

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное государственное бюджетное образовательное учреждение  
высшего профессионального образования  
«Владимирский государственный университет  
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых»

С. И. РОЩИНА   М. В. ЛУКИН   М. С. СЕРГЕЕВ

# ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ И ИХ УСИЛЕНИЕ ПРИ РЕСТАВРАЦИИ И РЕКОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие



Владимир 2014

УДК 69.07  
ББК 38.1  
О-93

Рецензенты:

Доктор технических наук, профессор  
кафедры инженерных конструкций и архитектуры  
Северного (Арктического) федерального университета  
имени М. В. Ломоносова  
*Б. В. Лабудин*

Кандидат технических наук, доцент  
кафедры строительных конструкций  
Владимирского государственного университета  
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых  
*М. В. Грязнов*

Печатается по решению редакционно-издательского совета ВлГУ

**Оценка** технического состояния конструкций и их усиление при реставрации и реконструкции : учеб. пособие / С. И. Рощина, М. В. Лукин, М. С. Сергеев ; Владим. гос. ун-т им. А. Г. и Н. Г. Столетовых. – Владимир : Изд-во ВлГУ, 2014. – 68 с.  
ISBN 978-5-9984-0495-5

Содержит примеры проведения технического анализа несущих и ограждающих конструкций реконструируемого здания.

Предназначено для бакалавров 3 – 4-го курсов, обучающихся по направлению подготовки 270800 – Строительство, профиль подготовки «Проектирование зданий» и «Промышленное и гражданское строительство», а также для магистрантов, обучающихся по направлению 270800 – Строительство, программы подготовки: «Теория и проектирование зданий и сооружений», «Техническая эксплуатация и реконструкция зданий и сооружений» и «Проектирование, реконструкция и эксплуатация энергоэффективных зданий».

Рекомендовано для формирования профессиональных компетенций в соответствии с ФГОС 3-го поколения.

Ил. 1. Табл. 5. Библиогр.: 6 назв.

УДК 69.07  
ББК 38.1

ISBN 978-5-9984-0495-5

© ВлГУ, 2014

## ПРЕДИСЛОВИЕ

Проблемы повышения долговечности зданий и сооружений в условиях рыночной экономики весьма актуальны, поскольку здания быстрее изнашиваются там, где не выделяются средства на нормальную техническую эксплуатацию. Таких зданий становится все больше и больше – как в промышленности, так и в коммунальном хозяйстве.

Необходимость реконструкции зданий требует решения вопросов о надежности существующих конструкций зданий, о выявлении в них резервов для увеличения нагрузок или, наоборот, дефектов, снижающих вероятность их безаварийной работы.

Исходя из указанных проблем в пособии приведены примеры поверочных расчетов зданий и сооружений с применением ручных методов, а также с применением современных программных комплексов на ЭВМ.

Бакалаврам и магистрантам, обучающимся по направлению 270800 «Строительство», необходимо получить дополнительные знания и навыки по профилирующему курсу. Важно познакомить их с трудами российских и зарубежных ученых в этой отрасли строительной науки.

Основополагающие учебные пособия М. Н. Сахновского, Г. А. Порывай, М. Д. Бойко помогают студентам и инженерам освоить приемы оценки эксплуатационных качеств зданий, повышения долговечности строительных конструкций и основы оптимальной технической эксплуатации зданий.

Учебно-методическая цель пособия – научить студентов применять теоретические сведения, полученные в ходе обучения, к решению практических задач. Примеры расчета в пособии расположены таким образом, чтобы студенты имели представление о том, на основе чего, и с какой целью выполняются поверочные расчеты.

Примерам расчета предпосланы краткие сведения для пояснения и обоснования используемых методов расчета. Пособие предназначено для проведения практических занятий во время изучения дисциплин «Реконструкция зданий и технические вопросы реставрации», «Основы реконструкции и реставрации», «Особенности реставрации зданий и сооружений и городской застройки» и «Оценка технического состояния эксплуатируемых зданий». Оно может быть полезно и для инженерно-технических работников.

# **1. ОЦЕНКА РАБОТОСПОСОБНОСТИ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ**

## **Цель и причины выполнения поверочных работ**

Цель поверочных расчетов по результатам обследования – определение фактической несущей способности и эксплуатационной пригодности основных несущих конструкций здания. Причина оценки технического состояния конструкций – планируемая реконструкция здания под торгово-складской комплекс.

Поверочные расчеты выполняются в соответствии с действующими строительными нормами и правилами с учетом реальных прочностных и геометрических характеристик конструкций и полученных дефектов.

## **Общая характеристика здания**

Производственный корпус был возведен в 60-е годы XX века. На момент обследования здание по своему функциональному назначению не использовалось, но подготавливалось для реконструкции под торгово-складской комплекс. Обследованный механический корпус представляет собой прямоугольник размерами в плане  $72,4 \times 156,0$  м. Площадь застройки равна  $11\,468,0$  м<sup>2</sup>. Полезная площадь здания составляет  $11\,294,4$  м<sup>2</sup>, строительный объем –  $96\,595$  м<sup>3</sup>. Корпус четырехпролетный, одноэтажный. Ширина пролетов составляет  $18,0$  м. С главного фасада имеется административно-бытовой комплекс (АБК), который в связи с планируемым демонтажем детальному обследованию не подвергался. Здание не эксплуатировалось около 5 лет. За время его эксплуатации выявлены изменения по отношению к проектному решению, касающиеся разборки и монтажа перегородок, а также демонтажа технологического оборудования. Предусмотренные проектом корпуса мостовые краны грузоподъемностью  $5,0 \dots 15,0$  тс планируется демонтировать в связи с перепрофилированием корпуса под новое функциональное назначение.

Существенных изменений в конструкции несущего каркаса здания по отношению к первоначальному проектному решению за время его эксплуатации не произошло.

Входы и выходы в здание осуществляются через распашные ворота с калиткой, расположенные по торцам здания. По дворовому фасаду корпуса установлены две пожарные лестницы. Внутренний объем решен по принципу свободной планировки помещений за счет применения железобетонного каркаса с сеткой колонн  $18 \times 6$  и  $18 \times 12$  м.

Конструктивная схема обследованного производственного корпуса рамно-связевая с несущим железобетонным каркасом. Связями в продольном направлении служат специальные стальные вертикальные связи крестового и порталного типа. Принятая конструктивная схема вместе с самонесущими кирпичными стенами обеспечивает в целом пространственную жесткость здания. Все конструктивные элементы здания устойчивы. По действующим нормативным документам здание относится ко 2-ому классу по капитальности со 2-м уровнем ответственности и с 2-й степенью огнестойкости. Нормативный срок службы здания составляет не менее 120 лет.

Фундаменты здания – отдельные столбчатые. Наружные и внутренние стены – кирпичные. Кровля по типу является совмещенной с покрытием. Здание проектировалось для следующих условий строительства:

- внутренние помещения отапливаемые;
- расчетная температура наружного воздуха –  $28^{\circ}\text{C}$ ;
- нормативный вес снегового покрова –  $100 \text{ кгс/м}^2$ ;
- давление ветра на поверхность стен –  $23 \text{ кгс/м}^2$ .

Фактически здание эксплуатируется при следующих климатических условиях:

- внутренние помещения отапливаемые;
- расчетная температура наружного воздуха –  $28^{\circ}\text{C}$ ;
- нормативный вес снегового покрова –  $170 \text{ кгс/м}^2$ ;
- давление ветра на поверхность стен –  $23 \text{ кгс/м}^2$ .

К зданию имеется автомобильный подъезд и площадка для стоянки транспорта. Автомобильный подъезд и стоянка находятся на уровне пола первого этажа. Отсечная отмостка для ограничения увлажнения грунта основания выполнена из асфальта.

## 1.1. Расчет каркаса высокой части здания

### Сбор нагрузок на раму

На раму обследуемого одноэтажного промышленного здания действуют следующие нагрузки:

- постоянная нагрузка от массы покрытия;
- снеговая нагрузка, приложенная к покрытию;
- ветровая нагрузка, действующая на продольные стены здания;
- крановые нагрузки, приложенные в точках крепления подкрановой балки к стойкам.

*Постоянная нагрузка от массы покрытия* – нагрузка, приложенная к покрытию в виде постоянно распределённой по поверхности, но передающейся в виде сосредоточенной силы как опорная реакция подстропильной конструкции.

Результаты сбора нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия приведены в табл. 1.1.

Таблица 1.1

### Сбор нагрузок на покрытие

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кгс/м <sup>2</sup>
<i>I. Постоянная нагрузка</i>				
1.	Рулонный ковер кровли из рубероида на битумной мастике	12,6	1,2	17,0
2.	Цементная стяжка толщиной 35 мм	70,0	1,3	91,0
3.	Утеплитель – керамзит толщиной 160 мм с учетом увлажнения в ендовах средней плотностью 800 кг/м <sup>3</sup>	128,0	1,3	166,0
4.	Рулонный ковер кровли из рубероида на битумной мастике	6,0	1,2	7,0
5.	Собственный вес плит перекрытия с учетом замоноличивания швов (вес плит 1500 кгс)	181,0	1,1	199,0
6.	Собственный вес балок	47,0	1,1	51,7
	<i>Итого</i>	445,0	–	532,0
<i>II. Временная нагрузка</i>				
7.	Снеговая по СНиП 2.01.07-85*	170,0	1,4	240,0

Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ . Тогда нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  покрытия будут равны табличным значениям:

- нормативная:  $q_n = 445 \text{ кгс/м}^2$ ;

- расчетная:  $q = 532 \text{ кгс/м}^2$ .

#### Крайняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса покрытия

$$N = 532 \cdot 6 \cdot 9 = 28\,728 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса надкрановой части колонны

$$N_B = b \cdot h_1 \cdot H_B \cdot \rho_{\text{жб}} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{жб}},$$

где  $b$  – ширина сечения;  $h_1$  – высота сечения;  $H_B$  – высота элемента;  $\rho_{\text{жб}}$  – плотность бетона;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по значению здания;  $\gamma_{\text{жб}}$  – коэффициент надежности по бетону.

$$N_B = 0,38 \cdot 0,4 \cdot 3,2 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 1\,337 \text{ кгс.}$$

Эксцентриситет нагрузки  $N_B$  относительно геометрической оси подкрановой части колонны

$$e^2 = (h_2 - h_1)/2; \quad e^2 = (600 - 380)/2 = 110 \text{ мм.}$$

Отклонение верха колонн от вертикали (для максимального случая) составляет 21 мм. Тогда полный эксцентриситет приложения нагрузки будет равен

$$e = 110 + 21 = 131 \text{ мм.}$$

Нагрузка от собственного веса подкрановой части колонны

$$N_H = b \cdot h_1 \cdot H_B \cdot \rho_{\text{жб}} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{жб}},$$

$$N_H = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 7,0 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 4\,620 \text{ кгс.}$$

Эксцентриситет нагрузки  $N_H$  равен нулю, так как нагрузка приложена по оси подкрановой части колонны.

#### Средняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса покрытия

$$N = 532 \cdot 6 \cdot 18 = 57\,456 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса надкрановой части колонны

$$N_B = b \cdot h_1 \cdot H_B \cdot \rho_{\text{жб}} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{жб}},$$

$$N_B = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 3,2 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 2\,112 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса подкрановой части колонны:

$$N_H = b \cdot h_1 \cdot H_B \cdot \rho_{\text{жб}} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{\text{жб}},$$

$$N_H = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 7,0 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 4\,620 \text{ кгс.}$$

Эксцентриситет нагрузки  $N_H$  равен нулю, так как нагрузка приложена по оси колонны.

Нагрузка от веса подкрановых балок и кранового пути

$$N_{\text{ср.п.б}} = 2 \cdot (g_{\text{б}} + g_{\text{р}} \cdot a) \cdot \gamma_{\text{жб}} \cdot \gamma_{\text{п}},$$

где  $g_{\text{б}}$  – вес подкрановой балки;  $g_{\text{р}}$  – вес рельса;  $a$  – длина рельса.

$$N_{\text{ср.п.б}} = 2 \cdot (518 + 46 \cdot 6) \cdot 1,1 = 1,75 \text{ тс.}$$

Эксцентриситет нагрузки  $N_{\text{ср.п.б}}$  относительно геометрической оси подкрановой части колонны

$$e_4 = \lambda = 750 \text{ мм.}$$

*Снеговая нагрузка, приложенная к покрытию*

При расчёте поперечной рамы принимаем снеговую нагрузку равномерно распределённой во всех пролётах здания (коэффициент  $\mu = 1$  по п. 5.4 [2]). Снеговых мешков на высокой части покрытия не образуется, так как угол ската кровли менее  $15^\circ$  или меньше 0,1 отношения стрелы подъема к пролету ( $1,2/18 = 0,067$ ).

Нормативное значение снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия для IV района по табл. 4 [2]  $P_{\text{сн}} = 170 \text{ кгс}$ .

*Крановые нагрузки, приложенные в точках крепления подкрановой балки к стойкам*

Расчетную вертикальную нагрузку на колонну обычно принимают от двух сближенных кранов в пролете и вычисляют по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок, располагая одно колесо непосредственно на опоре.

Максимальное вертикальное давление кранов определяют, принимая их положение максимально сближенным, и при одинаковой грузоподъемности – симметричным относительно рассматриваемой рамы.

Коэффициент динамичности  $k_{\text{д}} = 1$  (п. 49 [2]) при определении расчетной поперечной тормозной силы на одно колесо:

$$T_{\text{поп}} = \frac{(Q + G_{\text{тел}}) \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n \cdot k_{\text{д}}}{20 \cdot m},$$

где  $Q$  – грузоподъемность крана,  $Q = 15 \text{ т}$ ;  $G_{\text{тел}}$  – вес тележки,  $G_{\text{тел}} = 5,2 \text{ т}$ ;

$\gamma_f$  – коэффициент надежности по нагрузке,  $\gamma_f = 1,1$ ;  $\gamma_n$  – коэффициент надежности по назначению для II класса ответственности зданий и сооружений,  $\gamma_n = 0,95$ ;  $m$  – число колес с одной стороны крана,  $m = 2$ .

$$T_{\text{поп}} = \frac{(15 + 5,2) \cdot 1,1 \cdot 0,95 \cdot 1}{20 \cdot 2} = 0,5 \text{ т.}$$

Расчетные максимальные и минимальные давления на одно колесо:

$$P_{\max} = P_n^{\max} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \text{ кН},$$

где  $P_n^{\max}$  – максимальное давление колеса,  $P_n^{\max} = 16,5$  т;

$$P_{\max} = 16,5 \cdot 1,1 = 18,15 \text{ т};$$

$$P_{\min} = P_n^{\min} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n, \text{ кН},$$

где  $P_n^{\min}$  – минимальное давление колеса,  $P_n^{\min} = 5$  т;

$$P_{\min} = 5 \cdot 1,1 = 5,5 \text{ т}.$$

Для определения давления мостовых кранов на колонну используются линии влияния давления:

$$x_1 = a - K = 6 - 4,4 = 1,6 \text{ м},$$

где  $x$  – расстояние от опоры до соответствующих ординат линии влияния;  $a$  – шаг колонн;  $K$  – пролет между колесами тележки.

$$x_2 = a = 6 \text{ м},$$

$$x_3 = a - 2 \cdot c = 6 - 2 \cdot 0,95 = 4,1 \text{ м},$$

где  $c$  – свес консоли тележки.

$$c = \frac{B_{\text{кр}} - K}{2} = \frac{6,3 - 4,4}{2} = 0,95 \text{ м},$$

где  $B_{\text{кр}}$  – общая длина тележки крана.

$$x_4 = x_3 - K = 4,1 - 4,4 = -0,3 \text{ м},$$

$$\eta_1 = \frac{x_1 \cdot \eta_2}{a} = \frac{1,6 \cdot 1}{6} = 0,27,$$

где  $\eta_1$  – ординаты линии влияния.

$$\eta_2 = 1,$$

$$\eta_3 = \frac{x_3 \cdot \eta_2}{a} = \frac{4,1 \cdot 1}{6} = 0,68,$$

$$\eta_4 = \frac{x_4 \cdot \eta_2}{a} = \frac{0,3 \cdot 1}{6} = -0,05,$$

$$\eta_k = \eta_1 + \eta_2 + \eta_3 + \eta_4 = 0,27 + 1 + 0,68 - 0,05 = 1,9.$$

где  $\eta_k$  – сумма ординат линии влияния.

На крайнюю колонну с учетом двух сближенных кранов и коэффициента сочетания для группы режимов работы кранов ( $\psi_2 = 0,95$ )

максимальное и минимальное давление кранов определяют по следующим формулам:

$$D_{\max,2} = P_{\max} \cdot \psi_2 \cdot \eta_k,$$
$$D_{\max,2} = 18,15 \cdot 0,95 \cdot 1,9 = 32,76 \text{ т};$$
$$D_{\min,2} = P_{\min} \cdot \psi_2 \cdot \eta_k,$$
$$D_{\min,2} = 5,5 \cdot 0,95 \cdot 1,9 = 9,93 \text{ т}.$$

Максимальное и минимальное давление на среднюю колонну с учетом четырех сближенных кранов и коэффициента сочетания  $\psi_4 = 0,8$ :

$$D_{\max,4} = 2 \cdot P_{\max} \cdot \psi_4 \cdot \eta_k,$$
$$D_{\max,4} = 2 \cdot 18,15 \cdot 0,8 \cdot 1,9 = 55,2 \text{ т};$$
$$D_{\min,4} = 2 \cdot P_{\min} \cdot \psi_4 \cdot \eta_k,$$
$$D_{\min,4} = 2 \cdot 5,5 \cdot 0,8 \cdot 1,9 = 16,72 \text{ т}.$$

Соответственно вычисляется горизонтальная нагрузка  $T$  от торможения двух спаренных кранов:

$$T = T_{\text{поп}} \cdot \psi_2 \cdot \eta_k,$$
$$T = 0,5 \cdot 0,95 \cdot 1,9 = 0,9 \text{ т}.$$

Статический расчет рамы каркаса выполняют в программном комплексе «ЛИРА» и ручным счётом.

#### *Ветровая нагрузка, приложенная к рамам каркаса*

Нормативное значение ветровой нагрузки для 2-го района и типа местности А с наветренной стороны

$$q_{\text{п}} = 23 \cdot 1,12 \cdot 0,8 = 20,6 \text{ кгс/ м}^2.$$

Нормативное значение ветровой нагрузки для 2-го района и типа местности А с подветренной стороны

$$q_{\text{п}} = 23 \cdot 1,12 \cdot 0,5 = 12,9 \text{ кгс/ м}^2.$$

Расчетное значение ветровой равномерно распределенной нагрузки с наветренной стороны при шаге колонн 6 м

$$q_{\text{вет}} = 20,6 \cdot 1,4 \cdot 6 = 173 \text{ кгс/ м}^2.$$

Расчетное значение ветровой равномерно распределенной нагрузки с подветренной стороны при шаге колонн 6 м

$$q_{\text{вет}} = 12,9 \cdot 1,4 \cdot 6 = 108 \text{ кгс/ м}^2.$$

Суммарная сосредоточенная сила в уровне верха колонны от ветровой нагрузки на стены, расположенные выше верха колонн

$$W = (173 + 108) \cdot 1,8 = 505 \text{ кгс}.$$

### *Нагрузки от собственного веса кирпичных стен*

В продольном направлении высота кирпичных стен составляет 12 м. В первоначальном проектом решении в стенах устраивались проемы под окна в двух уровнях:

- на высоте 0,9 м от уровня пола высотой 4,6 м и шириной 4,0 м;
- на высоте 7,2 м от уровня пола высотой 1,4 м и шириной 4,0 м.

Нагрузка от веса стен передается через фундаментные балки непосредственно на фундаменты колонн каркаса.

Величина проектной нагрузки от веса стен на фундамент

$$N_{ст} = \{0,38 (12 \cdot 6) - ((4,6 + 1,4) \cdot 4)\} \cdot 1\,800 \cdot 1,1 = 36\,115 \text{ кгс.}$$

Вес заполнений проемов

$$N_{зап} = 50 \cdot 24 \cdot 1,1 = 1\,320 \text{ кгс.}$$

Вес фундаментной балки марки ФБ6-18  $G = 1\,800$  кгс.

Суммарная нагрузка на фундаменты колонн каркаса от стенового ограждения с заполнениями

$$N_{\phi} = 36\,115 + 1\,320 + 1\,800 = 39\,235 \text{ кгс.}$$

В процессе реконструкции предполагается верхние окна оставить без изменения, а нижние окна сделать размером, как верхние, часть нижних проемов заложить газосиликатными блоками плотностью  $600 \text{ кг/м}^3$ . Толщина закладки 0,3 м.

Величина измененной проектной нагрузки от веса стен на фундамент:

$$N = \{0,38 (12 \cdot 6) - ((4,6 + 1,4) \cdot 4)\} \cdot 1\,800 \cdot 1,1 + (0,3 \cdot 3,2 \cdot 4) \cdot 600 \cdot 1,1 = 38\,227 \text{ кгс.}$$

Дополнительной нагрузкой на фундаменты будет вес облицовки фасадов с утеплением и заполнениями проемов

$$N_{доп} = 50 \cdot 72 \cdot 1,1 = 3\,960 \text{ кгс.}$$

Суммарная новая нагрузка на фундаменты каркаса высокой части здания после предполагаемой реконструкции

$$N_{\phi.н} = 38\,227 + 3\,960 + 1\,800 = 43\,987 \text{ кгс.}$$

В процессе предполагаемой реконструкции произойдет увеличение нагрузки на фундаменты колонн каркаса высокой части по крайнему ряду на 4 752 кгс.

В зоне стыковки высокой и низкой частей здания имеется кирпичная стена, которая начинается с отметки 7,0 м до отметки 11,0 м. В этой стене расположены оконные проемы размером  $1,4 \times 4,0$  м. Нагрузка от этой стены передается на консоль колонны через монолитную железобетонную балку.

Величина проектной нагрузки от веса стен на колонну и фундамент

$$N_{ст} = \{0,38 (4 \cdot 6) - (1,4 \cdot 4)\} \cdot 1800 \cdot 1,1 = 13\,844 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от предполагаемого встраиваемого перекрытия в высокой части здания взамен демонтируемых мостовых кранов предполагает нагрузку, приложенную к планируемому перекрытию в виде постоянно распределённой по поверхности, но передающуюся в виде сосредоточенной силы как опорная реакция ригеля в точке, где передавалась крановая  $D_{\max}$ .

Результаты сбора нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  перекрытия приведены в табл. 1.2.

Таблица 1.2

*Сбор нагрузок на встраиваемое перекрытие*

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кгс/м <sup>2</sup>
<i>I. Постоянная нагрузка</i>				
1.	Пол из керамической плитки	20,0	1,2	24,0
2.	Цементная стяжка толщиной 35 мм	70,0	1,3	91,0
3.	Собственный вес многопустотных плит перекрытия с учетом замоноличивания швов	300,0	1,1	330,0
4.	Собственный вес балок	120,0	1,1	132,0
5.	Вес разделительных перегородок из сетки «Рабица»	30,0	1,1	33,0
	<i>Итого</i>	540,0	–	610,0
<i>II. Временная нагрузка</i>				
6.	Полезная нагрузка на перекрытие по техническому заданию	400,0	1,2	480,0
	<i>Всего</i>	940,0	–	1090,0

Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ . Тогда нагрузки на  $1 \text{ м}^2$  покрытия будут равны табличным значениям:

- нормативная:  $q_n = 940 \text{ кгс/ м}^2$ ;
- расчетная:  $q = 1\,090 \text{ кгс/ м}^2$ .

### Крайняя колонна

Сосредоточенная нормативная сила на колонну от веса перекрытия, которая будет передаваться на фундамент,

$$N = 940 \cdot 6 \cdot 4,5 = 25\,380 \text{ кгс.}$$

Вертикальное давление от двух сближенных кранов составляет  $D_{\max} = 32\,760$  кгс.

Дополнительная нагрузка на фундамент от утепления стен и частичной закладки проемов газосиликатными блоками составляет 4 752 кгс.

Суммарная нагрузка на фундамент после демонтажа мостовых кранов и устройства перекрытия и утепления стен будет равна:  $25\,380 + 4\,753 = 30\,133$  кгс.

Других изменений по нагрузкам на фундамент при реконструкции не будет. Из сопоставления действовавшей нагрузки от мостовых кранов и новой предполагаемой нагрузки от вводимого реконструкцией перекрытия в точках передачи нагрузок от мостовых кранов следует, что увеличения нагрузки на фундамент крайнего ряда колонн по оси «А» не произойдет.

Для колонн по оси «Ж» дополнительное нагружение от утепления будет меньшим и составит 1 320 кгс. Величина суммарной нагрузки будет равна  $25\,380 + 1\,320 = 26\,700$  кгс. Таким образом, дополнительного увеличения нагрузки от встраиваемого каркаса с перекрытием по плану реконструкции не происходит.

### Средняя колонна

Сосредоточенная нормативная сила на колонну от веса перекрытия, которая будет передаваться на фундамент,

$$N = 940 \cdot 6 \cdot 9 = 50\,760 \text{ кгс.}$$

Вертикальное давление от двух сближенных кранов составляет  $D_{\max} = 55\,200$  кгс.

Дополнительная нагрузка на средний фундамент по оси «Г» будет только от засыпки под полы до отметки + 1,050. Величина этой нагрузки будет составлять  $1,2 \text{ тс/м}^2$ , что меньше расчетной нагрузки на полы бывшего цеха, равной  $2,0 \text{ тс/м}^2$ . Но на полы на отметку 1,050 будет действовать полезная нагрузка  $0,8 \text{ тс/м}^2$ . Полная нагрузка на фундамент от пола не увеличится по сравнению с ранее действовавшей в механосборочном цехе.

Величина нагрузки на фундамент после демонтажа мостовых кранов и устройства перекрытия будет равна 50 760 кгс.

Других изменений по нагрузкам на фундамент при реконструкции не будет. Из сопоставления действовавшей нагрузки от мостовых кранов и новой предполагаемой нагрузки от вводимого реконструкцией перекрытия в точках передачи нагрузок от мостовых кранов следует, что увеличения нагрузки на фундамент среднего ряда колонн по оси «Г» не произойдет.

## 1.2. Расчет каркаса низкой части здания

### *Сбор нагрузок на раму*

На раму обследуемого одноэтажного промышленного здания действуют следующие нагрузки:

- постоянная нагрузка от массы покрытия;
- снеговая нагрузка, приложенная к покрытию;
- ветровая нагрузка, действующая на продольные стены здания.

*Постоянная нагрузка от массы покрытия* – нагрузка, приложенная к покрытию в виде постоянно распределённой по поверхности, но передающейся в виде сосредоточенной силы, как опорная реакция подстропильной конструкции.

Результаты сбора нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия приведены в табл. 1.1.

Коэффициент надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ . Тогда нагрузки на 1 м<sup>2</sup> покрытия будут равны табличным значениям:

- нормативная:  $q_n = 445 \text{ кгс/м}^2$ ;
- расчетная:  $q = 532 \text{ кгс/м}^2$ .

#### Крайняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса покрытия

$$N = 532 \cdot 6 \cdot 9 = 28\,728 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса колонны

$$N = b \cdot h_1 \cdot H \cdot \rho_{жб} \cdot \gamma_n \cdot \gamma_{жб},$$
$$N = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 7 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 3\,080 \text{ кгс.}$$

Отклонение верха колонн от вертикали (для максимального случая) составляет 19 мм.

Эксцентриситет нагрузки  $N_{\text{покр}}$  равен:

$$e = 0,5 \cdot 400 - 360/3 + 19 = 99 \text{ мм.}$$

#### Средняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса покрытия

$$N = 532 \cdot 12 \cdot 18 = 114\,912 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса колонны

$$N_H = b \cdot h_1 \cdot H_B \cdot \rho_{жб} \cdot \gamma_{п} \cdot \gamma_{жб},$$
$$N_H = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 7,0 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 4\,620 \text{ кгс.}$$

Колонна в зоне стыка низкой и высокой частей

Сосредоточенная сила на колонну от веса покрытия

$$N = 532 \cdot 6 \cdot 9 = 28\,728 \text{ кгс.}$$

Нагрузка от собственного веса колонны

$$N = b \cdot h_1 \cdot H \cdot \rho_{жб} \cdot \gamma_{п} \cdot \gamma_{жб},$$
$$N = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 7 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 3\,080 \text{ кгс.}$$

*Снеговая нагрузка, приложенная к покрытию*

При расчёте поперечной рамы принимают снеговую нагрузку равномерно распределённой во всех пролётах здания (коэффициент  $\mu = 1$  по п. 5.4. [2]). Снеговой мешок на низкой части покрытия образуется только в зоне перепада высот на длине 4,5 м, определенной в соответствии с СНиП 2.01.07. Коэффициент  $\mu = 1,5$  вычислен по требованиям СНиП 2.01.07. Эпюра снеговой нагрузки имеет здесь треугольный характер с максимальной ординатой 2,75 и минимальной ординатой 0,23. Для расчетов коэффициент на длине наметания снега 4,5 м осреднен и принят равным 1,5.

Нормативное значение снегового покрова на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия для IV района по табл. 4 [2]  $P_{сн} = 170 \text{ кгс}$ . Нормативная нагрузка на  $1 \text{ м}^2$  горизонтальной проекции покрытия приведена в табл. 1.3.

Таблица 1.3

*Сбор нагрузки от снежного покрова на  $1 \text{ м}^2$*

№ п/п	Временная нагрузка	Нормативное значение, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кгс/м <sup>2</sup>
1.	Снеговая нагрузка по СНиП 2.01.07-85*	170,0	1,4	240,0
2.	Снеговая нагрузка по СНиП 2.01.07-85* в зоне снегового мешка у перепада высот	255,0	1,4	357,0

Крайняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса снегового покрова

$$N = 240 \cdot 6 \cdot 9 = 12\,960 \text{ кгс.}$$

Отклонение верха колонн от вертикали (для максимального случая) составляет 19 мм.

Эксцентриситет нагрузки  $N_{\text{покр}}$  равен

$$e = 0,5 \cdot 400 - 360/3 + 19 = 99 \text{ мм.}$$

Средняя колонна

Сосредоточенная сила на колонну от веса снегового покрова

$$N = 240 \cdot 12 \cdot 18 = 51\,840 \text{ кгс.}$$

Колонна в зоне стыка низкой и высокой частей

Сосредоточенная сила на колонну от веса снегового покрова

$$N = (357 \cdot 4,5 + 240 \cdot 4,5) \cdot 6 = 16\,119 \text{ кгс.}$$

*Ветровая нагрузка, приложенная к рамам каркаса*

Нормативное значение ветровой нагрузки для 1-го района и типа местности А с наветренной стороны

$$q_{\text{п}} = 23 \cdot 1,0 \cdot 0,8 = 18,4 \text{ кгс/м}^2.$$

Нормативное значение ветровой нагрузки для 2-го района и типа местности А с подветренной стороны

$$q_{\text{п}} = 23 \cdot 1,0 \cdot 0,5 = 11,5 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетное значение ветровой равномерно распределенной нагрузки с наветренной стороны при шаге колонн 6 м

$$q_{\text{вет}} = 18,4 \cdot 1,4 \cdot 6 = 155 \text{ кгс/м}^2.$$

Расчетное значение ветровой равномерно распределенной нагрузки с подветренной стороны при шаге колонн 6 м

$$q_{\text{вет}} = 11,5 \cdot 1,4 \cdot 6 = 100 \text{ кгс/м}^2.$$

Суммарная сосредоточенная сила в уровне верха колонны от ветровой нагрузки на стены, расположенные выше верха колонн

$$W = (155 + 100) \cdot 1,8 = 460 \text{ кгс.}$$

*Нагрузки от собственного веса кирпичных стен*

В продольном направлении высота кирпичных стен составляет 9,2 м. В первоначальном проектном решении в стенах были предусмотрены проемы под окна на одном уровне: на высоте 0,9 м от уровня пола высотой 4,6 м и шириной 4,0 м.

Нагрузка от веса стен передается через фундаментные балки непосредственно на фундаменты колонн каркаса.

Величина проектной нагрузки от веса стен на фундамент

$$N_{\text{ст}} = \{0,38 (9,2 \cdot 6) - (4,6 \cdot 4)\} \cdot 1\,800 \cdot 1,1 = 27\,688 \text{ кгс.}$$

Вес заполнений проемов

$$N_{\text{зап}} = 50 \cdot 18,4 \cdot 1,1 = 1\,012 \text{ кгс.}$$

Вес фундаментной балки марки ФБ6-18  $G = 1\,800$  кгс.

Суммарная нагрузка на фундаменты колонн каркаса от стенового ограждения с заполнениями

$$N_{\text{ф}} = 27\,688 + 1\,320 + 1\,800 = 30\,500 \text{ кгс.}$$

В процессе реконструкции предполагается сделать окна размером  $1,4 \times 1,4$  м, часть проемов заложить газосиликатными блоками плотностью  $600 \text{ кг/м}^3$ , толщина закладки  $0,3$  м.

Величина измененной проектной нагрузки от веса стен на фундамент:

$$N = \{0,38 (9,2 \cdot 6) - (4,6 \cdot 4)\} \cdot 1\,800 \cdot 1,1 + (0,3 \cdot 3,2 \cdot 4) \cdot 600 \cdot 1,1 = \\ = 31\,292 \text{ кгс.}$$

Дополнительной нагрузкой на фундаменты будет вес облицовки фасадов с утеплением и заполнениями проемов

$$N_{\text{доп}} = 50 \cdot 55,2 \cdot 1,1 = 3\,036 \text{ кгс.}$$

Суммарная новая нагрузка на фундаменты каркаса низкой части здания после предполагаемой реконструкции

$$N_{\text{ф.н}} = 31\,292 + 3\,036 + 1\,800 = 36\,128 \text{ кгс.}$$

В процессе предполагаемой реконструкции произойдет увеличение нагрузки на фундаменты колонн каркаса низкой части по крайнему ряду на  $5\,628$  кгс.

В то же время в низкой части здания предполагается ввести промежуточные железобетонные стойки для разгрузки средних колонн и фундаментов под ними. В этом случае снеговая нагрузка на колонны и фундаменты низкой части здания частично снимется. Величина снеговой нагрузки на колонны существующего каркаса составит:

- на колонну по оси «И»:  $357 \cdot 6 \cdot 3,6 = 7\,712$  кгс;
- колонну по оси «М»:  $(357 \cdot 1 + 240 \cdot 8) \cdot 6 = 13\,662$  кгс;
- колонну по оси «Р»:  $240 \cdot 6 \cdot 3,6 = 5\,184$  кгс.

Действовавшие до введения промежуточных опор снеговые нагрузки составляли:

- на колонну по оси «И»:  $N = 240 \cdot 6 \cdot 9 = 12\,960$  кгс;
- колонну по оси «М»:  $N = 240 \cdot 12 \cdot 18 = 51\,840$  кгс;
- колонну по оси «Р»:  $N = (357 \cdot 4,5 + 240 \cdot 4,5) \cdot 6 = 16\,119$  кгс.

Из сопоставления величин снеговых нагрузок следует, что происходит значительная разгрузка колонн и фундаментов под ними существующего каркаса низкой части здания. Нагрузки на фундаменты становятся меньше, чем действовавшие. Особенно это касается средних колонн по оси «М».

В летнее время в перспективе заказчик рассматривает возможность эксплуатации кровли под кафе и смотровые площадки с расчетной нагрузкой до 400 кгс/м<sup>2</sup> с разгрузкой плит покрытия. По заданию заказчика рассмотрен также этот вариант. В этом случае нагрузки на колонны и фундамент возрастут без снеговых нагрузок:

- на колонну по оси «И»:  $400 \cdot 6 \cdot 3,6 = 8\,680$  кгс;
- колонну по оси «М»:  $400 \cdot 9 \cdot 6 = 21\,600$  кгс;
- колонну по оси «Р»:  $400 \cdot 6 \cdot 3,6 = 8\,640$  кгс.

В этом случае также не происходит дополнительного нагружения фундаментов, а имеет место некоторое снижение нагрузки на фундаменты.

### 1.3. Остаточная прочность и эксплуатационная пригодность сборных плит покрытия

В покрытии применены ребристые плиты марки ПКЖ-4 по серии 1.465.1, армированные арматурой диаметром 16 мм класса АIV. Материал плит – бетон марки М225 (класса В17,5). Продольная рабочая арматура установлена по одному стержню в каждом ребре.

Нагрузка, действующая на 1 м<sup>2</sup>, подсчитана в табл. 1.4.

Таблица 1.4

*Сбор нагрузок на 1 м<sup>2</sup> плиты покрытия*

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности	Расчётное значение, кгс/м <sup>2</sup>
<i>1. Постоянная нагрузка</i>				
1.	Рулонный ковер кровли из рубероида на битумной мастике	12,6	1,2	17,0
2.	Цементная стяжка толщиной $\delta = 35$ мм	70,0	1,3	91,0

Окончание табл. 1.4

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативное значение, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности	Расчётное значение, кгс/м <sup>2</sup>
3.	Утеплитель – керамзит толщиной $\delta = 160$ мм и средней плотностью с учетом протечек в ендовах $800 \text{ кг/м}^3$	128,0	1,3	166,0
4.	Пароизоляция из рубероида на битумной мастике	6,0	1,2	7,0
5.	Собственный вес плит перекрытия с учетом замоноличивания швов	181,0	1,1	199,0
	<i>Итого</i>	408,0	–	480,0
<i>II. Временная нагрузка</i>				
6.	Снеговая по СНиП 2.01.07-85*	170,0	1,4	240,0
	<i>Итого</i>	547,6		701,2
7.	Снеговая нагрузка на плиты покрытия в месте перепада высот $\mu = 1,5$	255,0	1,4	357,0
	<i>Итого у перепада высот</i>	663,0	–	837,0

Коэффициент надёжности по назначению  $\gamma_n = 1$ .

Тогда расчетная нагрузка на покрытие составляет:

-  $q = 700 \text{ кгс/м}^2$  на рядовых участках;

-  $q = 837 \text{ кгс/м}^2$  на участке в месте перепада высот.

**Расчет плиты марки ПКЖ–4/1,5×6 с дефектами**

Расчет плит покрытия произведен для плит, имеющих дефекты в виде промочек и высолов на поверхности бетона. Учет этих дефектов выполнен снижением прочности бетона в сжатой зоне несущих ребер.

Расчётные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 115 \cdot 0,85 = 97,75 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 9,0 \cdot 0,85 = 7,65 \text{ кгс/см}^2$ ;

$\gamma_{b2} = 0,9$ ; коэффициентом 0,85 учтено снижение прочности бетона в местах протечек;

- арматуры:  $R_s = 5\ 000 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{sw} = 1\ 750 \text{ кгс/см}^2$ .

Площадь сечения арматуры для плит с предварительно-напряженной арматурой:

- растянутой:  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ;

- сжатой:  $A'_s = 0,57 \text{ см}^2$ ;

- поперечной:  $A_{sw} = 0,39 \text{ см}^2$ .

Высота сечения плиты:  $h = 30 \text{ см}$ .

Расчётная ширина сечения плиты:  $b = b'_f = 146 \text{ см}$ .

Рабочая высота сечения плиты:  $h_0 = 27 \text{ см}$ .

Площадь сечения продольной рабочей арматуры:  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ;  
 $A'_s = 0,57 \text{ см}^2$ .

Высота сжатой зоны бетона в сечении плиты

$$x = \frac{(5000 \cdot 4,02 - 0,57 \cdot 2100)}{97,75 \cdot 0,9 \cdot 146} = 1,46 \text{ см}.$$

Изгибающий момент, воспринимаемый плитой в пролете:

- по арматуре:

$$M_s = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 5000 \cdot 4,02 \cdot (27 - 0,5 \cdot 1,46) = \\ = 528027 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 5280 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

- по бетону:

$$M_b = R_b \cdot b_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 97,75 \cdot 146 \cdot 1,46 \cdot (27 - 0,5 \cdot 1,46) = 5360 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Предельная величина расчетной нагрузки на плиты перекрытия

$$q = \frac{M_{сеч} \cdot 8}{b_f \cdot l_0^2} = \frac{5360 \cdot 8}{1,46 \cdot 5,85^2} = 858 \text{ кгс/м}^2,$$

где  $M_{сеч}$  – момент сечения.

Действующая нагрузка на рядовые плиты с учетом конструкции покрытия, веса плит и снеговой нагрузки

$$q_c = 700 \text{ кгс/м}^2 \leq q = 858 \text{ кгс/м}^2.$$

Действующая нагрузка на плиты в месте перепада высот с учетом конструкции покрытия, веса плит и снегового мешка

$$q_c = 837 \text{ кгс/м}^2 \leq q = 858 \text{ кгс/м}^2.$$

*Вывод:* прочность сборных железобетонных плит покрытия по нормальным сечениям обеспечивается с запасом до 22 % на рядовых участках и 3 % в местах перепада высот. Таким образом, техническое состояние плит покрытия можно считать работоспособным с

учетом выявленных местных дефектов. В соответствии с п. 3.13 [6] прочность нормальных сечений при арматуре класса АIV может быть увеличена в 1,1 раза. Тогда величина предельной нагрузки на плиты составит 944 кгс/м<sup>2</sup>, что не учтено в расчете.

#### Расчет полки на местный изгиб

Полка плит перекрытия работает как плита, опертая по контуру. Условие предельного равновесия:

$$8M = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12}; \quad l_1 \approx l_2;$$

$$M = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{96} = \frac{ql_1^3}{48} = \frac{585 \cdot 1,40^3}{48} = 33,44 \text{ кгс} \cdot \text{м/м.}$$

Требуемое количество продольной рабочей арматуры в полке

$$A_s = \frac{3344}{3150 \cdot 1,46} = 0,72 \text{ см}^2/\text{м.}$$

Установлено 6 стержней Ø 4 мм марки Вр-I с  $A_s = 0,75 \text{ см}^2/\text{м}$ .

Вывод: прочность полки плиты на местный изгиб обеспечивается с запасом до 4 % при полной расчетной нагрузке. Полки плит находятся в работоспособном состоянии.

#### Прочность наклонных сечений

Приопорная зона плиты армирована поперечными стержнями Ø 4 мм марки Вр-I с шагом 15 см.

Интенсивность усилий в поперечных стержнях

$$q_{sw} = \frac{n \cdot A_{sw} \cdot R_{sw}}{S},$$

где  $n$  – количество стержней;  $S$  – шаг, с которым установлены стержни.

$$q_{sw} = \frac{2 \cdot 0,125 \cdot 1\,750}{15} = 30,0 \text{ кгс/см.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot h_0 = 30 \cdot 27 = 810 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 7,65 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 27^2}{2 \cdot 27} = 3\,718 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой и бетоном

$$Q_{bw} = 810 + 3\,718 = 4\,528 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая совместно арматурой с бетоном

$$Q_{bw} = 2\sqrt{\varphi_b \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = 2\sqrt{2 \cdot 7,65 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 27^2 \cdot 30} = 496 \text{ кгс.}$$

Предельная величина расчетной нагрузки на плиты

$$q = \frac{2Q_{bw}}{lb} = \frac{2 \cdot 4\,528}{5,85 \cdot 1,5} = 1\,032 \text{ кгс/м}^2 > 837 \text{ кгс/м}^2.$$

*Вывод:* ребристые плиты покрытия обладают достаточным запасом прочности (23 %) по наклонным сечениям в опорных участках. Их техническое состояние является работоспособным.

### **Расчет плиты марки ПКЖ-4/1,5×6 без дефектов**

Расчет плит покрытия, не имеющих дефектов в виде промочек и высолов на поверхности бетона, представлен ниже.

Расчётные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 115 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 9,0 \text{ кгс/см}^2$ ;  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;

- арматуры:  $R_s = 5\,000 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{sw} = 1\,750 \text{ кгс/см}^2$ .

Площадь сечения арматуры для плит с предварительно-напряженной арматурой:

- растянутой:  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ;

- сжатой:  $A'_s = 0,57 \text{ см}^2$ ;

- поперечной:  $A_{sw} = 0,39 \text{ см}^2$ .

Высота сечения плиты:  $h = 30 \text{ см}$ .

Расчётная ширина сечения плиты:  $b = b'_f = 146 \text{ см}$ .

Рабочая высота сечения плиты:  $h_0 = 27 \text{ см}$ .

Площадь сечения продольной рабочей арматуры:  $A_s = 4,02 \text{ см}^2$ ;  
 $A'_s = 0,57 \text{ см}^2$ .

Высота сжатой зоны бетона в сечении плиты

$$x = \frac{(5\,000 \cdot 4,02 - 0,57 \cdot 2\,100)}{115 \cdot 0,9 \cdot 146} = 1,24 \text{ см.}$$

Изгибающий момент, воспринимаемый плитой в пролете:

- по арматуре:

$$M_s = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 5\,000 \cdot 4,02 \cdot (27 - 0,5 \cdot 1,24) + \\ + 2\,100 \cdot 0,57(3 - 0,5 \cdot 1,24) = 533\,087 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 5\,331 \text{ кгс} \cdot \text{м};$$

- по бетону:

$$M_b = R_b \cdot b_f \cdot x \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) = 115 \cdot 146 \cdot 1,24 \cdot (27 - 0,5 \cdot 1,24) = \\ = 545\,459 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 5\,454 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Предельная величина расчетной нагрузки на плиты перекрытия

$$q = \frac{M_{\text{сеч}} \cdot 8}{b_f \cdot l_0^2} = \frac{5\,454 \cdot 8}{1,46 \cdot 5,85^2} = 873 \text{ кгс/м}^2.$$

Действующая нагрузка на рядовые плиты с учетом конструкции покрытия, веса плит и снеговой нагрузки:

$$q_c = 700 \text{ кгс/м}^2 \leq q = 873 \text{ кгс/м}^2.$$

Действующая нагрузка на плиты в месте перепада высот с учетом конструкции покрытия, веса плит и снегового мешка

$$q_c = 837 \text{ кгс/м}^2 \leq q = 873 \text{ кгс/м}^2.$$

*Вывод: прочность сборных железобетонных плит покрытия по нормальным сечениям обеспечивается с запасом до 25 % на рядовых участках и 4 % в местах перепада высот. Таким образом, техническое состояние плит покрытия можно считать работоспособным с учетом выявленных местных дефектов. В соответствии с п. 3.13 [6] прочность нормальных сечений при арматуре класса АIV может быть увеличена в 1,1 раза. Тогда величина предельной нагрузки на плиты составит 960 кгс/м<sup>2</sup>, что не учтено в расчете.*

*Расчет полки на местный изгиб*

Полка плит перекрытия работает как плита, опертая по контуру.

Условие предельного равновесия:

$$8M = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{12}; l_1 \approx l_2; \\ M = \frac{ql_1^2(3l_2 - l_1)}{96} = \frac{ql_1^3}{48} = \frac{585 \cdot 1,40^3}{48} = 33,44 \text{ кгс} \cdot \text{м/м}.$$

Требуемое количество продольной рабочей арматуры в полке

$$A_s = \frac{3344}{3150 \cdot 1,46} = 0,72 \text{ см}^2/\text{м}.$$

Установлено 6 стержней  $\varnothing 4$  мм марки Вр-I с  $A_s = 0,75 \text{ см}^2/\text{м}$ .

Вывод: прочность полки плиты на местный изгиб обеспечивается с запасом до 4 % при полной расчетной нагрузке. Полки плит находятся в работоспособном состоянии.

*Прочность наклонных сечений*

Приопорная зона плиты армирована поперечными стержнями  $\varnothing 4$  мм марки Вр-I с шагом 15 см.

Интенсивность усилий в поперечных стержнях

$$q_{sw} = \frac{n \cdot A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{2 \cdot 0,125 \cdot 1750}{15} = 30,0 \text{ кгс/см}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot h_0 = 30 \cdot 27 = 810 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_s = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c} = \frac{2 \cdot 1,25 \cdot 7,65 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 27^2}{2 \cdot 27} = 3 \text{ 718 кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой и бетоном

$$Q_{bw} = 810 + 3 \text{ 718} = 4 \text{ 528 кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая совместно арматурой с бетоном

$$Q_{bw} = 2\sqrt{\varphi_b \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2 \cdot q_{sw}} = 2\sqrt{2 \cdot 7,65 \cdot 0,9 \cdot 16 \cdot 27^2 \cdot 30} = 4 \text{ 596 кгс}.$$

Предельная величина расчетной нагрузки на плиты

$$q = \frac{2 \cdot Q_{bw}}{l \cdot b} = \frac{2 \cdot 4 \text{ 528}}{5,85 \cdot 1,5} = 1 \text{ 032 кгс/м}^2 > 837 \text{ кгс/м}^2$$

Вывод: ребристые плиты покрытия обладают достаточным запасом прочности (23 %) по наклонным сечениям в опорных участках. Их техническое состояние является работоспособным.

## 1.4. Остаточная прочность и эксплуатационная пригодность железобетонных балок сборного покрытия

### *Расчет железобетонных балок ИБ4-18*

При пролете 18,0 м высота сечения балок на опоре – 79 см, в середине пролёта – 165 см. Сечение балки двутавровое. Нижняя зона балок марки ИБ4-18 в пролете армирована напрягаемой арматурой 9 Ø 20 АIV с  $A_s = 28,26 \text{ см}^2$ . Верхняя зона балок в пролете армирована сеткой с рабочей продольной арматурой 4 Ø 18 АIII с  $A_s = 10,16 \text{ см}^2$ . Поперечная арматура выполнена из замкнутых стержней 2 Ø 10 АIII с  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ . Нагрузка на балку приведена в табл. 1.5.

Таблица 1.5

#### *Сбор нагрузок на балку*

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности	Расчётная нагрузка, кгс/м <sup>2</sup>
<i>1. Постоянная нагрузка</i>				
1.	Рулонный ковер кровли из рубероида на битумной мастике	12,6	1,2	17,0
2.	Цементная стяжка толщиной $\delta = 35 \text{ мм}$	70,0	1,3	91,0
3.	Утеплитель – керамзит толщиной $\delta = 160 \text{ мм}$ и средней плотностью с учетом протечек в ендовах $800 \text{ кг/м}^3$	128,0	1,3	166,0
4.	Пароизоляция из рубероида на битумной мастике	6,0	1,2	7,0
5.	Собственный вес плит перекрытия с учетом замоноличивания швов	181,0	1,1	199,0
6.	Собственный вес балок	47,0	1,1	51,7
	<i>Итого</i>	445,0	–	532,0

Окончание табл. 1.5

№ п/п	Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кгс/м <sup>2</sup>	Коэффициент надёжности	Расчётная нагрузка, кгс/м <sup>2</sup>
<i>II. Временная нагрузка</i>				
7.	Снеговая по СНиП 2.01.07-85* на рядовых участках	170,0	1,4	240,0
	<i>Итого</i>	625,0	–	772,0
8.	Снеговая нагрузка на плиты покрытия в месте перепада высот $\mu = 1,5$	255,0	1,4	357,0
	<i>Итого у перепада высот</i>	700,0	–	890,0

Погонная нагрузка на балку с учетом коэффициента надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ :

- нормативная:  $q_n = 600,0 \cdot 6,0 = 3\ 600$  кгс/м;

- расчетная:  $q = 772 \cdot 6,0 = 4\ 632$  кгс/м.

Погонная нагрузка на балку с учетом коэффициента надежности по назначению  $\gamma_n = 1$  в зоне снегового мешка на длине 4,5 м:

- нормативная:  $q_n = 700,0 \cdot 6,0 = 4\ 200$  кгс/м;

- расчетная:  $q = 890 \cdot 6,0 = 5\ 340$  кгс/м.

*Проверка прочности нормальных сечений*

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 195 \cdot 0,9 = 175$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 13 \cdot 0,9 = 11,7$  кгс/см<sup>2</sup>;

$\gamma_{b2} = 0,9$ ;

- арматуры:  $R_s = 5000$  кгс/см<sup>2</sup> для арматуры АIV;  $R_{sw} = 2\ 750$  кгс/см<sup>2</sup>;

$R_s = 3\ 400$  кгс/см<sup>2</sup> для арматуры АIII. Расчетные сопротивления арматуры взяты из СП 13-102.

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Рабочая высота сечения балки:  $h_0 = 165 - 8 = 157$  см.

Высота сжатой зоны бетона

$$x_1 = \frac{(A_s \cdot R_s - A'_s \cdot R'_s)}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{(28,26 \cdot 5\ 000 - 10,16 \cdot 3\ 400)}{175 \cdot 40} = 14,9 \text{ см.}$$

Момент, воспринимаемый сечением балки в пролёте:

- по арматуре:

$$\begin{aligned} M_s &= A_s \cdot R_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x_1) + A'_s \cdot R_s \cdot (0,5 \cdot x_1 - a) = \\ &= 28,26 \cdot 5\,000 \cdot (157 - 0,5 \cdot 14,9) + 10,16 \cdot 3\,400 \cdot (0,5 \cdot 14,9 - 4) = \\ &= 219\,245\,254 \text{ кгс} \cdot \text{см}; \end{aligned}$$

- по бетону:

$$\begin{aligned} M_b &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5x_1) + A'_s \cdot R_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 175 \cdot 40 \cdot 14,9 \cdot (157 - 0,5 \cdot 14,9) + 10,16 \cdot 3\,400 \cdot (157 - 4) = \\ &= 21\,825\,450 \text{ кгс} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

Нагрузка, воспринимаемая балкой в пролёте

$$q = \frac{218\,255 \cdot 8}{17,75^2 \cdot 6} = 923 \text{ кгс/м}^2 \geq 772 \text{ кгс/м}^2.$$

Эквивалентная равномерно распределенная нагрузка на стропильные балки в зоне перепада высот составляет 800 кгс/м<sup>2</sup>. Это подтверждено статическим расчетом балки по двум загрузениям в программном комплексе «ЛИРА». Результаты расчета приведены ниже по тексту.

*Вывод:* прочность нормальных сечений балки обеспечивается с запасом 20 %, а в зоне действия снеговых мешков – с запасом 15 %. Техническое состояние балки по нормальным сечениям работоспособное. В соответствии с п. 3.13 [6] прочность нормальных сечений при арматуре класса AIV может быть увеличена в 1,1 раза. Тогда величина предельной нагрузки на балки составит 1 000 кгс/м<sup>2</sup>, что не учтено в расчете.

*Проверка прочности наклонных сечений*

В приопорной зоне установлены стержни диаметром 2 Ø 10 АШ с  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ . Шаг стержней 100 мм.

Максимальная поперечная сила в приопорной зоне балок:

- для участков без снегового мешка  $Q = 772 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 18,0 = 41\,688 \text{ кгс};$

- для участков со снеговым мешком  $Q = 837 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 18,0 = 45\,198 \text{ кгс}.$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном,  
 $Q_b = 1,5 \cdot 11,7 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 79 = 17\,469$  кгс.

Интенсивность усилий в поперечной арматуре

$$q_{sw} = \frac{2\,750 \cdot 2 \cdot 0,785}{10} = 432 \text{ кгс/см.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой,

$$Q_{sw} = 432 \cdot 79 = 34\,128 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой и бетоном,

$$Q_{bw} = 17469 + 34128 = 51\,597 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и арматурой совместно,

$$Q_{bw} = 2\sqrt{2 \cdot 11,7 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 79^2 \cdot 432} = 56\,388 \text{ кгс} \geq 45\,198 \text{ кгс.}$$

Вывод: прочность наклонных сечений балки при снеговых мешках в зоне перепада высот обеспечивается с запасом до 20 %, а без снеговых мешков – до 35 %. Техническое состояние балки по наклонным сечениям работоспособное.

Общий вывод: техническое состояние балок марки ИБ4-18 является работоспособным.

### ***Расчет железобетонных балок БДО-18 с отверстиями***

Балку рассчитываем по упрощенной схеме, так как ее верхний пояс очерчен по параболе (окружности) и опасным расчетным сечением в этом случае является середина пролета.

Высота сечения балок на опоре – 79 см, в середине пролёта – 195 см, при пролете 18,0 м. Сечение балки двутавровое. Нижняя зона балок марки БДО-18 в пролете армирована напрягаемой арматурой 6 Ø 22 АIV с  $A_s = 22,8 \text{ см}^2$ . Верхняя зона балок в пролете армирована сеткой с рабочей продольной арматурой 4 Ø 18 АIII с  $A_s = 10,16 \text{ см}^2$ . Поперечная арматура выполнена из замкнутых стержней 2 Ø 10 А III с  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ . Нагрузка на балку приведена в табл. 1.6.

Погонная нагрузка на балку с учетом коэффициента надежности по назначению  $\gamma_n = 1$ :

- нормативная:

$$q_n = 600,0 \cdot 6,0 = 3\,600 \text{ кгс/м;}$$

- расчетная:

$$q = 772 \cdot 6,0 = 4\,632 \text{ кгс/м.}$$

*Проверка прочности нормальных сечений*

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 195 \cdot 0,9 = 175 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 13 \cdot 0,9 = 11,7 \text{ кгс/см}^2$ ;

$$\gamma_{b2} = 0,9;$$

- арматуры:  $R_s = 5\,000 \text{ кгс/см}^2$  для арматуры АIV;  $R_{sw} = 2\,750 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_s = 3\,400 \text{ кгс/см}^2$  для арматуры АIII. Расчетные сопротивления арматуры взяты из СП 13-102.

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Рабочая высота сечения балки:  $h_0 = 195 - 18/2 = 186 \text{ см.}$

Высота сжатой зоны бетона

$$x_1 = \frac{(A_s \cdot R_s - A'_s \cdot R'_s)}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{(22,4 \cdot 5\,000 - 10,16 \cdot 3\,400)}{175,75 \cdot 40} = 11,0 \text{ см.}$$

Момент, воспринимаемый сечением балки в пролёте:

- по арматуре:

$$\begin{aligned} M_s &= A_s \cdot R_s \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x_1) + A'_s \cdot R'_s \cdot (0,5 \cdot x_1 - a) = \\ &= 22,8 \cdot 5\,000 \cdot (186 - 0,5 \cdot 11,) + 10,16 \cdot 3\,400 \cdot (0,5 \cdot 11 - 4) = \\ &= 20\,628\,816 \text{ кгс} \cdot \text{см}; \end{aligned}$$

- по бетону:

$$\begin{aligned} M_g &= R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot x_1 \cdot (h_0 - 0,5x_1) + A'_s \cdot R'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a') = \\ &= 175,75 \cdot 40 \cdot 11 \cdot (186 - 0,5 \cdot 11) + 10,16 \cdot 3\,400 \cdot (186 - 4) = \\ &= 20\,563\,027 \text{ кгс} \cdot \text{см.} \end{aligned}$$

Нагрузка, воспринимаемая балкой в пролёте,

$$q = \frac{205\,630 \cdot 8}{17,75^2 \cdot 6} = 870 \text{ кгс/м}^2 \geq 772 \text{ кгс/м}^2.$$

*Вывод:* Прочность нормальных сечений балки при данном виде загрузки обеспечивается с запасом до 13 %. В соответствии с п. 3.13 [6] прочность нормальных сечений при арматуре класса АIV может быть увеличена в 1,1 раза. Тогда величина предельной нагрузки на балки составит 957 кгс/м<sup>2</sup>, что не учтено в расчете.

### *Проверка прочности наклонных сечений*

В приопорной зоне установлены стержни диаметром 2 Ø 10 АШ с  $A_s = 1,57 \text{ см}^2$ . Шаг стержней 100 мм.

Максимальная поперечная сила в приопорной зоне балок

$$Q = 772 \cdot 6 \cdot 0,5 \cdot 18,0 = 41\,688 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$$Q_b = 1,5 \cdot 11,7 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 79 = 17\,469 \text{ кгс.}$$

Интенсивность усилий в поперечной арматуре

$$q_{sw} = \frac{2\,750 \cdot 2 \cdot 0,785}{10} = 432 \text{ кгс/см.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой,

$$Q_{sw} = 432 \cdot 79 = 34\,128 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой и бетоном,

$$Q_{bw} = 17\,469 + 34\,128 = 51\,597 \text{ кгс.}$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и арматурой совместно,

$$Q_{bw} = 2\sqrt{2 \cdot 11,7 \cdot 0,9 \cdot 14 \cdot 79^2 \cdot 432} = 56\,388 \text{ кгс} \geq 41\,688 \text{ кгс.}$$

Общий вывод: прочность наклонных сечений балки при данном виде загрузки обеспечивается с запасом до 35 %.

### ***Остаточная прочность и эксплуатационная пригодность железобетонных неразрезных балок в месте перепада высот***

Высота сечения неразрезных балок постоянная и составляет 80 см при пролетах 6,0 м. Сечение балки прямоугольное шириной 40 см. Конструкция балки представлена в исполнительной документации. Армирование балок симметричное. Нижняя зона балок армирована стержнями 3 Ø 20 АШ с  $A_s = 22,8 \text{ см}^2$ . Верхняя зона балок также 3 Ø 20 АШ с  $A_s = 9,42 \text{ см}^2$ . Поперечная арматура выполнена из замкнутых стержней 2 Ø 6 А II с  $A_s = 0,57 \text{ см}^2$ . Нагрузка на балку от веса кирпичной стены и дополнительного утепления расчетная  $q = 3\,700 \text{ кгс/м}$ .

*Проверка прочности нормальных сечений*

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 100 \cdot 0,9 = 90$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 8 \cdot 0,9 = 17,2$  кгс/см<sup>2</sup>;

- арматуры:  $R_s = 2\ 700$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{sw} = 1\ 750$  кгс/см<sup>2</sup>. Расчетные

сопротивления арматуры взяты из СП 13-102.

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Рабочая высота сечения балки:  $h_0 = 80 - 5 = 75$  см.

Момент, воспринимаемый сечением балки в пролёте по арматуре при симметричном армировании:

$$M_s = A_s \cdot R_s \cdot (h_0 - a) = 9,42 \cdot 2\ 700 \cdot (75 - 5) = 1\ 780\ 380 \text{ кгс} \cdot \text{см} = 17\ 804 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Нагрузка, воспринимаемая балкой в пролёте,

$$q = \frac{17\ 804 \cdot 12}{36} = 5\ 934 \text{ кгс/м} \geq 3\ 700 \text{ кгс/м}^2$$

Вывод: прочность нормальных сечений балки при данном виде загрузки обеспечивается с запасом до 60 %.

*Проверка прочности наклонных сечений*

В приопорной зоне установлены стержни диаметром  $2 \text{ } \varnothing \text{ } 6 \text{ A I}$  с  $A_s = 0,57 \text{ см}^2$ . Шаг стержней 250 мм.

Максимальная поперечная сила в приопорной зоне балок

$$Q = 3\ 700 \cdot 0,5 \cdot 6,0 = 11\ 100 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$$Q_b = 1,5 \cdot 7,2 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 75 = 29\ 160 \text{ кгс}$$

Интенсивность усилий в поперечной арматуре

$$q_{sw} = \frac{1\ 750 \cdot 2 \cdot 0,283}{25} = 80 \text{ кгс/см}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой,

$$Q_{sw} = 80 \cdot 75 = 6\ 000 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая арматурой и бетоном,

$$Q_{bw} = 29\ 160 + 6\ 000 = 35\ 160 \text{ кгс}.$$

Поперечная сила, воспринимаемая бетоном и арматурой совместно:

$$Q_{bw} = 2 \sqrt{2 \cdot 7,2 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 75^2 \cdot 80} = 30\ 547 \text{ кгс} \geq 11\ 100 \text{ кгс}.$$

Общий вывод: прочность наклонных сечений балки при данном виде загрузки обеспечивается с запасом до 285 %.

## 1.5. Остаточная прочность железобетонных колонн каркаса

### *Крайние колонны КП II-19*

Железобетонные колонны каркаса имеют высоту  $H = 7,0$  м.

Сечение колонн –  $40 \times 40$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s = A'_s = 11,4$  см<sup>2</sup>.

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 8,5$  кгс/см<sup>2</sup>.

- арматуры  $R_s = R_{sc} = 3\,400$  кгс/см<sup>2</sup>.

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Нагрузка на колонны от балок перекрытия

$$N_k = 772 \cdot 9 \cdot 6 \cdot 1 = 41\,688 \text{ кгс.}$$

Колонны каркаса можно считать как внецентренно загруженные с малым эксцентриситетом.

Величина эксцентриситета приложения нагрузки

$$e = 200 - 1/3 \cdot l_{оп} = 200 - 1/3 \cdot 300 = 100 \text{ мм} = 10 \text{ см.}$$

Максимальная величина отклонения верха колонн для учета дополнительного эксцентриситета по исполнительной съемке равна 21 мм. Тогда полный максимальный эксцентриситет приложения продольной силы на колонну составит:

$$e = 10 + 2,1 = 12,1 \text{ см.}$$

Изгибающий момент в колонне от внецентренного приложения нагрузки

$$M = N_k e = 41\,688 \cdot 12,1 = 504\,425 \text{ кгс} \cdot \text{см.}$$

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 1,5H = 1,5 \cdot 7 = 10,5 \text{ м.}$$

Жесткость колонн

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 403)/12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 11,4 \cdot 162) = 18,7 \cdot 10^9 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 18,7 \cdot 10^9 / 11,0 \cdot 105 = 175\,714 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 41\,688/175\,714) = 1,31.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,31$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 13,41 \cdot 1,31 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 33,56 \text{ см},$$

$$e_0 = h/30 + 12,1 = 40/30 + 12,1 = 13,41 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 11,4 \text{ см}^2$ :

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{41\ 688}{105 \cdot 0,9 \cdot 40} = 11,03 \text{ см},$$

$$\xi = 11,03 / 36 = 0,306 < 0,55.$$

Несущая способность колонн

$$N_{\text{пр}} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e};$$

$$N_{\text{пр}} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 11 \cdot 0,9 \cdot (36 - 0,5 \cdot 11) + 3\ 400 \cdot 11,4 \cdot (36 - 4)}{33,56} = 74\ 747 \text{ кгс}.$$

Запас прочности колонн составляет:

$$\Delta = \frac{N_{\text{пр}} - N_k}{N_{\text{пр}}} \cdot 100 \% = \frac{74\ 747 - 41\ 688}{74\ 747} \cdot 100 \% = 44 \%$$

*Вывод:* крайние колонны обладают запасом прочности до 44 %.  
В численном значении это составит:  $74\ 747 - 41\ 688 = 33\ 059 \text{ кгс}$ .

### **Средние колонны КП III-19**

Железобетонные колонны каркаса имеют высоту  $H = 6,5 \text{ м}$ .

Сечение колонн –  $40 \times 60 \text{ см}$ . Площадь сечения арматуры  $A_s = A'_s = 18,46 \text{ см}^2$ .

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 8,5 \text{ кгс/см}^2$ .

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\ 400 \text{ кгс/см}^2$ .

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Нагрузка на колонны от балок перекрытия

$$N_k = (772 + 28) \cdot 18 \cdot 12 \cdot 1 = 172\ 800 \text{ кгс}.$$

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 1,5H = 1,5 \cdot 6,5 = 9,75 \text{ м}.$$

Жесткость колонн:

$$D = 0,2 \cdot 240\ 000 \cdot (40 \cdot 603)/12 + 0,7 \cdot 2\ 100\ 000 \cdot (2 \cdot 18,46 \cdot 262) = 77 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 77 \cdot 109/9,75 \cdot 104 = 800\,000 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 172\,800/800\,000) = 1,276.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,276$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 4,1 \cdot 1,276 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 31,2 \text{ см,}$$

$$e_0 = h/30 + 2,1 = 60/30 + 2,1 = 4,1 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 18,46 \text{ см}^2$ :

$$x = \frac{N_{кр}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{172\,800}{105 \cdot 0,9 \cdot 60} = 30,44 \text{ см,}$$

$$\xi = 30,44 / 56 = 0,544 < 0,55.$$

Несущая способность колонн

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e},$$

$$N_{пр} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 30,44 \cdot 0,9 \cdot (56 - 0,5 \cdot 30,44) + 3\,400 \cdot 18,46 \cdot (56 - 4)}{31,2} = 255\,812 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн составляет

$$\Delta = \frac{N_{пр} - N_{кр}}{N_{пр}} \cdot 100 \% = \frac{255\,812 - 172\,800}{255\,812} \cdot 100 \% = 32 \% .$$

*Вывод: наиболее нагруженные средние колонны каркаса обладают достаточной остаточной прочностью для нормальной дальнейшей эксплуатации, с запасом прочности до 32 %. В численном значении это составит:  $255\,812 - 172\,800 = 83\,012 \text{ кгс}$ .*

### **Крайние колонны КП I-10**

Надкрановая часть колонны имеет высоту  $H = 3,2 \text{ м}$ .

Сечение колонн –  $40 \times 38 \text{ см}$ . Площадь сечения арматуры  $A_s + A'_s = 15,2 \text{ см}^2$ .

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 8,5 \text{ кгс/см}^2$ ;

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\,400 \text{ кгс/см}^2$ .

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Нагрузка на надкрановую часть колонны от балок покрытия согласно расчёту в «ЛИРЕ»  $N_k = 44\,516$  кгс.

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 2,0H_d = 2,0 \cdot 3,2 = 6,4 \text{ м.}$$

Жесткость колонн

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 383)/12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 7,6 \cdot 172) = 10,9 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 10,9 \cdot 109/4,1 \cdot 105 = 261\,860 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 44\,516/261\,860) = 1,25.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,25$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 14,7 \cdot 1,25 + 0,5 \cdot 38 - 4 = 33,4 \text{ см,}$$

$$e_0 = h/30 + 13,3 = 38/30 + 13,3 = 14,7 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 7,6 \text{ см}^2$

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{44\,516}{105 \cdot 0,9 \cdot 40} = 11,8 \text{ см,}$$

$$\xi = 11,8/34 = 0,346 < 0,55.$$

Величина расчетной нагрузки на колонну

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e};$$

$$N_{пр} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 11,8 \cdot 0,9 \cdot (34 - 0,5 \cdot 11,8) + 3400 \cdot 7,6 \cdot (34 - 4)}{33,4} = 64\,756 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн составляет

$$\Delta = \frac{N_{пр} - N_k}{N_{пр}} \cdot 100 \% = \frac{64\,756 - 44\,516}{64\,756} \cdot 100 \% = 31,2 \% .$$

*Вывод:* надкрановая часть колонн обладает достаточным запасом прочности для нормальной дальнейшей эксплуатации с запасом прочности до 31 %. В численном значении это составит:  $64\,756 - 44\,516 = 20\,241$  кгс.

Подкрановая часть колонны имеет высоту  $H = 7,0$  м.

Сечение колонн –  $40 \times 60$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s + A'_s = 22,8 \text{ см}^2$ .

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 8,5 \text{ кгс/см}^2$ ;

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\,400 \text{ кгс/см}^2$ .

Коэффициент условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Нагрузка на подкрановую часть колонны от балок перекрытия и покрытия

$$N_k = 80\,060 \text{ кгс.}$$

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 1,5H_d = 1,5 \cdot 7,0 = 10,5 \text{ м.}$$

Жесткость колонн

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 603)/12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 11,4 \cdot 262) = 57,2 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 57,2 \cdot 109/11 \cdot 105 = 512\,200 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 80\,060/512\,200) = 1,19.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,19$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 11,6 \cdot 1,19 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 39,8 \text{ см,}$$

$$e_0 = h/30 + 9,6 = 60/30 + 9,6 = 11,6 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 11,4 \text{ см}^2$ :

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{80\,060}{105 \cdot 0,9 \cdot 40} = 21,18 \text{ см,}$$

$$\xi = 21,18/56 = 0,378 < 0,55.$$

Несущая способность колонн:

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e};$$
$$N_{пр} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 21,18 \cdot 0,9 \cdot (56 - 0,5 \cdot 21,18) + 3\,400 \cdot 11,4 \cdot (56 - 4)}{39,8} = 142\,167 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн составляет:

$$\Delta = \frac{N_{пр} - N_k}{N_{пр}} \cdot 100 \% = \frac{142\,167 - 80\,060}{142\,167} \cdot 100 \% = 43 \% .$$

*Вывод:* подкрановые части крайних колонн каркаса обладают достаточной остаточной прочностью для нормальной дальнейшей эксплуатации с запасом прочности до 43 %. В численном значении это составит:  $255\,812 - 172\,800 = 62\,107 \text{ кгс}$ .

### Средние колонны КП I-14

Надкрановая часть колонны имеет высоту  $H = 3,2$  м.

Сечение колонн –  $40 \times 60$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s + A'_s = 24,6$  см<sup>2</sup>.

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 8,5$  кгс/см<sup>2</sup>;

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\,400$  кгс/см<sup>2</sup>.

Коэффициент условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Нагрузка на подкрановую часть колонны согласно расчёту в «ЛИРЕ»

$$N_k = 90\,108 \text{ кгс.}$$

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 2,0H_d = 2,0 \cdot 3,2 = 6,4 \text{ м.}$$

Жесткость колонн:

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 603)/12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 12,3 \cdot 262) = 60 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 60 \cdot 109/4,1 \cdot 105 = 1\,441\,463 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 90\,108/1\,441\,463) = 1,067.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,067$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 5,3 \cdot 1,067 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 31,7 \text{ см,}$$

$$e_0 = h/30 + 3,3 = 60/30 + 3,3 = 5,3 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 12,3$  см<sup>2</sup>:

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{90\,108}{105 \cdot 0,9 \cdot 40} = 23,84 \text{ см,}$$

$$\xi = 23,84/56 = 0,426 < 0,55.$$

Величина расчетной нагрузки на колонну

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e};$$

$$N_{пр} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 23,84 \cdot 0,9 \cdot (56 - 0,5 \cdot 23,84) + 3400 \cdot 12,3 \cdot (56 - 4)}{31,7} = 193\,682 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн составляет:

$$\Delta = \frac{N_{\text{пр}} - N_{\text{к}}}{N_{\text{пр}}} \cdot 100 \% = \frac{193\ 682 - 90\ 108}{193\ 682} \cdot 100 \% = 53,2 \% .$$

Вывод: надкрановая часть колонн обладает достаточным запасом прочности для нормальной дальнейшей эксплуатации с запасом прочности до 53 %. В численном значении это составит:  $193\ 682 - 90\ 108 = 103\ 573$  кгс.

Подкрановая часть колонны имеет высоту  $H = 7,0$  м.

Сечение колонн –  $40 \times 60$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s = A'_s = 18,46$  см<sup>2</sup>.

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 105,0$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 8,5$  кгс/см<sup>2</sup>.

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\ 400$  кгс/см<sup>2</sup>.

Коэффициент условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ .

Нагрузка на подкрановую часть колонны от балок перекрытия и покрытия

$$N_{\text{к}} = 154\ 908 \text{ кгс} ; M = 5,34 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Расчетная длина элемента

$$l_0 = 1,5H_d = 1,5 \cdot 7,0 = 10,5 \text{ м}.$$

Жесткость колонн

$$D = 0,2 \cdot 240\ 000 \cdot (40 \cdot 603)/12 + 0,7 \cdot 2\ 100\ 000 \cdot (2 \cdot 18,46 \cdot 262) = 77,2 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{\text{кр}} = 3,142 \cdot 77,2 \cdot 109/11 \cdot 105 = 691\ 291 \text{ кгс}.$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 154\ 908/691\ 291) = 1,29.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,29$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 5,6 \cdot 1,29 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 33,3 \text{ см},$$

$$e_0 = h/30 + 3,6 = 60/30 + 3,6 = 5,6 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 18,46$  см<sup>2</sup>:

$$x = \frac{N_{\text{к}}}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{154\ 908}{105 \cdot 0,9 \cdot 40} = 41 \text{ см},$$

$$\xi = 41/56 = 0,732 > 0,55.$$

Пересчитаем  $x$ :

$$x = (154\,908 + 3\,400 \cdot 18,46 (1 + 0,55/1 - 0,55) - 3\,400 \cdot 18,46) / (105 \cdot 0,9 \cdot 40 + (3\,400 \cdot 2 \cdot 18,46/56 (1 - 0,55))) = 35,2 \text{ см.}$$

Несущая способность колонн

$$N_{\text{пр}} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e};$$
$$N_{\text{пр}} = \frac{105 \cdot 40 \cdot 35,2 \cdot 0,9 \cdot (56 - 0,5 \cdot 35,2) + 3400 \cdot 18,46 \cdot (56 - 4)}{33,3} = 251\,444 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн составляет:

$$\Delta = \frac{N_{\text{пр}} - N_{\text{к}}}{N_{\text{пр}}} \cdot 100 \% = \frac{251\,444 - 154\,908}{251\,444} \cdot 100 \% = 38,4 \%.$$

***Вывод:** подкрановые части крайних колонн каркаса обладают достаточной остаточной прочностью для нормальной дальнейшей эксплуатации с запасом прочности до 43 %. В численном значении это составит:  $251\,444 - 154\,908 = 96\,536$  кгс.*

### **Колонны фахверка высокой части**

Железобетонные колонны каркаса имеют высоту  $H = 10,0$  м. На высоте 6 м от низа колонн устраивается промежуточное перекрытие, которое крепится к колоннам при помощи опорных столиков.

Сечение колонн –  $40 \times 40$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2$ .

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 95,0 \text{ кгс/см}^2$ ;  $R_{bt} = 8,2 \text{ кгс/см}^2$ ;

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\,400 \text{ кгс/см}^2$ .

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Нагрузки на колонну:

- собственный вес колонн:

$$0,4 \cdot 0,4 \cdot 13 \cdot 2500 \cdot 1,1 = 5\,720 \text{ кгс};$$

- нагрузка от проектируемого промежуточного перекрытия:

$$1\,200 \cdot 6 \cdot 3 = 21\,600 \text{ кгс.}$$

Суммарная нагрузка на фундамент фахверка:

$$5\,720 + 52\,969 + 21\,600 = 27\,320 \text{ кгс.}$$

Изгибающий момент от ветровой нагрузки

$$M = -7\,260 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Колонны каркаса можно считать как внецентренно загруженные.

Величина эксцентриситета приложения нагрузки

$$e = 7\,260/27\,320 = 26,6 \text{ см.}$$

Максимальная величина отклонения верха колонн для учета дополнительного эксцентриситета по исполнительной съемке равна 20 мм. Тогда полный максимальный эксцентриситет приложения продольной силы на колонну

$$e = 26,6 + 2,0 = 28,6 \text{ см.}$$

Расчетная длина элемента с учетом опорного столика с перекрытием

$$l_0 = 0,9H = 0,9 \cdot 10 = 9 \text{ м.}$$

Жесткость колонн

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 403)/12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 6,28 \cdot 162) = 16,7 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 16,7 \cdot 109/8,1 \cdot 105 = 203\,080 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 27\,320/203\,080) = 1,155.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,31$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 28,6 \cdot 1,155 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 49,1 \text{ см.}$$

$$e_0 = h/30 + 12,1 = 40/30 + 12,1 = 13,41 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2$ :

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{27\,320}{95 \cdot 0,9 \cdot 40} = 8 \text{ см,}$$

$$\xi = 8/36 = 0,222 < 0,55.$$

Несущая способность колонн

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e},$$

$$N_{пр} = \frac{95 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 0,9 \cdot (36 - 0,5 \cdot 8) + 3\,400 \cdot 6,28 \cdot (36 - 4)}{49,1} = 31\,747 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн

$$\Delta = \frac{N_{пр} - N_k}{N_{пр}} \cdot 100 \% = \frac{31\,747 - 27\,320}{27\,320} \cdot 100 \% = 16 \%.$$

*Вывод:* фахверковые колонны обладают запасом прочности до 16 % в случае устройства промежуточного перекрытия. В численном значении это составит:  $31\,747 - 27\,320 = 4\,427$  кгс.

### **Колонны фахверка низкой части**

Железобетонные колонны каркаса имеют высоту  $H = 7,0$  м. Сечение колонн –  $40 \times 40$  см. Площадь сечения арматуры  $A_s = A'_s = 6,28$  см<sup>2</sup>.

Прочностные характеристики материалов:

- бетона:  $R_b = 95,0$  кгс/см<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 8,2$  кгс/см<sup>2</sup>;

- арматуры:  $R_s = R_{sc} = 3\,400$  кгс/см<sup>2</sup>.

Коэффициенты условий работы:  $\gamma_{b2} = 0,9$ ;  $\gamma_s = 1$ .

Нагрузки на обресе фундамента:

- собственный вес колонн:

$$0,4 \cdot 0,4 \cdot 9,2 \cdot 2\,500 \cdot 1,1 = 4\,048 \text{ кгс.}$$

Изгибающий момент от ветровой нагрузки

$$M = -3\,504 \text{ кгс} \cdot \text{м.}$$

Колонны каркаса можно считать как внецентренно загруженные.

Величина эксцентриситета приложения нагрузки

$$e = 3\,504 / 4\,048 = 86,6 \text{ см.}$$

Максимальная величина отклонения верха колонн для учета дополнительного эксцентриситета по исполнительной съемке равна 20 мм. Тогда полный максимальный эксцентриситет приложения продольной силы на колонну

$$e = 86,6 + 2,0 = 88,6 \text{ см.}$$

Расчетная длина элемента с учетом опорного столика с перекрытием

$$l_0 = 2H = 2 \cdot 7 = 14 \text{ м.}$$

Жесткость колонн:

$$D = 0,2 \cdot 240\,000 \cdot (40 \cdot 403) / 12 + 0,7 \cdot 2\,100\,000 \cdot (2 \cdot 6,28 \cdot 162) = \\ = 16,7 \cdot 109 \text{ кгс/см}^2.$$

Условная критическая сила

$$N_{кр} = 3,142 \cdot 16,7 \cdot 109 / 19,6 \cdot 105 = 83\,917 \text{ кгс.}$$

Коэффициент продольного изгиба

$$\eta = 1/(1 - 4\,048/83\,917) = 1,05.$$

Расчетный эксцентриситет приложения продольной силы при коэффициенте продольного изгиба  $\eta = 1,31$ :

$$e = e_0 \cdot \eta + 0,5 \cdot h - a = 88,6 \cdot 1,05 + 0,5 \cdot 40 - 4 = 109 \text{ см.}$$

Высота сжатой зоны бетона при  $A_s = A'_s = 6,28 \text{ см}^2$ :

$$x = \frac{N_k}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b} = \frac{27\,320}{95 \cdot 0,9 \cdot 40} = 8 \text{ см,}$$

$$\xi = 8/36 = 0,222 < 0,55.$$

Несущая способность колонн

$$N_{пр} = \frac{R_b \cdot b \cdot x \cdot \gamma_{b2} \cdot (h_0 - 0,5 \cdot x) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot \gamma_s \cdot (h_0 - a)}{e},$$
$$N_{пр} = \frac{95 \cdot 40 \cdot 8 \cdot 0,9 \cdot (36 - 0,5 \cdot 8) + 3\,400 \cdot 6,28 \cdot (36 - 4)}{109} = 14\,301 \text{ кгс.}$$

Запас прочности колонн

$$\Delta = \frac{N_{пр} - N_k}{N_{пр}} \cdot 100 \% = \frac{14\,301 - 4\,048}{14\,301} \cdot 100 \% = 72 \%.$$

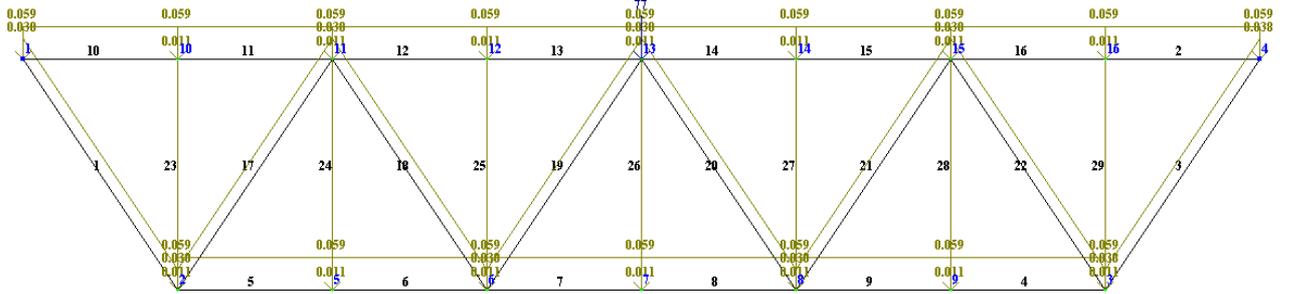
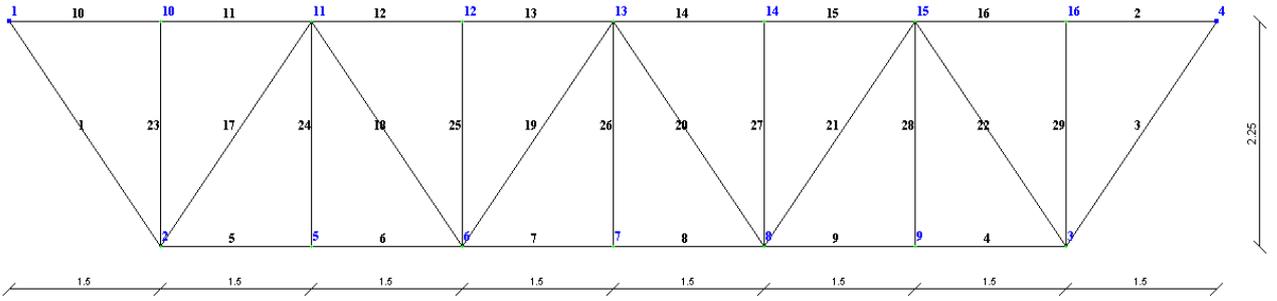
*Вывод:* фахверковые колонны обладают запасом прочности до 72 % в случае устройства промежуточного перекрытия. В численном значении это составит:  $14\,301 - 4\,048 = 10\,253 \text{ кгс}$ .

## 2. ПОДСТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА ПФ-1

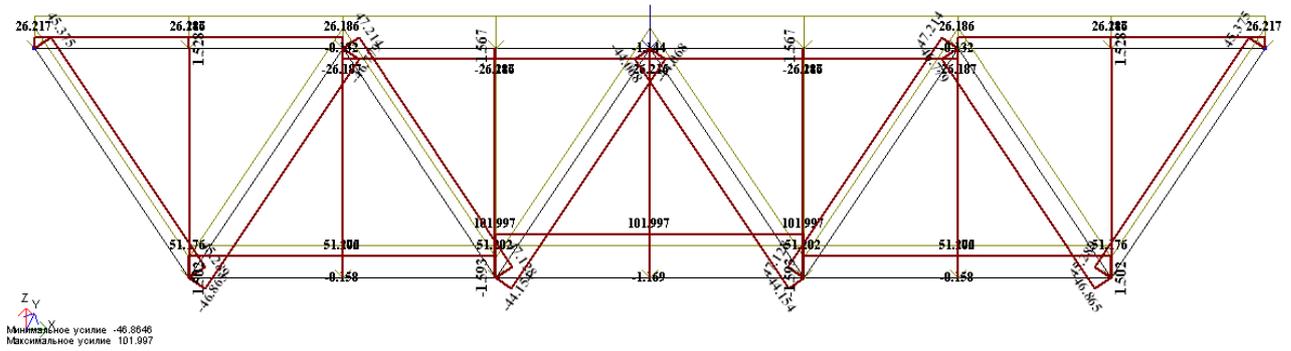
Поверочный расчёт подстропильной фермы выполнялся в расчётном комплексе «ЛИРА» с использованием модуля СТК (рисунок). Пояса металлической фермы выполнены из двух спаренных уголков  $200 \times 125 \times 12 \text{ мм}$ , раскосы из спаренных уголков  $125 \times 10 \text{ мм}$ , стойки –  $63 \times 7 \text{ мм}$ .

Нагрузка, действующая в середине пролёта рамы от опирающихся стропильных балок,

$$N = 772 \cdot 18 \cdot 6 = 83\,376 \text{ кгс.}$$



Загружение 1  
Эпюра N  
Единицы измерения - т



Загружение 1  
Эпюра Qz  
Единицы измерения - т

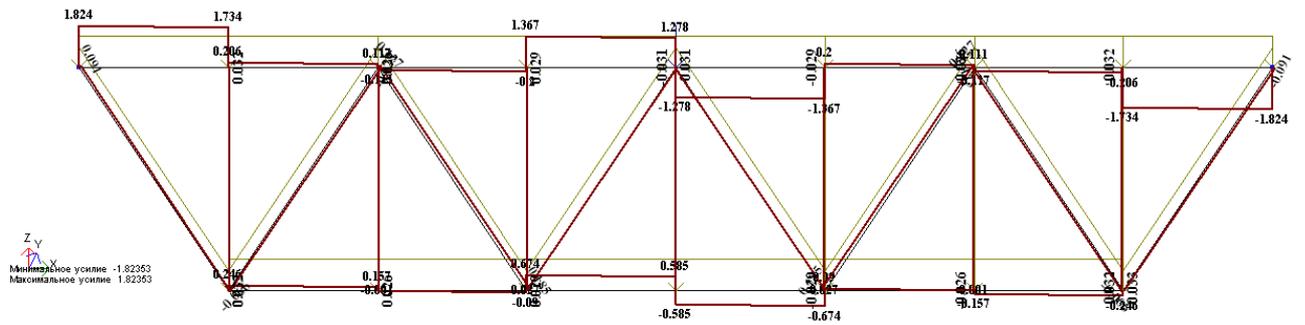


Схема подстропильной фермы ПФ-1



Как следует из определенных выше нагрузок на подстропильные фермы, при введении промежуточных опор нагрузка на фермы снижается, а при возможном летнем использовании покрытия низкой части под кафе и смотровую площадку не превышает действующую до реконструкции.

### 3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ

Расчет фундаментов выполнен на новые нагрузки по результатам предполагаемой реконструкции.

#### 3.1. Фундамент под крайнюю колонну по оси «А»

Значения расчетных усилий на обресе фундамента:

- нагрузка от веса покрытия и снега, а также от веса колонн

$$N = 34\,700 + 12\,960 = 47\,660 \text{ кгс};$$

- нагрузка от веса стен

$$N = 44\,000 \text{ кгс};$$

- нагрузка от рампы

$$N = 1\,000 \cdot 1,5 \cdot 6 = 9\,000 \text{ кгс};$$

- нагрузка от планируемого промежуточного перекрытия

$$N = 1\,000 \cdot 4,5 \cdot 6 = 27\,000 \text{ кгс};$$

- суммарное значение продольной силы на фундамент

$$N_{\text{сум}} = 47\,660 + 44\,000 + 9\,000 + 27\,000 = 127\,660 \text{ кгс};$$

- величина поперечной силы на обресе фундамента с учетом бокового давления грунта

$$Q = -(2\,632 + 2\,302) = -4\,934 \text{ кгс};$$

- суммарная величина изгибающего момента на обресе от вертикальных и ветровых нагрузок

$$M_{\text{сум}} = 8\,506 - 44\,000 \cdot 0,49 = -13\,054 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

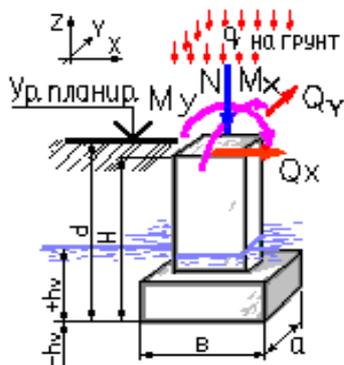
Поверочный расчет фундамента произведен в программном комплексе «BASE». Результаты расчета представлены в виде протокола машинного счета.

Результаты расчёта

Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пылевато-глинистые, крупнообломочные с пылевато-глинистым заполнителем  $0,25 < I < 0,5$

Тип расчёта: Проверить заданный

Способ расчёта: Расчёт основания по деформациям

Расчёт прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта:

На основе непосредственных испытаний

Конструктивная схема здания: Гибкая

Наличие подвала: Нет

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта  $1,75 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта  $0,2 \text{ тс/м}^2$

Угол внутреннего трения  $26^\circ$

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ ) – 5,6 м

Размеры подошвы фундамента:  $b = 3,2 \text{ м}$ ,  $a = 3,2 \text{ м}$

Высота фундамента ( $H$ ) 1,55 м

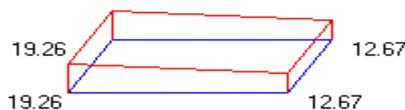
Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) ( $d$ ) 1,65 м

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке 1,15

## Расчетные нагрузки на фундамент:

Наименование	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	127,66	тс	
M <sub>y</sub>	- 13,05	тс · м	
Q <sub>x</sub>	- 4,94	тс	
M <sub>x</sub>	0	тс · м	
Q <sub>y</sub>	0	тс	
q	2	тс/м <sup>2</sup>	на грунт

## 2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0,77$ .

По расчёту по прочности грунта основания коэффициент использования  $K = 0,33$  при совокупном коэффициенте запаса прочности, равном 1,35.

Расчётное сопротивление грунта основания – 20,93 тс/м<sup>2</sup>.

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании – 19,26 тс/м<sup>2</sup>.

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании – 12,67 тс/м<sup>2</sup>.

Результирующая вертикальная сила – 187,97 тс.

Сопротивление основания – 768,14 тс.

### *Расчет осадки фундамента*

Расчет осадки фундамента также выполнен в программном комплексе «BASE». Результаты представлены ниже.

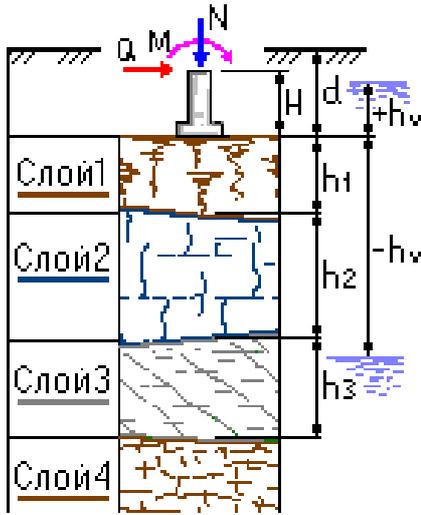


Результаты расчёта

Тип расчёта:

Деформации основания

1. - Исходные данные:



Тип фундамента: Столбчатый

Способ расчёта: Расчёт осадки

Исходные данные для расчёта:

Глубина заложения фундамента ( $d$ ) 1,65 м

Высота фундамента ( $H$ ) 1,55 м

Ширина подошвы фундамента ( $b$ ) 3,2 м

Длина подошвы фундамента ( $a$ ) 3,2 м

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ ) – 5,6 м

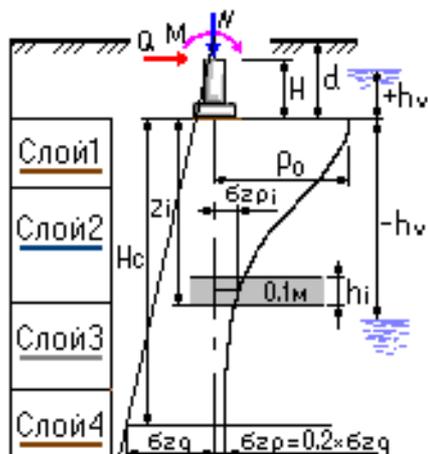
Характеристики грунтов по слоям:

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль $E$	Ед. измерения
Слой 1	Пески	5	1100	тс/м <sup>2</sup>
Слой 2	Суглинки	Не определена	2200	тс/м <sup>2</sup>

Нормативные нагрузки:

Обозначение	Величина	Ед. измерения	Примечания
$N$	127.66	тс	
$M_y$	- 13,05	тс · м	
$Q_x$	- 4,94	тс	
$M_x$	0	тс · м	
$Q_y$	0	тс	

## 2. - Выводы:



Осадка фундамента  $S = 30,17$  мм.

Крен фундамента в направлении оси  $X = -0,011$ .

Крен фундамента в направлении оси  $Y = 0$ .

Нижняя граница сжимаемой толщи ( $H_c$ ) 5,3 м.

Расчет осадки выполнен согласно СНиП 2-02-01-83\* «Основания зданий и сооружений».

### *Расчет фундамента по материалу*

Фундаменты изготовлены из бетона класса В17,5 (принятого осредненно по результатам замеров неразрушающим методом 10 фундаментов, вскрытых при обследовании 5 шт. и 5 шт. в ходе проектирования для уточнения размеров и конструкции в деформационном шве).

Расчетные характеристики бетона:  $R_b = 10$  МПа;  $R_{bt} = 0,82$  МПа;  $R_{bn} = 13$  МПа;  $R_{btm} = 1,25$  МПа.

Фундаменты армированы в стаканной части стержнями  $\varnothing 16$  мм, а в подошве установить диаметры арматуры не представилось возможным. На длине шурфа подкопа под подошву более 15 см не производилось, чтобы не нарушать структуру грунта. Факт наличия арматуры в подошве фундамента по показаниям прибора ИЗС и сканера арматуры, но ее диаметр и класс не определялся. Было принято решение принять минимальный диаметр арматуры, равный 12 мм, из стержней класса АП.

Расчетное сопротивление арматуры по СП 13-102  $R_s = 2700$  кгс/см<sup>2</sup>.

Расчетная схема фундамента представляет собой двухконсольную балку, нагруженную реакцией грунта.

Величины изгибающих моментов в подошве фундамента:

$$M_1 = (17 \cdot 3,2/8) \cdot (3,2 - 2,2)^2 = 6,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = (17 \cdot 3,2/8) \cdot (3,2 - 1,4)^2 = 22,03 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = (17 \cdot 3,2/8) \cdot (3,2 - 0,6)^2 = 45,97 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Моменты сопротивления сечения фундамента как бетонной конструкции:

$$W_1 = 3,2 \cdot 0,42/6 = 0,09 \text{ м}^3;$$

$$W_2 = 3,2 \cdot 0,82/6 = 0,341 \text{ м}^3;$$

$$W_3 = 3,2 \cdot 1,552/6 = 1,28 \text{ м}^3.$$

Напряжения в бетоне фундамента в растянутой зоне подошвы фундамента:

$$\sigma_1 = 6,8/0,09 = 75,55 \text{ тс/м}^2 = 7,55 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 22,03/0,341 = 64,6 \text{ тс/м}^2 = 6,46 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 45,97/1,28 = 35,91 \text{ тс/м}^2 = 3,6 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2.$$

При наличии арматуры в подошве по предполагаемому минимуму требуется ее количество составит:

$$A_{s1} = 6,8 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 33) = 8,48 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 22,03 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 73) = 12,4 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = 45,97 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 148) = 12,78 \text{ см}^2.$$

По предполагаемому минимуму в подошве установлено 17 стержней  $\varnothing 12$  мм марки АП с  $A_s = 19,21 \text{ см}^2$ .

По результатам расчета фундамента по материалу следует, что его прочность обеспечивается как бетонной конструкции и тем более с наличием армирования фундамента по конструктивному минимуму.

*Вывод:* фундамент под крайними колоннами каркаса высокой части здания отвечает требованиям норм по прочности и деформациям.

### 3.2. Фундамент под среднюю колонну по оси «Г»

Значения расчетных усилий на обрезах фундамента:

- нагрузка от веса покрытия и снега, а также от веса колонн

$$N = 57\,456 + 2\,112 + 4\,620 + 25\,920 = 90\,108 \text{ кгс};$$

- нагрузка от планируемого промежуточного перекрытия

$$N = 1\,200 \cdot 9 \cdot 6 = 64\,000 \text{ кгс};$$

- суммарное значение продольной силы на фундамент

$$N_{\text{сум}} = 90\,108 + 64\,800 = 154\,108 \text{ кгс};$$

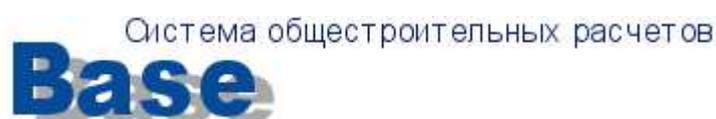
- величина поперечной силы на обресе фундамента с учетом бокового давления грунта

$$Q = 534 \text{ кгс};$$

- суммарная величина изгибающего момента на обресе от вертикальных и ветровых нагрузок

$$M_{\text{сум}} = 5\,432 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Поверочный расчет фундамента произведен в программном комплексе «BASE». Результаты расчета представлены в виде протокола машинного счета.

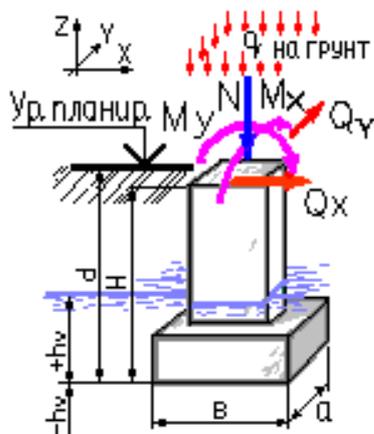


Результаты расчёта

Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пески пылеватые маловлажные

Тип расчёта: Проверить заданный

Способ расчёта: Расчёт основания по деформациям

Расчёт прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1 – 3 СНиП 2.02.01-83\*

Конструктивная схема здания: Гибкая

Наличие подвала: Нет

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта  $1,75 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта  $0,2 \text{ тс/м}^2$

Угол внутреннего трения  $26^\circ$

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ )  $-5,6 \text{ м}$

Размеры подошвы фундамента:  $b = 3,5 \text{ м}$ ,  $a = 3,5 \text{ м}$

Высота фундамента ( $H$ )  $1,55 \text{ м}$

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) ( $d$ )  $1,65 \text{ м}$

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке  $1,15$

Расчетные нагрузки на фундамент:

Наименование	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	154,9	тс	
M <sub>y</sub>	5,43	тс · м	
Q <sub>x</sub>	- 0,53	тс	
M <sub>x</sub>	0	тс · м	
Q <sub>y</sub>	0	тс	
q	2	тс/м <sup>2</sup>	на грунт

2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0,95$ .

По расчёту по прочности грунта основания коэффициент использования  $K = 0,42$  при совокупном коэффициенте запаса прочности, равном  $1,35$ .

Расчётное сопротивление грунта основания  $17 \text{ тс/м}^2$ .

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $16,88 \text{ тс/м}^2$ .

Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $15,36 \text{ тс/м}^2$ .

Результирующая вертикальная сила  $227,05 \text{ тс}$ .

Сопротивление основания  $734,65 \text{ тс}$ .

## Расчет осадки фундамента

Расчет осадки фундамента также выполнен в программном комплексе «BASE». Результаты представлены ниже.

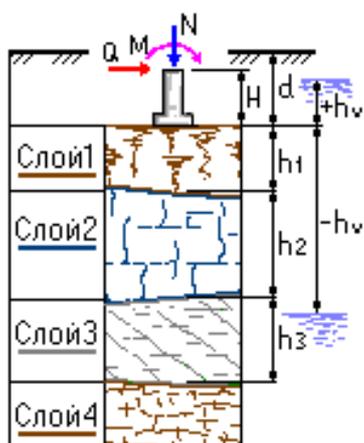


### Результаты расчёта

Тип расчёта:

Деформации основания

1. - Исходные данные:



Тип фундамента: Столбчатый

Способ расчёта: Расчёт осадки

Исходные данные для расчёта:

Глубина заложения фундамента ( $d$ ) 1,65 м

Высота фундамента ( $H$ ) 1,55 м

Ширина подошвы фундамента ( $b$ ) 33,5 м

Длина подошвы фундамента ( $a$ ) 3,5 м

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ ) –5,6 м

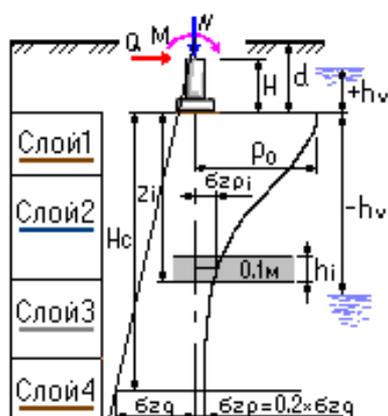
Характеристики грунтов по слоям:

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль $E$	Ед. измерения
Слой 1	Пески	5	1100	тс/м <sup>2</sup>
Слой 2	Суглинки	Не определена	2200	тс/м <sup>2</sup>

## Нормативные нагрузки:

Обозначение	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	154,9	тс	
M <sub>y</sub>	5,34	тс · м	
Q <sub>x</sub>	0,54	тс	
M <sub>x</sub>	0	тс · м	
Q <sub>y</sub>	0	тс	

## 2. - Выводы:



Осадка фундамента  $S = 30,44$  мм

Крен фундамента в направлении оси X =  $1E-5$

Крен фундамента в направлении оси Y = 0

Нижняя граница сжимаемой толщи (H<sub>c</sub>) 7,2 м

Расчет осадки выполнен согласно СНиП 2-02-01-83\* «Основания зданий и сооружений».

### *Расчет фундамента по материалу*

Фундаменты изготовлены из бетона класса В17,5 (принятого осредненно по результатам замеров неразрушающим методом 10 фундаментов, вскрытых при обследовании 5 шт. и 5 шт. в ходе проектирования для уточнения размеров и конструкции в деформационном шве).

Расчетные характеристики бетона:  $R_b = 10$  МПа;  $R_{bt} = 0,82$  МПа;  $R_{bn} = 13$  МПа;  $R_{btm} = 1,25$  МПа.

Фундаменты армированы в стаканной части стержнями  $\varnothing 16$  мм, а в подошве установить диаметры арматуры не представилось возмож-

ным. На длине шурфа подкопа под подошву более 15 см не производилось, чтобы не нарушать структуру грунта. Факт наличия арматуры в подошве фундамента по показаниям прибора ИЗС и сканера арматуры установлен, но ее диаметр и класс не определялся. Было принято решение принять минимальный диаметр арматуры, равный 12 мм, из стержней класса АП.

Расчетное сопротивление арматуры по СП 13-102  $R_s = 2\,700$  кгс/см<sup>2</sup>.

Расчетная схема фундамента представляет собой двухконсольную балку, нагруженную реакцией грунта.

Величины изгибающих моментов в подошве фундамента:

$$M_1 = (16 \cdot 3,4/8)(3,4 - 2,4)^2 = 6,8 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = (16 \cdot 3,4/8)(3,4 - 1,4)^2 = 27,2 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = (16 \cdot 3,4/8)(3,4 - 0,6)^2 = 53,31 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Моменты сопротивления сечения фундамента как бетонной конструкции:

$$W_1 = 3,4 \cdot 0,42/6 = 0,095 \text{ м}^3;$$

$$W_2 = 3,4 \cdot 0,82/6 = 0,363 \text{ м}^3;$$

$$W_3 = 3,4 \cdot 1,552/6 = 1,36 \text{ м}^3.$$

Напряжения в бетоне фундамента в растянутой зоне подошвы фундамента:

$$\sigma_1 = 6,8/0,095 = 71,55 \text{ тс/м}^2 = 7,58 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 27,2/0,363 = 64,6 \text{ тс/м}^2 = 74,93 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 53,31/1,36 = 39,2 \text{ тс/м}^2 = 3,92 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2.$$

При наличии арматуры в подошве по предполагаемому минимуму требуется ее количество составит:

$$A_{s1} = 6,8 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 33) = 8,48 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 27,2 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 73) = 15,31 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = 53,31 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 148) = 14,81 \text{ см}^2.$$

По предполагаемому минимуму в подошве установлено 17 стержней  $\varnothing 12$  АП с  $A_s = 19,21 \text{ см}^2$ .

По результатам расчета фундамента по материалу следует, что его прочность обеспечивается как для бетонной конструкции и тем более с наличием армирования фундамента по конструктивному минимуму.

*Вывод:* фундамент под средними колоннами каркаса высокой части здания отвечает требованиям норм по прочности и деформациям.

### 3.3. Фундамент под колонны по оси «Ж»

Значения расчетных усилий на обрезе фундамента:

- нагрузка от веса покрытия и снега, а также от веса колонн

$$N = 34\,700 + 12\,960 + 28\,728 + 4\,620 + 5\,960 + 7\,712 = 91\,588 \text{ кгс};$$

- нагрузка от планируемого промежуточного перекрытия

$$N = 1\,200 \cdot 4,5 \cdot 6 = 32\,400 \text{ кгс};$$

- нагрузка от веса стены у перепада высот

$$N = 13\,844 \text{ кгс};$$

- суммарное значение продольной силы на фундамент

$$N_{\text{сум}} = 91\,588 + 32\,400 + 13\,844 = 137\,832 \text{ кгс};$$

- величина поперечной силы на обрезе фундамента с учетом бокового давления грунта

$$Q = 534 + 376 = 910 \text{ кгс};$$

- суммарная величина изгибающего момента на обрезе от вертикальных и ветровых нагрузок

$$M_{\text{сум}} = 5\,432 + 13\,844 \cdot 0,49 = 12\,216 \text{ кгс} \cdot \text{м}.$$

Проверочный расчет фундамента произведен в программном комплексе «BASE». Результаты расчета представлены в виде протокола машинного счета.

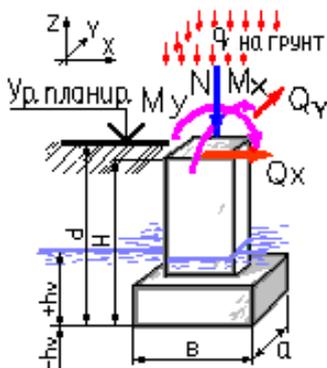


Результаты расчёта

Тип фундамента:

Столбчатый на естественном основании

1. - Исходные данные:



Тип грунта в основании фундамента:

Пески пылеватые маловлажные

Тип расчёта: Проверить заданный

Способ расчёта:

Расчёт основания по деформациям

Расчёт прочности грунтового основания

Способ определения характеристик грунта:

По таблицам 1 – 3 СНиП 2.02.01-83\*

Конструктивная схема здания: Гибкая

Наличие подвала: Нет

Исходные данные для расчёта:

Удельный вес грунта  $1,75 \text{ тс/м}^3$

Удельное сцепление грунта  $0,2 \text{ тс/м}^2$

Угол внутреннего трения  $26^\circ$

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ )  $-5,6 \text{ м}$

Размеры подошвы фундамента:  $b = 4 \text{ м}$ ,  $a = 3,4 \text{ м}$

Высота фундамента ( $H$ )  $1,55 \text{ м}$

Глубина заложения фундамента от уровня планировки (без подвала) ( $d$ )  $1,65 \text{ м}$

Усреднённый коэффициент надёжности по нагрузке  $1,15$

Расчетные нагрузки на фундамент:

Наименование	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	137,82	тс	
$M_y$	12,22	тс · м	
$Q_x$	0,91	тс	
$M_x$	0	тс · м	
$Q_y$	0	тс	
q	3,5	тс/м <sup>2</sup>	на грунт

2. - Выводы:



По расчёту по деформациям коэффициент использования  $K = 0,85$

По расчёту по прочности грунта основания коэффициент использования  $K = 0,38$  при совокупном коэффициенте запаса прочности, равном  $1,35$

Расчётное сопротивление грунта основания  $18.86 \text{ тс/м}^2$

Максимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $15,6 \text{ тс/м}^2$

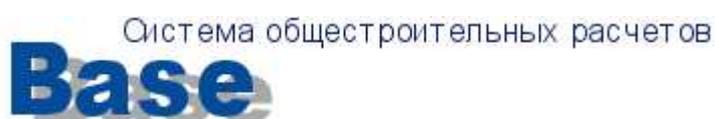
Минимальное напряжение под подошвой в основном сочетании  $12,98 \text{ тс/м}^2$

Результирующая вертикальная сила  $223,5 \text{ тс}$

Сопротивление основания  $802,93 \text{ тс}$

### Расчет осадки фундамента

Расчет осадки фундамента также выполнен в программном комплексе «BASE». Результаты представлены ниже.

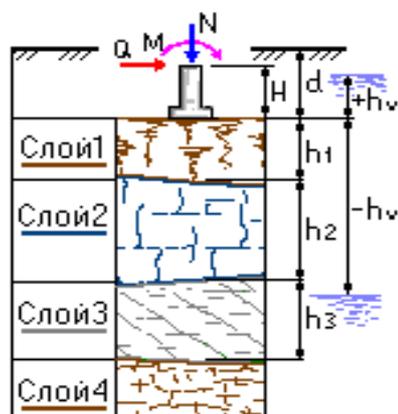


Результаты расчёта

Тип расчёта:

Деформации основания

1. - Исходные данные:



Тип фундамента: Столбчатый

Способ расчёта: Расчёт осадки

Исходные данные для расчёта:

Глубина заложения фундамента (d)  $1,65 \text{ м}$

Высота фундамента (H)  $1,55 \text{ м}$

Ширина подошвы фундамента (b)  $4 \text{ м}$

Длина подошвы фундамента (a)  $3,4 \text{ м}$

Расстояние до грунтовых вод ( $H_v$ )  $-5,6 \text{ м}$

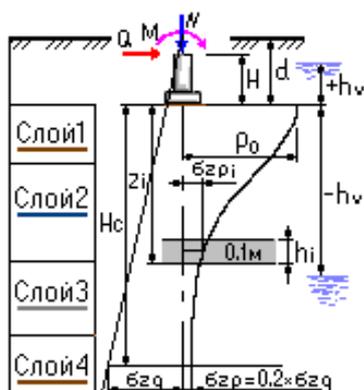
## Характеристики грунтов по слоям:

Номер слоя	Тип грунта	Толщина, м	Модуль E	Ед. измерения
Слой 1	Пески	5	1100	тс/м <sup>2</sup>
Слой 2	Суглинки	Не определена	2200	тс/м <sup>2</sup>

## Нормативные нагрузки:

Обозначение	Величина	Ед. измерения	Примечания
N	137,8	тс	
M <sub>y</sub>	12,22	тс · м	
Q <sub>x</sub>	0,91	тс	
M <sub>x</sub>	0	тс · м	
Q <sub>y</sub>	0	тс	

## 2. - Выводы:



Осадка фундамента  $S = 23,84$  мм

Крен фундамента в направлении оси X = 0,00345

Крен фундамента в направлении оси Y = 0

Нижняя граница сжимаемой толщи ( $H_c$ ) 4,9 м

Расчет осадки выполнен согласно СНиП 2-02-01-83\* «Основания зданий и сооружений».

### *Расчет фундамента по материалу*

Фундаменты изготовлены из бетона класса В17,5 (принятого осредненно по результатам замеров неразрушающим методом 10 фундаментов, вскрытых при обследовании в ходе проектирования для уточнения размеров и конструкции в деформационном шве).

Расчетные характеристики бетона:  $R_b = 10$  МПа;  $R_{bt} = 0,82$  МПа;  $R_{bn} = 13$  МПа;  $R_{btm} = 1,25$  МПа.

Фундаменты армированы в стаканной части стержнями  $\varnothing 16$  мм, а в подошве установить диаметры арматуры не представилось возможным. На длине шурфа подкопа под подошву более 15 см не производилось, чтобы не нарушать структуру грунта. Факт наличия арматуры в подошве фундамента по показаниям прибора ИЗС и сканера арматуры, но ее диаметр и класс не определялся. Было принято решение принять минимальный диаметр арматуры, равный 12 мм, из стержней класса АП.

Расчетное сопротивление арматуры по СП 13-102  $R_s = 2\,700$  кгс/см<sup>2</sup>.

Расчетная схема фундамента представляет собой двухконсольную балку, нагруженную реакцией грунта.

Величины изгибающих моментов в подошве фундамента:

$$M_1 = (14,3 \cdot 3,4/8)(4,0 - 2,9)^2 = 7,35 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = (14,3 \cdot 3,4/8)(4,0 - 2,0)^2 = 24,31 \text{ тс} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = (14,3 \cdot 3,4/8)(4,0 - 1,4)^2 = 41,09 \text{ тс} \cdot \text{м}.$$

Моменты сопротивления сечения фундамента как бетонной конструкции:

$$W_1 = 3,4 \cdot 0,42/6 = 0,095 \text{ м}^3;$$

$$W_2 = 3,4 \cdot 0,82/6 = 0,363 \text{ м}^3;$$

$$W_3 = 3,4 \cdot 1,552/6 = 1,36 \text{ м}^3.$$

Напряжения в бетоне фундамента в растянутой зоне подошвы фундамента:

$$\sigma_1 = 7,35/0,095 = 77,05 \text{ тс/м}^2 = 7,7 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 24,31/0,363 = 67,0 \text{ тс/м}^2 = 6,46 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\sigma_1 = 41,09/1,36 = 30,21 \text{ тс/м}^2 = 3,02 \text{ кгс/см}^2 < R_{bt} = 0,82 \text{ МПа} = 8,2 \text{ кгс/см}^2.$$

При наличии арматуры в подошве по предполагаемому минимуму требуемое ее количество составит:

$$A_{s1} = 7,35 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 33) = 9,16 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 24,31 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 73) = 13,7 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = 41,03 \cdot 105/(2\,700 \cdot 0,9 \cdot 148) = 11,41 \text{ см}^2.$$

По предполагаемому минимуму в подошве установлено 17 стержней  $\varnothing 12$  АП с  $A_s = 19,21 \text{ см}^2$ .

По результатам расчета фундамента по материалу следует, что его прочность обеспечивается как бетонной конструкции и тем более с наличием армирования фундамента по конструктивному минимуму.

*Вывод:* фундамент под колоннами каркаса высокой и низкой частей здания в месте перепада высот отвечает требованиям норм по прочности и деформациям.

### 3.4. Расчет фундаментных балок

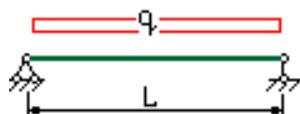
#### Балка под стену по оси «А»



Результаты расчёта

Расчёт однопролетной балки

1. - Исходные данные:



Тип материала конструкции: Железобетонная

Условия опирания: Шарнир - Шарнир

Расчётная нагрузка: Равномерно-распределенная

Длина пролёта (L) 4,2 м

Геометрические характеристики:

Элемент	Сечение	Ед. измерения
Высота сечения	45	см
Ширина сечения	25	см
Ширина полки сечения	40	см
Толщина верхней полки	10	см

Коэффициенты условий работы бетона:

-  $G_{b2} = 0,9$

-  $G_{b3} = 1,0$

-  $G_{b5} = 1,0$

Коэффициенты условий работы арматуры:

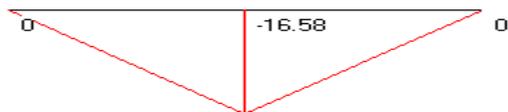
- продольной  $G_s = 1,0$

- поперечной  $G_{sw} = 1,0$

Расчетные нагрузки на балку:

Наименование нагрузки	Величина	Ед. измерения
- равномерно-распределенная (q)	7,52	тс/п.м.

## 2. - Выводы:



Однопролетная балка, ПРОЛЕТ

Нагрузки в сечении:  $M = 0$  тс · м,  $Q = -15,79$  тс

Бетон В25 Защитный слой  $a = 25$ ,  $a_+ = 25$  мм

Верхняя арматура 4D 10 А-III

Нижняя арматура 2D 28 А-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Коэффициент использования несущей способности 0,95

Поперечная арматура 2D 14 А-I шаг 150 мм

По прочности по наклонному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Коэффициент использования по поперечной арматуре 0,6

По раскрытию трещин, нормальных к оси, армирование ДОСТАТОЧНО

По раскрытию трещин, наклонных к оси, армирование ДОСТАТОЧНО

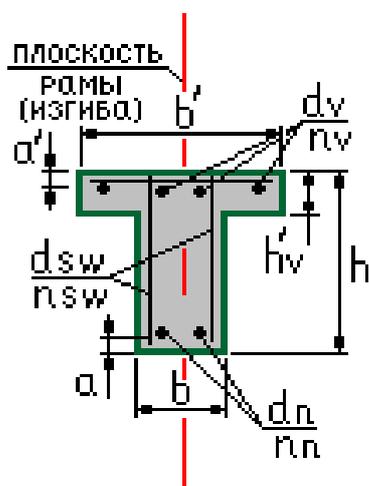
Фактическое раскрытие нормальных трещин 0,27 мм

Фактическое раскрытие наклонных трещин 0,06 мм

Допустимое непродолжительное раскрытие трещин 0,4 мм

Прогиб балки с учетом образования трещин 18,7 мм

Расчет проведен согласно СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции».



## Балка под стену по оси «Р»



### Результаты расчёта

#### Расчёт однопролетной балки

##### 1. - Исходные данные:



Тип материала конструкции: Железобетонная

Условия опирания: Шарнир - Шарнир

Расчётная нагрузка: Равномерно-распределенная

Длина пролёта (L) 4,2 м

Геометрические характеристики:

Элемент	Сечение	Ед. измерения
Высота сечения	45	см
Ширина сечения	25	см
Ширина полки сечения	40	см
Толщина верхней полки	10	см

Коэффициенты условий работы бетона:

-  $G_{b2} = 0,9$

-  $G_{b3} = 1,0$

-  $G_{b5} = 1,0$

Коэффициенты условий работы арматуры:

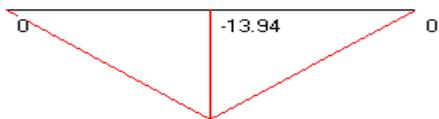
- продольной  $G_s = 1,0$

- поперечной  $G_{sw} = 1,0$

Расчетные нагрузки на балку:

Наименование нагрузки	Величина	Ед. измерения
- равномерно-распределенная (q)	6,32	тс/п.м.

## 2. - Выводы:



Однопролетная балка, ПРОЛЕТ

Нагрузки в сечении  $M = 0$  тс · м,  $Q = -13,27$  тс

Бетон В25 Защитный слой  $a = 25$ ,  $a_{\text{н}} = 25$  мм

Верхняя арматура 4D 10 А-III

Нижняя арматура 2D 28 А-III

По прочности по нормальному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Коэффициент использования несущей способности 0,8

Поперечная арматура 2D 14 А-I шаг 150 мм

По прочности по наклонному сечению армирование ДОСТАТОЧНО

Коэффициент использования по поперечной арматуре 0,51

По раскрытию трещин, нормальных к оси, армирование ДОСТАТОЧНО

По раскрытию трещин, наклонных к оси, армирование ДОСТАТОЧНО

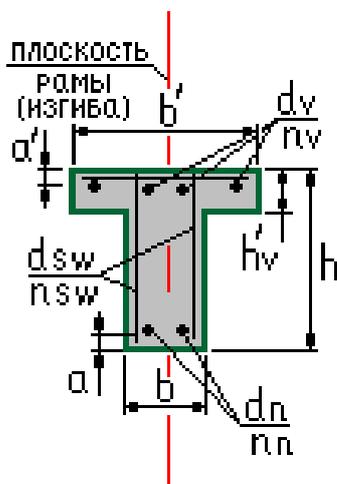
Фактическое раскрытие нормальных трещин 0,23 мм

Фактическое раскрытие наклонных трещин 0,03 мм

Допустимое непродолжительное раскрытие трещин 0,4 мм

Прогиб балки с учетом образования трещин 15,6 мм

Расчет проведен согласно СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции».



## ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ

1. Какие нагрузки действуют на каркас промышленного здания?
2. Как принимают расчетную вертикальную нагрузку на колонну от мостовых кранов?
3. Какова расчетная схема полки сборных плит перекрытия?
4. Как производится учет дефектов в виде промочек и высолов на бетонной поверхности конструкций?
5. На сколько процентов может быть повышена прочность нормальных сечений железобетонных конструкций при применении арматуры класса АIV?
6. Какие сечения стропильных балок подлежат расчету при проверке их прочности?
7. Как учитывается отклонение колонн от вертикали при нахождении действующих нагрузок на колонну?
8. Из каких условий определяется случайный эксцентриситет при расчете колонн каркаса?
9. Как принимается расчетная длина надкрановой и подкрановой частей колонн?
10. Какова расчетная схема столбчатого фундамента?

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В настоящем учебном пособии приведены примеры поверочных расчетов несущих конструкций зданий и сооружений, которые выполняются по материалам их технических обследований. Рассмотрены наиболее широко применяемые несущие конструкции в промышленном и гражданском строительстве, а также в городском хозяйстве. Пособие поможет бакалаврам и магистрантам научиться определять остаточную прочность и эксплуатационную пригодность конструкций зданий при оценке их технического состояния в случае проведения работ по предполагаемой реконструкции или реставрации, обеспечивает усвоение ими основ курса «Оценка технического состояния конструкций и их усиление при реставрации и реконструкции».

На основе приведенных примеров бакалавры и магистранты могут выполнять на уровне курсового и дипломного проектирования

поверочные расчеты конструкций реконструируемых зданий и сооружений. В пособии приведены примеры расчета конструкций с применением программных комплексов. Авторы не ставили себе задачу подробного рассмотрения использования ЭВМ в расчетах, так как конструкции разнообразны и в них требуется учитывать старение материалов, режимы загрузки, а также динамические и сейсмические воздействия. Это относится к области специальных курсов.

## БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. СП 13-102-2003. Правила обследования несущих строительных конструкций зданий и сооружений. – М. : Госстрой России, ГУП ЦПП, 2003. – 26 с.

2. СП 20.13330.2011. Нагрузки и воздействия. – М. : Госстрой России, 2011. – 95 с.

3. Руководство по обследованию, усилению и восстановлению железобетонных и каменных конструкций и их узлов в эксплуатируемых складских зданиях и сооружениях / В. Ю. Щуко [и др.]. – М., 2000. – 349 с.

4. *Порывай, Г. А.* Техническая эксплуатация зданий / Г. А. Порывай. – 3 изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1990. – 368 с. – ISBN 5-274-00241-2.

5. *Бойко, М. Д.* Техническое обслуживание и ремонт зданий и сооружений / М. Д. Бойко. – М. : Стройиздат, 1993. – 207 с.

6. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции.

## ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ .....	3
1. ОЦЕНКА РАБОТОСПОСОБНОСТИ ОСНОВНЫХ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ .....	4
1.1. Расчет каркаса высокой части здания .....	6
1.2. Расчет каркаса низкой части здания .....	14
1.3. Остаточная прочность и эксплуатационная пригодность сборных плит покрытия .....	18
1.4. Остаточная прочность и эксплуатационная пригодность железобетонных балок сборного покрытия .....	25
1.5. Остаточная прочность железобетонных колонн каркаса .....	32
2. ПОДСТРОПИЛЬНАЯ ФЕРМА ПФ-1 .....	42
3. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТОВ .....	45
3.1. Фундамент под крайнюю колонну по оси «А» .....	45
3.2. Фундамент под среднюю колонну по оси «Г» .....	50
3.3. Фундамент под колонны по оси «Ж» .....	56
3.4. Расчет фундаментных балок .....	61
ВОПРОСЫ ДЛЯ САМОПРОВЕРКИ .....	65
ЗАКЛЮЧЕНИЕ .....	65
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК .....	66

*Учебное издание*

РОЩИНА Светлана Ивановна  
ЛУКИН Михаил Владимирович  
СЕРГЕЕВ Михаил Сергеевич

ОЦЕНКА ТЕХНИЧЕСКОГО СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКЦИЙ  
И ИХ УСИЛЕНИЕ ПРИ РЕСТАВРАЦИИ И РЕКОНСТРУКЦИИ

Учебное пособие

Подписано в печать 15.05.14.

Формат 60×84/16. Усл. печ. л. 3,95. Тираж 130 экз.

Заказ

Издательство

Владимирского государственного университета  
имени Александра Григорьевича и Николая Григорьевича Столетовых.  
600000, Владимир, ул. Горького, 87.