3} f_{c,cube}$

Таблица Б.2 – Расчетные сопротивления и модуль упругости арматуры

Класс арматуры	Номинальный диаметр	Вид поверхности	$k = f_{tk} / f_{yk}$	Нормативное сопротивление $f_{yk} (f_{o2k})$, МПа	Расчетное сопротивление $f_{yd} (f_{o2d})$, МПа	Расчетное сопротивление поперечной арматуры f_{ywd} , МПа	
S240	5,5 – 40	гладкая	1,08	240	218	174	157*
S400	6,0 – 40	периодич. профили	1,05	400	367	290	263*
S500	3 – 5	гладкая и периодич. профили	1,05	500	417	333	300*
	6 – 22	периодич. профили	1,05	500	435	348	313*
	25 – 40	периодич. профили	1,05	500	417	333	–
S800	10 – 32	периодич. профили	1,1	800	640	–	–
* В сварных каркасах при диаметре поперечной арматуры 4-5 мм или менее 1/3 диаметра продольных стержней							

Приложение В

Таблица В.1 – Сортамент горячекатаных арматурных стержней

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения см ² , при числе стержней									Масса 1 м, кг	Выпускаемые диаметры для сталей классов			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		S240	S400	S500	S800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	0,222	•	•	•	
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	0,302	•	•	•	
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395	•	•	•	
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499	•	•	•	
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617	•	•	•	•
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888	•	•	•	•
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	1,208	•	•	•	•
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578	•	•	•	•
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998	•	•	•	•
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	2,466	•	•	•	•
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984	•	•	•	•
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853	•	•	•	
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834	•	•	•	
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313	•	•	•	
36	10,179	20,36	30,54	40,72	50,90	61,07	71,25	81,43	91,61	7,990	•	•	•	

Таблица В.2 – Сортамент арматурной проволоки

Номинальный диаметр, мм	Площадь поперечного сечения (см ²) при числе проволок									Масса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,051
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	0,090
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,139

Таблица В.3 – Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм								
	3	4	5	6	8	10	12	14	16
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,40
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,65
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02

Таблица В.4 – Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3..4	3	3	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
5	3	3	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
6	4	4	3	3	3	3
	350	350	350	350	350	350
8	5	5	4	4	3	3
	350	350	350	350	350	350
10	6	6	5	5	5	5
	350	350	350	350	350	350
12	6	6	6	6	6	6
	250	300	350	350	350	350
14	8	8	8	6	6	6
	300	350	350	300	350	350

Учебное издание

Составители: Мухин Анатолий Викторович
Малиновский Василий Николаевич
Жук Василий Васильевич
Шурин Андрей Брониславович

КОНСТРУКЦИИ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ ЗАТВОРОВ

**Методические указания по курсовому проектированию
и практическим занятиям для студентов специальности 74 05 01
«Мелиорация и водное хозяйство» специализации 1–74 05 01–03
«Эксплуатация мелиоративных водохозяйственных систем и дорог»
дневной формы обучения**

Ответственный за выпуск: *Шурин А.Б.*

Редактор: *Строкач Т.В.*

Корректор: *Никитчик Е.В.*

Компьютерная верстка: *Шурин А.Б.*

Подписано в печать 10.02.2009 г. Формат 60×84¹/₁₆. Бумага «Снегурочка».
Уч. изд. л. 2,25. Усл. печ. л. 2,09. Заказ №188. Тираж 50 экз. Отпечатано на ризографе учреждения образования «Брестский государственный технический университет». 224017, г. Брест, ул. Московская, 267.