

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

АО «ЦНИИПромзданий»



На правах рукописи

Терехов Иван Александрович

Исследование и разработка унифицированных объемно-планировочных и
конструктивных решений одноэтажных и многоэтажных зданий
из пространственных рамно-ферменных блоков

05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения

Диссертация на соискание ученой степени
кандидата технических наук

Научный руководитель
доктор технических наук, профессор
Трекин Николай Николаевич

Москва – 2019

ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ	5
Глава 1. Анализ конструктивных решений зданий с гибким планировочным пространством	12
1.1. Стальные балки в перекрытии	12
1.2. Укрупненная сетка колонн верхнего этажа.....	16
1.3. «Сотовые конструкции» и «несущие этажи» в многоэтажных зданиях ..	19
1.4. Здания с этажами в межферменном пространстве	24
1.5. Выводы	32
Глава 2. Формирование унифицированных объемно-планировочных решений зданий из рамно-ферменных блоков.....	34
2.1. Концепция объемно-планировочного решения	34
2.2. Определение унифицированных параметров объемно-планировочных решений.....	36
2.3. Обоснование принципов объемно-планировочных решений одноэтажных и многоэтажных зданий с учетом функционального назначения.....	42
2.3.1. Область рационального применения	42
2.3.2. Торговые комплексы	43
2.3.3. Здания организации образования и подготовки кадров	46
2.3.4. Здания для временного пребывания и постоянного проживания людей.....	49
2.3.5. Здания культурно-просветительского назначения.....	52
2.3.6. Физкультурно-оздоровительные комплексы	55
2.3.7. Одноэтажные производственные здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве.....	57
2.4. Выводы.....	58
Глава 3. Конструктивные решения одноэтажных и многоэтажных зданий из рамно-ферменных блоков с перекрытием из сборных железобетонных плит	60
3.1. Конструктивное решение зон опирания плит на пояса ферм	60
3.2. Компоновка конструктивной схемы перекрытия	63

3.3. Исследование податливости в сопряжении плит перекрытий рамно-ферменного блока	66
3.3.1. Расчетная модель ребристой плиты.....	66
3.3.2. Напряженно-деформированное состояние сопряжения продольных ребер с поясами ферм	68
3.3.3. Напряженно-деформированное состояние сопряжения между продольными ребрами плит.....	73
3.3.4. Напряженно-деформированное состояние растворных швов между торцами плит и поясами ферм.....	74
3.4. Сравнительный анализ способов опирания ребристых плит с учетом податливости	76
3.5. Учет влияния податливости сопряжений на горизонтальные деформации блока здания.....	80
3.6. Конструктивные решения стальных ферм для опирания плит	86
3.7. Исследование вопроса защиты от прогрессирующего обрушения зданий из пространственных рамно-ферменных блоков.....	90
3.7.1. Общие положения.....	90
3.7.2. Исследование напряженно-деформированного состояния одноэтажных производственных зданий при удалении угловой колонны.....	94
3.8. Выводы.....	99
Глава 4. Конструктивные решения зданий из рамно-ферменных блоков с монолитным перекрытием	101
4.1. Конструктивные решения зон опирания монолитного перекрытия на пояса ферм	101
4.2. Сравнительный анализ способов опирания монолитного перекрытия на пояс фермы с учетом податливости	103
4.3. Рациональные конструктивные решения стальных ферм для опирания монолитного перекрытия	109
4.4. Экономическая эффективность зданий из рамно-ферменных блоков ...	113
4.4.1. Сравнительный анализ перекрытий.....	113

4.4.2. Сравнение технико-экономических показателей	114
4.5. Выводы	120
Глава 5. Численное исследование работы пространственного блока с использованием объемных конечных элементов и разработка методики расчета для зданий с различными параметрами	121
5.1. Цель численного эксперимента, принципы построения модели	121
5.2. Определение способа перехода к двухпролетной системе.....	124
5.3. Проведение численного эксперимента	129
5.4. Анализ результатов численного эксперимента.....	131
5.5. Методика расчета монолитного перекрытия для зданий с различными параметрами.....	135
5.6. Выводы.....	137
ЗАКЛЮЧЕНИЕ	138
Список литературы	141
Приложения	160

ВВЕДЕНИЕ

Актуальность темы исследования.

В настоящее время увеличивается потребность в многофункциональных многоэтажных зданиях, в которых располагаются помещения различного назначения, в том числе требующие большепролетных перекрытий. Такие здания в настоящее время выполняют из железобетонных или стальных конструкций.

Современным направлением строительства общественных, торгово-развлекательных и производственных здания являются здания с гибкой планировкой этажей, которая позволяет производить изменение планировочных решений в течение всего срока эксплуатации здания.

Универсальным конструктивным решением, которое может быть использовано в зданиях различного функционального назначения, является расположение этажей в межферменном пространстве.

Такие здания строились с привязкой к конкретному функциональному или технологическому процессу, поэтому почти для всех зданий разрабатывались индивидуальные проекты. Размещаемые этажи в межферменном пространстве являлись техническими.

Используя данный подход, рационально размещать в многоэтажных зданиях в пределах высоты ферм (между верхним и нижним поясом) полноценно эксплуатируемые этажи, а между фермами по высоте формировать большепролетные этажи со свободной планировкой. В одноэтажных производственных зданиях возможно устройство дополнительного этажа в пределах высоты фермы.

Нижние и верхние пояса фермы могут работать совместно с перекрытиями и покрытием (далее – перекрытия), образуя двухэтажную сталежелезобетонную конструкцию, объединенную в пространственный рамно-ферменный блок.

Следует отметить, что разработка унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений зданий с расположением в пределах высоты металлической фермы дополнительного этажа для одноэтажных и

многоэтажных зданий различного функционального назначения до настоящего времени не проводилась.

Таким образом, тематика диссертации является актуальной и требует проведения исследований в части объемно-планировочных и конструктивных решений, а также разработки рекомендаций по расчету зданий из рамно-ферменных блоков.

Степень разработанности темы исследований

Вопросы межотраслевой унификации и исследования по разработке объемно-планировочных и конструктивных решений с использованием большепролетных перекрытий в разное время в отечественной и зарубежной практике проводили: Ватман Я.П., Гранев В.В., Карташов К.Н., Лаковский Д.М., Хромец Ю.Н. (межотраслевая унификация); Быков В.В., Истомина Б.С., Кутухтин Е.Г., Ландау Л.Г., Лейкина Д.К., Шерешевский И.А., Шубин Л.Ф., Gross J.G. (объемно-планировочные решения); Дыховичный А.А., Кодыш Э.Н., Лепский В.И., Сборщиков С.Б., Трекин Н.Н., Nethercot D.A. (конструктивные решения); Глуховский А.Д., Еремеев П.Г., Келасьев Н.Г., Schueller W. (большепролетные перекрытия) [15; 22; 30; 31; 35; 48; 50; 64; 67; 81; 126; 130; 131] и многие другие.

Вопросами расчета конструкций с учетом геометрической и физической нелинейности, а также их совместной работы занимались: Байков В.Н., Бондаренко В.М., Васильев А.П., Васильков Б.С., Гвоздев А.А., Залесов А.С., Карпенко Н.И., Кодыш Э.Н., Колчунов В.И., Король Е.А., Косицын С.Б., Клевцов В.А., Крылов С.Б., Кузеванов Д.В., Лолейт А.Ф., Мамин А.Н., Мухамедиев Т.А., Никитин И.К., Складнев Н.Н., Тамразян А.Г., Тонких Г.П., Трекин Н.Н., Федоров В.С., Федорова Н.В., Ханджи В.В., Холмянский М.М., Kemp E.L., Torrenti J.-M., Zienkiewicz O.C. (железобетонные конструкции); Беленя Е.И., Ведяков И.И., Еремеев П.Г., Келасьев Н.Г., Кудишин Ю.И., Кузнецов В.В., Одесский П.Д., Травуш В.И., Туснин А.Р. (стальные конструкции), Белостоцкий А.М., Перельмутер А.В., Сидоров В.Н. (компьютерное

моделирование) [1; 10; 13; 18-20; 33; 37; 43; 48; 51; 55; 57; 61; 64; 65; 109; 128] и многие другие.

Вопросы разработки унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений зданий из рамно-ферменных блоков, обеспечивающих свободную планировку этажей, а также напряженно-деформированное состояние рамно-ферменных блоков требуют проведения дополнительных исследований.

Цель и задачи

Целью диссертационной работы является разработка объемно-планировочных и конструктивных решений и рекомендаций по расчету зданий из рамно-ферменных блоков, обеспечивающих свободную планировку этажей.

Для достижения цели, поставленной в работе, решены следующие задачи:

1. Обоснование и формирование объемно-планировочных решений с унифицированными параметрами зданий различного функционального назначения из пространственных рамно-ферменных блоков;
2. Разработка рациональных конструктивных решений зданий из пространственных рамно-ферменных блоков;
3. Исследование напряженно-деформированного состояния и развитие методики расчета узловых сопряжений перекрытий из сборных железобетонных ребристых плит с поясами ферм;
4. Исследование работы пространственных рамно-ферменных блоков с монолитным перекрытием и разработка методики расчета;
5. Исследование способов защиты от прогрессирующего обрушения одноэтажного производственного здания с межферменным этажом при гипотетическом удалении угловой колонны.

Научная новизна диссертационной работы состоит в разработке научно-обоснованных технических решений одноэтажных и многоэтажных зданий из рамно-ферменных блоков, в том числе:

1. Обоснованы объемно-планировочные решения одноэтажных и многоэтажных зданий универсального назначения, обеспечивающие свободную

планировку этажей, определены унифицированные параметры конструкций ферм и перекрытий;

2. Разработаны конструктивные решения пространственных рамно-ферменных блоков одноэтажных и многоэтажных зданий;

3. Усовершенствована методика расчета неразрезного сборного перекрытия из ребристых плит, учитывающая податливость узловых сопряжений;

4. Разработана методика расчета пространственных рамно-ферменных блоков, позволяющая эффективно учесть совместную работу монолитного перекрытия по профилированному настилу с поясами ферм;

5. Разработано конструктивное решение, позволяющее обеспечить защиту одноэтажных зданий от прогрессирующего обрушения при гипотетическом удалении угловой колонны.

Теоретическая и практическая значимость работы

Предлагаемые унифицированные объемно-планировочные и конструктивные решения одноэтажных и многоэтажных зданий из пространственных рамно-ферменных блоков внедряются в практику строительства, что подтверждено включением их в СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [36] и пособие «Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе» [58].

Разработанные рекомендации и методика расчета пространственных рамно-ферменных блоков для зданий с различными параметрами могут быть использованы проектировщиками.

Для защиты от прогрессирующего обрушения одноэтажных производственных зданий предложено техническое решение с устройством подкосов со скользящей опорой, которое внедрено в «Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

Методология и методы диссертационного исследования

Работа основана на многолетнем опыте проектирования типовых конструкций и разработке нормативных документов по одноэтажным и

многоэтажным зданиям АО «ЦНИИПромзданий», теоретических исследованиях напряженно-деформированного состояния рамно-ферменного блока, применении численных методов строительной механики (метод конечных элементов).

Численное экспериментальное исследование напряженно-деформированного состояния пространственного блока проводилось на сертифицированном программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 в двух типах моделей: из плоских и объемных конечных элементов, моделирующих узловые сопряжения конструкций с различными жесткостными параметрами.

Положения, выносимые на защиту:

- объемно-планировочные решения одноэтажных и многоэтажных зданий из пространственных рамно-ферменных блоков, обеспечивающих свободную планировку этажей;

- конструктивные решения рамно-ферменных блоков со сборным и монолитным перекрытием, в том числе рекомендуемая номенклатура конструкций для универсальных зданий с пролетами 12, 15 и 18 м;

- рекомендации по расчету неразрезного сборного перекрытия из ребристых плит с учетом податливости узловых сопряжений;

- методика расчета пространственного рамно-ферменного блока с учетом податливости сопряжений монолитного перекрытия с поясами ферм;

- конструктивные мероприятия по защите от прогрессирующего обрушения одноэтажного производственного здания при удалении угловой колонны.

Степень достоверности результатов.

Достоверность научных положений, выводов и рекомендаций обеспечивается использованием методик расчета, основанных на положениях сопротивления материалов, строительной механики, теории расчета металлических и железобетонных конструкций, сертифицированных программных комплексов при проведении численного исследования, корректным использованием экспериментальных данных.

Апробация работы.

Основные положения диссертационной работы докладывались на следующих отечественных и зарубежных научно-технических мероприятиях:

- V Юбилейный Российский инвестиционно-строительный форум, конференция – «Проектирование стальных конструкций», г. Москва, 2016 г.;

- 1-я Общероссийская конференция «Steel Construction», сессия – «Нормативная база в области изготовления и проектирования металлоконструкций», г. Москва, 2016 г.;

- 2-я Международная выставка «Металлоконструкции», сессия – «Идеальная многоярусная парковка из металлоконструкций», г. Москва, 2017 г.;

- Международная научно-практическая конференция «Инновации в строительстве – 2017», БГИТУ, г. Брянск, 2017 г.;

- 2-й Международный симпозиум по долговечности и устойчивому развитию конструкционного бетона DSCS-2018, г. Москва, 2018 г.;

- XXII Международная научная конференция «CONSTRUCTION – THE FORMATION OF LIVING ENVIRONMENT» (FORM-2019), г. Ташкент, 2019 г.

Публикации.

За время обучения в аспирантуре АО «ЦНИИПромзданий» с 2015 по 2019 гг. принимал участие в разработке СП 355.1325800.2017, СП 366.1325800.2017, пособий к СП 63.13330.2012, соавтор учебника «Железобетонные конструкции» в двух частях (издание 2018 г.).

По материалам диссертации опубликовано 10 работ, в том числе 3 статьи в рецензируемых изданиях, рекомендованных ВАК и 1 статья в издании, представленном в базе данных Scopus.

Структура и объем работы.

Диссертация состоит из введения, пяти глав, общих выводов, списка литературы, включающего 152 наименования, и приложений. Работа изложена на 164 страницах машинописного текста, содержит 73 рисунка, 24 таблицы и 3 приложения.

Основное содержание и положения, составляющие научную новизну диссертации, соответствуют п.п. 1, 2, 3, 6, 7 Паспорта специальности 05.01.23 – Строительные конструкции, здания и сооружения.

Автор выражает искреннюю благодарность за участие в обсуждении полученных результатов, советы и помощь при оформлении диссертации научному руководителю д.т.н., проф. Трекину Н.Н., консультанту д.т.н., проф. Кодышу Э.Н., а также д.т.н., проф. Федорову В.С., д.т.н., проф. Граневу В.В. и к.т.н. Келасьеву Н.Г.

Глава 1. АНАЛИЗ КОНСТРУКТИВНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ С ГИБКИМ ПЛАНИРОВОЧНЫМ ПРОСТРАНСТВОМ

В настоящее время все больший интерес у инвесторов вызывают здания с гибкой планировкой, которые позволяют менять планировку площадей на протяжении всего срока эксплуатации. Для соответствия данным требованиям в зданиях все чаще проектируют большепролетные помещения.

При увеличении пролета увеличивается и высота конструкций перекрытия, что может привести к нерациональному увеличению доли перекрытия в объеме здания. Целесообразно применять такие объемно-планировочные и конструктивные решения, которые позволяют использовать строительную высоту перекрытия.

К применяемым конструктивным решениям зданий, с помощью которых достигается гибкость планировочного пространства, можно отнести:

- применение стальных балок в перекрытии;
- применение укрупненной сетки колонн на верхнем этаже;
- использование «сотовых конструкций» и «несущих этажей»;
- расположение технических этажей в межферменном пространстве.

1.1. Стальные балки в перекрытии

Применение в перекрытиях многоэтажных зданий железобетонных балок ограничивается пролетами до 12 м, что вызвано высоким собственным весом балок, а также необходимостью применения в балках параллельных поясов.

Применение стальных балок со сплошной или перфорированной стенкой позволяет проектировать пролеты более 12 м в зданиях с регулярной сеткой колонн. Такое конструктивное решение нашло применение для гаражей-стоянок при отсутствии дополнительных колонн возле проезда (рисунок 1.1).

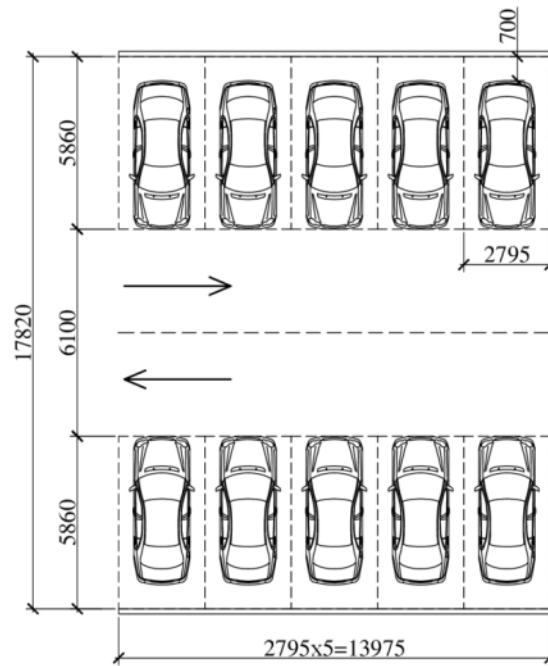


Рисунок 1.1 – Фрагмент плана расстановки автомобилей большого класса с манежным хранением (расстановка под углом 90°)

На рисунке 1.2 [70] приведен пример гаража-стоянки с пролетом 18 м. Высота балок при таких пролетах часто составляет 1,2 м. С одной стороны, применение больших пролетов без промежуточных колонн приводит к увеличению металлоемкости гаража-стоянки на 20–25% [76] и увеличению высоты этажа. С другой стороны, появляется дополнительная площадь, для машино-мест, что положительно сказывается на эффективности гаража-стоянки.



Рисунок 1.2 – Гараж-стоянка с пролетом 18 м
(Москва, Митинская ул., вл. 22, компания «ЕВРОГРУП»)

В отечественном и зарубежном опыте [149] проектирования зданий также достаточно широкое применение получили перфорированные балки (рисунок 1.3).



Рисунок 1.3 – Пример использования балок с перфорированной стенкой в парковке торгового центра в Ньюри (Великобритания)

Перфорированные балки изготавливаются из горячекатаных двутавровых балок (рисунок 1.4), стенки которых разрезаются по специальной траектории, которая может быть симметричной и несимметричной относительно середины исходной балки. Две получившиеся тавровые части, затем соединяются автоматической сваркой.

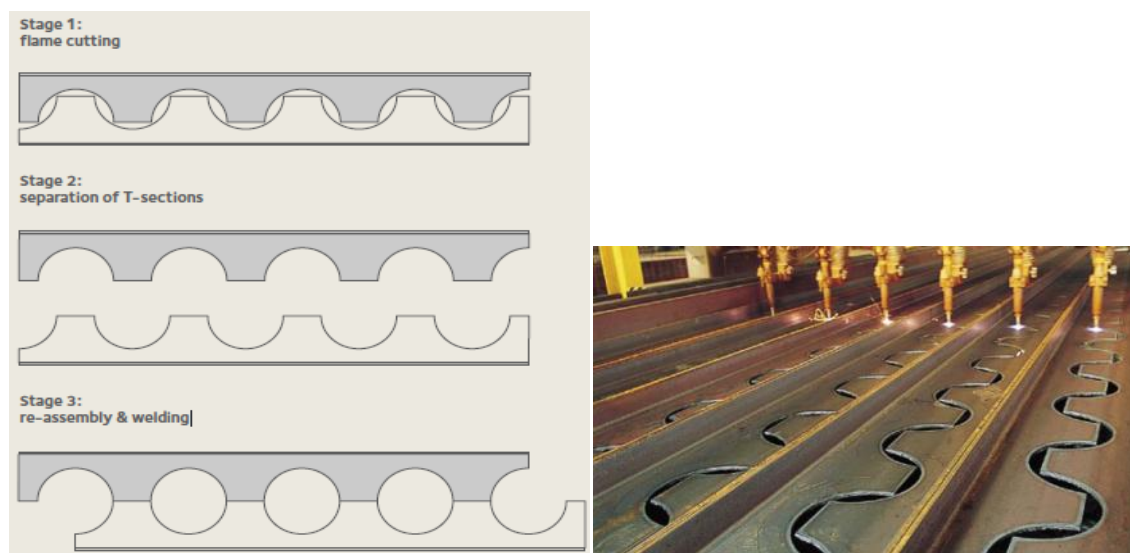
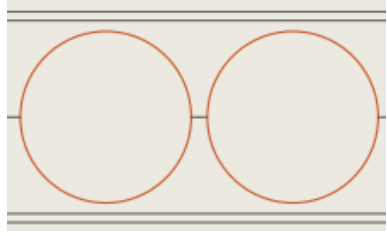
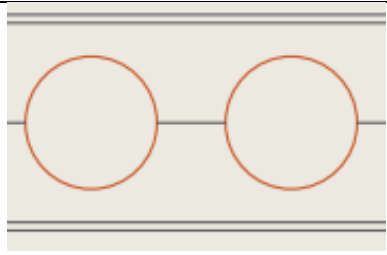


Рисунок 1.4 – Технология изготовления балок с перфорированной стенкой с круглыми отверстиями

В зависимости от назначения балки – для перекрытия или покрытия, используют разные схемы резки исходной балки (таблица 1.1).

Таблица 1.1 – Назначение основных размеров перфорированных балок

Тип балки	Размер отверстий	Расстояние между центрами отверстий	Высота балки	Схема балки
Балка покрытия	$1,0 \div 1,3 h$	$1,1 \div 1,7 h$	$1,4 \div 1,6 h$	
Балка перекрытия	$0,8 \div 1,1 h$	$1,0 \div 2,0 h$	$1,3 \div 1,4 h$	

Примечание – Размер «h» – высота исходного двутавра.

Технология изготовления используется для производства балок с круглыми, шестигранными или восьмигранными отверстиями. При этом несущая способность получившейся балки выше более 30% исходной балки. Также перфорированные балки могут быть выполнены из стали одной марки (моностальные) и из разных марок стали (бистальные).

В каталоге компании ArcelorMittal [150] приведены ориентировочные зависимости высот перфорированных балок перекрытий и покрытий в зависимости от их пролетов (рисунок 1.5). Как видно из графика область применения перфорированных балок очень широка.

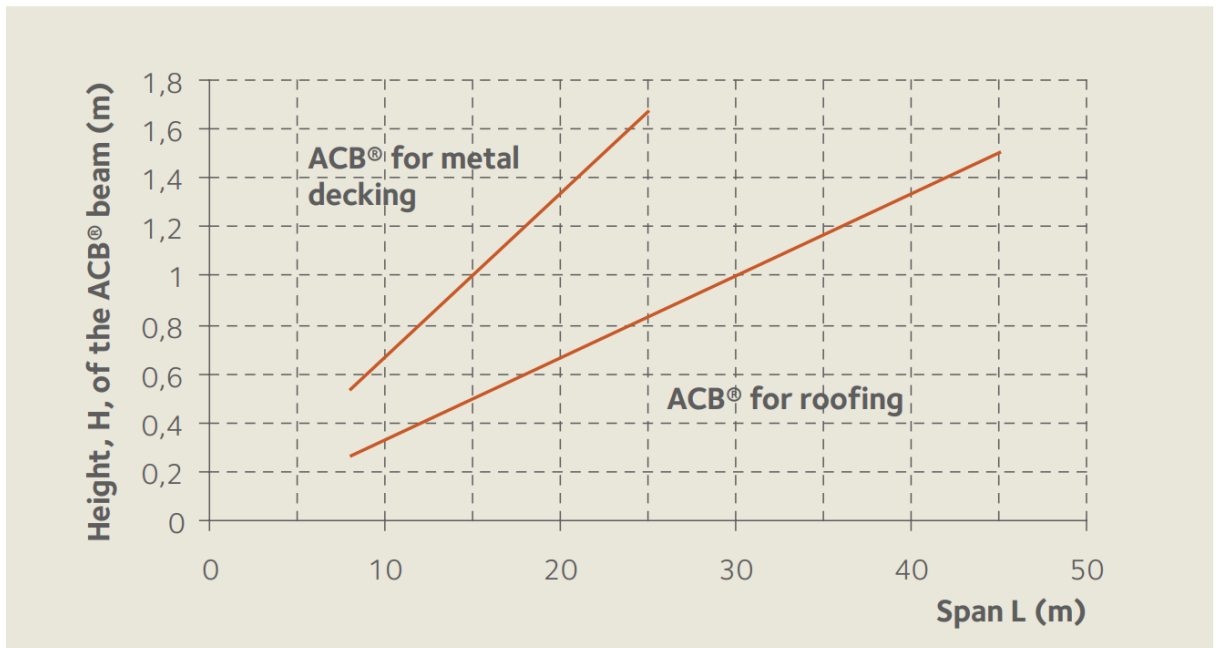


Рисунок 1.5 – Зависимость высоты перфорированной балки от пролета

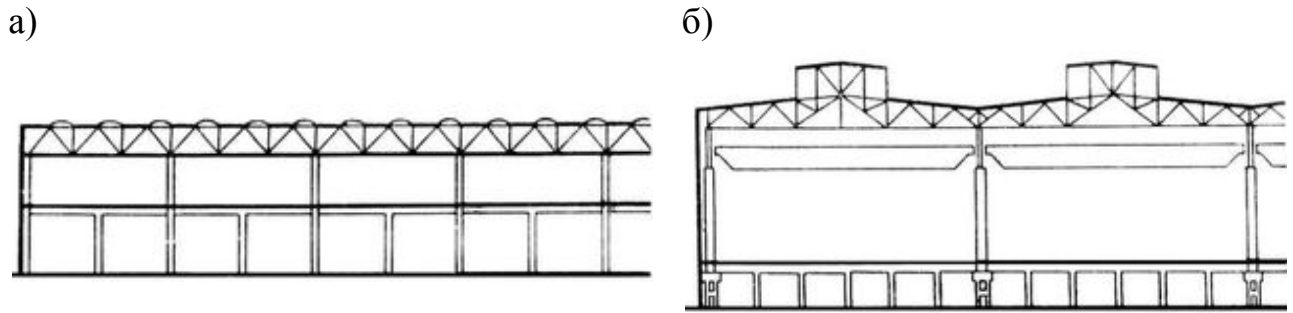
Благодаря перфорации также упрощается прокладка технологических и инженерных коммуникаций.

Однако это не избавляет перфорированные балки от их главного недостатка — увеличенной высоты этажа.

1.2. Укрупненная сетка колонн верхнего этажа

Удорожание площади отводимой под строительство производственных зданий вызвало необходимость разработки двухэтажных производственных зданий с укрупненной сеткой колонн. Это конструктивное решение позволяет сэкономить до 30-40% площади территории, более эффективно использовать строительный объем здания, снизить стоимость используемых площадей, а также в ряде случаев целесообразно для организации технологического процесса.

Двухэтажные многопролетные здания (рисунок 1.6) все чаще заменяют одноэтажные.



a – многопролетное здание со световыми фонарями и укрупнённой сеткой колонн в верхнем этаже; *б* – здание с нижним техническим этажом;

Рисунок 1.6 – Конструктивные решения двухэтажных промышленных зданий

Технологическое оборудование, создающее большие статические и динамические нагрузки, в таких зданиях располагают на первом этаже, а легкое оборудование – на втором. За счет этого конструкция междуэтажного перекрытия остается достаточно простой, уменьшается протяженность инженерных коммуникаций, т.к. имеется возможность обслуживания сразу двух этажей, а использование укрупненной сетки колонн позволяет располагать на втором этаже относительно легкое технологическое оборудование.

Возможность размещения на первом этаже различных коммуникаций позволяет отказаться от подвалов и подпольных каналов, что приводит к экономичному использованию объема здания. Наиболее эффективно такое размещение при значительном перепаде высот в пределах участка застройки, т.к. это приводит к уменьшению объемов земляных работ и позволяет устроить въезды на необходимых отметках на оба уровня [66; 131].

Двухэтажные здания с укрупненной сеткой колонн верхнего этажа нашли широкое применение в отечественной и зарубежной практике для автомобильного производства и других отраслей машиностроения. Применение таких зданий обусловлено не только экономическими соображениями, но и технологическими особенностями производства. Яркими примерами являются – автомобильный завод «Фольксваген», завод двигателей и фургонов в Ганновере (Германия), автосборочные заводы «Крайслер» в Фентоне и Бельвидире (США) и др.

Чугунолитейный корпус Камского автомобильного завода (рисунок 1.7) одно из самых крупных двухэтажных производственных зданий в России. Его

размеры в плане - 715×241 м, площадью застройки более 140 тыс. м² [101], высота первого (технического) этажа - 8,4 м, сетка колонн - 12×6 м на первом этаже и 24×12 м - на втором.



Рисунок 1.7 – Чугунолитейный корпус КамАЗа (Промстройпроект)

Стоимость единицы площади двухэтажного здания на 5-15% меньше, чем одноэтажного. Это обусловлено тем, что расходы на междуэтажное перекрытие, лестницы, лифты покрываются с избытком снижением стоимости земельного участка, покрытия, кровли, исключением стоимости подвалов, каналов и приямков. Также двухэтажные здания также более привлекательны с точки зрения эстетичности восприятия здания в застройке.

В многоэтажных производственных зданиях с увеличенными пролетами в верхних этажах чаще всего располагались подвесные или мостовые краны, при этом на всех нижних этажах использовалась регулярная структура каркаса.

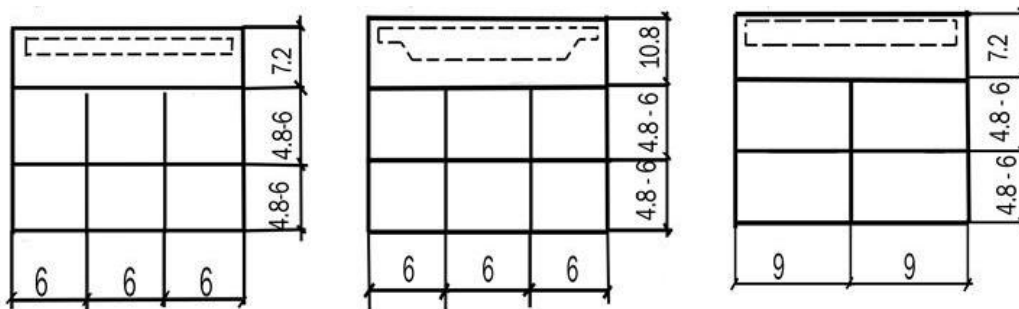


Рисунок 1.8 – Унифицированные габаритные схемы многоэтажных зданий

Однако, в настоящее время промышленные здания такого типа практически не строят, потому что контролирующие органы запретили применение мостовых и подвесных кранов в верхних этажах зданий производственного назначения.

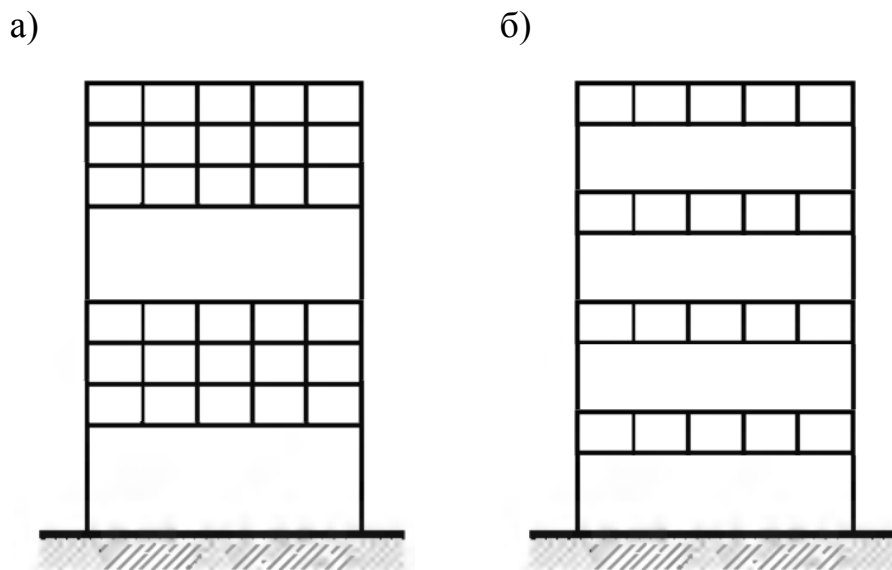
1.3. «Сотовые конструкции» и «несущие этажи» в многоэтажных зданиях

Сотовые конструкции нашли свое применение в монолитном строительстве. Основной принцип работы данных конструкций состоит в том, что продольные и поперечные стены (балки-стенки), монолитно связанные с перекрытиями, образуют единую несущую пространственную конструкцию, что позволяет опереть здание на редко расположенные опоры без увеличения сечений конструктивных элементов (стены, перекрытия) в сравнении с классическими зданиями, которые опираются на грунт [39].

Конструктивная система позволяет организовать свободное пространство при чередовании сотовой конструкции через один или более этажей, а также в зоне опирания конструкций под сотами.

Варианты организации конструктивной системы здания с сотовыми конструкциями приведены на рисунке 1.9 *а*.

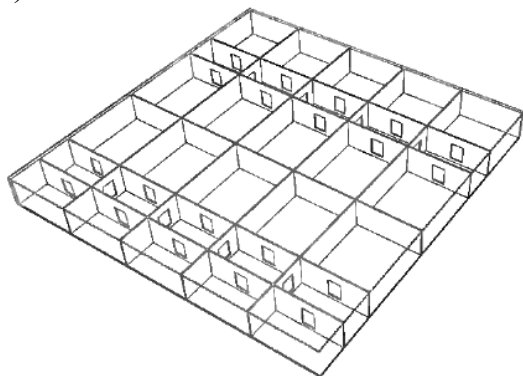
При наличии одного сотового этажа конструкцию называют *несущим этажом* (рисунок 1.9, *б*) [11; 12]. Вертикальные несущие конструкции принимают в виде железобетонных балок-стенок или стальных ферм, работающих в двух направлениях с включением перекрытия в работу. Перекрываемые пролеты несущего этажа могут быть до 100 м.



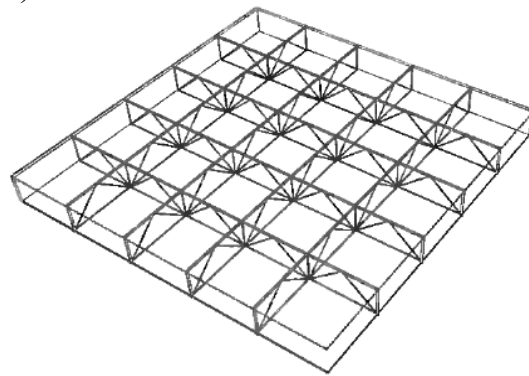
а – чередующаяся сотовая система; *б* – несущий этаж

Рисунок 1.9 – Конструктивные системы зданий с сотовыми конструкциями и несущими этажами

а)



б)



а – железобетонные балки-стенки с дверными проемами;

б – стальные фермы

Рисунок 1.10 – Вертикальные конструкции несущих этажей

В качестве примера можно привести здание **пансионата «Дружба»** в Ялте.

Пансионат на 400 номеров был возведен в 1980-1985 гг. по программе экспериментального строительства по проекту ЗАО «Курортпроект» на ограниченном по размерам участке со сложным рельефом (рисунок 1.11).

Здание пространственно решено в виде кольцеобразного «моноблока» (рисунок 1.12), в котором вся нагрузка передавалась на скалу с помощью трех равнонагруженных башенных опор [40].

Опорами здания являются башни, в которых размещены лестницы, лифты и коммуникации. Диаметр опор 9 метров, толщина стен от 20 до 80 см.

В нижней части между опорами на их консолях расположен круглый бассейн диаметром 24 м, днище которого запроектировано в виде конической оболочки.



Рисунок 1.11 – Общий вид пансионата «Дружба»

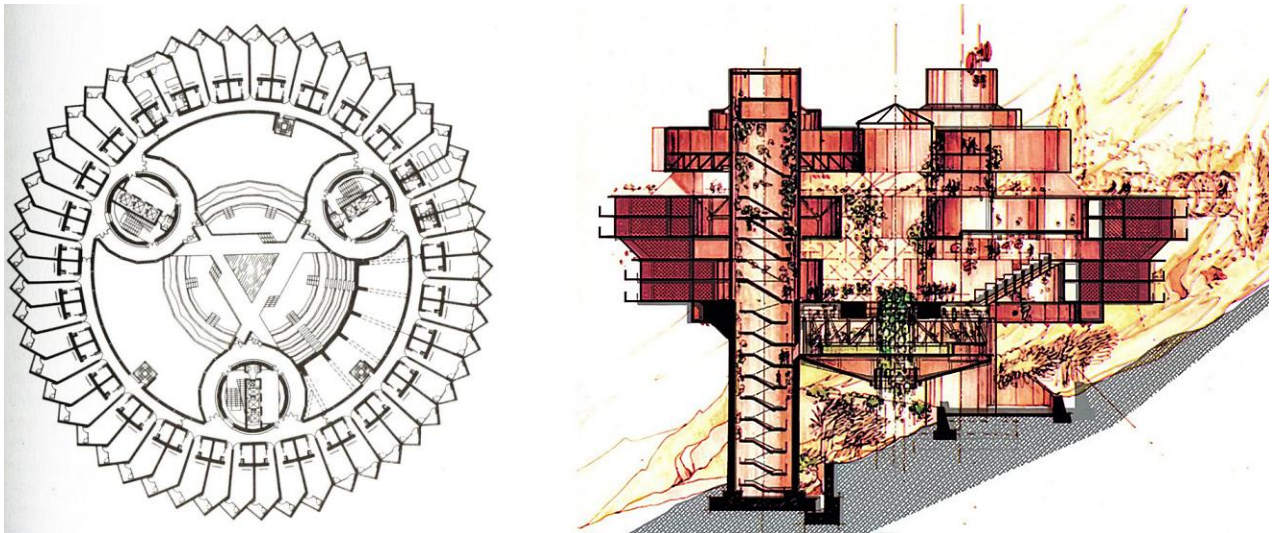


Рисунок 1.12 – План первого этажа и разрез здания пансионата [71]

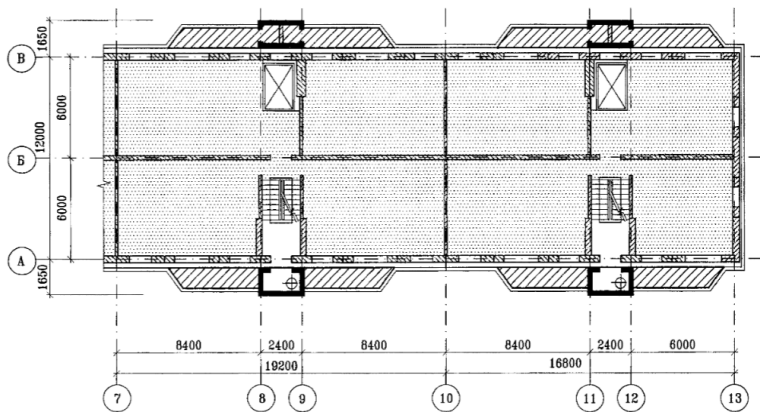
Средняя пятиэтажная часть здания решена в виде кольцевой сотовой несущей системы, в которой все конструктивные элементы включены в пространственную работу. Наружный диаметр жилого корпуса равен 76 м, шириной 12 м. Толщина перекрытия составила 15 сантиметров, толщина радиальных и кольцевых стен – 15 и 30 сантиметров соответственно.

Сотовые монолитные конструкции нашли также свое применение при **реконструкции пятиэтажных домов в Москве** [41]. Предложенное конструктивное решение позволяло осуществить надстройку без передачи дополнительной нагрузки на основное здание.

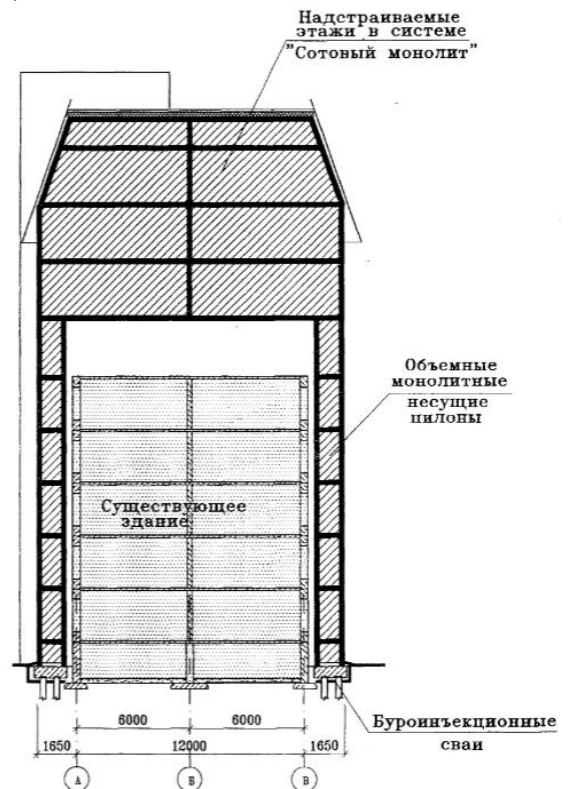
Основная идея заключалась в том, что в зоне расположения существующих лестничных клеток пристраивались монолитные железобетонные объемы (рисунок 1.13, *а*). Устройство вертикальных монолитных конструкций, опирающихся на буронабивные фундаменты (рисунок 1.13, *б*), позволяло разместить в здании лифты, мусоропровод, увеличить площадь кухонь и балконов, а также опереть монолитную сотовую конструкцию надстройки в пять этажей.

Применение сотового монолита позволило выполнить надстройку пролетом 15 м с толщиной перекрытия в 18 см при отсутствии дополнительных опор на существующее здание.

а)



б)



а – фрагмент плана 2-6 этажей; б – разрез здания

Рисунок 1.13 – Реконструируемое здание

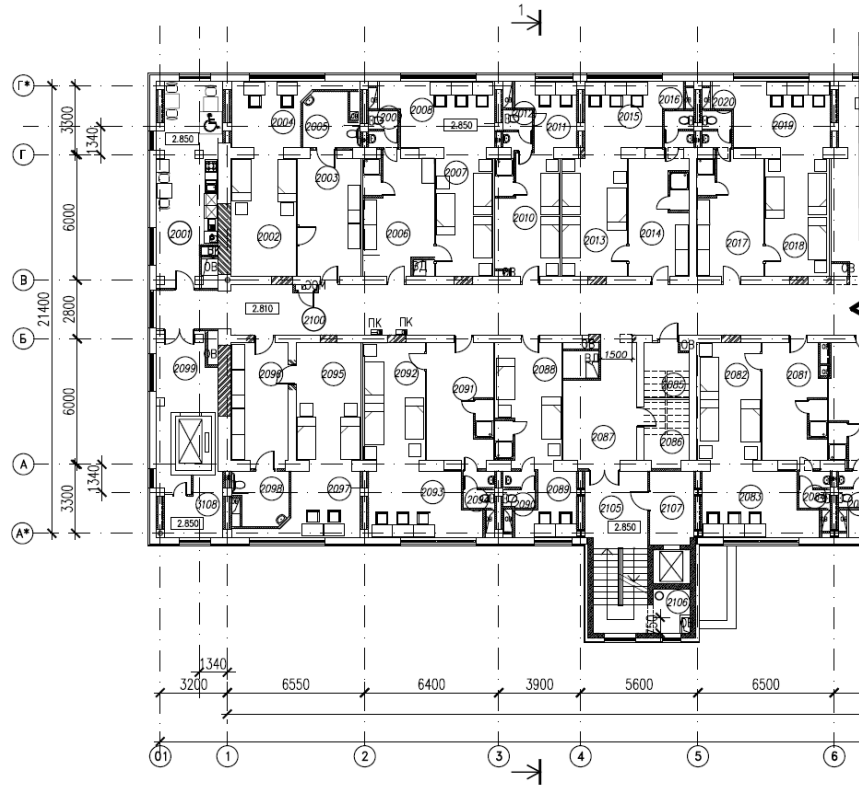
Еще одно проектное решение при **реконструкции пятиэтажных домов в Москве** с применением сотовых стальных конструкций было предложено АО «ЦНИИПромзданий».

Реконструкция здания предусматривала устройство дополнительных трех этажей высотой 3м и расширение здания на 3,2-3,3 м в каждую сторону (рисунок 1.14). При этом два дополнительных этажа выполнялись за счет надстройки здания и один этаж за счет использования покрытия существующего здания. Подъем на новые этажи осуществлялся с помощью пристроенных лестнично-лифтовых узлов.

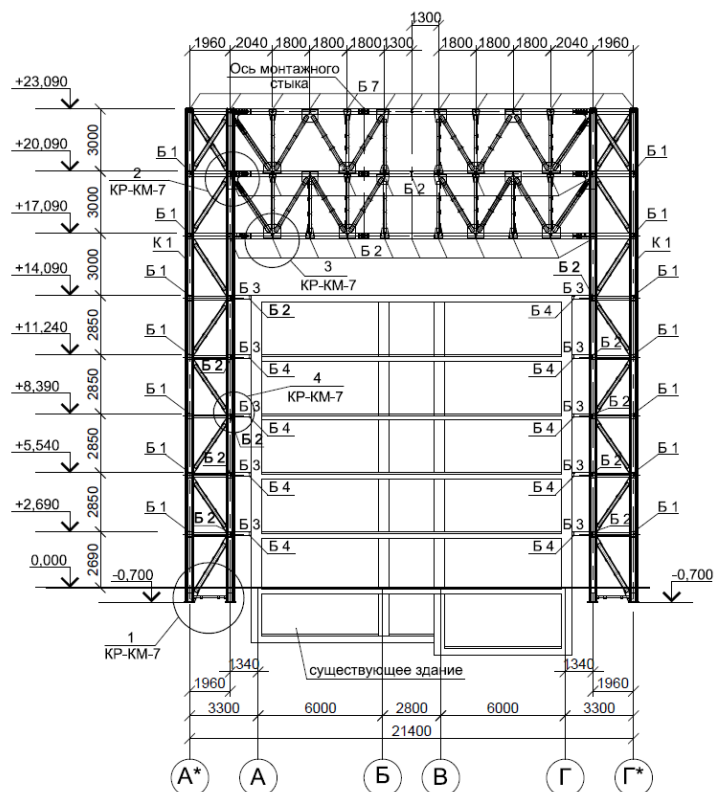
Конструктивное решение надстройки здания и его расширение выполняется устройством стальных многоэтажных рам, расположенных с двух сторон реконструируемого здания с нерегулярным шагом от 3.20 м до 6.80 м. Рамы были полностью отрезаны от существующего здания температурными и осадочными швами. Стальные рамы состояли из двухветвевых колонн и ферм, при этом пояса

ферм использовались в качестве несущих конструкций междуэтажных перекрытий и покрытия надстройки.

а)



б)



а – фрагмент плана 2-5 этажей; б – разрез здания

Рисунок 1.14 – Реконструируемое пятиэтажное здание по проекту

АО «ЦНИИПромзданий»

1.4. Здания с этажами в межферменном пространстве

Здания с межферменными этажами предназначаются для многоэтажных и одноэтажных зданий, имеющих крупную сетку колонн. Большепролетные помещения перекрываются не балками, а безраскосными фермами, реже классическими фермами с раскосами, выполненными из железобетона и иногда стали. В пределах высоты ферм располагаются дополнительные этажи, которые имеют техническое (размещение оборудования и коммуникаций) или вспомогательное назначение [8; 130; 132].

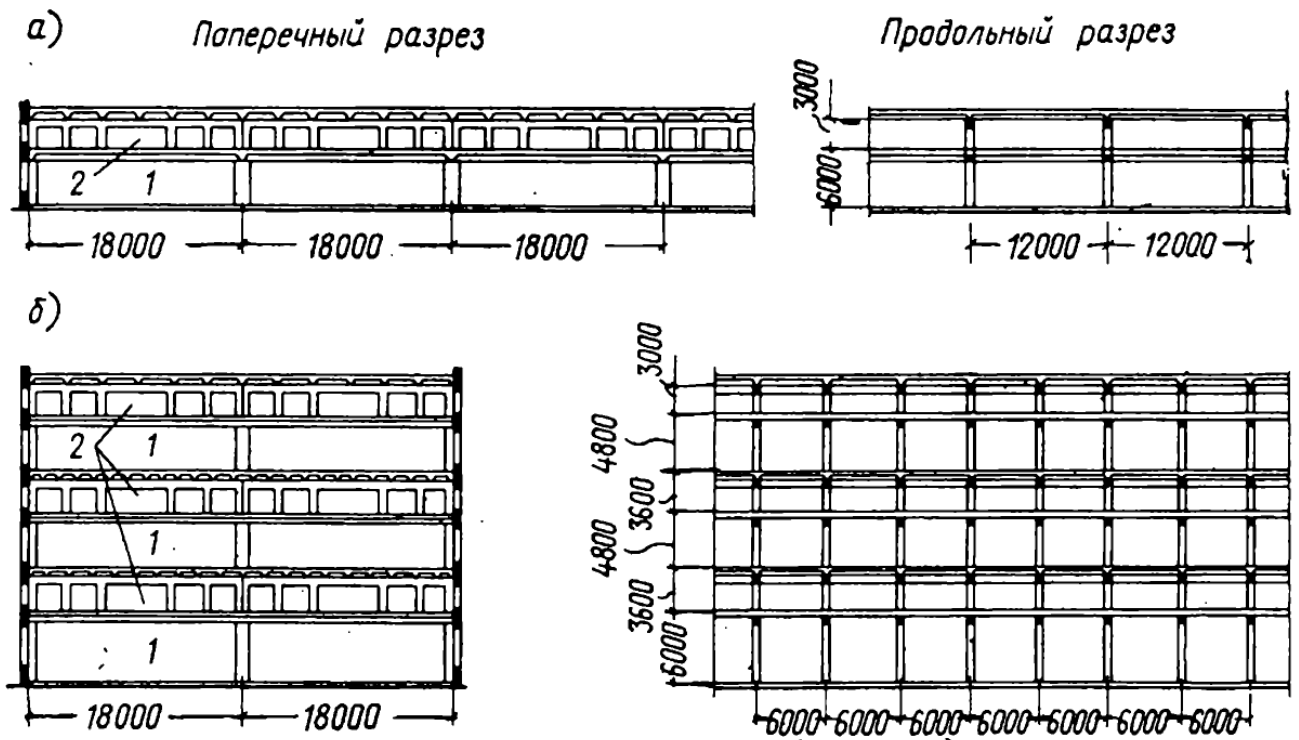
Пример здания с одним межферменным этажом, имеющим сетку колонн 18×12 м, приведен на рисунке 1.15, а). Необходимые размеры сетки колонн и высоты первого этажа определяются технологией производства. Для образования межферменного этажа в уровне нижнего пояса фермы устраивают дополнительное перекрытие. Высота межферменного технического этажа определяется в соответствии с нормативными требованиями.

Пример многоэтажного здания с межферменными этажами, имеющим сетку колонн 18×6 м, приведен на рисунке 1.15, б). Применялись также сетки колонн 12×6 и 24×6 м. Межферменные этажи располагаются в пределах конструктивной высоты безраскосных ферм.

Сравнение технико-экономических показателей многоэтажного корпуса с межферменными этажами и типового здания с пристройкой приведены в таблице 1.2 [22].

Таблица 1.2 – Техничко-экономические показатели многоэтажных зданий с пристройкой и межферменными этажами

Показатели	Здание с пристройкой (типовое решение)		Здание с межферменными этажами	
	Абсолютная величина	%	Абсолютная величина	%
Площадь застройки, м ²	4710	100	3 960	84
Строительный объем, м ³	103 120	100	102 090	99
Полезная площадь, м ²	18 720	100	21 760	117
Объем здания на 1 м ² полезной площади, м ³	5,5	100	4,7	86



а – здание с одним межферменным этажом; *б* – многоэтажное здание;

1 – основной этаж; *2* – межферменный этаж

Рисунок 1.15 – Промышленные здания с межферменными этажами

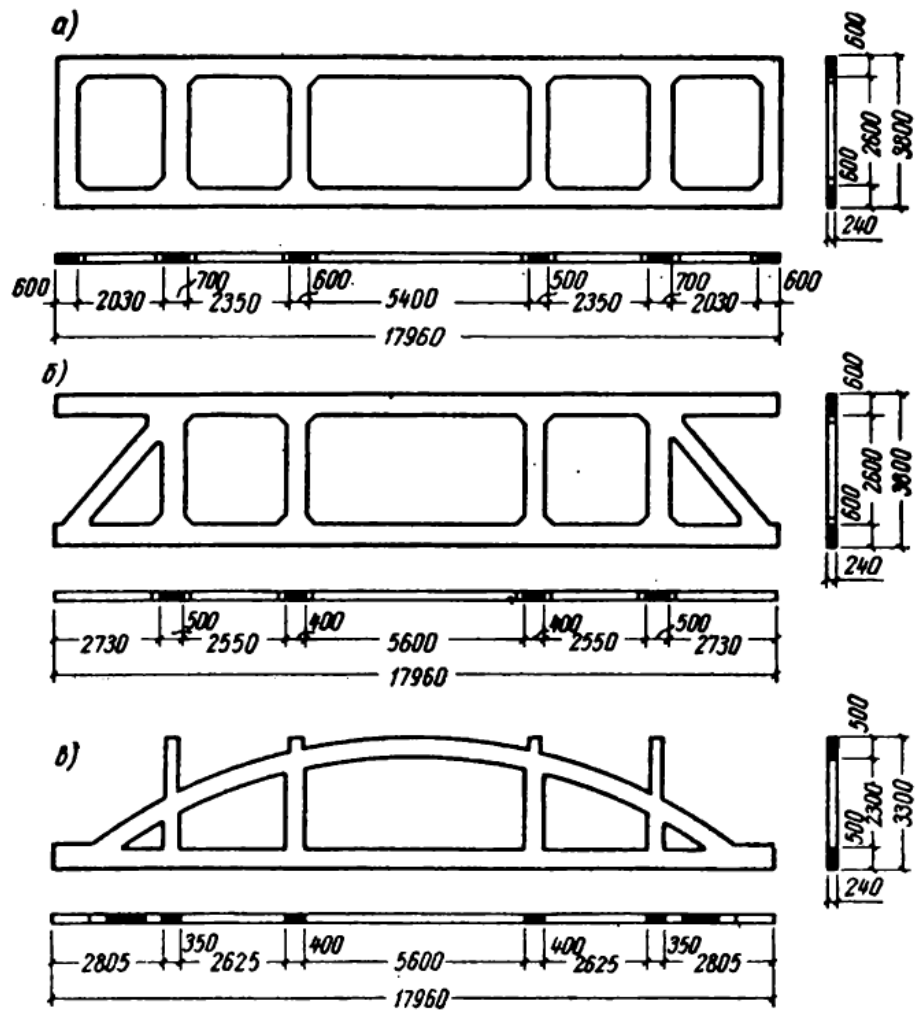
Из таблицы видно, что полезная площадь в здании с межферменными этажами на 17% больше, хотя площадь застройки снижена на 16%, а строительный объем примерно одинаков. При этом объем здания на 1 м² полезной площади в здании с межферменными этажами на 14% ниже, чем в типовом здании с пристройкой.

В зданиях с межферменными этажами применялись железобетонные фермы следующих типов (рисунок 1.16):

- с параллельными поясами;
- рамно-подкосные фермы, с подкосами только в крайних панелях;
- безраскосные фермы с криволинейным верхним поясом.

Опираие перекрытия на нижний пояс фермы выполнялось с помощью:

- полок пояса фермы;
- уголков, приваренных к закладным деталям пояса;
- стальных столиков, заложенных в поясе фермы.



a – безраскосная ферма с параллельными поясами; *б* – равно-подкосная ферма; *в* – безраскосная ферма с криволинейным верхним поясом

Рисунок 1.16 – Фермы для зданий с межферменными этажами

В зависимости от этажности зданий с межферменными этажами используются различные способы опирания ферм и их участие в работе каркаса.

В зданиях с одним межферменным этажом опирание безраскосной фермы на колонну выполняют шарнирным – напряженно-деформированное состояние не зависит от других элементов каркаса.

В многоэтажных зданиях безраскосные фермы работают как ригели многоярусных рам, являясь составной частью каркаса.

Ниже приведены примеры зданий с межферменными этажами.

Производственное здание в Запорожье (Украина)

Восьмизэтажное производственное здание с четырьмя межферменными этажами было построенное в Запорожье (Украина).

Здание двухпролетное с сеткой колонн в четырех надземных этажах размерами 12×6 м, в административно-бытовых помещениях и подвале – 6×6 м.

Межферменные этажи имеют только техническое назначение – для размещения коммуникационного сантехнического и электротехнического оборудования, воздуховодов и др.

Основные помещения имеют высоту 5,4 м от пола до потолка. В пределах этой высоты в торцах здания расположены дополнительные междуэтажные перекрытия, которые позволили устроить два этажа для бытовых помещений.

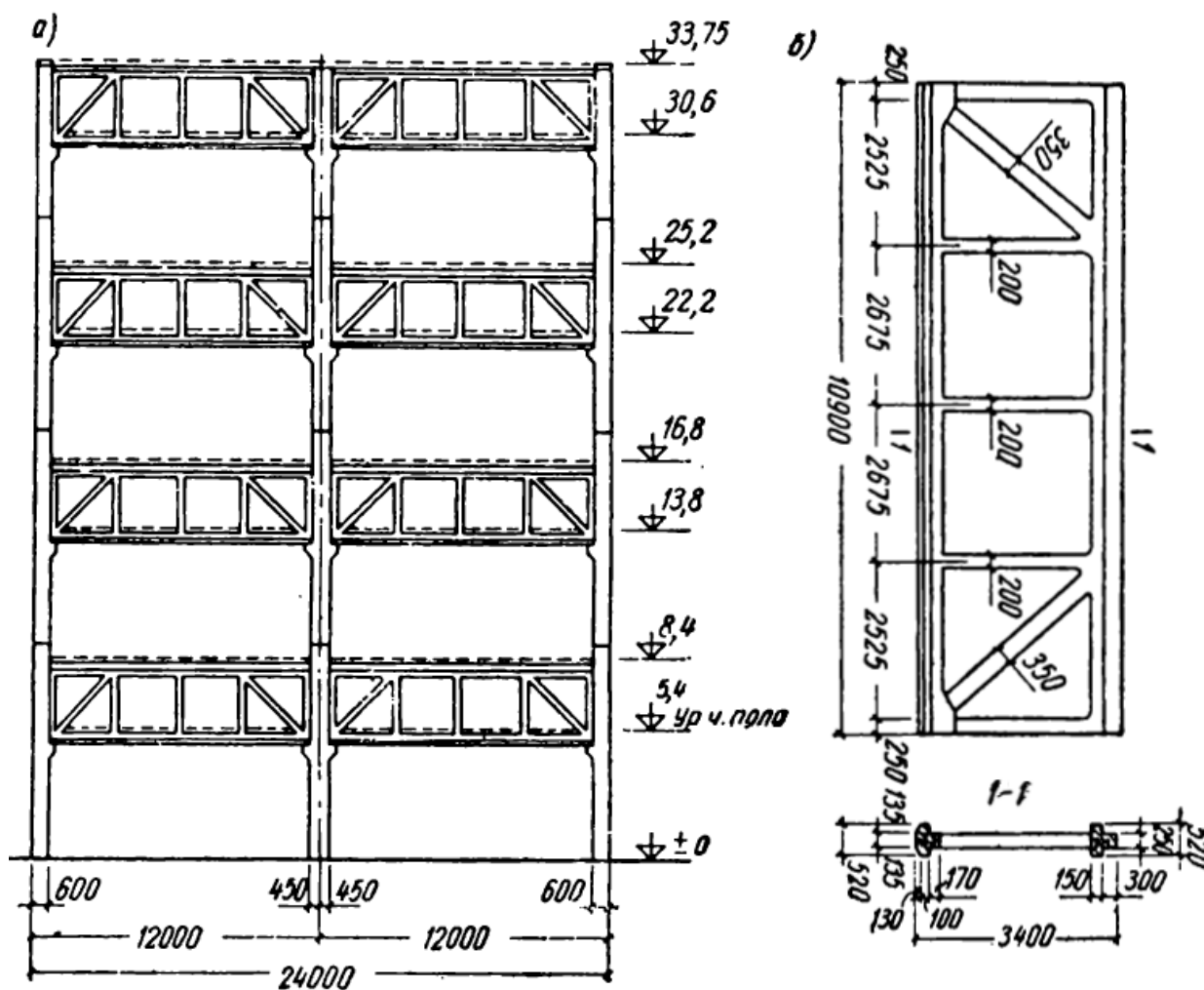
Основные технико-экономические показатели здания:

- площадь застройки 3210 м²;
- полезная площадь 27540 м², в том числе площадь межферменных этажей 9770 м².
- строительный объем 120250 м³.

Нормативные значения принятых нагрузок на перекрытия составляют:

- для основных этажей – 1000 кг/м²;
- для межферменных этажей – 600 кг/м².

Каркас здания выполнен из железобетонных конструкций и состоит из колонн и рамно-подкосных ферм (рисунок 1.17). Подкосы в фермах выполнены в крайних панелях. Высота колонны принята равной высоте яруса, в который входит основной и межферменный этаж. Опирание колонн верхнего яруса выполняется встык с колоннами нижнего. Уровень стыка расположен на высоте 0,6 м от пола основного этажа.



а – каркас; б – ферма

Рисунок 1.17 – Здание в Запорожье. Сборный железобетонный каркас здания

Опираение фермы осуществляется на консоли колонн.

Пояса фермы имеют тавровое сечение с нижним расположением полки для опирания:

- многопустотных плит – на полки нижнего пояса;
- ребристых плит – на полки верхнего пояса.

Применение многопустотных плит в уровне нижнего пояса фермы позволило образовать гладкий потолок в нижерасположенных помещениях производственного назначения.

Спортивный комплекс в Москве

В Москве в конце 70-х годов был построен многоэтажный спортивный комплекс «Трудовые резервы» со спортивными залами.

В качестве основных несущих конструкций были использованы безраскосные фермы, в пределах высоты которых расположены раздевалки, санузлы, административные и подсобные помещения [12].

В декабре 2012 года завершился капитальный ремонт комплекса (рисунок 1.18), после которого он вошло в состав СК «Измайлово».



Рисунок 1.18 – Фасад здания после капитального ремонта

Здание фабрики в Бристоле (Англия)

В качестве основных несущих конструкций для многоэтажного здания фабрики были выбраны фермы. Это решение было обусловлено следующими факторами:

- необходимые размеры пролетов составляли 12 м;
- большая нагрузка на перекрытия.

Межферменные этажи использовались только для технического назначения для размещения сантехнического, электротехнического оборудования, а также других коммуникаций.

Применяемый тип фермы – сборная железобетонная безраскосная ферма с полигональным очертанием (по параболе) верхнего пояса (рисунок 1.19).

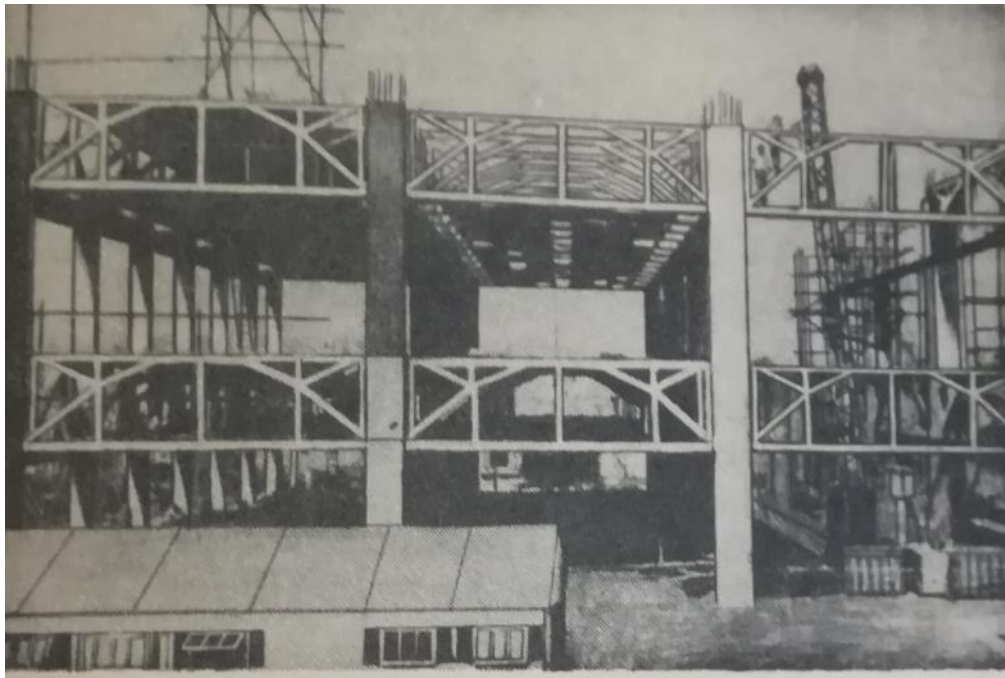


Рисунок 1.19 – Каркас фабрики в Бристоле на стадии монтажа

Пролет фермы 12 м, высота 3,8 м. Фермы состояли из двух укрупненных частей: верхнего решетчатого строения и предварительно напряженной нижней части (нижний пояс и стойки).

Колонны выполнялись из монолитного железобетона в стальной инвентарной опалубке высотой на один основной и межферменный этаж.

Перекрытия по нижнему поясу ферм выполнялось из сборных легких плит с технологическими отверстиями для обслуживания светильников и диффузорных решеток системы кондиционирования воздуха.

Тяжелое перекрытие по верхним поясам ферм выполнялось из сборных железобетонных плит, которые имели арматурные выпуски для укладки поверху плит слоя монолитного железобетона. Такое решение позволило полностью отказаться от применения опалубки.

Здание спортивного и актового залов школы в г. Миллбрей (США)

В 60-х годах было построено одноэтажное однопролетное здание длиной 101 м, в котором были размещены два спортивных и актовых залов школы (рисунок 1.20), расположенной в г. Миллбрей (США), рассчитанной на 2000 учащихся.

В качестве несущих конструкций покрытия были применены безраскосные стальные фермы с параллельными поясами пролетом 26,1 м и высотой 1,6 м.

Межферменное пространство использовалось для размещения воздуховодов, коммуникационного сантехнического и электротехнического оборудования и др.

Высота двутавровых колонн составила 9 м.

Все элементы фермы выполнены двутаврового сечения одинаковой высоты в 30 см с разной толщиной стенок и полок. Две стойки на концевых участках фермы имеют ребра жесткости треугольной формы.

Для обеспечения пространственной жесткости в продольном направлении в уровне ферм покрытия были установлены стальные безраскосные фермы пролетом 8,4 м, сечение элементов которой выполнено также из двутавров высотой 30 см.

Соединения всех конструкций каркаса, за исключением крепления прогонов к фермам, были выполнены на сварке.

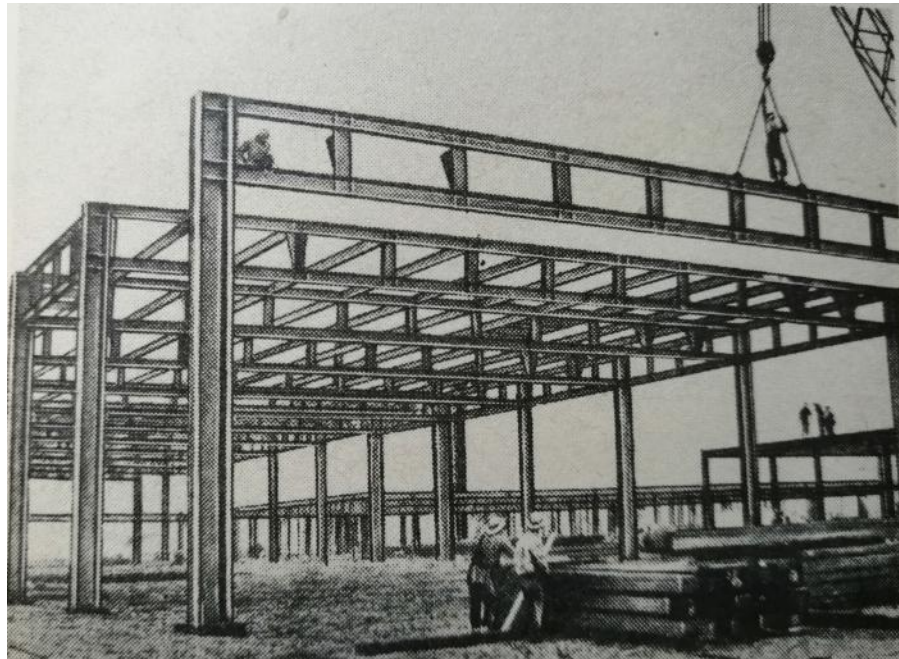


Рисунок 1.20 – Монтаж стальных безраскосных ферм школы в г. Миллбрей (США)

1.5. Выводы

1. Тема диссертационной работы посвящена проектированию зданий, к которым предъявляются требования по устройству гибких объемно-планировочных решений, которые позволяют оперативно менять планировочные пространства на протяжении всего срока эксплуатации.

2. Анализ существующих конструктивных решений зданий показал, что гибкость планировочного пространства может быть достигнута:

- применением стальных балок в перекрытии;
- применением укрупненной сетки колонн на верхнем этаже;
- использованием «сотовых конструкций» и «несущих этажей»;
- расположением технических этажей в межферменном пространстве;

3. Рассмотрено применение стальных балок со сплошной и перфорированной стенкой в перекрытиях на примере гаражей-стоянок. В обзоре приведены примеры зданий и показана экономическая эффективность применения перфорированных балок. Однако, большая высота балок ограничивает их применение.

4. Рассмотрено применение укрупненной сетки колонн на верхнем этаже в двух- и многоэтажных зданиях. В верхних этажах производственных зданий такого типа чаще всего располагались подвесные или мостовые краны, при этом на нижних этажах использовалась регулярная структура каркаса. В настоящее время промышленные здания такого типа практически не строят, потому что контролирующие органы запретили применение крановых конструкций в верхних этажах зданий производственного назначения.

5. Приведен опыт успешного применения сотовых монолитных конструкций и несущих этажей. Наиболее успешное применение данные конструктивные решения находят при проектировании на участке со сложным рельефом, при необходимости перекрытия больших пролетов (более 20 м) или при реконструкции.

6. Универсальным конструктивным решением, которое может быть использовано в зданиях различного функционального назначения, является

расположение этажей в межферменном пространстве. Показаны примеры ограниченного использования этого решения в зданиях, которые строились с привязкой к конкретному функциональному или технологическому процессу, поэтому почти для всех зданий разрабатывались индивидуальные проекты.

7. На основании проведенного анализа была сформулирована задача разработать объемно-планировочное и конструктивное решение, при котором в пределах высоты фермы расположен промежуточный этаж, а выше и ниже этажи, позволяющие осуществлять гибкую планировку. Для массового применения в одноэтажных и многоэтажных зданиях различного функционального назначения это решение должно отвечать требованиям универсальности и унификации.

Глава 2. **ФОРМИРОВАНИЕ УНИФИЦИРОВАННЫХ ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫХ РЕШЕНИЙ ЗДАНИЙ ИЗ РАМНО-ФЕРМЕННЫХ БЛОКОВ**

2.1. Концепция объемно-планировочного решения

АО «ЦНИИПромзданий» в 2016 г. было разработано пособие [58], в котором предложено объемно-планировочное и конструктивное решение зданий из рамно-ферменных блоков, обеспечивающих свободную планировку этажей.

В основу решения легла идея расположения в пределах высоты стальной фермы промежуточного этажа.

Многоэтажные здания из рамно-ферменных блоков этажей могут быть различного функционального назначения, что обеспечивается наличием проема в средней панели фермы (рисунок 2.1).

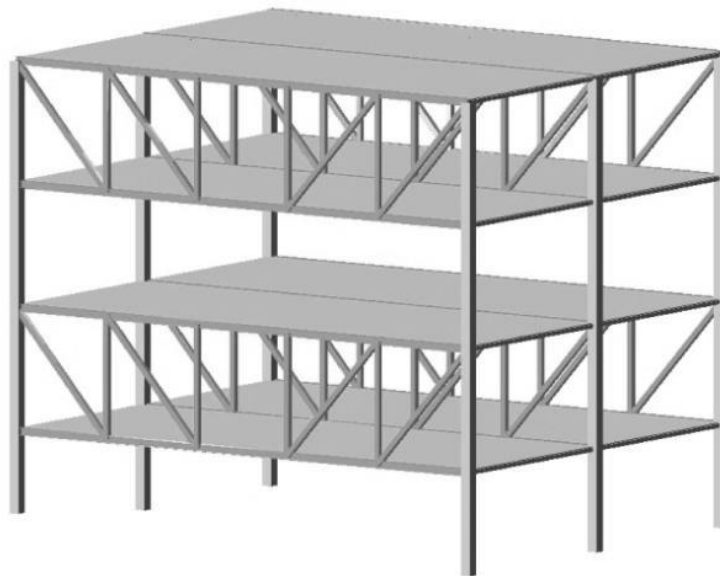


Рисунок 2.1 – Фрагмент пространственной модели многоэтажного здания из рамно-ферменных блоков

Основными пространственными несущими конструкциями двух смежных этажей являются металлические фермы с параллельными поясами, в пределах высоты которых (между верхним и нижним поясами ферм) расположены промежуточные этажи, а между фермами по высоте – этажи со свободной планировкой. Нижние и верхние пояса фермы работают совместно с

перекрытиями, образуя двухэтажную сталежелезобетонную конструкцию. Габаритные размеры фермы определяются исходя из необходимой высоты этажа.

Перекрытие может быть выполнено в двух вариантах – монолитным и из сборных железобетонных ребристых или многопустотных плит. Для устройства коммуникационных каналов предусматриваются отверстия в монолитном перекрытии, а в сборном варианте применяют специальные плиты с проемами в полке.

В зданиях из рамно-ферменных блоков имеется два типа этажей:

- большепролетные со свободной планировкой;
- промежуточные (в пределах высоты ферм).

В связи с тем, что средняя панель фермы свободна от раскосов, организация пространства на промежуточных этажах может выполняться по коридорной схеме. С двух сторон от коридора располагаются помещения, ширина которых равна шагу ферм. В панелях ферм, в которых находятся раскосы, возможна установка дверных проемов для взаимосвязи помещений.

Расположение в пределах высоты фермы дополнительного этажа (между верхним и нижним поясами ферм) может осуществляться и в одноэтажных зданиях путем устройства перекрытия в зоне нижнего пояса фермы (рисунок 2.2). Целесообразно применять фермы с параллельными поясами или трапецеидальные.

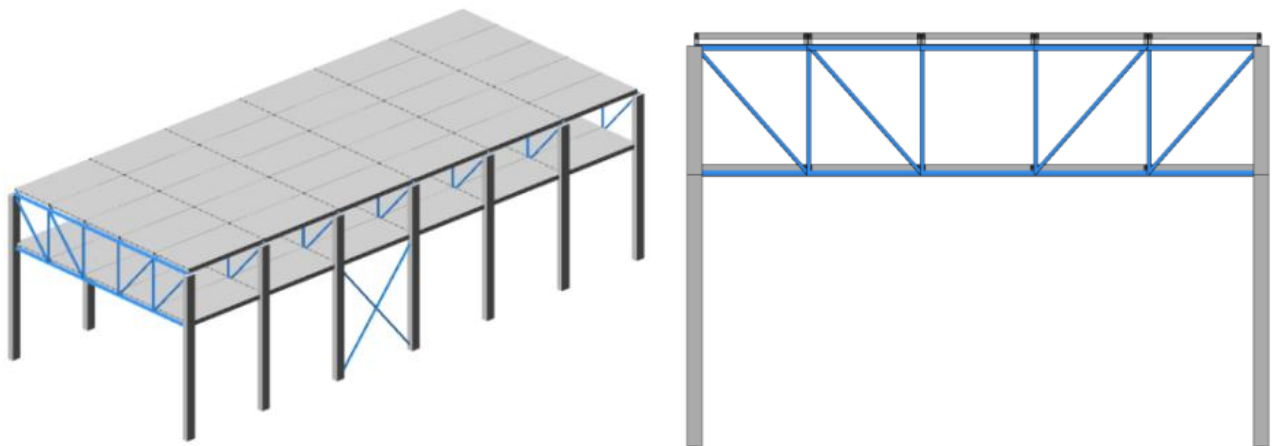


Рисунок 2.2 – Пространственная модель одноэтажного производственного здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве

Способы организации пространства зданий из рамно-ферменных блоков этажей различного функционального назначения рассмотрены в разделе 2.3.

Взаимосвязь этажей между собой при длине здания до 60 м согласно СП 1.13130.2009 [83] возможно осуществлять с помощью лестничных клеток, пристроенных с торцов здания. По технологическим требованиям в здании возможно устройство дополнительных встроенных или пристроенных лестнично-лифтовых узлов в середине блока.

При проектировании зданий длиной более 60 м необходимо устройство противопожарных перегородок 2-го типа, а также дополнительных лестнично-лифтовых клеток в соответствии с требованиями по допустимым расстояниям до ближайших эвакуационных выходов.

Для зданий большой протяженности, особенно многоэтажных, также необходимо предусматривать температурно-усадочные и осадочные швы.

Под температурным швом понимают вертикально организуемый зазор с необходимой тепло- и гидроизоляцией, позволяющий воспринимать температурное расширение. Расстояния между температурными швами устанавливаются по расчету. Также можно воспользоваться данными таблицы 9.2 СП 27.13330.2017 [87].

Осадочные швы устраиваются в случаях, когда неравномерные осадки основания в обычных грунтовых условиях превышают предельно допустимые величины, регламентируемые СП 22.13330.2016 [86].

Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости здания предусматривают стальные связи или ядра жесткости.

2.2. Определение унифицированных параметров объемно-планировочных решений

Основные планировочные параметры здания призваны обеспечить комфортность, функциональную технологичность, эстетичность с учетом экономической целесообразности. К ним относятся габаритные размеры зданий в целом и его отдельных помещений.

Унификация зданий заключается в приведении их объемно-планировочных решений, основных строительных параметров и характеристик к ограниченному количеству. К основным параметрам в здании из рамно-ферменных блоков можно отнести пролет и шаг пространственных несущих конструкций, высоту этажа.

Унификация параметров строительных конструкций базируется на *модульной координации* размеров, которая позволяет обеспечить стандартизацию в проектировании, изготовлении конструкций, и является методом согласования объемно-планировочных параметров с конструктивными элементами на основе кратности основному модулю (М) – 100 мм.

Требования унификации конструкций оказывают значительное влияние на объемно-планировочные решения зданий.

АО «ЦНИИПромзданий» имеет многолетний опыт проектирования конструкций массового применения [28; 29; 31; 45; 46; 57; 66; 67; 124-127]. Сотрудники института, в том числе Гранев В.В., Ватман Я.П. [30; 31], принимали участие в создании системы унификации промышленных зданий и типизации конструкций.

Важнейшими элементами системы унификации являются:

- принципы формирования объемно-планировочных и конструктивных решений зданий на основании статистического анализа;
- величины укрупненных модулей и рядов размеров основных параметров зданий;
- расположение координационных осей и привязка к ним элементов пространственных несущих конструкций.

Установление рационального количества унифицированных параметров и характеристик зданий приводит к сокращению количества типоразмеров отдельных конструкций. В сборных конструкциях из железобетона это позволяет уменьшить количество форм для изготовления, сократить трудоемкость монтажа; в монолитных – уменьшить расходы на арматурные изделия, закладные детали и опалубку; в стальных конструкциях – снизить стоимость изготовления.

Определение пролетов и шагов пространственных несущих конструкций

Для определения пролетов и шагов пространственных несущих конструкций был проведен анализ существующих габаритных схем одноэтажных и многоэтажных зданий.

Продольный шаг колонн одноэтажных производственных зданий принимается равным 6 или 12 м, а рекомендуемые размеры пролетов [93] составляют:

- 12, 15, 18, 21, 24, 30 м – для крановых и бескрановых зданий;
- 9, 12, 15, 18 м – при наличии в здании подвешного подъемно-транспортного оборудования.

В многоэтажных зданиях массового применения наибольшее распространение получили шаги колонн – 3, 6, 9 и 12 м. Исследование частоты применения сеток колонн в общественных и производственных многоэтажных зданиях в работе Кодыша Э.Н., Трекина Н.Н. и Никитина И.К. [57] показало, что самой распространенной в настоящее время сеткой колонн является 6×6 м.

Для физкультурно-оздоровительных комплексов, по данным работы Келасьева Н.Г. [49], наиболее часто принимают:

- сетки колонн 6×6 м и 9×9 м – для многоэтажной части здания;
- пролеты 15, 18, 21 и 24 м – для одноэтажной части здания.

Для разработки конструктивных решений (см. главы 3 и 4) были приняты следующие параметры пространственных несущих конструкций:

- пролет – 12, 15 и 18 м;
- шаг – 6 и 12 м.

Определение ширины центрального проема

В связи с тем, что рассматриваемые объемно-планировочные решения зданий из рамно-ферменных блоков предполагают возможность проектирования этажей различного функционального назначения, ширина центрального проема должна учитывать требования межвидовой унификации.

Наибольшая ширина коридоров требуется в общественных зданиях, минимальные значения которых согласно СП 118.13330.2012 [90] составляют:

- 2,4 м – для зданий с коридорной планировкой, при использовании их в качестве помещений ожидания для посетителей;

- 2,2 м – для торговых залов площадью более 400 м².

Минимальная ширина коридора в административных зданиях согласно СП 44.13330.2011 [88] составляет 1,2 м.

Необходимо также учитывать, что данный проход для большинства зданий будет являться путем эвакуации, минимальная ширина которого согласно СП 1.13130.2009 [83] должна составлять:

- 1,2 м – для общих коридоров, по которым могут эвакуироваться из помещений более 50 человек;

- 2,5 м – для зданий с торговой площадью более 400 м².

По результатам анализа зданий различного функционального назначения целесообразно принять ширину коридора не менее 2,5 м.

Учитывая ширину стойки фермы, а также возможность наличия конструктивной огнезащиты и отделку, размер в осях между стойками прохода получается **3,0 м**. Этот размер отвечает требованиям унификации, а также является стандартным размером панели ферм.

Определение высоты этажа

Высотой этажа в многоэтажных зданиях считается расстояние от чистого пола данного этажа до чистого пола вышележащего. В одноэтажных промышленных зданиях высота – это расстояние от чистого пола до низа стропильных конструкций.

Для зданий различного функционального назначения установлены требования по минимальной высоте помещений от пола до потолка.

Так в общественных зданиях согласно СП 118.13330.2012 [90] минимальная высота помещений составляет 3,0 м, при этом для зданий общеобразовательных организаций вместимость должна составлять не более 300 учащихся.

Высота залов собраний, столовых и административных помещений вместимостью более 75 человек согласно СП 44.13330.2011 [88] также принимается не менее 3,0 м.

Таким образом, по результатам анализа зданий различного функционального назначения высоту помещений от пола до потолка принимаем 3,0 м.

Пример компоновки объемно-планировочного решения

В качестве примера на рисунке 2.3 приведены компоновочные планы 1, 2 и 3 этажей 6-ти этажного торгового комплекса из рамно-ферменных блоков размером 48×15 м.

На нечетных этажах расположены этажи свободной планировки. В качестве примера приведено размещение супермаркета и зоны фудкорта. Размещение перегородок на данных этажах должно удовлетворять функциональному назначению и требованиям нормативных документов.

На четных этажах расположение помещений задано расположением пространственных несущих конструкций. В середине здания расположен коридор, а по обе стороны от него – регулярные помещения с размерами в осях 6×6 м, которые можно использовать в большом функциональном диапазоне, к тому же соседние помещения могут сообщаться проходами между раскосами и стойками ферм.

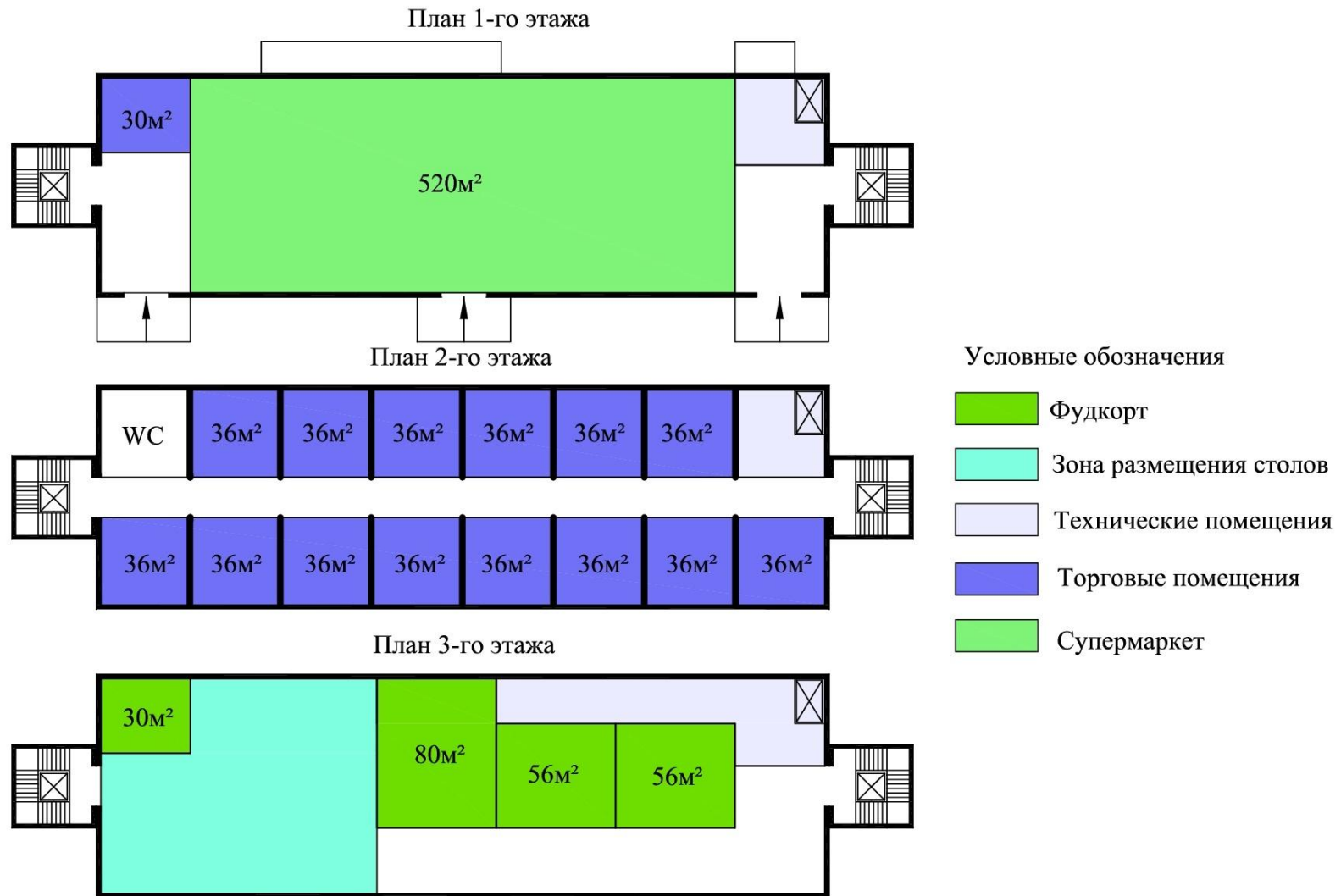


Рисунок 2.3 – Пример компоновочных планов 1, 2 и 3 этажей здания торгового комплекса

2.3. Обоснование принципов объемно-планировочных решений одноэтажных и многоэтажных зданий с учетом функционального назначения

2.3.1. Область рационального применения

Состав, размеры и расположение помещений многоэтажных зданий и, соответственно, их объемно-планировочные решения принимаются в зависимости от функционального назначения с учетом санитарно-гигиенических требований.

Здания из рамно-ферменных блоков могут быть следующего функционального назначения:

1. Общественные:

- торговые и многофункциональные комплексы;
- здания организации образования и подготовки кадров;
- культурно-просветительского назначения (музеи, выставки и др.);
- здания для временного пребывания (гостиницы, пансионаты и др.);
- лечебные учреждения;
- здания по обслуживанию общества и государства (кредитные организации, налоговые службы и др.);
- физкультурно-оздоровительные;
- многофункциональные;

2. Административные;

3. Жилые;

4. Производственные.

Объемно-планировочное решение здания должно соответствовать требованиям, которые диктует функционально-технологический процесс. Помещение будет удовлетворять той или иной функции, если для технологии и человека участвующего в процессе будут созданы оптимальные условия.

Функционально-технологический процесс – это осуществление во времени и пространстве главной функции здания, при котором она разделяется на систему главных и вспомогательных функций на всех пространственных уровнях здания [120].

Одному и тому же функционально-технологическому процессу могут удовлетворять несколько схем организации планировочного пространства.

Выделяют 6 основных внутренних планировочных схем: ячейковая, коридорная, анфиладная, зальная, павильонная и смешанная (комбинированная). Какая бы схема ни была выбрана – она должна соответствовать функции здания.

Как было сказано ранее, организацию пространства на промежуточных этажах целесообразно выполнять по коридорной схеме. Организация пространства на этажах со свободной планировкой зависит от функционального назначения здания и может быть различной.

Рассмотрены здания различного функционального назначения. Примеры компоновочных схем поэтажных планов приведены в подразделах 2.3.2-2.3.7 для здания размером 48×15 м. Взаимосвязь этажей осуществляется с помощью пристроенных с торцов лестнично-лифтовыми узлами. Дополнительные лестнично-лифтовые узлы, которые могут быть установлены по технологическим требованиям (например, для погрузки-разгрузки товара), а также различные технические помещения на компоновочных схемах **условно не показаны**.

2.3.2. Торговые комплексы

Наиболее подходящими для применения рассматриваемого конструктивного решения являются районные торговые комплексы площадью 5000-10000 м².

Такие комплексы создаются с целью удовлетворения ежедневных потребностей людей, живущих непосредственно в данном районе. Ценовая категория арендаторов в данных комплексах чаще всего «эконом» или немного выше.

Как правило, в таких торговых центрах присутствуют два якорных арендатора (продуктовый супермаркет, сетевой оператор спортивных товаров, электроники или бытовой техники) и торговая галерея, состоящая из небольших отделов с различными категориями товаров. Ниже на диаграмме показано распределение площадей среди арендаторов торгового комплекса (рисунок 2.4) [107].

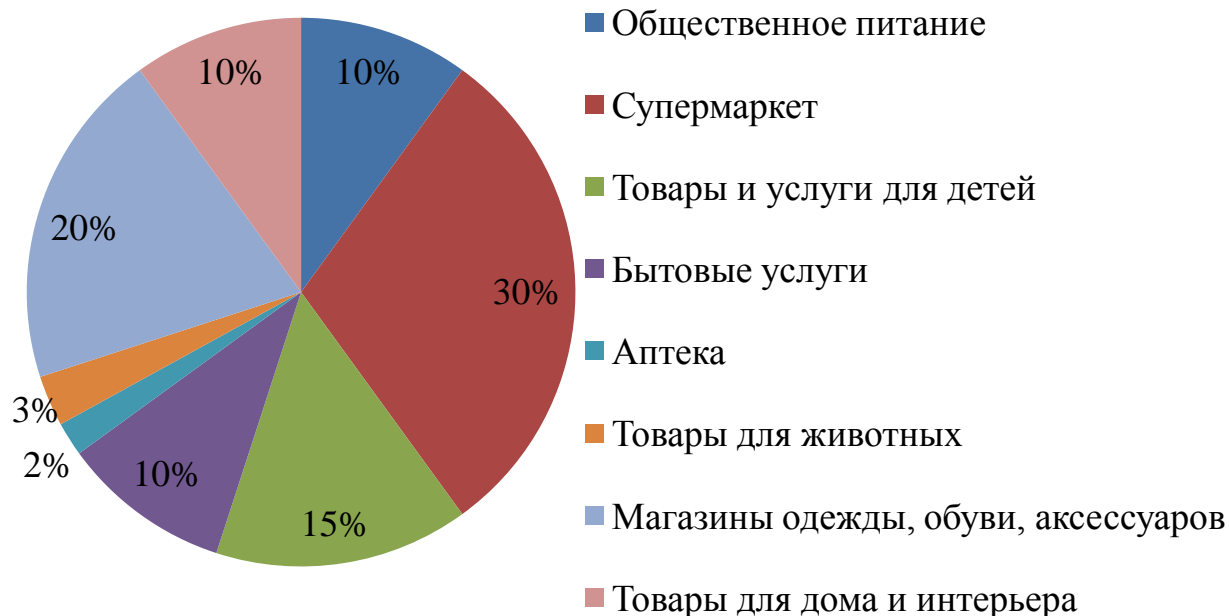


Рисунок 2.4 – Структура площадей районных торговых комплексов

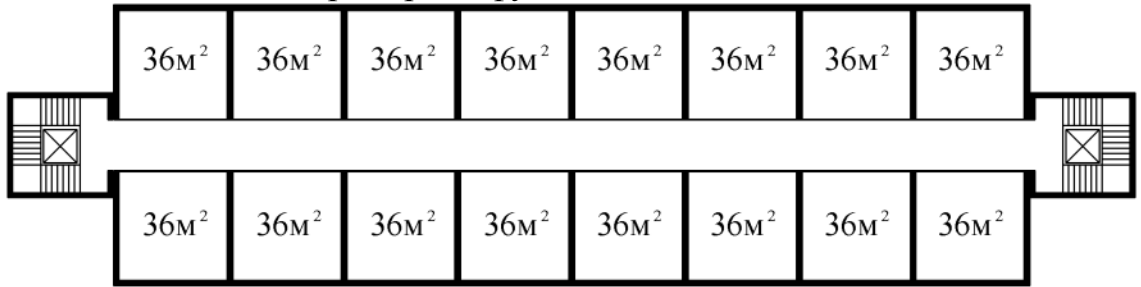
Чаще всего районный торговый комплекс представляет собой 2-6 этажное здание с наземной парковкой, расположенное в центре жилого микрорайона.

На этажах со свободной планировкой в торговых комплексах целесообразно применение коридорной, ячейковой, анфиладной или зальной функциональных схем, примеры которых изображены на (рисунок 2.5).

Коридорная функциональная схема на промежуточных этажах позволяет разместить регулярные торговые помещения размерами 6×6 м. Устройство в панелях ферм с раскосами дверных проемов позволит устраивать торговые помещения разной площади, а также организовать взаимосвязь между помещениями.

а)

Коридорная функциональная схема



б)

Зальная функциональная схема



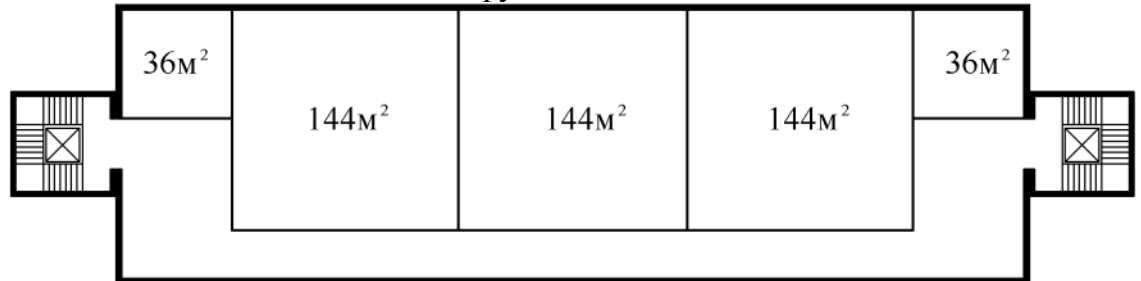
в)

Анфиладная функциональная схема



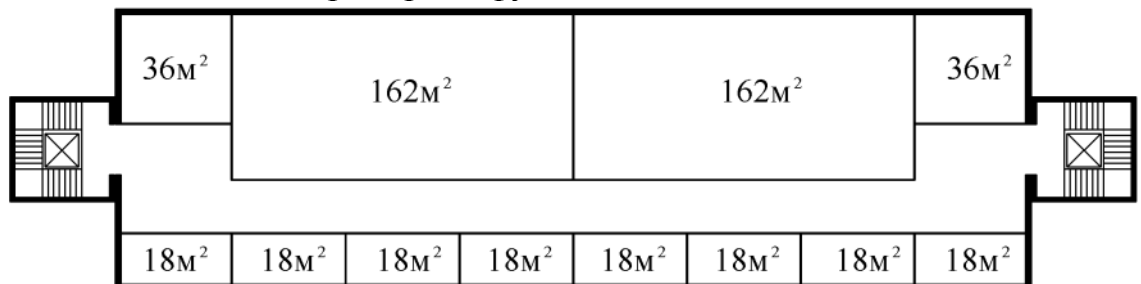
г)

Ячейковая функциональная схема



д)

Коридорная функциональная схема



а – промежуточный этаж (в пределах высоты ферм);

б-д – этаж со свободной планировкой

Рисунок 2.5 – Компонировочные схемы поэтажных планов торговых комплексов (здание размером 48×15 м)

2.3.3. Здания организации образования и подготовки кадров

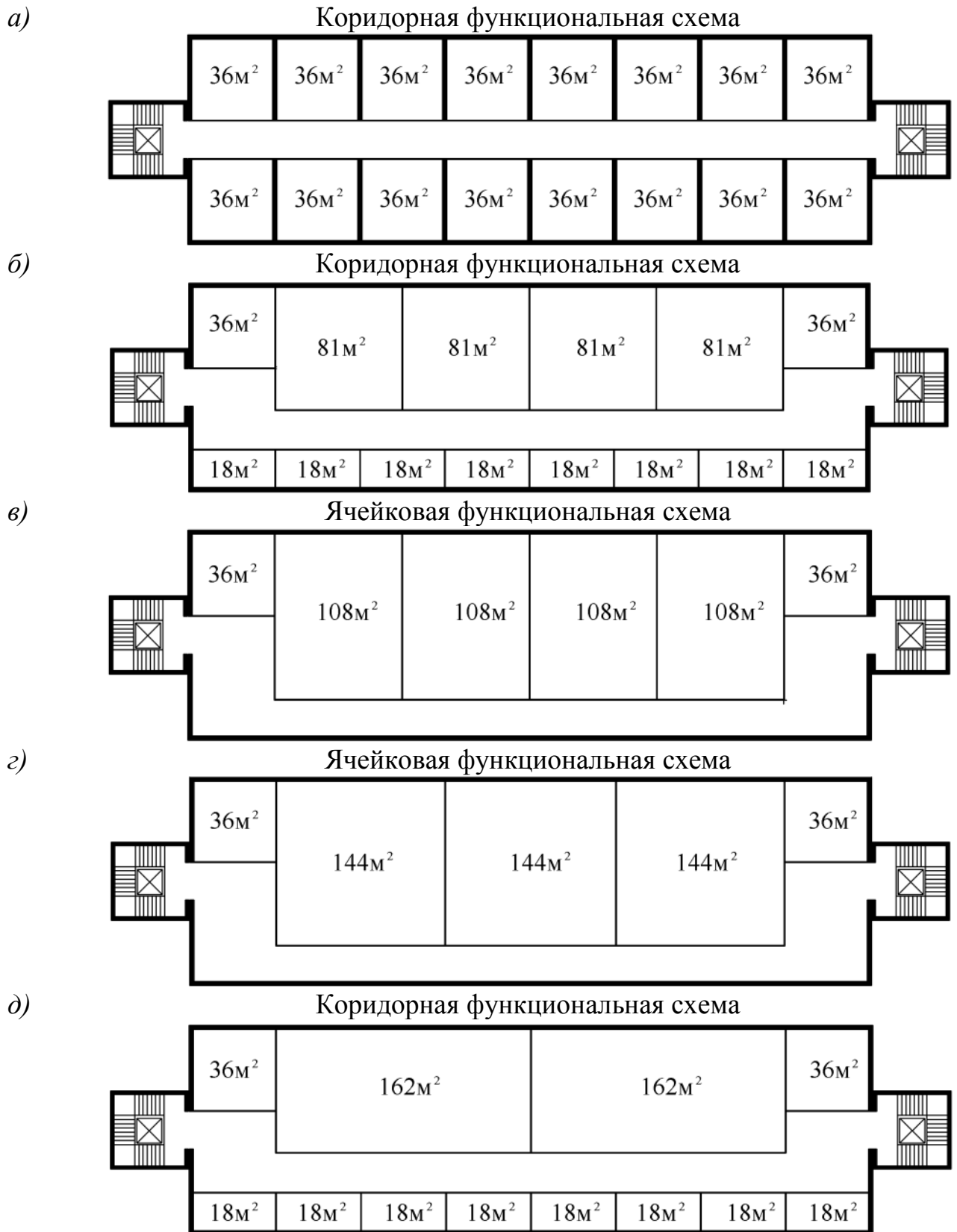
Планировочные решения учебных и лабораторных помещений принимаются с учетом обеспечения естественного освещения учебных мест с левой стороны.

Коридорная функциональная схема на промежуточных этажах является самой распространенной при организации образовательного процесса, в которой с двух сторон от коридора располагаются учебные помещения, в том числе аудитории размерами 6×6 м [73].

Установлено, что на этажах свободной планировки наиболее подходящим будет ячейковая функциональная схема, при которой возможна организация лекционных аудиторий. На рисунке 2.6 изображены четыре основные компоновочные схемы поэтажного плана. Основное различие состоит в размерах лекционных аудиторий (9×9 м, 12×9 м, 12×12 м или 18×9 м) и их количестве (2, 3 или 4). При этом на различных этажах могут быть приняты различные планировки.

В схемах с лекционными аудиториями размерами 12×9 м и 12×12 м предложена ячейковая функциональная схема, а в схемах с лекционными аудиториями 9×9 м и 18×9 – коридорная, что позволяет разместить дополнительный ряд помещений размерами 3×6 м.

Площади основных учебных помещений профессиональных образовательных организаций и высших учебных заведений назначают с учетом требований [90]. В зависимости от размера лекционных аудиторий в таблице 2.1 определено максимальное количество учащихся для здания с пролетом 15 м, что позволяет выбрать необходимую компоновочную схему поэтажного плана исходя из потребностей учебного процесса.



а – промежуточный этаж (в пределах высоты ферм);

б-д – этаж со свободной планировкой

Рисунок 2.6 – Компоновочные схемы поэтажных планов зданий организации образования и подготовки кадров (здание размером 48×15 м)

Таблица 2.1 – Максимальное количество учащихся для различных размеров аудиторий

Аудитории с количеством мест:	Площадь на одного учащегося по [90], м ² , не менее	Учебная аудитория площадью 36 м ² на количество мест (размер 6×6 м)	Учебная аудитория площадью 54 м ² на количество мест (размер 9×6 м)	Лекционная аудитория площадью 81 м ² на количество мест (размер 9×9 м)	Лекционная аудитория площадью 108 м ² на количество мест (размер 12×9 м)	Лекционная аудитория площадью 144 м ² на количество мест (размер 12×12 м)	Лекционная аудитория площадью 162 м ² на количество мест (размер 18×9 м)
от 12 до 15	2,5	14	-	-	-	-	-
от 16 до 25	2,2	16	24	-	-	-	-
от 26 до 30	1,8	-	30	-	-	-	-
В профессиональных образовательных организациях: от 50 до 150	1,2	-	-	67	90	120	135
В высших учебных заведениях							
от 50 до 75	1,5	-	-	54	72	-	-
» 76 » 100	1,3	-	-	-	-	-	-
» 101 » 150	1,2	-	-	-	-	120	135

2.3.4. Здания для временного пребывания и постоянного проживания людей

Проектирование гостиниц и других объектов временного пребывания, в том числе состав и площади помещений и их оборудование, осуществляют по [75] в зависимости от категории номеров, которые приведены в таблице 2.2.

Таблица 2.2 – Требования, предъявляемые к категории номеров

Категория	Требования к средству размещения
«Сюит»	Площадь не менее 75 м ² , три и более жилых комнат, санузел, полный санузел, дополнительный гостевой туалет
«Апартамент»	Площадь не менее 40 м ² , две и более жилых комнат, кухонный уголок, полный санузел
«Люкс»	Площадь не менее 35 м ² , две и более жилых комнат, полный санузел
«Джуниор сюит»	Площадь не менее 25 м ² , одна жилая комната, часть которой используется в качестве гостиной, столовой или кабинета, полный санузел
«Студия»	Площадь не менее 25 м ² , одна жилая комната, кухонный уголок, полный санузел
Первая категория «Стандарт»	Одна жилая комната с полным санузлом
Вторая категория «Эконом»	Одна жилая комната, неполный санузел
Третья категория «Эконом»	Одна жилая комната, неполный санузел, количество кроватей по числу проживающих. Площадь на одного проживающего: 6 м ² в зданиях круглогодичного функционирования; 4,5 м ² в зданиях сезонного функционирования

Четвертая категория «Эконом»	Одна жилая комната, умывальник, количество кроватей по числу проживающих. Площадь на одного проживающего: 6 м ² в зданиях круглогодичного функционирования; 4,5 м ² в зданиях сезонного функционирования
Пятая категория «Эконом»	Одна жилая комната, количество кроватей по числу проживающих. Площадь на одного проживающего: 6 м ² в зданиях круглогодичного функционирования; 4,5 м ² в зданиях сезонного функционирования

Наиболее широко распространены гостиницы коридорного типа, основную долю номеров, в которых составляют однокомнатные номера на одного или двух человек. Распределение номерного фонда в России по данным [5] представлено на рисунке 2.7.

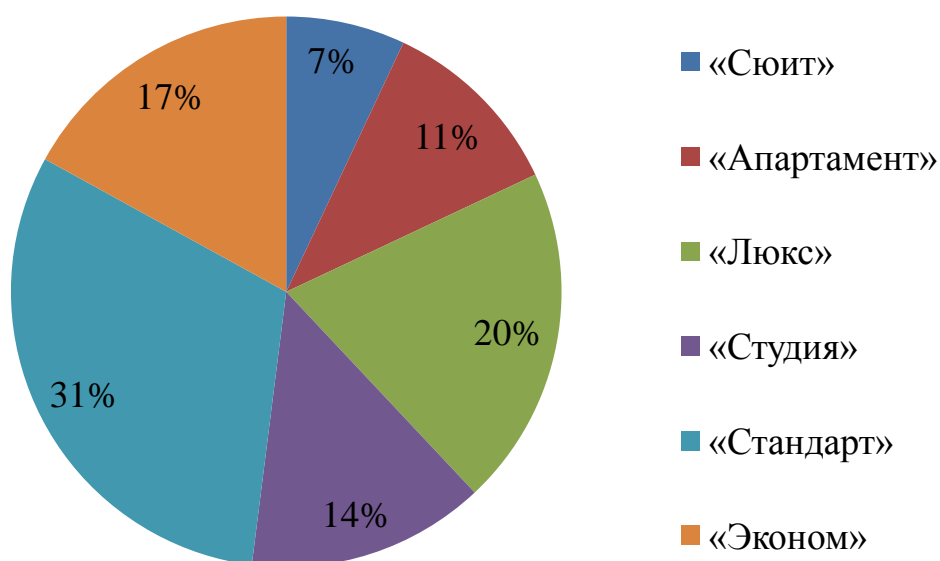


Рисунок 2.7 – Распределение номерного фонда

Наличие на промежуточных этажах регулярных помещений размером 6×6 м позволяет разместить в них номера площадью 18 м² (категорий «эконом», «стандарт», «студия» и «джуниор сюит») и 36 м² («студия» и «джуниор сюит»).

На этажах со свободной планировкой предлагается устройство номеров типа «студия», «джуниор сьюит», «люкс» и «апартамент».

Пример компоновочной схемы поэтажных планов гостиницы приведен на рисунке 2.8.



а – промежуточный этаж (в пределах высоты ферм);

б – этаж со свободной планировкой

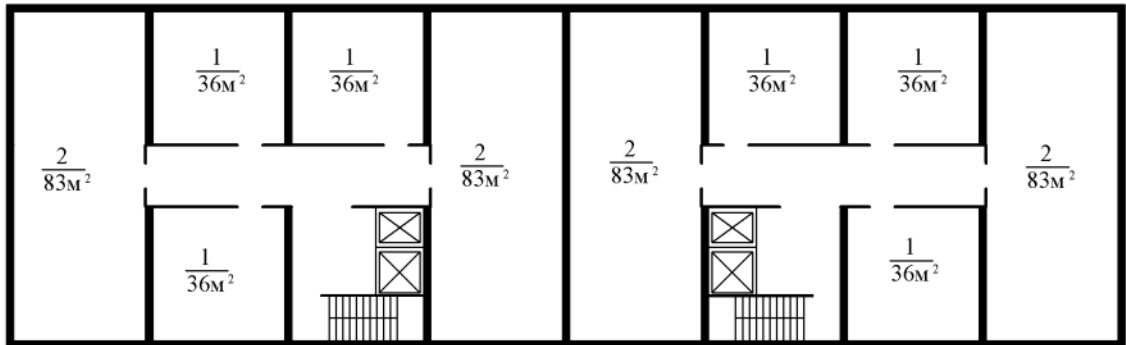
Рисунок 2.8 – Компоновочные схемы поэтажных планов зданий временного пребывания людей (здание размером 48×15 м)

Аналогичный подход к планировкам может быть применен и к другим зданиям для временного пребывания людей (дома отдыха, пансионаты, общежития и др.).

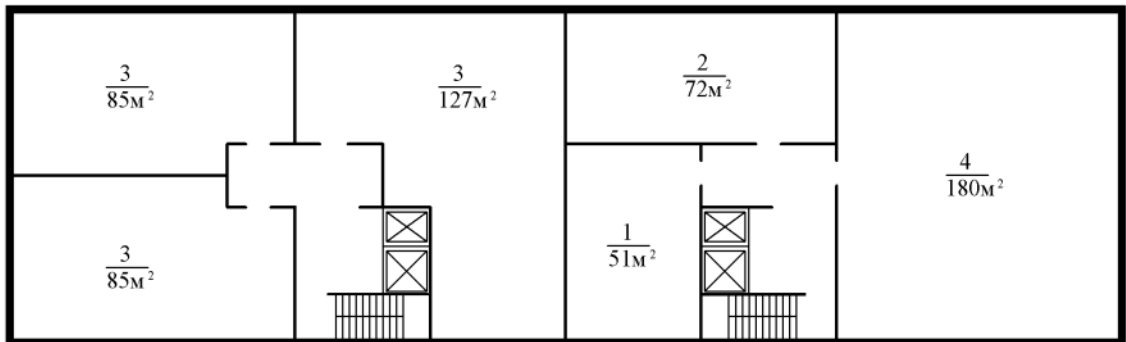
Применение данного объемно-планировочного решения подходит и для жилых многоквартирных домов. Многоквартирные жилые дома могут состоять из одной или несколько секций. Секция – это часть здания, квартиры которой имеют выход на одну лестничную клетку, отделенная от других частей здания глухой стеной. Пример компоновочной схемы поэтажных планов жилого дома представлен на рисунке 2.9.

а)

Секционная система планировки



б)



а – промежуточный этаж (в пределах высоты ферм);

б – этаж со свободной планировкой

Рисунок 2.9 – Компановочные схемы поэтажных планов секции жилых зданий (здание размером 48×15 м)

2.3.5. Здания культурно-просветительского назначения

Требования к помещениям, в которых будут располагаться выставочные экспонаты определяются в первую очередь их размерами, а также способами их осмотра. При проектировании помещений музея большое внимание уделяют удобству посетителей, а также комфорту в восприятии и подачи информации. Немалое значение имеет тип освещения экспозиций – естественный или искусственный, потому что для некоторых экспонатов солнечный свет губителен.

Площадь выставочных залов во многом зависит от типа музея (таблица 2.3), а также от способов демонстрации коллекций. Общая площадь музеев, как правило, 200-4000 м².

Таблица 2.3 – Ориентировочные показатели музейного здания на город с населением в 1 млн. человек

Музеи	Экспозиционная площадь, м ²	Количество экспонатов в экспозиции
Краеведческие	2 500	15 000
Исторические	2 200	15 000
Историко-мемориальные	1 000	6 000
Художественные	1 300	1100

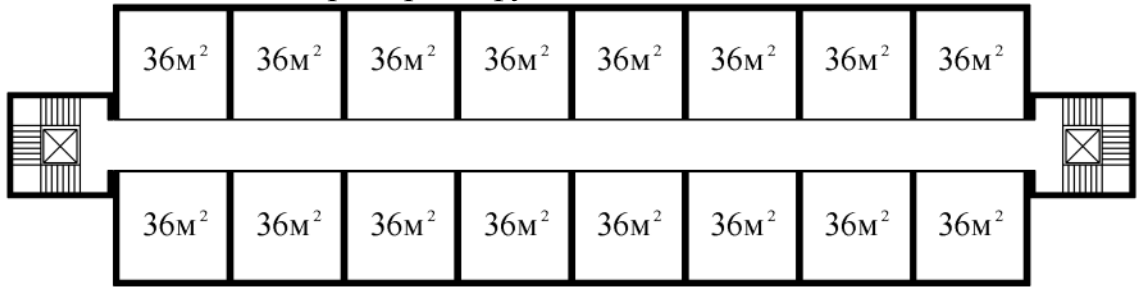
В музеях чаще всего присутствуют постоянные и временные экспозиции. Коллекции и выставки могут меняться, поэтому должна существовать возможность трансформации помещений музея.

Последовательность осмотра в большинстве случаев принимает слева направо, сверху вниз – при многоуровневых экспозициях. При анфиладных способах демонстрации экспонатов расположение залов – последовательное сквозное. Данный вид движения исключает выборочный осмотр экспозиции.

Предложены схемы помещений музея (рисунок 2.10), при этом в любой из них должен соблюдаться принцип разделения потоков посетителей и путей перемещения экспонатов.

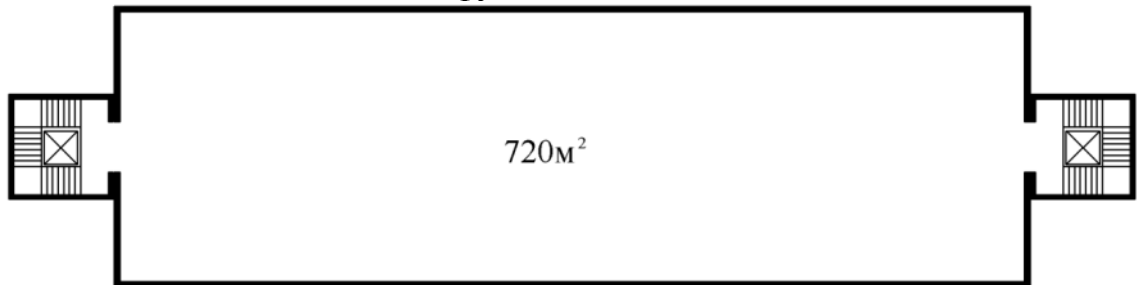
а)

Коридорная функциональная схема



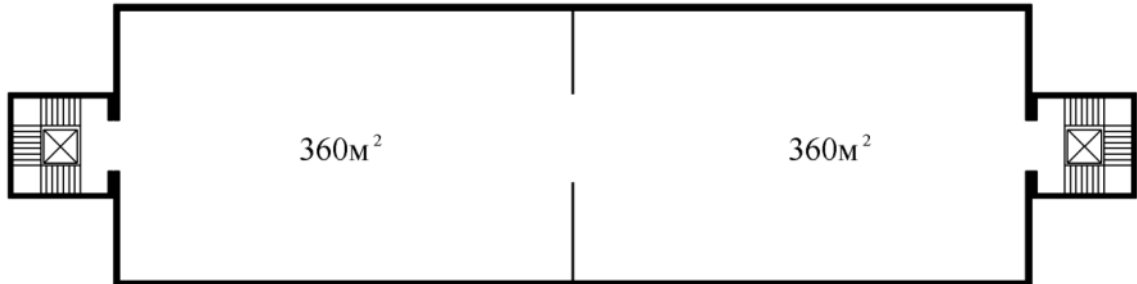
б)

Зальная функциональная схема



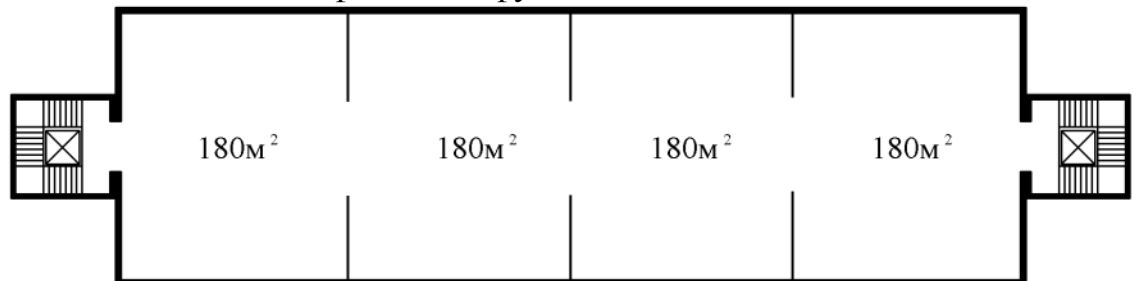
в)

Анфиладная функциональная схема



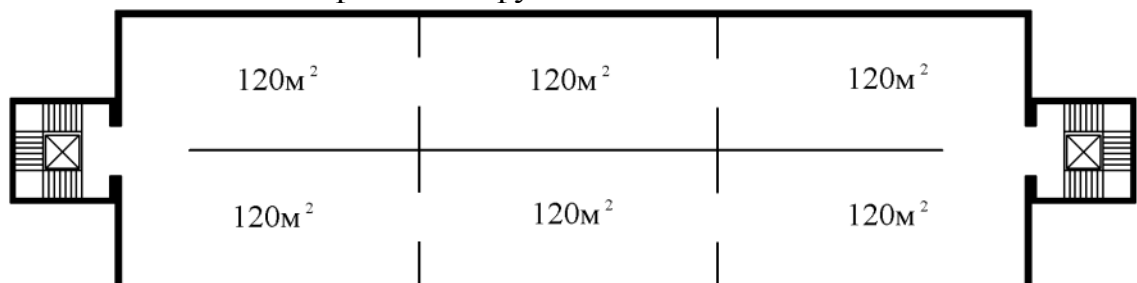
г)

Анфиладная функциональная схема



д)

Анфиладная функциональная схема



а – промежуточный этаж (в пределах высоты ферм);

б-д – этаж со свободной планировкой

Рисунок 2.10 – Компоновочные схемы поэтажных планов культурно-просветительского назначения (здание размером 48×15 м)

2.3.6. Физкультурно-оздоровительные комплексы

Проектирование и строительство физкультурно-оздоровительных комплексов (ФОК) получило свое распространение в середине 80-х годов прошлого столетия.

В настоящее время часто в качестве несущих конструкций ФОК применяют железобетон, из которого выполняют каркас здания. Зальные помещения перекрывают стропильными конструкциями из сборного железобетона или из стали.

При разработке объемно-планировочных решений ФОК необходимо учитывать этажность здания, функциональное назначение, а также наличие зрительских мест. Определение геометрических параметров залов напрямую зависит от выбранных видов спорта.

В качестве основных параметров для занятий различными видами спорта приняты размеры зала в плане и его высота.

По результатам анализа размеров залов для различных видов спорта (по данным работы Келасьева Н.Г. [48]) были определены наиболее подходящие виды для размещения на первом этаже или этажах со свободной планировкой (таблица 2.4), в число которых вошли волейбол, бадминтон, художественная гимнастика, борьба, бокс, тяжелая атлетика, фехтование, настольный теннис, бассейн.

На промежуточных этажах принимается коридорная функциональная схема, в которой с двух сторон от коридора располагаются административные, вспомогательные и технические помещения. Для взаимосвязи помещений (например, раздевалок, душевых и санузлов) возможна установка дверных проемов в панелях ферм, в которых находятся раскосы.

Пример компоновочной схемы поэтажных планов ФОК (одноэтажных и многоэтажных) представлен на рисунке 2.11.

Таблица 2.4 – Требуемые параметры помещений для занятий различными видами спорта

Вид спорта		Размеры зала в плане, м	Высота до низа выступающих конструкций, м
Волейбол	Учебно-тренировочные занятия	24×15	8
Бадминтон	Учебно-тренировочные занятия	15×9	7
	Соревнования	15×8	7
Теннис	Учебно-тренировочные занятия	36×18	6
Художественная гимнастика	Учебно-тренировочные занятия	21×15	8
Гимнастика спортивная	Учебно-тренировочные занятия	36×18	6
Борьба (дзюдо, самбо)	Учебно-тренировочные занятия	24×15	4
Бокс	Учебно-тренировочные занятия	18×12	4
	Соревнования	14×14	5
Борьба грекоримская (вольная)	Учебно-тренировочные занятия	24×15	4
	Соревнования	18×18	5
Тяжелая атлетика	Учебно-тренировочные занятия	18×9	4
	Соревнования	13×13	5
Фехтование	Учебно-тренировочные занятия	24×18	4
	Соревнования	18×8	5
Настольный теннис	Учебно-тренировочные занятия	15×9	4
	Соревнования	12(14)×6(7)	5
Бассейн	Спортивное и оздоровительное плавание	36×15	5,4



а – дополнительный этаж (в пределах высоты ферм);
б – основной этаж

Рисунок 2.11 – Компоновочные схемы поэтажных планов ФОК (одноэтажных и многоэтажных). Здание размером 48×15 м

2.3.7. Одноэтажные производственные здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве

Дополнительный этаж в пределах увеличенной высоты фермы может использоваться для размещения вспомогательных, производственных, административно-бытовых помещений, инженерных систем и коммуникаций, а также позволяет отказаться от использования антресолей. Например, на основном этаже происходит изготовление крупнотоннажных или крупногабаритных изделий, а на дополнительном этаже – изготовление комплектующих.

Для подъема на дополнительный этаж устраивают лестнично-лифтовые узлы (встроенные или пристроенные), которые включают в себя: лестничные клетки, пассажирские лифты, грузовые лифты или подъемники.

Пример компоновочной схемы поэтажных планов предлагаемого одноэтажного производственного здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве приведен на рисунке 2.12.



а – дополнительный этаж (в пределах высоты ферм);
б – основной этаж

Рисунок 2.12 – Компоновочные схемы поэтажных планов одноэтажных производственных зданий с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве (здание размером 48×15 м)

Экономическая эффективность нового конструктивного решения обеспечивается удваиванием производственных площадей при минимальных затратах с использованием типовых конструкций.

2.4. Выводы

1. Одноэтажные и многоэтажные здания из рамно-ферменных блоков, обеспечивающих свободную планировку этажей, могут быть различного функционального назначения. Это обеспечивается, в том числе, наличием проема в средней панели фермы.

2. Характер функциональных процессов определяет выбор планировочной схемы здания. Одному и тому же процессу могут удовлетворять несколько схем организации планировочного пространства.

3. Предложены варианты основных объемно-планировочных решений зданий из рамно-ферменных блоков следующего функционального назначения:

- торговые и многофункциональные комплексы;
- здания организации образования и подготовки кадров;
- культурно-просветительского назначения (музеи, выставки и др.);
- здания для временного и постоянного пребывания;
- физкультурно-оздоровительные комплексы;
- одноэтажные производственные здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве.

4. На основании проведенных исследований и анализа современных требований по проектированию были определены основные унифицированные объемно-планировочные параметры для зданий различного функционального назначения:

- пролет пространственных несущих конструкций – 12, 15 и 18 м;
- шаг пространственных несущих конструкций (ферм) – 6 и 12 м;
- размер в осях между стойками прохода – 3,0 м;
- высота помещений от пола до потолка в большинстве случаев – 3,0 м.

Глава 3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ОДНОЭТАЖНЫХ И МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ ИЗ РАМНО-ФЕРМЕННЫХ БЛОКОВ С ПЕРЕКРЫТИЕМ ИЗ СБОРНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

3.1. Конструктивное решение зон опирания плит на пояса ферм

От применения в покрытии зданий сборных железобетонных ферм все чаще отказываются в пользу стальных. Основными недостатками железобетонных ферм являются:

- большой собственный вес;
- трудоемкость изготовления, включая необходимость предварительного напряжения арматуры;
- транспортирования целых ферм пролетами 15, 18 и 24 м;
- необходимость разработки узлов стыка полуферм, если ферма составная;
- сложность усиления, частичного демонтажа и утилизации.

Стальные фермы, не смотря на их дороговизну, имеют меньший вес, возможность сборки на строительной площадке, технологичнее и практичнее на стадии эксплуатации.

Поиск эффективного конструктивного решения данного типа зданий связан с узлом сопряжения сборного перекрытия и стальной фермы для часто используемых и рассматриваемых пролетов – 12, 15 и 18 м.

Ферма представляет собой систему прямолинейных стержней, соединенных в узлах и образующих геометрически неизменяемую систему. Вопросы расчета и конструирования стандартных типов ферм для покрытий зданий широко рассмотрены в исследованной научно-технической литературе [2; 3; 48; 50; 64; 65; 74; 78; 84; 111; 135; 136; 138; 140; 141; 143]. Однако, вопросы применения ферм, являющихся основным несущим пространственным элементом смежных этажей здания, практически не рассмотрены.

В многоэтажных зданиях из рамно-ферменных блоков этажей нижний пояс будет воспринимать нагрузку аналогично верхнему, поэтому целесообразно применять фермы с параллельными поясами.

Наибольшее распространение получили фермы с параллельными поясами следующих типов:

- из парных уголков;
- из одиночных уголков;
- из прямоугольных гнутосварных профилей;
- с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных гнутосварных профилей;
- фермы из широкополочных тавров и решеткой из уголков;
- из круглых труб.

В одноэтажных зданиях и покрытиях многоэтажных зданий могут быть применены фермы с трапецеидальным очертанием поясов.

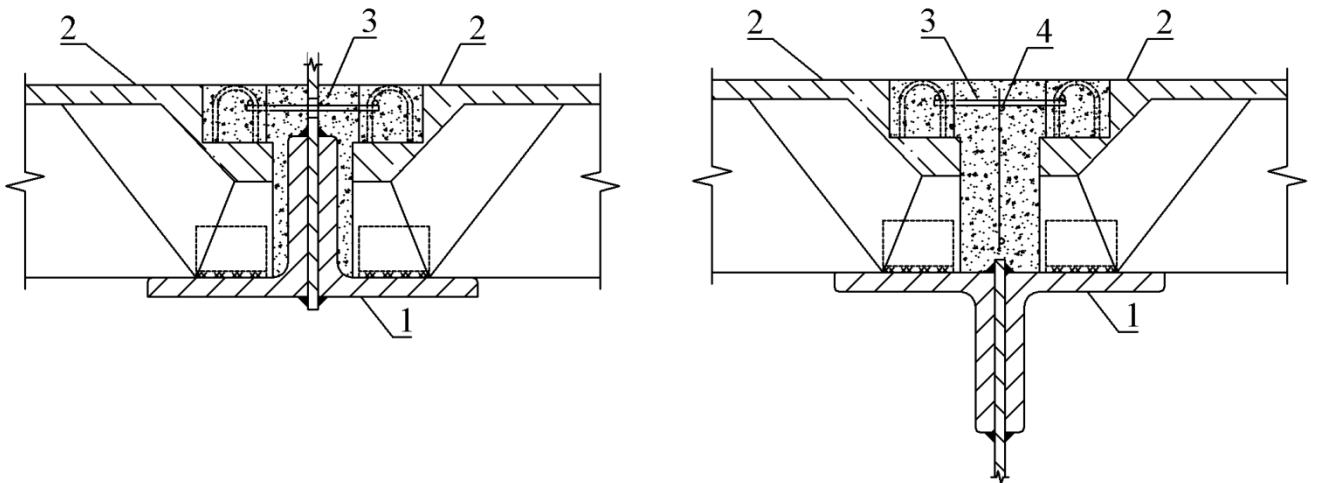
При выборе типа ферм для опирания сборных железобетонных **ребристых** плит на верхний и нижний пояса учитывались следующие особенности:

1. Глубина опирания должна быть не менее ширины опорной части продольного ребра плиты;
2. Расстояние между торцами плит соседних пролетов должно быть минимальным, так как необходимо обеспечить их соединение друг с другом.

Этим требованиям отвечает тип ферм из парных уголков, особенностью которого является передача нагрузки в узлах ферм, а также наличие узловых фасонки.

В ребристых плитах устанавливаются закладные детали для приварки к поясам. Для соединения плит между собой применяют соединительные хомуты (рисунок 3.1), которые пропускают через отверстия в фасонках.

Сопряжение фермы с колонной целесообразно осуществлять рамным (жестким) [100]. Рамный (жесткий) узел крепления поясов к колоннам может быть выполнен в виде фланцевого соединения с использованием высокопрочных болтов [79] или при помощи сварки с использованием приваренных к колонне горизонтальных накладок.



1 – пояс фермы; 2 – сборная железобетонная плита;
 3 – бетон межплитного шва; 4 – армирование межплитного шва
 а – нижний пояс; б – верхний пояс

Рисунок 3.1 – Схема узла сопряжения сборного ребристого перекрытия и поясов ферм

Для рассматриваемых ферм, при высоте помещений от пола до потолка определенной в разделе 2.2 и равной 3 м, общий габарит по высоте составит 3,6 м. Для ферм с параллельными поясами оптимальная высота фермы, из условия металлоемкости, составляет $1/4$ – $1/5$ пролета. Наиболее близко этим условиям отвечают фермы пролетами 15 и 18 м, фермы пролетами 12 м – будут менее экономичными. Также необходимо учитывать, что допускаемая высота ферм из условия транспортировки не должна превышать высоту 3,85 м.

Для сборного перекрытия из **многопустотных** плит целесообразно выбрать ферму с поясами из двутавров и решеткой из прямоугольных гнутосварных профилей. Для опирания многопустотных плит в поясах фермы наиболее подходят несимметричные двутавры (рисунок 3.2).



Рисунок 3.2 – Сечение пояса фермы в виде несимметричного двутавра

Ширина нижней полки несимметричного двутавра зависит от обеспечения необходимой глубины опирания многопустотных плит. После монтажа плит пространство между стенкой двутавра и торцами плит должно быть тщательно замоноличено для обеспечения совместной работы [69; 116; 119; 148].

Пример узла опирания многопустотных плит на балку из несимметричного двутавра для жилых зданий приведен на рисунке 3.3 (по данным работы Туснина А.Р. и Вараксина П.А. [118]).

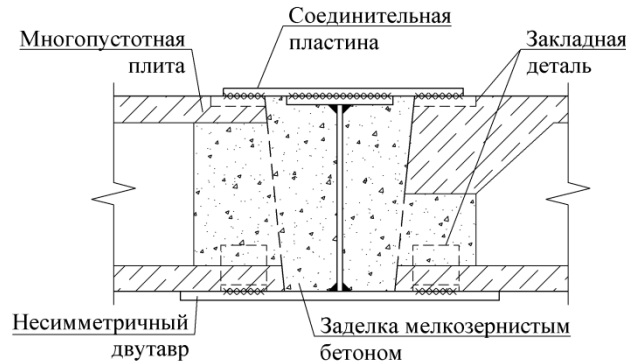


Рисунок 3.3 – Схема опирания многопустотных плит на нижнюю полку несимметричного двутавра

3.2. Компоновка конструктивной схемы перекрытия

Перекрытие из сборных ребристых плит

Ребристые плиты массового применения изготавливаются из тяжелого и легкого бетонов и могут применяться в зданиях со слабо- и среднеагрессивной газообразной средой. Плиты имеют высокую несущую способность (до 32 кПа) и высокую технологичность изготовления. Во внутренних углах сопряжений торцевых и продольных ребер предусматриваются небольшие вуты. Они предотвращают заклинивания ребер при распалубке от влияния предварительного обжатия и ликвидируют возможное появление в углах плит трещин, возникающих от концентрации напряжений. По наружным граням продольных ребер плит имеются углубления для устройства растворных шпонок. Для пропуска коммуникационных каналов рекомендуется использовать плиты с проемами в полке.

Фрагмент перекрытия со сборными ребристыми плитами длиной 6 и 12 м приведен на рисунке 3.4, рекомендуемая номенклатура – в приложении А [93; 94]. Толщина полки указанных плит 30 (35) мм, которая достаточна для плит покрытий, но для перекрытий целесообразно устройство армированной стяжки толщиной 50 мм.

В связи с необходимостью передачи нагрузки в узлах ферм рекомендуемая ширина ребристых плит для стандартного применения равна 3 м. Для применения плит шириной 1,5 м потребуется устройство дополнительных стоек в ферме.

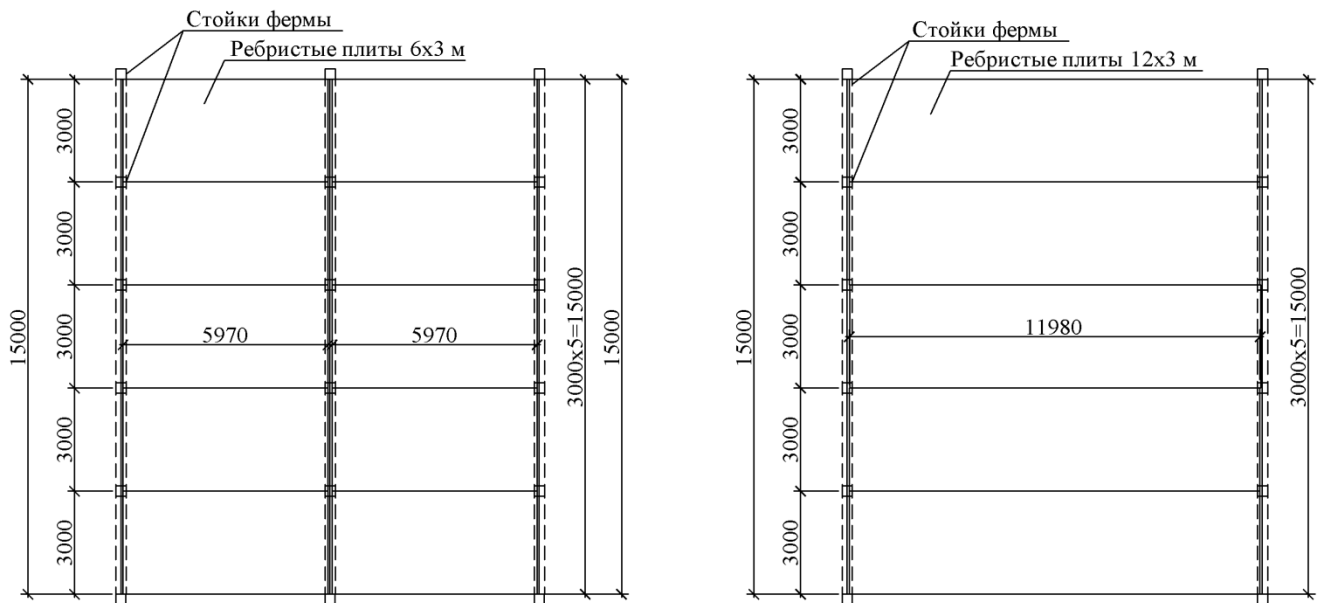


Рисунок 3.4 – Раскладка ребристых плит длиной 6 и 12 м

Перекрытие из сборных многопустотных плит

Наиболее распространенные многопустотные плиты стенового изготовления толщиной 220 мм с круглыми пустотами диаметром 159 мм предназначены для опирания по двум сторонам. Конструкция их проста, а технология изготовления хорошо отлажена.

Образуемые ими плоские потолки помещений имеют хорошие эстетические и санитарно-гигиенические качества. Однако, вследствие наличия пустот с тонкими перегородками между ними и тонкого защитного слоя, эти плиты могут применяться в гражданских зданиях с нормальной влажностью, а в производственных только при отсутствии агрессивных газовых сред.

Возможность устройства шпонок вдоль продольных граней плит позволяет применять их для строительства в зонах с сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов.

Конструкция типовых плит разработана под расчетную нагрузку (без учета собственного веса) до 16 кПа. Ширина рядовых плит может быть 300, 240, 180, 150, 120 и 100 см.

Плиты могут иметь дополнительные закладные изделия, выпуски арматуры, местные вырезы, отверстия и другие конструктивные детали для использования в рассматриваемом конструктивном решении.

Фрагмент перекрытия со сборными многопустотными плитами приведен на рисунке 3.5, рекомендуемая номенклатура плит приведена в приложении А [93; 94].

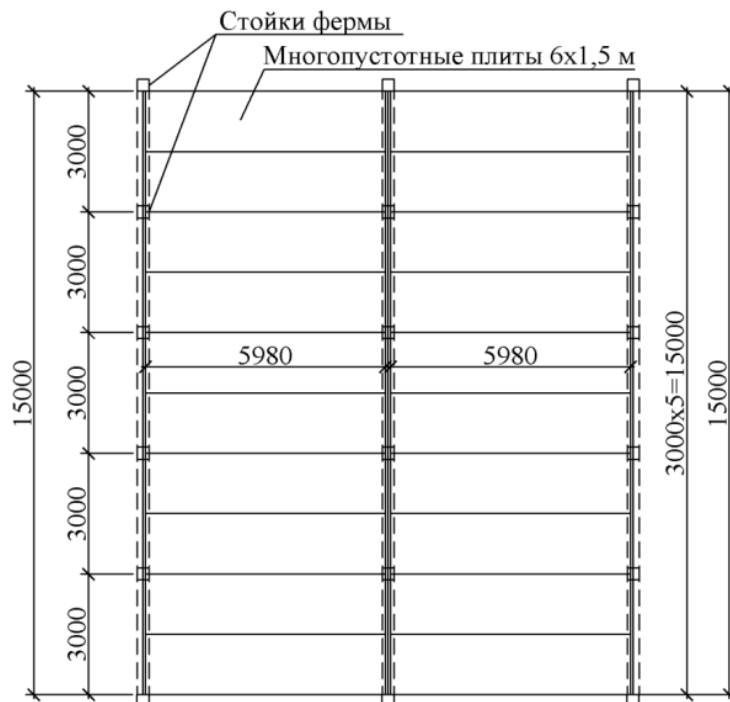


Рисунок 3.5 – Раскладка многопустотных плит длиной 6 м

С учетом того, что тип ферм, применяемый в перекрытиях из многопустотных плит, во многом совпадает с фермами для конструкций монолитного перекрытия, которые будут рассмотрены в главе 4, дальнейшая проработка в сборном варианте будет выполнена для перекрытия из **ребристых** плит.

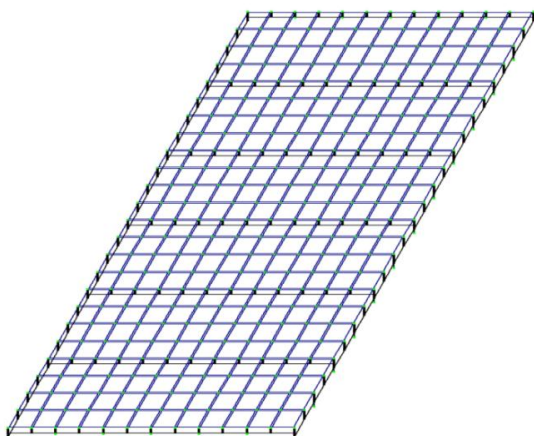
3.3. Исследование податливости в сопряжении плит перекрытий рамно-ферменного блока

3.3.1. Расчетная модель ребристой плиты

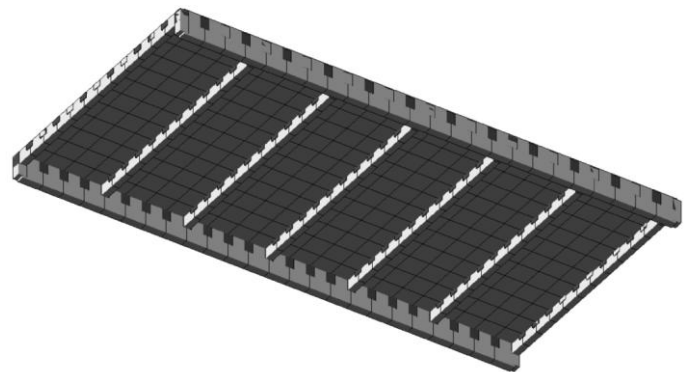
При расчете пространственных схем зданий распределение горизонтальных усилий между вертикальными элементами (фермами, стойками) во многом зависит от жесткости перекрытия в своей плоскости. Поэтому для расчета перекрытий рекомендуется использовать модели, отвечающие реальной работе перекрытия.

По данным работ Кодыша Э.Н., Трекина Н.Н. [54] и Скорука Л.Н. [82] показано, что для сборного перекрытия из ребристых плит такой моделью в современных программных комплексах, реализующих метод конечных элементов (МКЭ), может являться – пластинчато-стержневая. Полки плит перекрытий моделируют пластинчатыми элементами, продольные и поперечные ребра – стержневыми (рисунок 3.6). Совместная деформация стержней, моделирующих продольные и поперечные ребра, и пластин выполняется с помощью абсолютно жестких вертикальных вставок ($EI = \infty$). Усилие от предварительного напряжения в расчетной схеме прикладывается в узлах продольных ребер как внешняя сила.

а)



б)



а – конечно-элементная модель; б – модель в 3D

Рисунок 3.6 – Расчетная модель ребристой плиты ЗПГ6 по ГОСТ 28042 [25]

Физическая нелинейность бетона и арматуры учитывается с помощью упрощенных диаграмм состояния [9; 19; 43]. Жесткость железобетонных элементов ее на начальном участке определяется как для упругого тела, на следующих участках необходимо учитывать напряженное состояние по принятой диаграмме в соответствии с разделом 6 СП 63.13330.2012 [89].

Проведенные ранее теоретические и экспериментальные исследования [1; 9; 10; 33; 34; 37; 38; 42; 47; 63; 68; 112; 115; 116; 121-123; 129; 133; 137; 142; 145; 147; 151; 152] показывают, что узловые сопряжения практически всех сборных железобетонных конструкций являются податливыми, а общая жесткость сборного перекрытия меньше чем у монолитного.

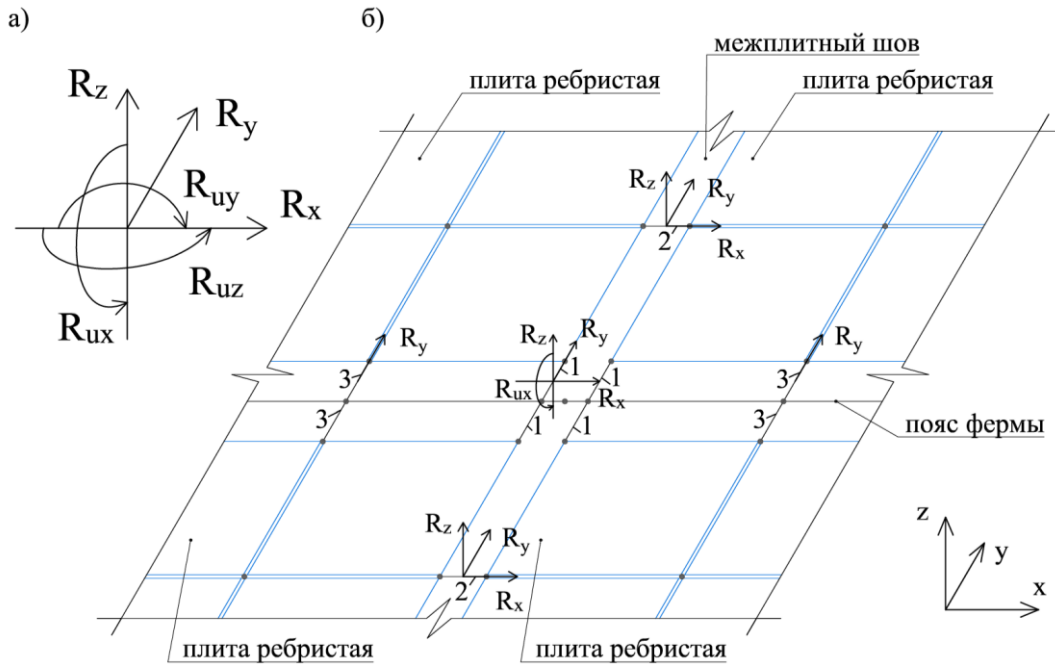
Под податливостью стыка железобетонных элементов понимается повышенная деформативность их соединения на малом, по отношению к высоте сечения, участке длины стыка по сравнению с деформативностью стыкуемых элементов. По физической сути податливость соединения аналогична смещению, вызванному единичной силой при сжатии-растяжении, сдвиге или повороте.

Податливость сборного перекрытия из ребристых плит может учитываться введением в расчетную схему следующих связей между конструктивными элементами:

- сопряжение продольных ребер плит с поясами ферм с помощью закладных деталей и связевой арматурой, соединяющей монтажные петли;
- сопряжение между продольными ребрами плит;
- растворные швы между торцами плит и поясами ферм.

В разделах 3.3.2-3.3.4 приведены рекомендации по определению величины податливости сборного перекрытия, основанные на результатах экспериментальных исследований.

Моделирование данных связей в сборном перекрытии из ребристых плит предполагается путем введения в расчетную схему специальных конечных элементов 55-го типа (КЭ-55), показанных на рисунке 3.7.



- 1 – связи, моделирующие сопряжение продольных ребер плит с поясами ферм;
 2 – связи, моделирующие сопряжение между продольными ребрами плит;
 3 – связи, моделирующие растворные швы между торцами плит и поясами ферм
 а – общая схема связей в КЭ 55; б – фрагмент расчетной модели

Рисунок 3.7 – Схема расположения заданных связей в КЭ 55

Данный конечный элемент, в каждом узле которого присутствует по шесть степеней свободы, позволяет смоделировать как линейную, так и угловую податливость связи относительно осей X, Y, Z глобальной системы координат.

Анализ учета влияния податливости сопряжений на горизонтальные деформации блока здания выполнен в разделе 3.5.

3.3.2. Напряженно-деформированное состояние сопряжения продольных ребер с поясами ферм

В перекрытиях из ребристых плит при воздействии горизонтальной нагрузки на перекрытие опорное соединение воспринимает сдвигающее усилие, изгиб и кручение в своей плоскости. По данным СП 356.1325800.2017 [94] суммарные линейные перемещения в сопряжении в общем случае следует определять сложением деформаций закладных деталей ригеля (Δ_{xr}) и ребра (Δ_{xp}) плиты

$$\Delta_{xz} = \Delta_{xr} + \Delta_{xp}. \quad (3.1)$$

Значение продольных деформаций ребра (Δ_{xp}) плиты можно определить приближенным способом согласно рекомендациям [9] путем решения контактной

задачи из теории упругости. Формула деформаций бетона при локальной нагрузке примет вид:

$$\Delta_{xp} = \frac{2N_{Ci}}{\pi E_b b_{xp}} \ln \frac{r_0}{y} + \frac{N_{Ci}}{E_b b_{xp}}, \quad (3.2)$$

где r_0 – начальный радиус действия местных деформаций, зависящий от размеров закладной детали;

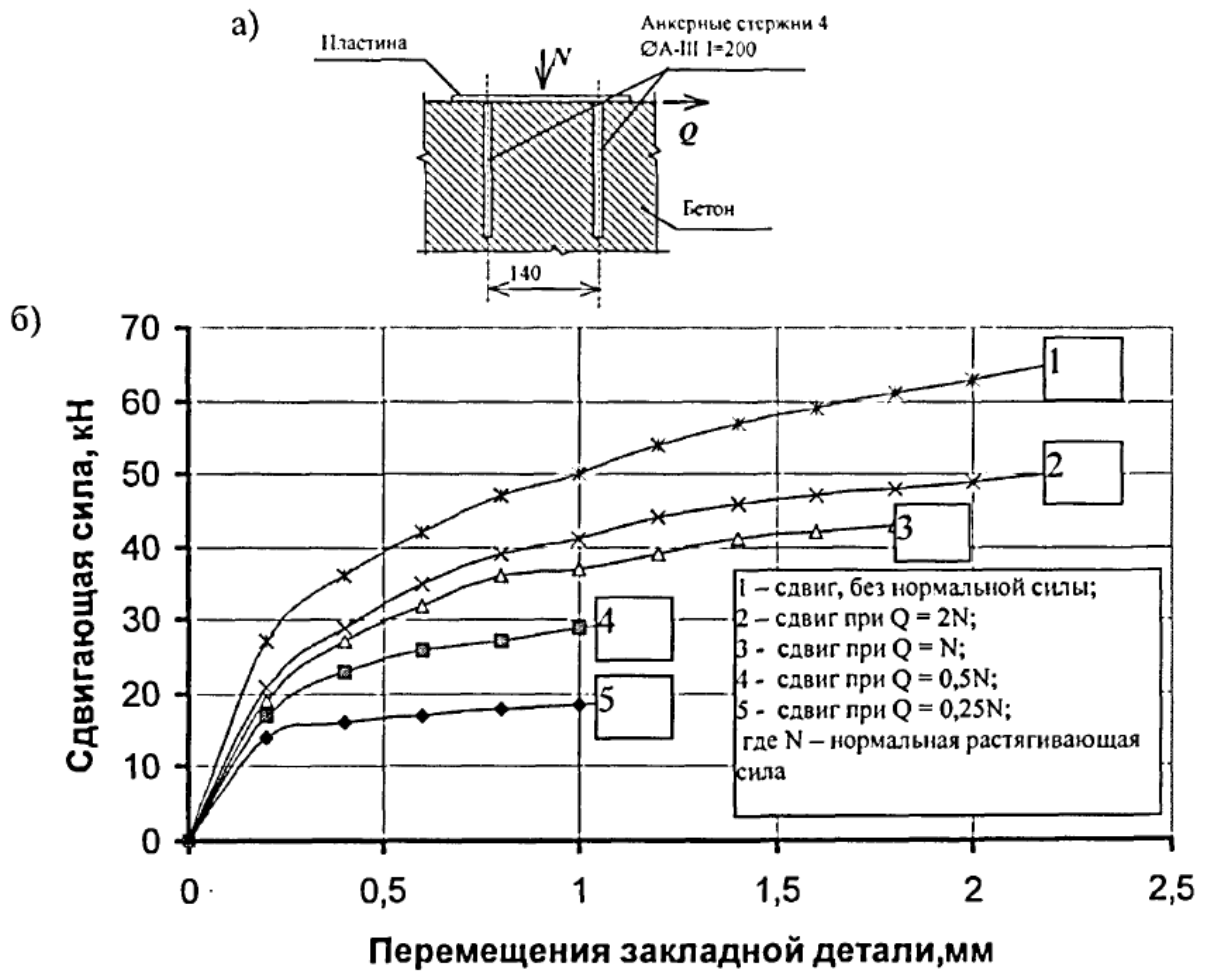
y – зона местного воздействия сосредоточенного усилия;

b_{xp} – ширина ригеля в зоне действия местной нагрузки.

По данным исследований, проведенных Трекиным Н.Н. [113], установлено, что деформации ригеля ребра (Δ_{xp}) достаточно малы и составляют не более 0,04 мм.

Результаты исследований Васильева А.П., Катина Н.И. и Шитикова Б.А. [16], приведенные на рисунке 3.8, показали, что на податливость закладных деталей влияют многие факторы: конструкция деталей; расположение и направление анкерных стержней и их количество; деформативные характеристики бетона; величина и направление действующих нагрузок. Полученные значения податливости закладных деталей находились в пределах от $(1 \div 12) \times 10^4$ кН/м.

На рисунке 3.9 приведена конструкция опорной закладной детали плит ЗПГ6 по ГОСТ 28042 [25]. Точное значение податливости такой закладной детали может быть установлено экспериментально.



а – схема испытания закладной детали;

б – графики смещения закладных деталей от сдвигающей силы

Рисунок 3.8 – Исследование податливости закладных деталей

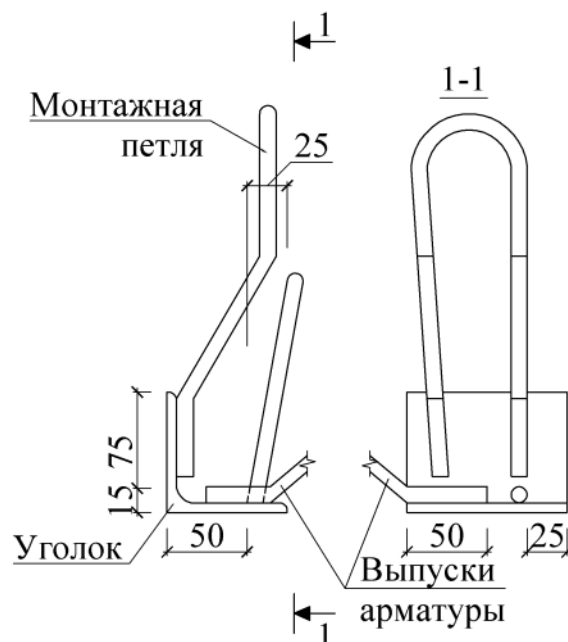


Рисунок 3.9 – Опорная закладная деталь плит ЗПГ6 по ГОСТ 28042 [25]

Несколько в запас, значения перемещения закладных деталей предложено определить по рекомендациям [77], как для закладной детали с нормальными анкерами. Формула для определения перемещения (Δ_{xr}) в направлении сдвигающей и отрывающей сил имеет вид:

$$\Delta_{xr} = \varphi_{cc} \left(1000 \frac{Q_{an}^2}{d^3 E_b^2} + \frac{Q_{an}}{d E_b} \right) \left(1 + 0,8 \sqrt{\frac{N}{Q_{an}}} \right), \quad (3.3)$$

где N – опорная реакция в ребре плиты в зоне опирания на пояс фермы;

Q_{an} – сдвигающее усилие на один анкерный стержень;

φ_{cc} – коэффициент, учитывающий длительность загрузки: для кратковременной нагрузки равен 1,0; для длительной нагрузки – 2,0.

d – диаметр анкерных стержней;

E_b – модуль деформации бетона плиты.

Принимая значение $Q_{an} = 1$ получим выражение для оценки жесткости закладной детали при сдвиге.

При замоноличенных швах жесткость сопряжения ребра плиты с поясом фермы при сжимающих бетонный шов напряжениях определяется по формуле

$$B_{zx}^b = \frac{E_b \cdot A_{b,red}}{a_b} + B_{zx}, \quad (3.4)$$

где E_b , $A_{b,red}$ и a_b – модуль упругости бетона, площадь и толщина шва замоноличивания соответственно.

B_{zx} – жесткость элемента связи при растяжении, определяемая по формуле

$$B_{zx} = \frac{N_x}{\Delta_{xzi}}, \quad (3.5)$$

N_x – горизонтальное усилие на соединение вдоль оси X.

При действии горизонтальной силы, растягивающей бетонный шов, жесткость соединения определяется по формуле (3.5).

Для повышения жесткости диска перекрытия петли соседних плит соединяют с помощью хомута (рисунок 3.10), который работает как связевая арматура на растяжение.

Деформации связевой арматуры на растяжение определяются по формуле:

$$\Delta_s = \frac{N_s \cdot l_s}{A_s \cdot E_s}, \quad (3.6)$$

где E_s , A_s и l_s – модуль деформации арматуры, площадь и длина связевой арматуры.

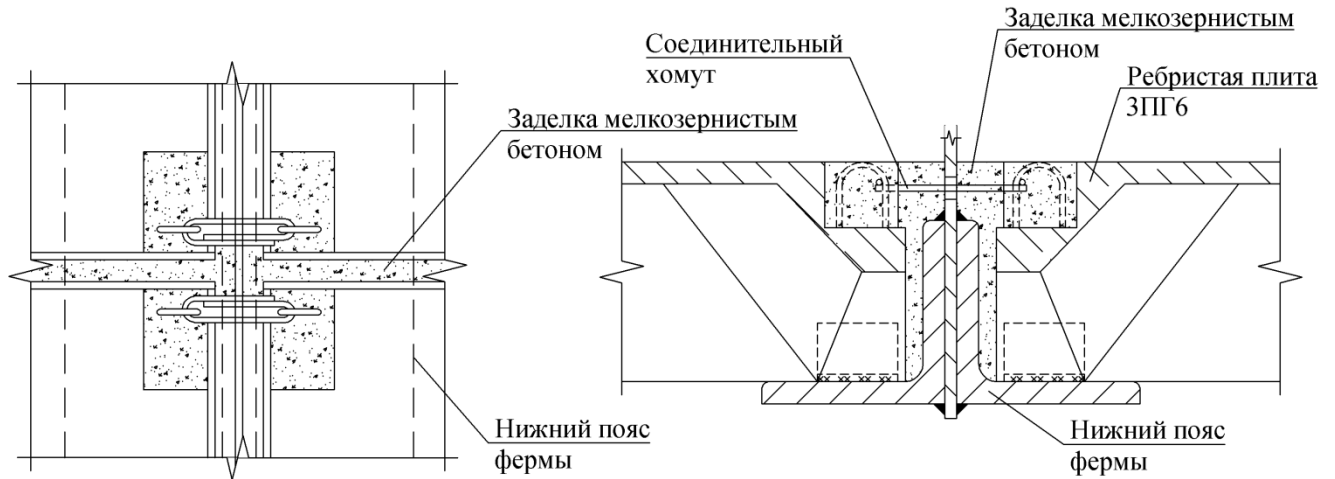


Рисунок 3.10 – Узел соединения соседних плит

Изменение угла поворота в узле имеет нелинейный характер, а также зависит от скорости приложения и длительности действия нагрузки.

Коэффициент угловой жесткости узла опорного ребра C_φ равен отношению изгибающего момента M к соответствующему углу поворота φ опорного сечения (рисунок 3.11):

$$C_\varphi = \frac{M}{\varphi}. \quad (3.7)$$

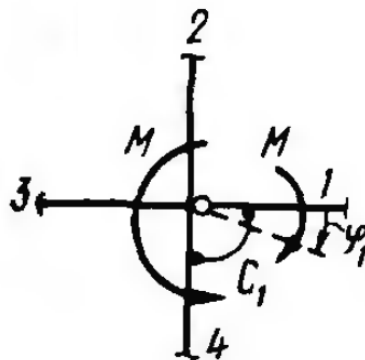


Рисунок 3.11 – Схема к определению коэффициента угловой жесткости стержня

Угол поворота опорного сечения определяется по формуле

$$\varphi = \frac{\Delta_T - \Delta_C}{Z_{red}}, \quad (3.8)$$

где $\Delta_T = \sum \Delta_{Ti}$ и $\Delta_C = -\sum \Delta_{Ci}$ - перемещения в растянутой и сжатой зонах (принимаются со своими знаками); Z_{red} – расстояние между линиями измерения перемещений.

Коэффициент угловой жесткости для продольных ребер с частичным защемлением, по данным исследований Котляра Н.Л. и Соловьёва-Холмогорова Б.В. [62], предложено принять $C_\varphi = 9400 \text{ кН}\times\text{м}$.

3.3.3. Напряженно-деформированное состояние сопряжения между продольными ребрами плит

Межплитный шов не имеет изгибной жесткости и работает как цилиндрический шарнир. Это обусловлено тем, что шов не воспринимает растягивающие усилия и в нем не возникает пары сил, которая передает момент. В свою очередь сжимающая сила, действующая в уровне сжатой грани полки плиты, создает внецентренное сжатие.

Жесткость межплитного шва на сдвиг [60] равна соответствующему усилию, вызывающему единичные перемещения d определяемому по формуле

$$C_{sh} = Q_{jt} / d. \quad (3.9)$$

Для участка шва, толщиной t_{jt} , высотой h_{jt} и длиной вдоль оси плиты l_{jt} :

$$d = Q_{jt} \cdot v \cdot t_{jt} / (G_{jt} \cdot l_{jt} \cdot h_{jt}) \quad (3.10)$$

где $v=1,2$ – коэффициент, учитывающий неравномерность касательных напряжений по площади поперечного сечения элемента;

G_{jt} – модуль сдвига бетона шва равный $0,4E_b$.

Тогда жесткость жесткость межплитного шва на сдвиг находится

$$C_{sh} = G_{jt} \cdot l_{jt} \cdot h_{jt} / (v \cdot t_{jt}). \quad (3.11)$$

3.3.4. Напряженно-деформированное состояние растворных швов между торцами плит и поясами ферм

Работа соединения плит перекрытий с опорами зависит от способа их опирания.

В качестве примера рассмотрена работа Василькова Б.С. и Володина Н.М. [17], в которой приведены результаты испытаний и исследовались различные способы сопряжения сборных многопустотных плит с ригелями и их влияние на жесткость стыка. Испытания проводились на растяжение и сжатие вдоль плит.

На рисунке 3.12 приведены графики для следующих стыков:

1. Опирание плит на подстилающий раствор и свободным промежутком между торцом плиты и стенкой ригеля. Графики 1 и 2 соответствуют не разрушенному горизонтальному шву, 3 и 4 – разрушенному;

2. Опирание плиты насухо и свободным промежутком между торцом плиты и стенкой ригеля (графики 5 и 6);

3. Опирание плиты насухо и тщательной заделкой промежутка между торцом плиты и стенкой ригеля (графики 7 и 8).

Наибольший интерес представляют графики 7 и 8, которые получены соответственно для растянутых и сжатых стыков. Отрывающая сила растяжения стыка в момент отрыва раствора превысила силу трения в два раза (график 7). График 8 построен по одной точке в предположении линейной работы шва.

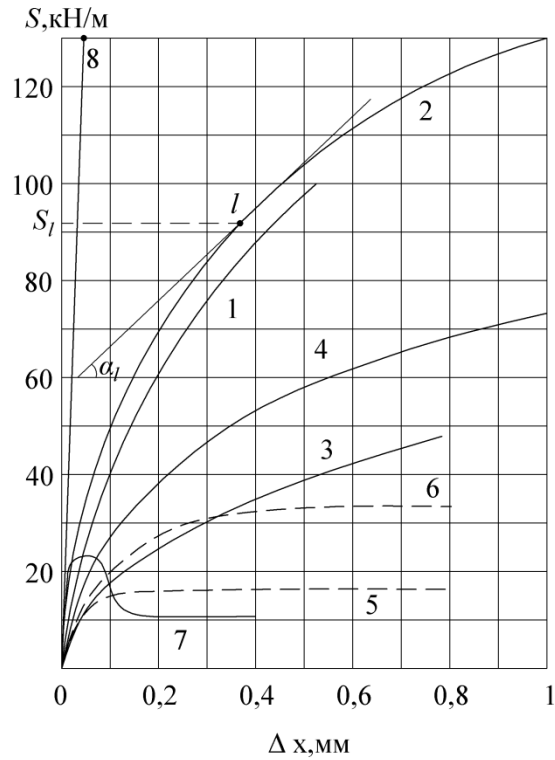


Рисунок 3.12 – Графики зависимости суммарного значения Δ_x и силы S , приходящейся на 1 см длины стыка (вдоль ригеля)

Приведенные графики позволяют непосредственно находить коэффициенты податливости для исследованных конструкций стыка на поперечное растяжение-сжатие по формуле:

$$C_{sh} = S / \Delta_x. \quad (3.12)$$

Работа растворных швов между торцами плит и поясами ферм в ребристых плитах, отличается от рассмотренных в работе [17] способов опирания.

Жесткость бетонного шва при сжимающих напряжениях рекомендуется определять по формуле [94]:

$$B_{zx} = \frac{E_b \cdot A_{b,red}}{a_b}, \quad (3.13)$$

где E_b , $A_{b,red}$ и a_b – модуль упругости бетона, площадь и толщина шва замоноличивания соответственно.

3.4. Сравнительный анализ способов опирания ребристых плит с учетом податливости

Перед выполнением поиска наиболее рациональных типов решеток ферм (раздел 3.6) было изучено влияние моделирования способа опирания перекрытия из ребристых плит на ферму (таблица 3.1).

Конфигурация фермы с разбивкой на панели и рассматриваемый блок приведены на рисунке 3.13.

Таблица 3.1 – Способы моделирования опирания ребристого перекрытия

№ схемы	Тип опирания	Способ моделирования
1	Узловая нагрузка	Рассмотрена отдельно стоящая плоская ферма. Нагрузка от перекрытий прикладывается в узлах фермы.
2	Шарнирное	Модель выполнена с помощью объединения перемещений в крайних узлах плит по осях X, Y, и Z. Дополнительные связи по торцам плит отсутствуют.
3	Податливое	Модель (рисунок 3.13) выполнена с помощью КЭ 55. Связи, расположенные в узлах панелей фермы, имеют погонные жесткости связи R_x , R_y , R_z (узлы опирания продольных ребер плит), а также погонные жесткости связи на поворот R_{yx} , R_{zy} , R_{xz} . Связи в промежуточных узлах плит имеют погонную жесткость R_x (растворный шов между торцом плиты и поясом фермы). Жесткость определялась по рекомендациям раздела 3.3.
4	Жесткое	Узлы продольных ребер плит совпадают с узлами панелей фермы. Дополнительные связи по торцам плит отсутствуют.

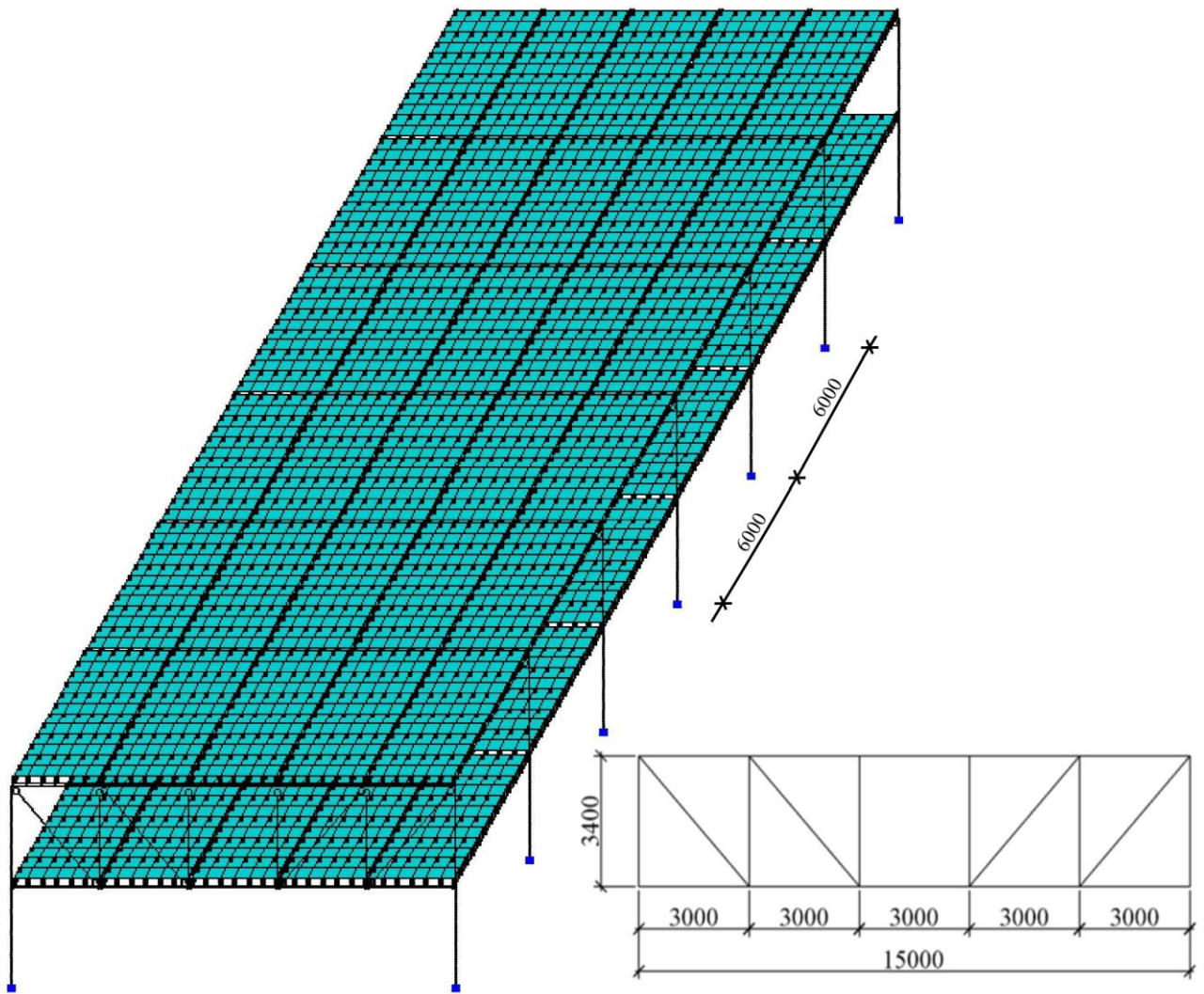


Рисунок 3.13 – Общий вид расчетной схемы блока и геометрия фермы

Основные предварительно назначенные сечения элементов фермы, выполняемые из низколегированной стали марки С345, и тип плит перекрытия длиной 6 м, приведены в таблице 3.2.

Таблица 3.2 – Основные сечения конструктивных элементов

Конструкция	Тип сечения, марка	Сечение или размеры, мм
Пояса фермы	Парные уголки	150×150×12
Решетка фермы	Парные уголки	100×100×7
Перекрытие	Ребристая плита ЗПГ6 по ГОСТ 28042 [25]	5970×2980

Расчетное значение временной нагрузки, действующей на перекрытие, принято как для торговых помещений и определено в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Нагрузки на перекрытие из плит длиной 6 м

Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кПа
Постоянная			
Сборные ребристые плиты ЗПГ6	2,68/5,97/2,98* *9,81=1,48	1,1	1,63
Армированная стяжка 50мм	1,8*0,05*9,81=0,8 8	1,3	1,15
Керамогранитная плитка 12 мм	2,4*0,012*9,81=0, 28	1,2	0,34
Вес перегородок и подвесного потолка	0,7	1,2	0.84
Итого	3,34		3,96
Временная для торговых помещений	4,0	1,2	4,8
Суммарная	7,34		8,76

Расчеты выполнялись в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 [23] с учетом требований действующих нормативных документов. В ходе расчетов были определены усилия, подобраны сечения элементов фермы по I и II группе предельных состояний, местной устойчивости, а также общей жесткости конструкции фермы. Полученные результаты позволили выполнить сравнительный анализ металлоемкости, который приведен в таблице 3.4.

Таблица 3.4 – Максимальные значения усилий в элементах ферм пролетом 15 м (сборный вариант перекрытия)

№ сх. (опирание)	Усилие	Нижний пояс	Верхний пояс	Опорный раскос	Опорная стойка
1 (плоская сх.)	N(-), кН	-30.31	-981.49	–	-557.70
	N(+), кН	952.35	–	979.53	–
	M(+), кН×м	7.75	9.32	–	–
	M(-),кН×м	-23.15	-17.07	–	–
2 (шарнирное)	N(-), кН	-92.21	-627.84	–	-535.43
	N(+), кН	817.17	–	940.68	–
	M(+), кН×м	8.53	10.20	–	–
	M(-),кН×м	-24.13	-20.01	–	–
3 (податливое)	N(-), кН	-52.48	-609.20	–	-516.50
	N(+), кН	903.50	–	918.61	–
	M(+), кН×м	9.32	14.91	–	–
	M(-),кН×м	-50.72	-19.42	–	–
4 (жесткое)	N(-), кН	-68.18	-800.50	–	-523.46
	N(+), кН	934.89	–	940.29	–
	M(+), кН×м	9.71	68.47	–	–
	M(-),кН×м	-51.40	-25.11	–	–

По результатам анализа можно сделать следующие выводы:

1. Элементы решетки фермы воспринимают незначительные изгибающие моменты и работают на растяжение или сжатие. Разница значений продольных сил относительно схемы 3 составляет до 7%.

2. Наибольшее влияние типа опирания перекрытия выявлено в поясах фермы. Разница продольных усилий доходит до 40%. Участие перекрытия в пространственной работе, с помощью введенных связей, уменьшает продольные

усилия в поясах ферм. Наибольшая разница составила в значениях изгибающих моментов.

3.5. Учет влияния податливости сопряжений на горизонтальные деформации блока здания

Взаимодействие ребристых плит с поясами фермы при горизонтальных нагрузках обеспечивается в основном сварными соединениями опорных закладных деталей. Необходимо было определить влияние работы растворных швов в ребристом перекрытии при действии горизонтальной нагрузки – продольного межплитного шва и торцевого шва, расположенного между торцевым ребром и поясом фермы.

Для анализа учета влияния податливости сопряжений на горизонтальные деформации блока здания был рассмотрен блок размерами в плане 48×15 м, высотой 20,4 м (6 этажей), выполненный на основе податливой схемы (таблица 3.1). В качестве горизонтальной нагрузки была принята ветровая, прикладываемая в уровне перекрытий. Для более достоверной оценки в схему не вводили вертикальные крестовые связи.

Ветровую нагрузку принимаем в соответствии с положениями раздела 11 СП 20.13330.2016 [85] как для I ветрового района, тип местности В. Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки W_m на высоте z_e над поверхностью земли определено в соответствии с требованиями пункта 11.1.6 [85]. Коэффициент надежности для ветровой нагрузки принят равным 1,4. Ветровая нагрузка задана в поперечном направлении здания (по оси X) и продольном (по оси Y) в отдельных сочетаниях нагрузок.

Сравнительный анализ проводится для 4 податливых схем:

- 1 схема. Заданы продольные и торцевые швы.
- 2 схема. Присутствует продольный шов, отсутствует торцевой.
- 3 схема. Отсутствует продольный шов, присутствует торцевой.
- 4 схема. Отсутствуют продольные и торцевые швы.

Результаты расчетов приведены на рисунках 3.14 – 3.19, сравнение перемещений стоек – в таблице 3.5.

Предельные горизонтальные перемещения согласно СП 20.13330.2016 [85] для рассматриваемого блока должны составлять не более $1/500$ высоты здания $H=20.4$ м. $f_{x,y}=20.4/500=0.041$ м = 41 мм.

Максимальные перемещения в пределах высоты этажа при податливом креплении стен к каркасу не должны превышать $1/300 h_{эт} = 3400/300=11,3$ мм.

Результаты сравнения 4 схем позволяют сделать следующие выводы:

1. Максимальные значения перемещений при действии ветровой нагрузки в продольном направлении здания составляют порядка 81 мм и превышают предельно допустимые значения 41 мм.

2. Работа шва между торцевым ребром и поясом фермы оказывает незначительное влияние на горизонтальные перемещения. Это связано с высокой жесткостью узлов опирания продольных ребер плит, через которые непосредственно передаются усилия в узлы фермы.

3. Работа продольных швов между плитами повышает жесткость диска перекрытия и уменьшает максимальные значения:

- горизонтальных перемещений в поперечном направлении здания на 16% (с 18.45 мм до 15.51 мм);

- вертикальных перемещений на 11% (с 53,7 мм до 47,5 мм).

4. Качественная заделка швов благоприятно влияет на работу дисков перекрытий, а также всего каркаса в целом.

5. Для обеспечения пространственной жесткости здания необходима установка элементов жесткости (стальных связей, диафрагм или ядер жесткости). После установки вертикальных связей в середине пролета горизонтальное перемещение в продольном направлении составило 6 мм.

Аналогично был рассмотрен пространственный блок **одноэтажного здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве** (рисунок 2.2). Высота производственного помещения была принята 7,2 м, высота межферменного этажа – 3,4 м. Для более достоверной оценки влияния

растворных швов в схему не вводили вертикальные крестовые связи.

Сравнительный анализ показал следующее:

- работа шва между торцевым ребром и поясом фермы оказывает незначительное влияние на горизонтальные перемещения;

- учет продольных растворных швов уменьшает горизонтальные перемещения в поперечном направлении здания на 14%, а вертикальных перемещений на 9%;

- наличие дополнительного перекрытия в уровне нижнего пояса фермы уменьшает горизонтальные перемещения стоек (на 7% в поперечном направлении и на 50% в продольном), увеличивая при этом прогиб фермы в 2,2 раза.

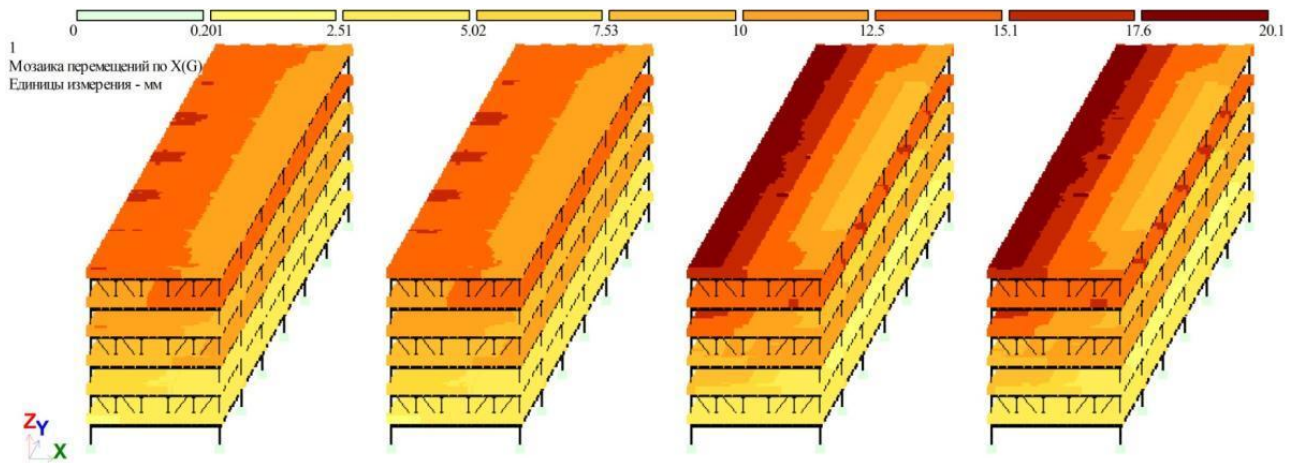


Рисунок 3.14 – Мозаики перемещений каркасов по оси X (ветер по оси X).

Схемы 1-4 слева на право

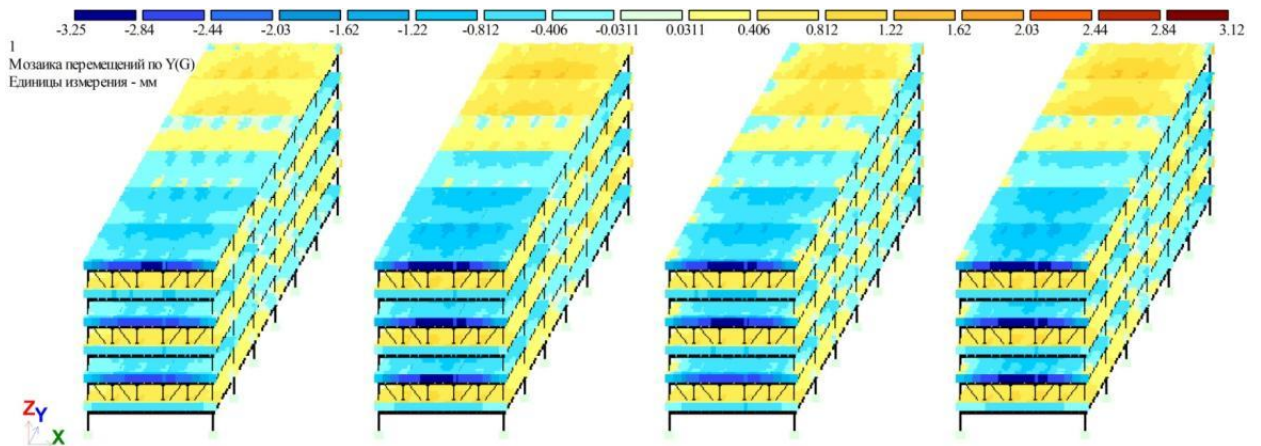


Рисунок 3.15 – Мозаики перемещений каркасов по оси Y (ветер по оси X).

Схемы 1-4 слева на право

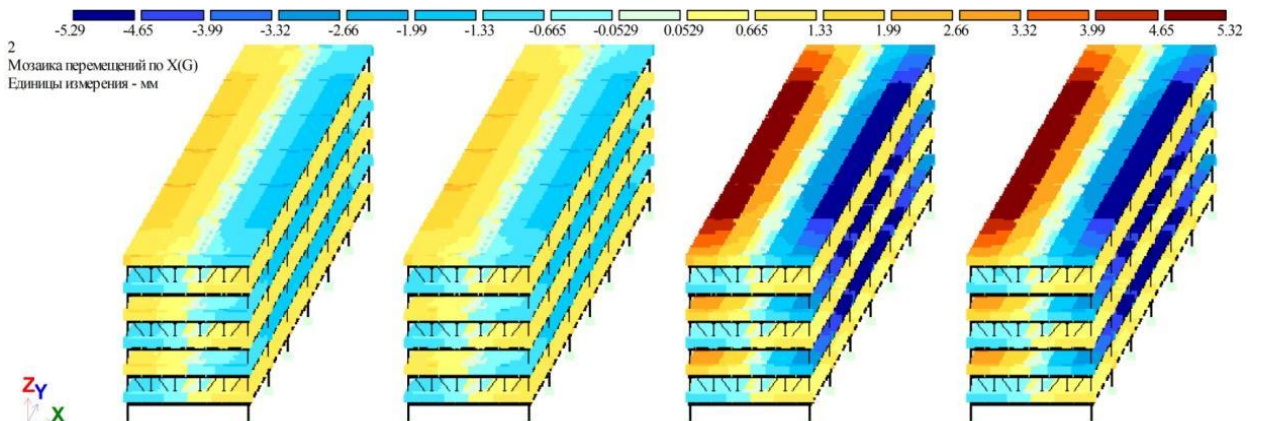


Рисунок 3.16 – Мозаики перемещений каркасов по оси X (ветер по оси Y).

Схемы 1-4 слева на право

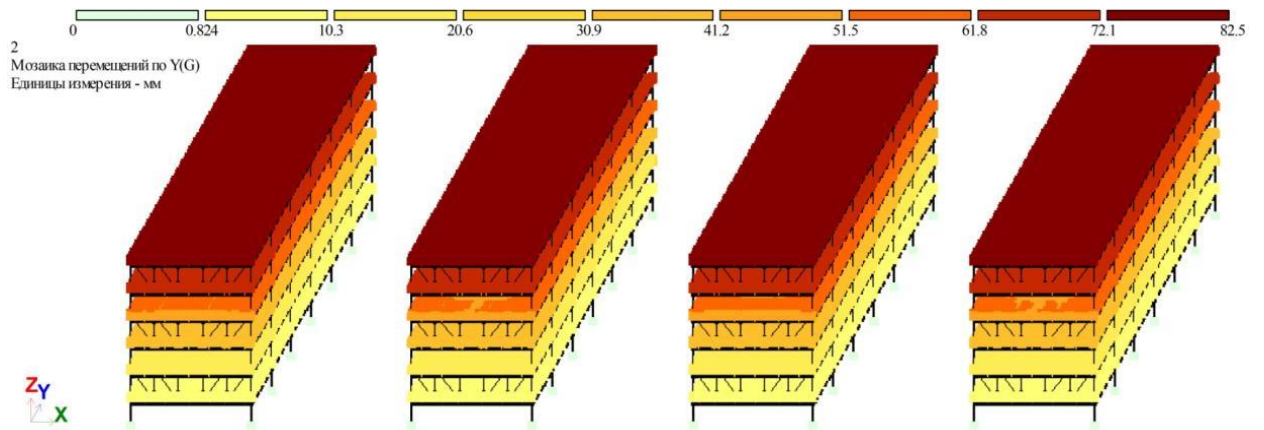


Рисунок 3.17 – Мозаики перемещений каркасов по оси Y (ветер по оси Y).

Схемы 1-4 слева на право

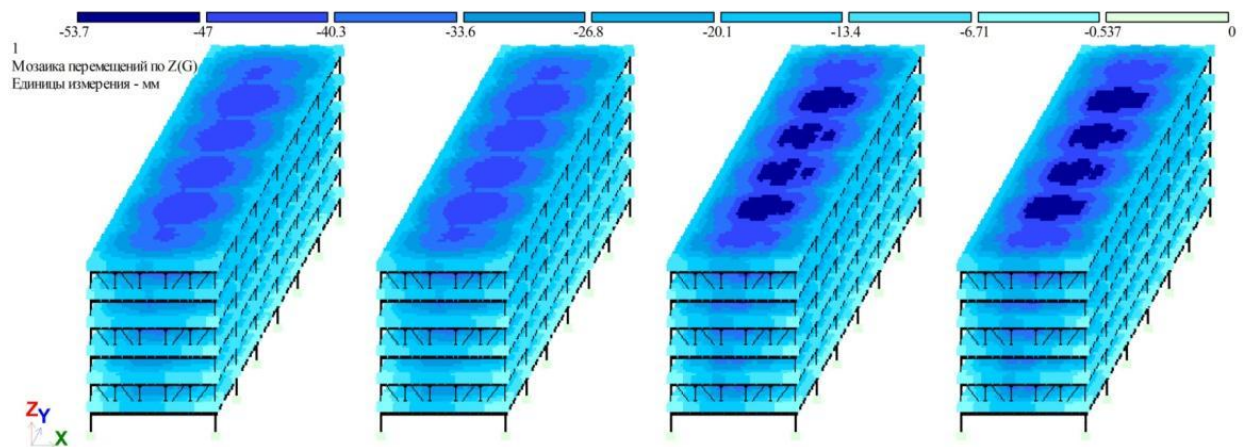


Рисунок 3.18 – Мозаики перемещений каркасов по оси Z (ветер по оси X).

Схемы 1-4 слева на право

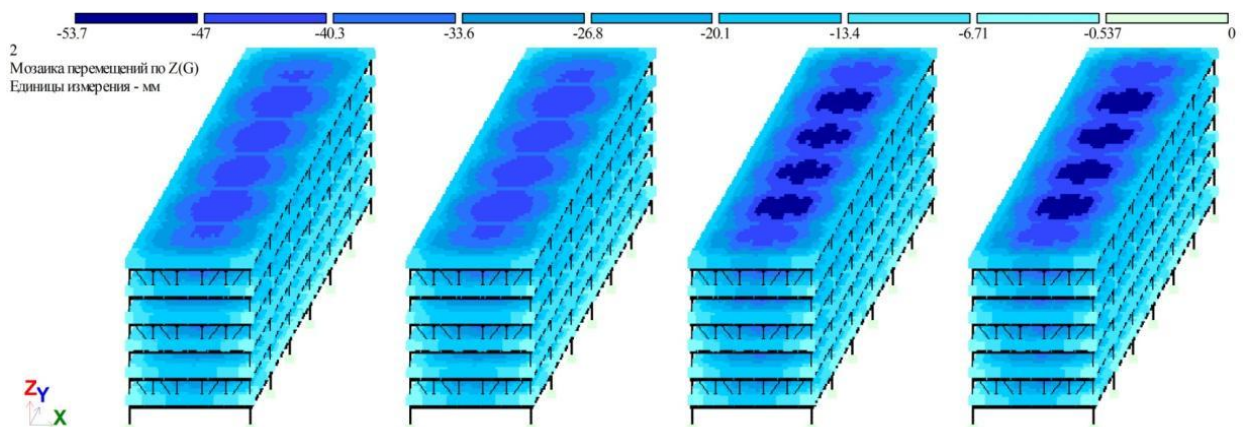
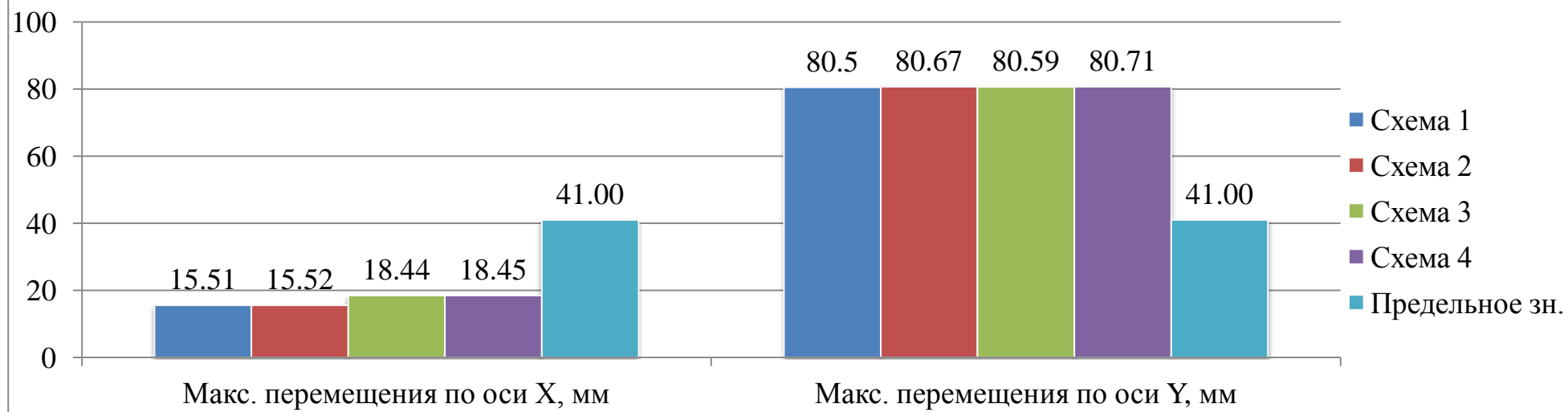


Рисунок 3.19 – Мозаики перемещений каркасов по оси Z (ветер по оси Y).

Схемы 1-4 слева на право

Таблица 3.5 – Сравнение перемещений стоек

№ схемы	Продольный шов	Торцевой шов	Максимальные перемещения по оси X на этажах, мм							Максимальные перемещения по оси Y на этажах, мм						
			2	3	4	5	6	7	2	3	4	5	6	7		
1	+	+	1.58	7.33	7.64	12.73	10.91	15.51	6.36	20.64	36.65	53.25	67.25	80.50		
2	+	–	1.57	7.34	7.63	12.74	10.91	15.52	6.27	20.76	36.57	53.35	67.16	80.67		
3	–	+	1.88	9.21	8.73	15.21	12.40	18.44	6.37	20.66	36.68	53.31	67.33	80.59		
4	–	–	1.88	9.21	8.73	15.23	12.40	18.45	6.27	20.74	36.59	53.36	67.22	80.71		



3.6. Конструктивные решения стальных ферм для опирания плит

Экономичность фермы в значительной мере определяет очертание поясов. Теоретически наиболее экономичной по расходу стали является ферма, повторяющая эпюру изгибающих моментов. Форма рассматриваемых ферм с параллельными поясами не совпадает с эпюрой изгибающих моментов, и они являются не самыми экономичными по металлоемкости. Однако, фермы с параллельными поясами имеют следующие преимущества:

- равные длины элементов решетки;
- повторяемость узлов и деталей, снижающая трудоемкость их изготовления;
- возможность унификации.

Все это способствует их применению в покрытиях зданий.

В фермах с параллельными поясами применяют треугольную систему решетки, которая имеет наименьшую суммарную длину элементов и наименьшее число узлов. Растяжение в элементах решетки рекомендуется принимать наиболее длинными элементами, а сжатие наиболее короткими, поэтому конструкция фермы принята с нисходящим опорным раскосом.

Принятые сечения элементов и нагрузки для ферм с ребристыми плитами длиной 6 м приведены в разделе 3.4.

Нагрузки на перекрытие из плит длиной 12 м приведены в таблице 3.6. Предварительно, с учетом требуемой глубины опирания ребристых плит длиной 12 м, были назначены следующие сечения элементов ферм: пояса – $\Gamma 150 \times 150 \times 12$, стойки и раскосы – $\Gamma 140 \times 140 \times 10$.

Таблица 3.6 – Нагрузки на перекрытие из плит длиной 12 м

Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кПа
Постоянная			
Сборные ребристые плиты 1ПГ12	$6,1/11,96/2,98*9,81=1,68$	1,1	1,85
Армированная стяжка 50мм	$1,8*0,05*9,81=0,88$	1,3	1,15
Керамогранитная плитка 12 мм	$2,4*0,012*9,81=0,28$	1,2	0,34
Вес перегородок и подвесного потолка	0,7	1,2	0,84
Итого	3,54		4,18
Временная для торговых помещений	4,0	1,2	4,8
Суммарная	7,54		8,98

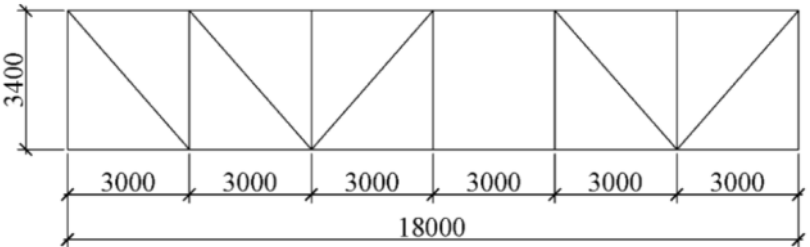
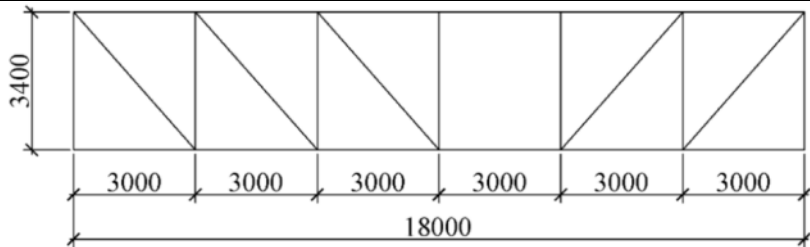
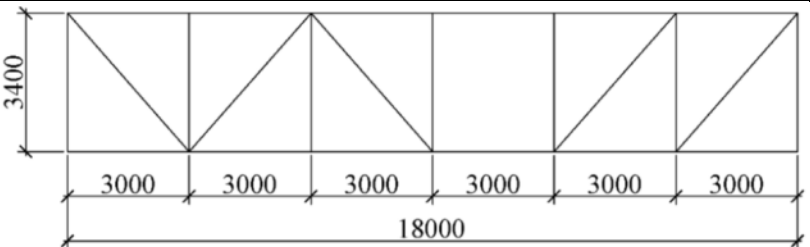
Для поиска наиболее рационального конструктивного решения стальных ферм были рассмотрены различные типы решеток ферм, которые в узлах опирания плит перекрытия шириной 3 м имеют стойки в нижнем и верхнем поясах. В ходе расчетов были определены усилия, подобраны сечения элементов фермы по I и II группе предельных состояний, местной устойчивости, а также общей жесткости конструкции фермы.

Конфигурация рассматриваемых ферм пролетами 12, 15 и 18 м для опирания плит длиной 6 и 12 м, а также результаты их сравнения приведены в таблице 3.7.

По результатам сравнения ферм разница в металлоемкости не превышает 3%, поэтому для снижения трудоемкости ферм, а также учитывая требования унификации, для всех пролетов рекомендуется вариант решетки №2.

Таблица 3.7 – Сводная таблица вариантов схем ферм пролетами 15, 12 и 18 м

Пролет фермы	№ вар-та	Геометрия фермы в осях	Плиты длиной 6 м		Плиты длиной 12 м	
			Металло-емкость, кг	Металло-емкость, %	Металло-емкость, кг	Металло-емкость, %
15 м	1		2535	103,6	3048	100,6
15 м	2		2447	100,0	3031	100
12 м	1		1845	100	2242	103,0
12 м	2		1867	101,2	2177	100,0

18 м	1		3141	101,1	4013	100,6
18 м	2		3123	100,0	4101	102,8
18 м	3		3124	100,0	3989	100

Примечания:

1. Шрифтом выделены рекомендуемые типы решеток ферм.
2. Металлоемкость посчитана по подобранным сечениям в программном комплексе без учета крайних стоек-колонн.

3.7. Исследование вопроса защиты от прогрессирующего обрушения зданий из пространственных рамно-ферменных блоков

3.7.1. Общие положения

С недавнего времени в практику проектирования зданий и сооружений в качестве обязательного требования введена защита ответственных строительных объектов от прогрессирующего обрушения [4; 14; 53; 108; 109]. Само понятие «прогрессирующее обрушение» относится к ситуации, когда разрушение или повреждение одного несущего элемента может вызвать цепную реакцию разрушения примыкающих элементов и в дальнейшем части или всего здания в целом.

Это требование возникло вследствие значительного количества аварий и обрушений, возникающих при воздействиях, как правило, не предусмотренных условиями нормальной эксплуатации [52]. Примером может служить обрушение в 2002 году покрытия монтажно-испытательного корпуса космодрома Байконур (рисунок 3.20). Обрушилось покрытие из металлических неразрезных ферм и железобетонных плит над всем корпусом размером в плане 240x120м при производстве работ по ремонту и замене кровельного материала.



Рисунок 3.20 – Обрушение покрытия монтажно-испытательного корпуса космодрома Байконур

В техническом заключении, разработанном отделом конструктивных систем АО «ЦНИИПромзданий», было установлено, что причиной обрушения явилась

локальная перегрузка участка покрытия, повлекшая разрушение покрытия над всем корпусом.

Другой пример обрушения части жилого крупнопанельного дома в г. Ижевск в 2017 году, показан на рисунке 3.21. Причиной обрушения послужил взрыв бытового газа на нижнем этаже, вследствие которого были выбиты несущая и ограждающая стены. В результате разрушились все конструкции секции над рассматриваемой квартирой. К сожалению, эти примеры можно продолжить.



Рисунок 3.21 – Обрушение части жилого крупнопанельного дома в г. Ижевск

Начиная с 1999 г было разработано порядка 10 рекомендаций по защите от прогрессирующего обрушения зданий из различных материалов и различных конструктивных решений.

Все эти рекомендации базируются на нескольких общих принципах [53; 72]:

1. Несущая система зданий должна быть защищена от прогрессирующего (лавинообразного) обрушения. При возникновении аварийного воздействия и локальном разрушении отдельных конструктивных элементов, конструктивная система должна перераспределить имеющиеся усилия между сохранившимися конструкциями. При этом необходимо учитывать включение отдельных, изначально ненесущих, конструкций, которые могут активно участвовать в распределении усилий в элементах несущей системы.

2. Расчет защиты от прогрессирующего обрушения выполняют на особое сочетание нагрузок и воздействий, которое включает постоянные и временные длительные нагрузки, а также воздействие гипотетической ситуации с удалением несущих конструкций. Коэффициенты надежности по нагрузкам принимаются равными единице.

3. К расчетным значениям сопротивления материалов вводят дополнительные повышающие коэффициенты надежности и условий работы, которые учитывают малую вероятность возникновения аварийных воздействий и рост прочности бетона после возведения здания, а также возможность работы арматуры за пределом текучести (расчетного сопротивления).

4. Для расчета сооружений на защиту от прогрессирующего обрушения необходимо использовать пространственную расчетную модель, в которой учитывается взаимодействие с грунтовым основанием.

5. Подход к конструированию узлов принимается аналогичным защите зданий и сооружений от сейсмического воздействия.

С целью использования при проектировании единого нормативного подхода в 2017-2018 годах были разработаны два свода правил:

1. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» [92];
2. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» [95].

Разрушение или отказ несущей конструкции может возникнуть в результате аварийных воздействий, которые регламентируются СП 296.1325800.2017 [92].

В связи с этим, одной из важных характеристик зданий и сооружений становится, так называемая, «живучесть». Под этим термином понимается способность строительного объекта сохранять ограниченную работоспособность при отказе одного из элементов несущей системы, вызванного развитием критических дефектов или аварийным воздействием.

Повышение «живучести» зданий возможно осуществить несколькими способами:

- общее повышение несущей способности элементов и здания в целом;

- локальное усиление наиболее уязвимых и доступных мест в конструктивной схеме здания;

- устройство дополнительных или усиление существующих связей между несущими элементами.

Кроме того, правильный учет комплекса нагрузок в рассматриваемой или моделируемой аварийной ситуации также содержит возможности для регулирования степени воздействия. Это связано, прежде всего, с тем, что аварийное воздействие носит маловероятный характер. Но при всех расчетных ситуациях для любых элементов и их соединений должно выполняться условие

$$F \leq S, \quad (3.14)$$

где F - усилия в конструктивных элементах или их соединениях, найденные из выполненного расчета;

S - несущая способность конструктивных элементов и их соединений, найденная с учетом корректирующих коэффициентов условий работы, характеристик и т.п.

Один из рекомендуемых методов расчетного анализа зданий при прогрессирующем обрушении основывается на квазистатическом подходе. Алгоритм расчетного анализа приведен в приложении Б СП 385.1325800.2018 [95].

Для оценки защищенности зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения следует рассматривать наиболее опасные локальные разрушения. Размер локального разрушения, которое рекомендуется учитывать при расчете, приведен в пункте 4.6 СП 385.1325800 [95].

В разделе 8 СП 385.1325800 [95] приведены конструктивные мероприятия по защите зданий различных конструктивных систем от прогрессирующего обрушения.

Способы защиты для многоэтажных каркасных зданий являются наиболее проработанными [53; 61; 72]. В качестве основных конструктивных мероприятий для многоэтажных зданий принимают установку:

- внутренних связей в уровне каждого перекрытия (покрытия) в двух взаимно перпендикулярных направлениях и контурных периферийных связей;
- горизонтальных связей по наружным колоннам или стенам в пределах перекрытия (покрытия);
- вертикальных связей, связывающих колонны здания на всю высоту;
- стальных болтов или анкерных упоров для сталежелезобетонного перекрытия;
- аутригерных конструкций в виде систем перекрестных сплошных или сквозных ферм.

3.7.2. Исследование напряженно-деформированного состояния одноэтажных производственных зданий при удалении угловой колонны

В одноэтажных производственных зданиях следует рассматривать разрушение или удаление несущей конструкции на участке двух смежных шагов в однопролетных зданиях и смежных пролетах многопролетных зданий, а также удаление угловых колонн в однопролетных и многопролетных зданиях.

Для защиты одноэтажных зданий от прогрессирующего обрушения при новом строительстве и реконструкции выполняют установку:

- неразрезных подстропильных ферм по продольным рядам колонн;
- связей, обеспечивающих устойчивость всей системы.

При реконструкции или техническом перевооружении здания установка подстропильных ферм может выполняться вдоль продольного ряда колонн на специально запроектированных консолях в пределах высоты колонны.

Осуществление защиты одноэтажных производственных зданий при новом строительстве или реконструкции требует значительных материальных ресурсов. При этом следует отметить, что рассматриваемые одноэтажные здания с увеличенными площадями в межферменном пространстве имеют большую пространственную жесткость по сравнению с классическими одноэтажными зданиями, что улучшает их работу при аварийном воздействии.

Отдельного решения требует вопрос защиты от прогрессирующего обрушения при удалении угловой колонны, так как подстропильные конструкции

не в состоянии удержать угловые стропильные конструкции, а вертикальные связи у торцов препятствуют температурным деформациям.

В рамках данной диссертации разработано и исследовано предложение по установке подкосов для угловых колонн в торцах здания с обеспечением восприятия температурных деформаций (рисунок 3.22). Опирается подкоса осуществляется на фундаментный стакан с увеличенной толщиной стенки. Особенностью применения данной конструкции является наличие опорного стола и металлических упоров. Перемещение подкоса после удаления торцевой колонны осуществляется до упора по прокладке из фторопласта. Значение угла наклона подкоса определяет величину воспринимаемых им усилий.

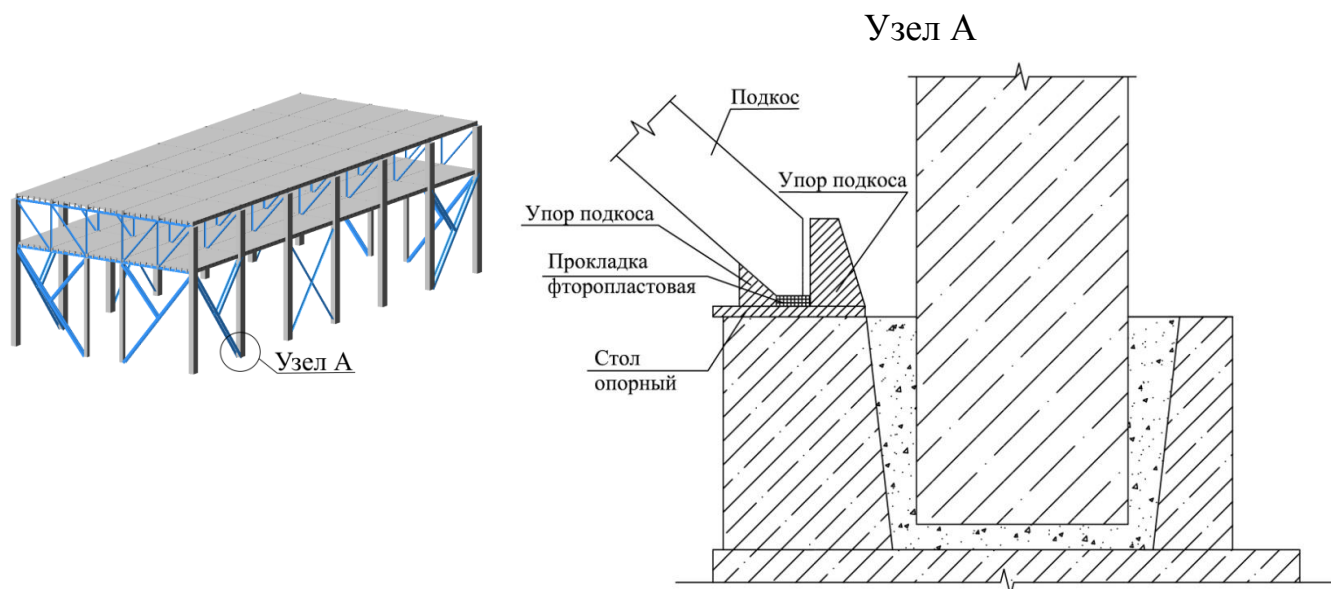


Рисунок 3.22 – Принципиальная схема узла сопряжения подкоса со скользящей опорой и фундамента

Для численного исследования был принят пространственный блок **одноэтажного здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве** (рисунок 2.2).

Высота производственного помещения была принята 7,2 м, высота межферменного этажа от пола до потолка – 3,0 м. Металлические фермы рамно-ферменного блока выполнены пролетом 15 м с параллельными поясами из парных уголков, сечения которых приведены в таблице 3.2. Покрытие и перекрытие из железобетонных предварительно напряженных плит высотой

300 мм ЗПГ6 по ГОСТ 28042 [25], колонны сборные железобетонные сечением 600×400 мм.

Требования по защите от прогрессирующего обрушения включают расчетную проверку по особому предельному состоянию, при удалении из конструктивной системы одного из несущих элементов.

При расчете здания на защиту от прогрессирующего обрушения расчетные прочностные характеристики бетона и арматуры в соответствии с СП 385.1325800.2018 [95] и СП 63.13330.2012 [89] принимаются равными их нормативным значениям. Расчетные значения призменной прочности бетона приняты с учетом дополнительного коэффициента работы 1,15, а расчетное значение прочности арматурной стали колонн выполненных из стали класса А500 – с учетом коэффициента условий работы 1,1.

При этом в запас прочности, в расчетную схему не включены элементы здания, которые при нормальной эксплуатации являются не несущими (наружное стеновое ограждение, перегородки и др.).

Расчет здания на прогрессирующее обрушение выполнен с использованием программного комплекса ЛИРА-САПР 2013 с использованием квазистатического способа. Оценка несущей способности производилась путём сравнения действующих усилий в железобетонных конструкциях с несущей способностью сечений.

Расчет произведен на особое сочетание нагрузок, включающее нормативные значения собственного веса всех конструкций здания и длительно действующих временных нагрузок. К длительно действующим временным нагрузкам отнесена пониженная эксплуатационная нагрузка и 50% полной нормативной снеговой нагрузки. Во вторичной расчетной схеме, после анализа первичной, принято гипотетическое удаление угловой колонны.

Расчет на прогрессирующее обрушение выполнялся в два этапа:

Этап 1 – расчет рамно-ферменного-блока (рисунок 2.2) без дополнительных конструктивных мероприятий.

Этап 2 – расчет рамно-ферменного блока, в котором выполнена установка подкосов для угловых колонн в торцах здания с обеспечением восприятия температурных деформаций.

По результатам расчета на прогрессирующее обрушение по **этапу 1** установлено, что несущая способность колонн, ближайших к удаленной, недостаточна, а также согласно мозаике перемещений (рисунок 3.23) происходит падения плит покрытия с дальнейшей лавинообразным обрушением.

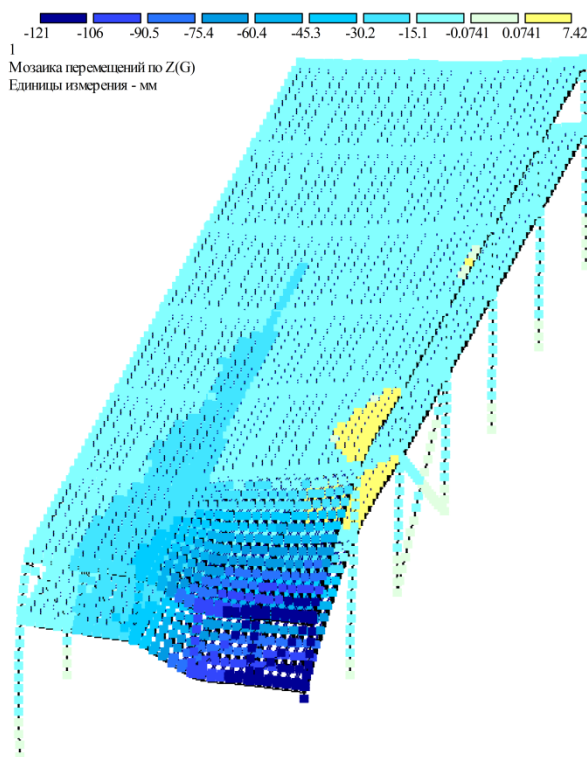


Рисунок 3.23 – Мозаика перемещений по оси Z вторичной схемы без дополнительного усиления

На **этапе 2** для защиты одноэтажных производственных зданий от прогрессирующего обрушения при гипотетическом исключении крайней колонны предлагается устройство подкоса со скользящей опорой, обеспечивающей восприятие горизонтальных температурных деформаций. Данное техническое решение было впервые внедрено в «Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

Конструкция подкосов принята в виде парных швеллеров 16П.

По результатам сравнения усилий в колоннах первичной и вторичной схем, можно сделать вывод о их достаточной несущей способности. Вертикальные перемещения во вторичной схеме с усилением в месте удаления колонны составили 5 мм, что позволяет сделать вывод об отсутствии возможности падения плит покрытия и дальнейшего лавинообразного обрушения. Данное техническое решение может быть рекомендовано к применению при новом строительстве и реконструкции.

Дополнительно было проведено исследование напряженно-деформированного состояния подкосов для различных высот колонн при удалении крайней колонны (таблица 3.8).

Шаг колонн во всех вариантах принят равным 6 м.

Таблица 3.8 – Сравнение усилий для верхнего перекрытия

№ схемы	Высота производственного помещения, м	Угол наклона подкоса, градусы	Продольное усилие в подкосе, кН	Процент использования несущей способности, %
1	7.2	50.2	421	74.0
2	8.4	54.5	405	66.2
3	9.6	58.0	393	60.8
4	10.8	60.9	384	56.9
5	12.0	63.4	377	54.0
6	13.2	65.6	371	51.7

По результатам анализа установлено, что увеличение высоты основного помещения, и как следствие увеличение угла наклона подкоса, благоприятно влияет на его напряженно-деформированное состояние.

3.8. Выводы

1. Предложены конструктивные решения многоэтажных и одноэтажных зданий со сборным перекрытием. Рассмотрены перекрытия из сборных многопустотных и ребристых плит, приведена номенклатура плит, в том числе 12-ти метровых. Для каждого варианта плит определены рациональные типы ферм.

2. Для проектирования сборного перекрытия из ребристых плит выполнен анализ и даны рекомендации по учету податливости условно неразрезного перекрытия, а также по моделированию следующих элементов:

- сопряжения продольных ребер плит с поясами ферм с помощью закладных деталей и связевой арматурой, соединяющей плиты соседних пролетов;

- растворных швов между продольными ребрами плит;

- растворных швов между торцами плит и поясами ферм.

3. Проведен сравнительный анализ способов опирания ребристых плит на пояса фермы: шарнирное, податливое и жесткое сопряжение плит с фермой. Наибольшее влияние выявлено в продольных усилиях поясов фермы, разница которых доходит до 40%. Учет межплитных швов в пространственной работе каркаса позволяет более достоверно оценивать усилия в элементах фермы.

4. Для податливой схемы опирания перекрытия был проведен дополнительный анализ необходимости учета межплитных швов в пространственной работе каркаса на действие горизонтальной нагрузки, на примере действия ветра. Наибольшее влияние на работу каркаса оказывают продольные межплитные швы, учет которых позволяет уменьшить расчетные горизонтальные перемещения блока в плоскости фермы на 16% для многоэтажных и 14% для одноэтажных зданий, а также вертикальные перемещения плит на 11% и 9% соответственно.

5. Показана необходимость установки элементов жесткости (стальных связей, диафрагм или ядер жесткости) для обеспечения пространственной жесткости здания. После установки вертикальных связей в середине пролета многоэтажного блока горизонтальное перемещение в продольном направлении составило 6 мм вместо 81 мм.

5. Для пролетов 12, 15 и 18 м выполнен поиск рациональных конструктивных решений ферм с параллельными поясами для опирания перекрытия из сборных ребристых плит длиной 6 и 12 м. Определены наиболее экономичные типы решеток.

6. При проектировании ряда зданий и сооружений, рассмотренных в данной работе, необходимо предусмотреть защиту строительных объектов от прогрессирующего обрушения. В дополнение к способам защиты, приведенных в нормативных документах, предложен и исследован вопрос защиты от прогрессирующего обрушения одноэтажного производственного здания при гипотетическом удалении угловой колонны путем устройства подкосов со скользящей опорой.

Глава 4. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ ЗДАНИЙ ИЗ РАМНО-ФЕРМЕННЫХ БЛОКОВ С МОНОЛИТНЫМ ПЕРЕКРЫТИЕМ

4.1. Конструктивные решения зон опирания монолитного перекрытия на пояса ферм

В разделе 3.1 были рассмотрены типы ферм с параллельными поясами, приведены способы жесткого крепления ферм к стойкам и габаритные высоты ферм.

Возможно применение монолитного перекрытия двух типов:

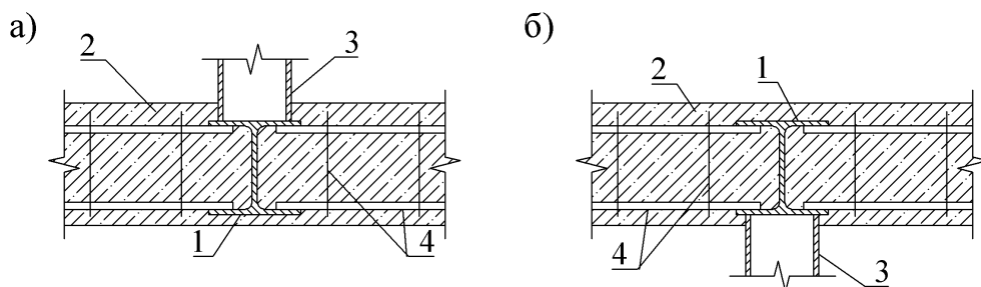
- в инвентарной опалубке;
- с несъемной опалубкой по профилированному настилу [91; 134; 139; 144; 146].

При выборе типа ферм для опирания монолитного перекрытия на верхний и нижний пояс учитывались следующие конструктивные особенности:

1. Минимальная глубина опирания профилированного настила, при перекрытии с несъемной опалубкой, должна быть не менее 75 мм [91; 98];
2. Нагрузка на пояс принимается равномерно распределенной.

Этим требованиям отвечает тип ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из прямоугольных замкнутых гнутосварных профилей, в котором приварка стоек и раскосов из гнутосварного профиля [27] выполняется без фасонки непосредственно к полкам двутавра.

Конструкция узла сопряжения монолитного перекрытия в инвентарной опалубке с конструкциями фермы представлена на рисунке 4.1.



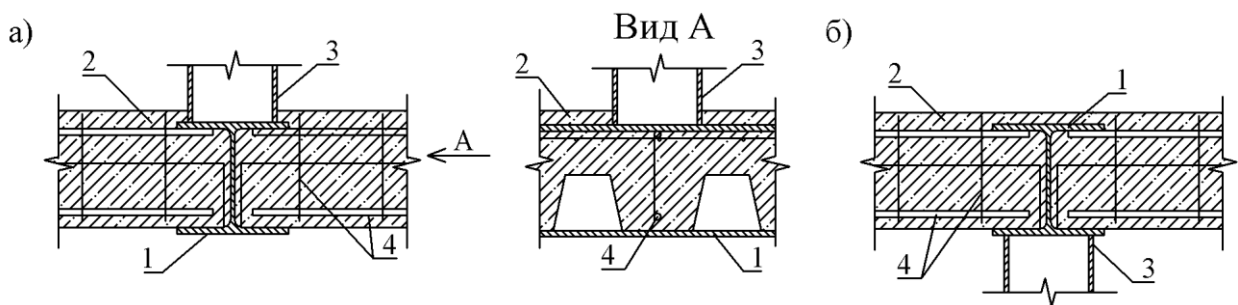
1 – пояс фермы; 2 – бетон монолитной плиты; 3 – стойка фермы; 4 – арматура плиты
а – нижний пояс; б – верхний пояс

Рисунок 4.1 – Принципиальная схема узла сопряжения монолитного перекрытия в инвентарной опалубке и поясов фермы

Наиболее экономически эффективная конструкция монолитного перекрытия, с учетом трудоемкости, получается при применении несъемной опалубки из стального профилированного настила [24; 96; 97].

При таком типе монолитного перекрытия рекомендуется использовать совместную работу монолитной плиты и поясов фермы с помощью анкерных упоров. Анкерные упоры в конструктивном решении приняты П-образными арматурными элементами, которые привариваются к нижней полке двутавра через гофру.

На рисунке 4.2 изображена принципиальная схема узла сопряжения монолитного перекрытия и поясов фермы, в которой высокий профилированный настил [96] укладывают на нижнюю полку двутавра, что позволяет получить конструкцию перекрытия, обладающую высокой несущей способностью.



1 – пояс фермы; 2 – бетон монолитной плиты; 3 – стойка фермы; 4 – арматура плиты
а – нижний пояс; б – верхний пояс

Рисунок 4.2 – Принципиальная схема узла сопряжения монолитного перекрытия по профилированному настилу и поясов фермы

Целесообразно использовать профлист, имеющий специальные Z-образные выштамповки на боковой поверхности (рисунок 4.3), с помощью которых он включается в работу перекрытия, образуя с ним сталежелезобетонную конструкцию.

При включении профилированного настила в работу перекрытия может потребоваться устройство конструктивной огнезащиты, поэтому при реальном проектировании целесообразно проводить технико-экономическое обоснование. Также необходимо учитывать, что для монолитного перекрытия по профилированному настилу требуется устройство подвесного потолка.

На стадии бетонирования монолитного перекрытия по профилированному настилу может возникнуть необходимость установки между фермами промежуточных стоек, так как на данной стадии профилированный настил выполняет функции опалубки и является несущей конструкцией, работающей на поперечный изгиб.

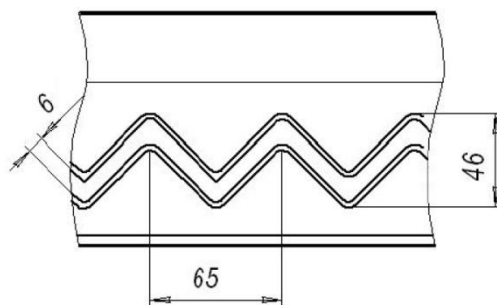


Рисунок 4.3 – Форма и размеры Z-образной выштамповки на боковых поверхностях профлиста

С учетом конструктивных требований по минимальной глубине опирания монолитного перекрытия наиболее подходящим является применение в поясах ферм колонного двутавра 20К1 и выше [99; 110].

Для углубленной проработки был принят вариант монолитного перекрытия по профилированному настилу.

Приведенные в подразделе 4.1 конструктивные решения зон опирания монолитного перекрытия на пояса ферм были разработаны в АО «ЦНИИПромзданий» и включены в СП 266.132580.2016 [36].

4.2. Сравнительный анализ способов опирания монолитного перекрытия на пояс фермы с учетом податливости

Перед выполнением поиска наиболее рациональных типов решеток ферм (раздел 4.3) было изучено влияние моделирования способа опирания монолитного перекрытия по профилированному настилу на ферму.

Узлы сопряжения монолитной плиты перекрытия с поясами металлической фермы являются податливыми. Для определения фактической величины податливости опорного участка принятой конструкции монолитного перекрытия необходимо было провести численный эксперимент (глава 5), заключающийся в

моделировании, расчете и анализе фрагмента здания из объемных конечных элементов. Расчеты модели из объемных конечных элементов необходимы для подбора жесткости специальных конечных элементов КЭ 55, моделирующих податливость, рядовой схемы (из плоских конечных элементов) и разработки методики расчета монолитного перекрытия для зданий с различными параметрами.

Для правильной оценки найденной жесткости КЭ55 необходимо заранее определить границы, в пределах которых должна находиться полученная жесткость КЭ 55. Граничными условиями будут являться жесткое и шарнирное опирание монолитной плиты на пояса фермы, которое задается без использования КЭ 55.

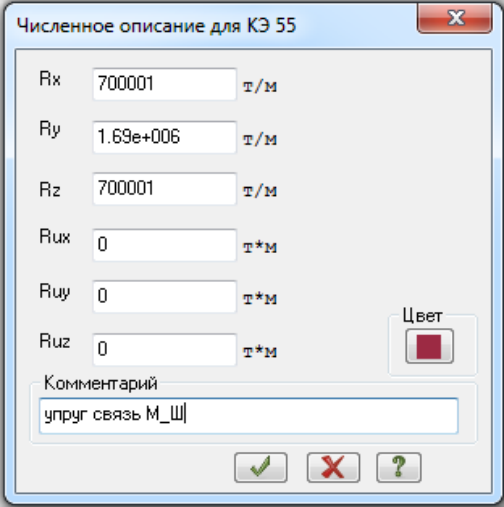
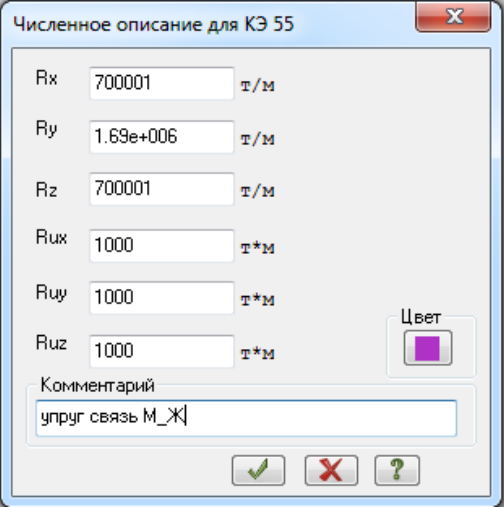
По результатам расчетов схем с жестким и шарнирным опиранием перекрытия на пояса ферм были получены углы поворота опорных сечений перекрытия. Далее были созданы дополнительные две расчетные схемы (условно шарнирная и условно жесткая) с применением конечных элементов КЭ 55. По полученным углам поворота методом приближения были получены жесткости КЭ 55, приведенные в таблице 4.1, моделирующие жесткое и шарнирное сопряжение с монолитным перекрытием. Подробно вопросы определения жесткости будут рассмотрены в главе 5.

С помощью данных расчетных схем необходимо проверить влияние, которое оказывает способ опирания перекрытия на усилия в элементах ферм и металлоемкость, чтобы в дальнейшем рассмотреть различные типы решеток.

Конфигурация фермы с разбивкой на панели и размеры рассматриваемого блока приняты аналогично сборному варианту (рисунок 3.13).

Исходя из принятого типа фермы (раздел 4.1) предварительно были назначены основные сечения элементов фермы, выполняемые из низколегированной стали марки С345, которые приведены в таблице 4.2.

Таблица 4.1 – Способы моделирования опирания перекрытия

№ схемы	Тип опирания	Способ моделирования
1	Шарнирное	Модель выполнена с помощью объединения перемещений по осях X, Y, и Z.
2	Условно шарнирное	<p>Модель выполнена с помощью КЭ 55, в котором заданы погонные жесткости связи R_x, R_y, R_z.</p> 
3	Условно жесткое	<p>Модель выполнена с помощью КЭ 55, в котором заданы жесткости R_x, R_y, R_z, а также погонные жесткости связи на поворот R_{ux}, R_{uy}, R_{uz}.</p> 
4	Жесткое	Узлы монолитного перекрытия совпадают с узлами ферм.

Применение высокого профилированного настила позволяет получить более облегченную и экономичную конструкцию перекрытия, поэтому был принят профилированный настил типа СКН114Z-750-0,6, геометрические характеристики которого приведены на рисунке 4.4.

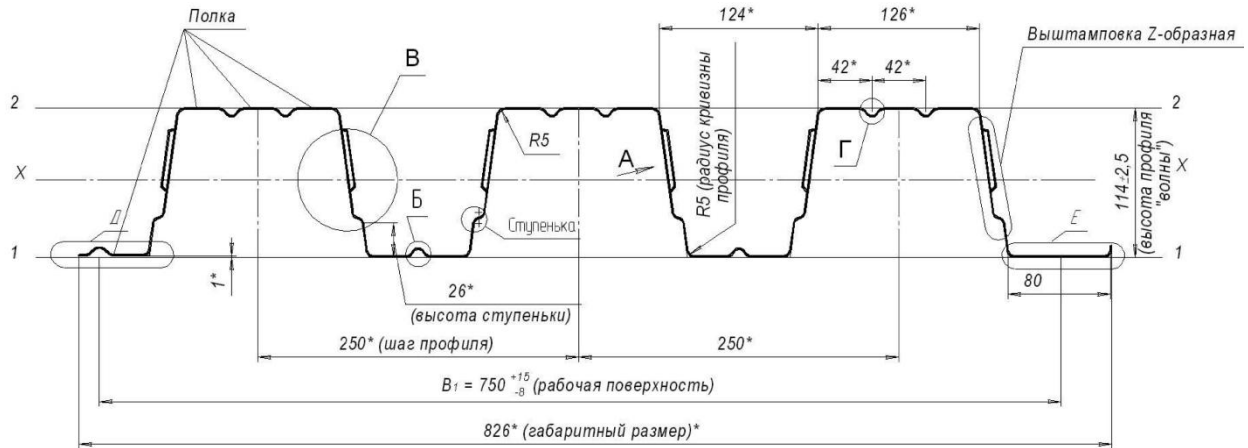


Рисунок 4.4 – Профилированный настил СКН114Z-750-0,6

Таблица 4.2 – Основные сечения конструктивных элементов

Тип конструкции	Тип сечения	Предварительное сечение
Пояса ферм	Двутавр	I 20K1
Опорная стойка и раскос фермы	Гнутосварной профиль	□160x5
Остальные стойки и раскосы фермы	Гнутосварной профиль	□160x5
Перекрытие	Монолитное по профилированному настилу	Профиль СКН114Z-750-0,6

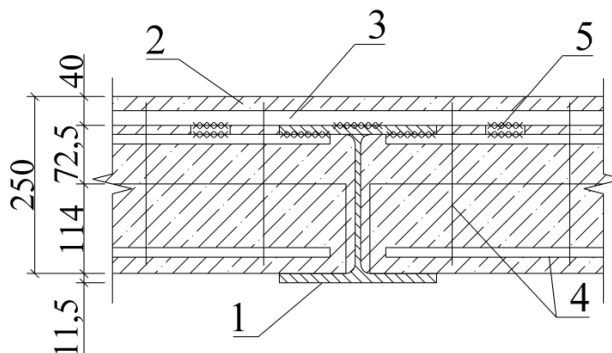
При общей высоте перекрытия в 250 мм (рисунок 4.5), из которых 200 мм высота пояса фермы и 20 мм защитный слой, приведенная толщина перекрытия в пределах профилированного настила составит:

$$h = \frac{80 + 124}{2 \cdot 250} \cdot 114 = 46.5 \text{ мм.} \quad (4.1)$$

Общая приведенная высота перекрытия составит:

$$h = 122,5 + 46,5 = 169 \text{ мм.} \quad (4.2)$$

Для обеспечения требуемой жесткости перекрытия в вертикальной плоскости предусматривается его неразрезность с помощью надпорной арматуры (поз. 3).



1 – пояс фермы; 2 – монолитная плита по профилированному настилу;
3 – надпорная арматура; 4 – арматурный каркас; 5 – коротыш

Рисунок 4.5 – Принятая конструкция перекрытия

Расчетное значение временной нагрузки, действующей на монолитное перекрытие по профилированному настилу, принято как для торговых помещений и определено в таблице 4.3 с учетом требований [85].

Таблица 4.3 – Сбор нагрузок на перекрытие

Вид нагрузки	Нормативное значение, кПа	Коэффициент надежности	Расчетное значение, кПа
Постоянная			
Профилированный настил СКН114Z-750-0,6	$0,0072 \cdot 9,81 = 0,07$	1,05	0,074
Монолитная плита $h=122,5+46,5=169\text{мм}$	$1,8 \cdot 0,169 \cdot 9,81 = 2,98$	1,1	3,28
Цементно-песчаная стяжка, 30мм	$1,8 \cdot 0,03 \cdot 9,81 = 0,53$	1,3	0,69
Керамогранитная плитка, 12 мм	$2,4 \cdot 0,012 \cdot 9,81 = 0,28$	1,2	0,34
Вес перегородок и подвесного потолка	0,7	1,2	0,84
Итого постоянная	4,56		5,22
Временная для торговых помещений	4,0	1,2	4,8
Суммарная	8,56		10,02

Близкие значения полученных усилий и перемещений в парах схем 1,2 и 3,4 позволяют сделать вывод о том, что переход от шарнирного и жесткого опирания к условному с КЭ 55 выполнен корректно.

Сводная таблица усилий основных элементов фермы и сравнение металлоемкости приведено в таблице 4.4.

Таблица 4.4 – Максимальные значений усилий в элементах ферм пролетом 15 м (монолитный вариант перекрытия)

№ сх.	Усилие	Нижний пояс	Верхний пояс	Опорный раскос	Опорная стойка
1 (шарнирное)	N(-), кН	-67.39	-153.04	–	-582.71
	N(+), кН	92.21	–	1039.86	–
	M(+), кН×м	18.64	17.66	2.35	15.01
	M(-),кН×м	-85.25	-78.77	-5.10	-15.21
2 (условно шарнирное)	N(-), кН	-78.58	-185.41	–	-575.85
	N(+), кН	106.93	–	1020.24	–
	M(+), кН×м	18.15	17.27	2.55	14.52
	M(-),кН×м	-89.66	-83.68	-5.10	-14.81
3 (условно жесткое)	N(-), кН	-79.07	-188.35	–	-576.83
	N(+), кН	92.41	–	1030.05	–
	M(+), кН×м	17.76	16.78	3.24	14.81
	M(-),кН×м	-81.72	-74.46	-5.49	-15.11
4 (жесткое)	N(-), кН	-63.67	-168.73	–	-593.51
	N(+), кН	92.51	–	1059.48	–
	M(+), кН×м	16.97	15.79	3.92	15.60
	M(-),кН×м	-72.69	-64.84	-6.08	-15.89

По результатам сравнения можно сделать следующие выводы:

1. Элементы решетки фермы воспринимают незначительные изгибающие моменты и работают на растяжение или сжатие. Разница значений продольных сил в расчетных схемах составляет 2-3%.

2. Наибольшее влияние типа опирания перекрытия выявлено в поясах фермы. Увеличение значений продольных сил в условно жесткой и условно шарнирной схемах относительно жесткой и шарнирной составляет 10-20%.

3. Перекрытие в схемах 1 и 2 работает как однопролетная шарнирно-опертая балка, а в схемах 3 и 4 – как многопролетная неразрезная балка.

4. Требуется проведение численного эксперимента для нахождения фактических жесткостных характеристик КЭ 55 для рассматриваемого конструктивного решения перекрытия.

4.3. Рациональные конструктивные решения стальных ферм для опирания монолитного перекрытия

Для нахождения экономичной конструкции ферм было выполнено сравнение различных типов решетки. В ходе расчетов были определены усилия, подобраны сечения элементов фермы по I и II группе предельных состояний, местной устойчивости, а также общей жесткости конструкции фермы. На рисунках 4.6–4.8 приведены результаты сравнения для ферм пролетами 15, 12 и 18 м.

Металлоемкость посчитана по подобранным сечениям в программном комплексе без учета крайних стоек-колонн.

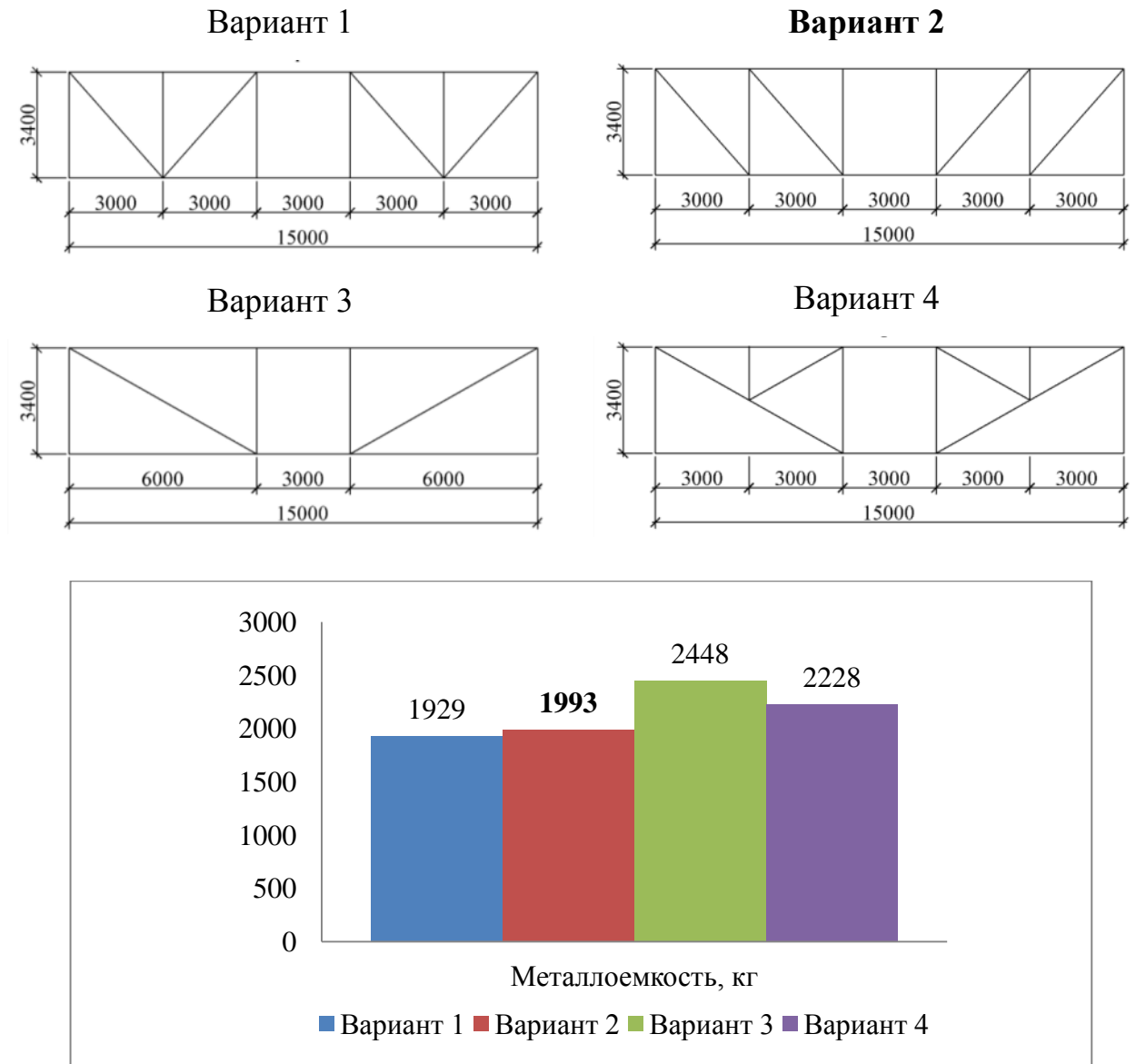


Рисунок 4.6 –Metalлоемкость ферм пролетом 15 м

Для ферм пролетом 15 м варианты 3 и 4 имеют значительное превышение металлоемкости относительно наиболее экономичного варианта 1.

В вариантах 1 и 2 превышение составляет 3,3%. Однако, в варианте 1 имеются узлы, в которых сходится сразу три раскоса и стойки, что повышает трудоемкость изготовления, тогда как в варианте 2 – только два.

Также нужно учитывать, что раскосы, примыкающие к средней панели фермы, в варианте 1 испытывает сжатие, а в варианте 2 – растяжение.

Рекомендуемая геометрия фермы пролетом 15 м для дальнейшего расчета из объемных элементов принимается по **варианту 2**.

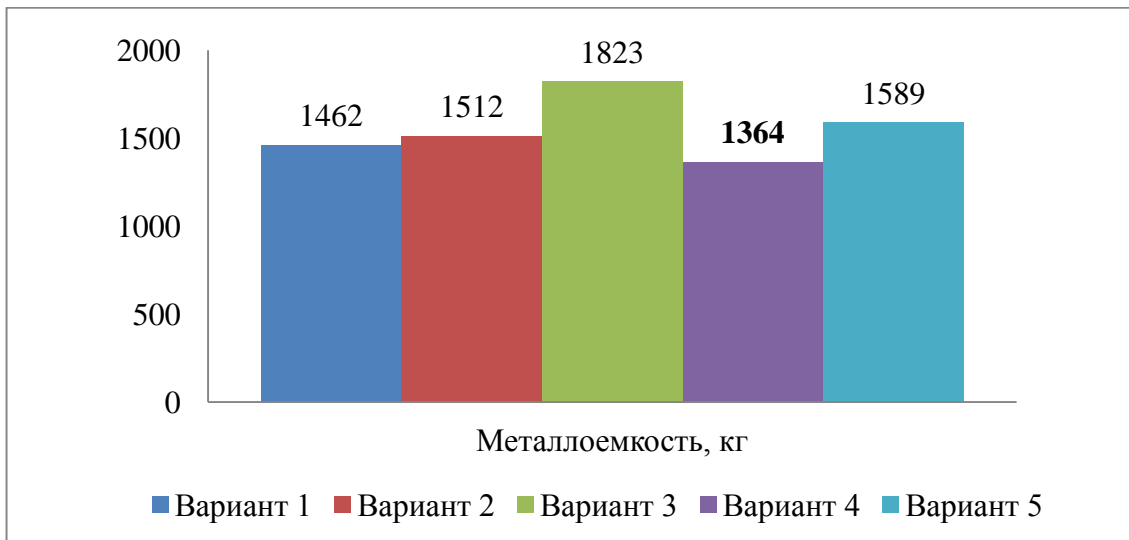
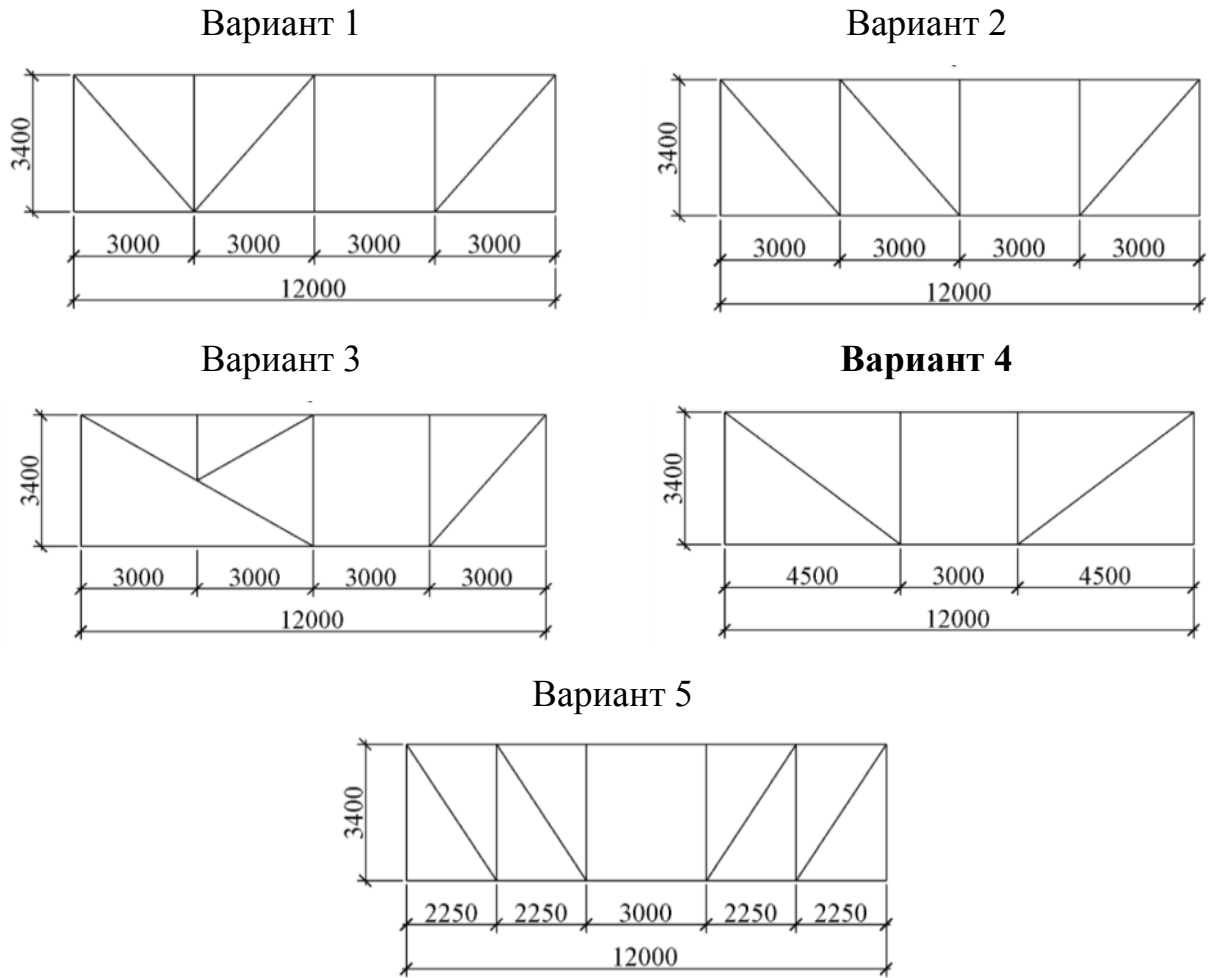


Рисунок 4.7 –Metalлоемкость ферм пролетом 12 м

При монолитном перекрытии для ферм пролетом 12 м наименьшую металлоемкость имеет **вариант 4**.

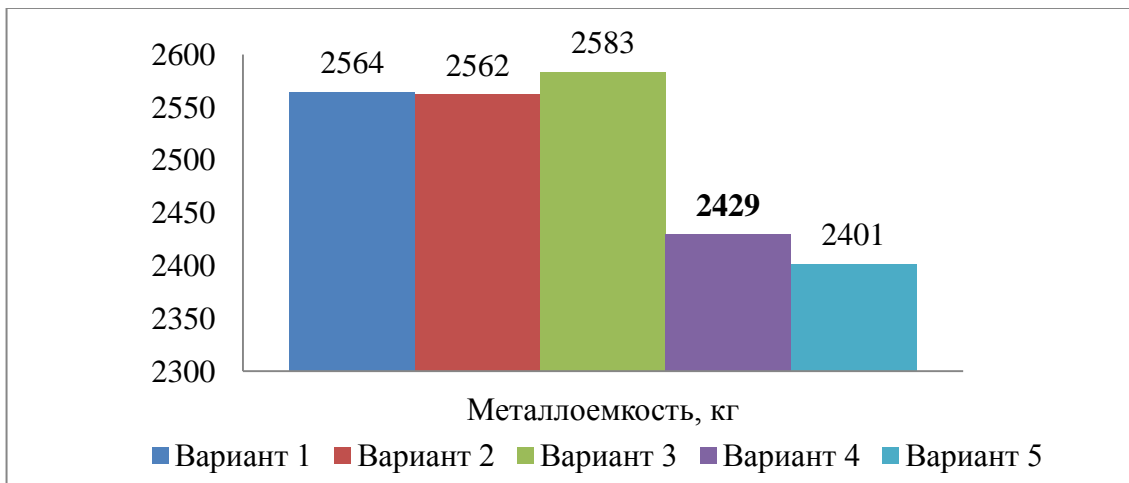
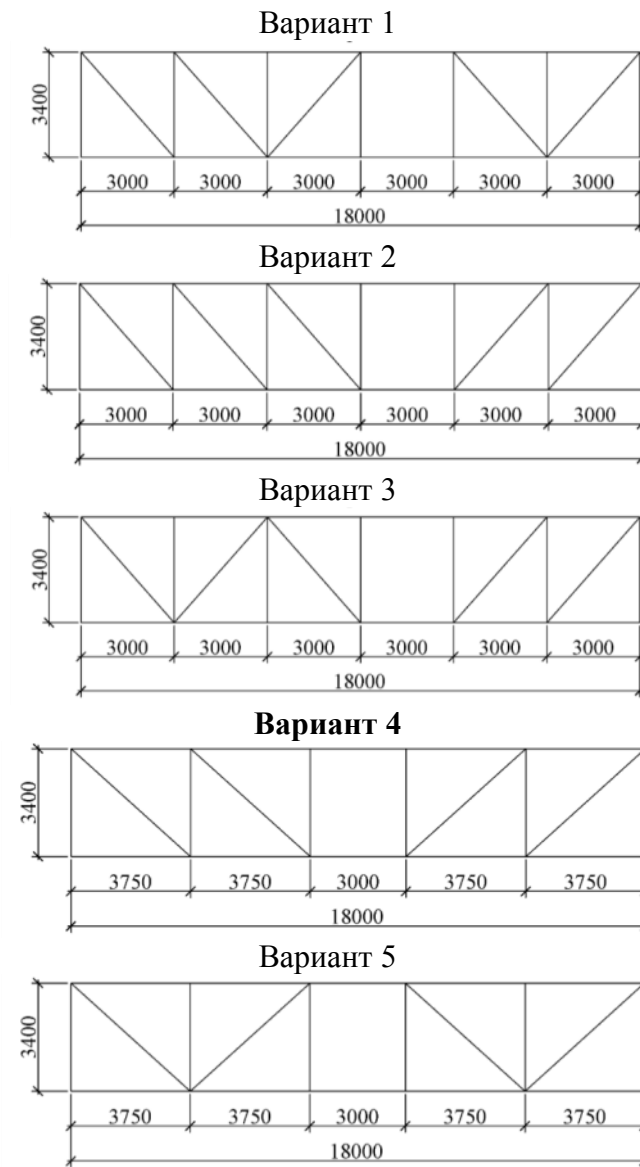


Рисунок 4.8 –Metalлоемкость ферм пролетом 18 м

Для ферм пролетом 18 м в вариантах 4 и 5 разница составляет 1,3%.

Учитывая положения по подбору ферм, которые приведены для ферм пролетом 15 м, рекомендуется **вариант 4**.

4.4. Экономическая эффективность зданий из рамно-ферменных блоков

4.4.1. Сравнительный анализ перекрытий

Рассмотренные железобетонные монолитные по профилированному настилу и сборные перекрытия имеют свои плюсы и минусы [80].

Монолитное перекрытие по профилированному настилу.

Преимущества:

- возможность получения неунифицированных параметров;
- использование в качестве несъемной опалубки профлиста, что обеспечивает отсутствие трещин в растянутой зоне;
- высокая жесткость в узловых сопряжениях с поясами фермы;
- возможность предварительного напряжения в построечных условиях.

Недостатки:

- сезонность возведения, связанная с климатическим районированием, что приводит к удорожанию бетонных работ при отрицательных температурах;
- повышенный расход металла;
- проблемы обеспечения необходимого контроля качества в построечных условиях;
- установка на стадии бетонирования дополнительных стоек при недостаточной жесткости профилированного настила;
- необходимость устройства в ряде случаев подвесного потолка.

Сборные перекрытия из ребристых плит

Преимущества:

- повышенное качество изготовления в заводских условиях (контроль на всех стадиях изготовления плит);
- сокращение сроков возведения здания и сооружений за счет быстрого монтажа конструкций;

- использование высокопрочной предварительно напряженной арматуры, что позволяет применять плиты пролетом 12 м, а также уменьшить металлоемкость плит.

Недостатки:

- трудоёмкость и качество стыкования конструкций;
- необходимость устройства армированной стяжки;
- необходимость применения унифицированных конструкций;
- транспортные расходы на доставку плит.

Рациональный выбор типа перекрытия зависит от следующих факторов:

- удаленность объекта строительства от заводов ЖБИ;
- технические возможности подрядной организации (необходимая техника, кадры);
- геологических и климатических условий;
- заданными ограничениями (по срокам или по стоимости);
- пожелания заказчика.

Большая часть этих факторов должна быть учтена при проектировании в конкретных условиях, чтобы наиболее полно реализовать преимущества сборного и монолитного железобетона.

4.4.2. Сравнение технико-экономических показателей

В рамках данной работы технико-экономическое обоснование проводится по металлоемкости и себестоимости конструкций.

Монолитный вариант перекрытия выполняется по профилированному настилу СКН114Z-750-0,6, который является несъемной опалубкой, включенной в работу перекрытия и выполняющего роль внешнего армирования.

Два сборных варианта перекрытия выполнены из ребристых плит (ГОСТ 28042–2013 [25]), которые изготавливают на заводах ЖБИ, следующих марок:

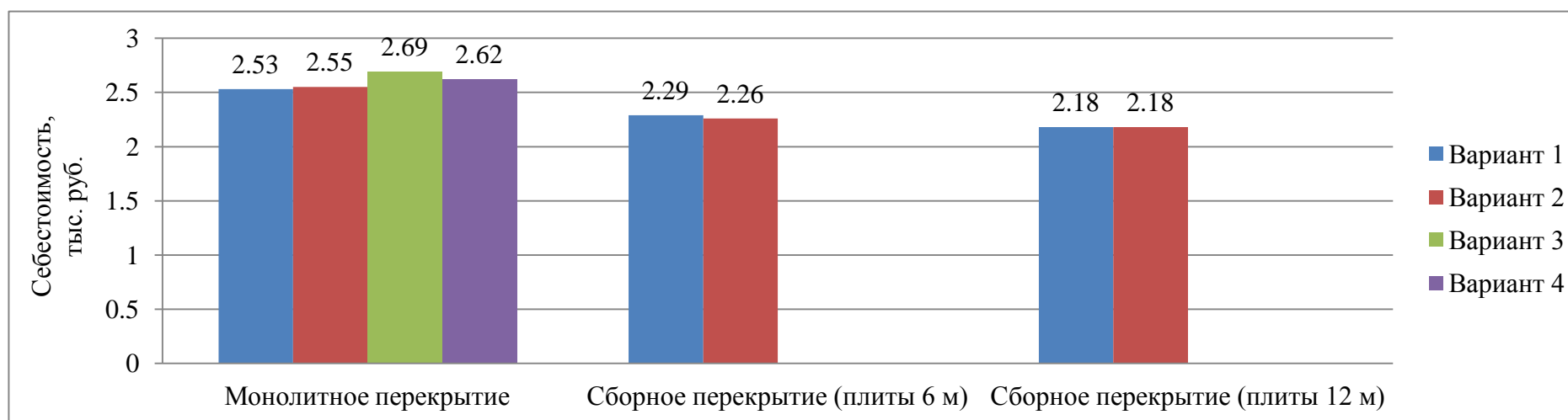
- ЗПГ6-6АШв, размерами – 5,97×2,98 м (серия 1.465.1-21.94 [106]);
- 1ПГ12-6АШв, размерами – 11,96×2,98 м (серия 1.465.1-15 [103]).

Для **блока**, состоящего из фермы, двух перекрытий и двух колонн-стоек, были посчитаны удельные показатели расхода стали на 1м^2 перекрытия и себестоимости (таблица 4.5).

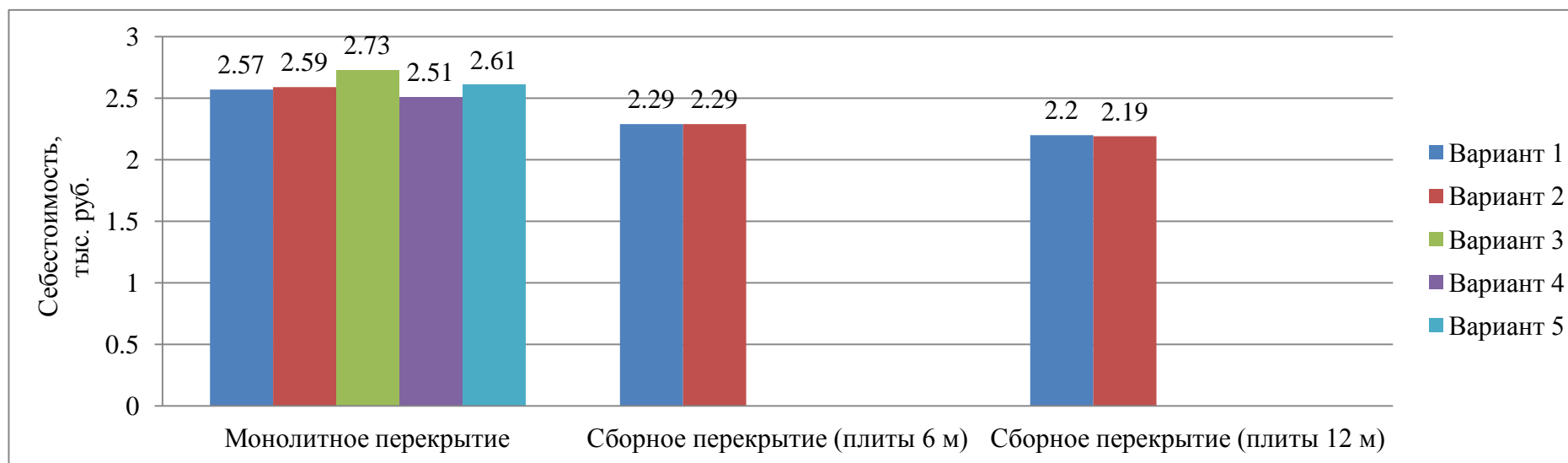
По результатам сравнения подобраны рекомендуемые варианты ферм для обоих вариантов перекрытия (таблица 4.6).

Таблица 4.5 – Сводная таблица материалоемкости блока

Пролет ферм	№ вар-та	Вариант перекрытия					
		Монолитное		Сборное (плиты 6 м)		Сборное (плиты 12 м)	
		Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.
15 м	1	36.9	2.53	28.8	2.29	22.3	2.18
	2	37.3	2.55	28.3	2.26	22.1	2.18
	3	39.8	2.69				
	4	38.6	2.62				



Пролет ферм	№ вар-та	Вариант перекрытия					
		Монолитное		Сборное (плиты 6 м)		Сборное (плиты 12 м)	
		Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.
12 м	1	37.9	2.57	28.9	2.29	22.7	2.20
	2	38.2	2.59	28.7	2.29	22.5	2.19
	3	39.1	2.73				
	4	36.2	2.51				
	5	38.5	2.61				



Пролет ферм	№ варианта	Вариант перекрытия					
		Монолитное		Сборное (плиты 6 м)		Сборное (плиты 12 м)	
		Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.	Металлоемкость кг/м ²	Себестоимость 1м ² , тыс. руб.
18 м	1	38.1	2.58	28.4	2.27	22.4	2.19
	2	38.7	2.60	28.3	2.27	22.6	2.20
	3	38.3	2.58	28.3	2.27	22.3	2.18
	4	37.1	2.53				
	5	37.3	2.53				

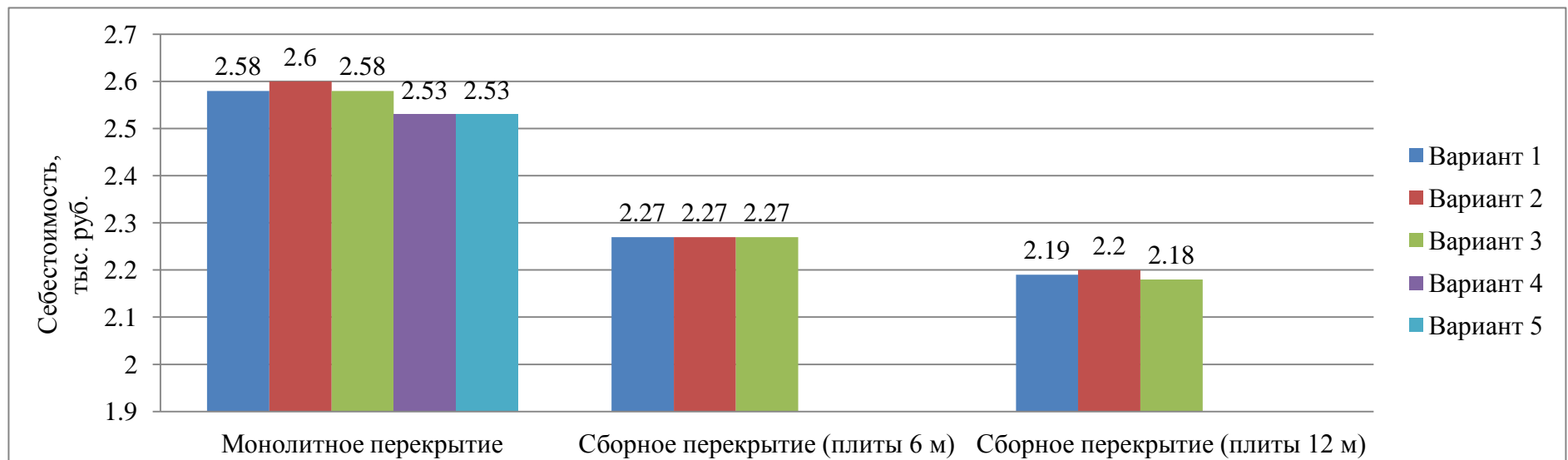


Таблица 4.6 – Рекомендуемая геометрия ферм

Пролет ферм	Вариант перекрытия	
	Монолитное	Сборное
15 м	2 вариант	
12 м	4 вариант	2 вариант
18 м	4 вариант	2 вариант

4.5. Выводы

1. Разработаны объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных зданий с монолитным перекрытием. Рассмотрены перекрытия по профилированному настилу и в инвентарной опалубке.

2. Проведен анализ способов опирания перекрытия для жесткой, условно жесткой, условно шарнирной и шарнирной схем. Даны рекомендации по учету податливости при проектировании.

3. Для пролетов ферм 12, 15 и 18 м при применении монолитного перекрытия по профилированному настилу проведено сравнение металлоемкости ферм с различной решеткой. Определены наиболее экономичные типы решеток.

4. На основании сравнительного анализа экономической эффективности сборного и монолитного вариантов перекрытия подобраны рекомендуемые варианты ферм исходя из минимальной металлоемкости, себестоимости и условий унификации.

5. Наиболее экономичным вариантом является сборное перекрытие с ребристыми плитами пролетом 12 м – себестоимость такого варианта ниже относительно перекрытия из ребристых плит пролетом 6 м на 4-5%, относительно монолитного перекрытия на 13-14%.

6. Выявление наиболее экономичного типа перекрытия в каждом конкретном случае производится на основе проведения технико-экономических расчетов с учетом данных рекомендаций по типам ферм, и принимаются во внимание множество факторов, таких как расположение заводов ЖБИ, возможности подрядной организации, установленные сроки строительства и др.

Глава 5. ЧИСЛЕННОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ ПРОСТРАНСТВЕННОГО БЛОКА С ИСПОЛЬЗОВАНИЕМ ОБЪЕМНЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И РАЗРАБОТКА МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ДЛЯ ЗДАНИЙ С РАЗЛИЧНЫМИ ПАРАМЕТРАМИ

5.1. Цель численного эксперимента, принципы построения модели

В расчетных схемах монолитного перекрытия все узлы и опоры, способные воспринимать изгибающие моменты, являются податливыми.

В качестве жесткостной характеристики упругоподатливого соединения принят коэффициент жесткости. Большое число разнородных и трудно учитываемых факторов, обуславливающих податливость узлов, усложняют теоретический подход к определению коэффициентов жесткости.

Наиболее достоверные результаты определения податливости узлов получаются экспериментально (раздел 3.3.1). К сожалению, их недостаток заключается в том, что результаты испытания узлов одной конструкции весьма спорно распространять на узлы других конструкций.

Цель численного эксперимента:

- определение фактической податливости сопряжения принятой конструкции монолитного перекрытия по профилированному настилу и поясов фермы (рисунок 4.2);

- разработка методики расчета пространственного блока с учетом податливости сопряжений конструкций монолитного перекрытия с поясами ферм для зданий с различными параметрами.

Для учета податливости опирания монолитного перекрытия на пояса ферм в расчет вводятся коэффициенты жесткости сдвига C_{sh} , растяжения - сжатия C_x , C_y , C_z и поворота C_φ .

Коэффициент сдвиговой жесткости C_{sh} равен отношению сдвигающего усилия, действующему вдоль шва Q , к сдвигу грани плиты относительно стержня пояса металлической фермы δ :

$$C_{sh} = Q / \delta. \quad (5.1)$$

Коэффициент линейной жесткости равен отношению усилия растяжения-сжатия, направленному поперек шва N , к расстоянию, на которое грань плиты удалена от стержня пояса фермы:

$$C_x = N_x / \Delta_x; C_y = N_y / \Delta_y; C_z = N_z / \Delta_z. \quad (5.2)$$

Коэффициент угловой жесткости равен отношению момента M в узле к соответствующему углу φ взаимного поворота осей в этом узле:

$$C_\varphi = M / \varphi \quad (5.3)$$

Коэффициенты жесткости характеризуют податливость в опорной зоне плиты перекрытия. Для определения их значений создана объемная расчетная модель участка здания.

В дальнейшем жесткие узлы будем моделировать упругоподатливой схемой с упругими стержневыми конечными элементами КЭ 55 между узлами стержней металлической фермы и узлами пластин плит перекрытия. Каждый такой элемент имеет свой коэффициент жесткости C .

При расчете многоэтажных зданий с учетом их пространственной работы распределение горизонтальных усилий между вертикальными элементами (фермами и колоннами) зависит во многом от жесткости перекрытий в своей плоскости, которая определяется жесткостью отдельных элементов и податливостью связей между ними.

Для проведения численного эксперимента была создана расчетная модель из объемных конечных элементов, которая с достаточной точностью повторяет принятое конструктивное решение опирания монолитного перекрытия по профилированному настилу на пояса фермы.

Численное исследование было выполнено в программном комплексе ЛИРА-САПР 2013 [23] для блока (рисунок 5.1), состоящего из двух пролетов с перекрытиями, что позволяет экстраполировать результаты. Разработка методики перехода температурного блока к двухпролетной схеме приведена в разделе 5.2.

В объемной расчетной модели конструктивные элементы были замоделированы следующим образом (рисунки 5.2, 5.3):

- металлические фермы – пластинчатыми элементами;
- монолитные перекрытия – объемными конечными элементами;
- профилированный настил – пластинчатыми элементами.

Соединение арматуры плит перекрытия с поясами металлических ферм осуществляется через анкерные П-образные крепления (рисунок 5.4), обеспечивающие условную неразрезность.

Участок опирания монолитной плиты перекрытия на ферму имеет более мелкую разбивку.

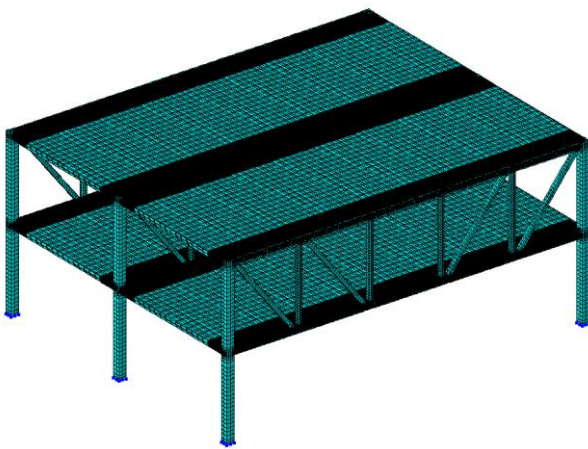


Рисунок 5.1 – Пространственная модель из объемных конечных элементов

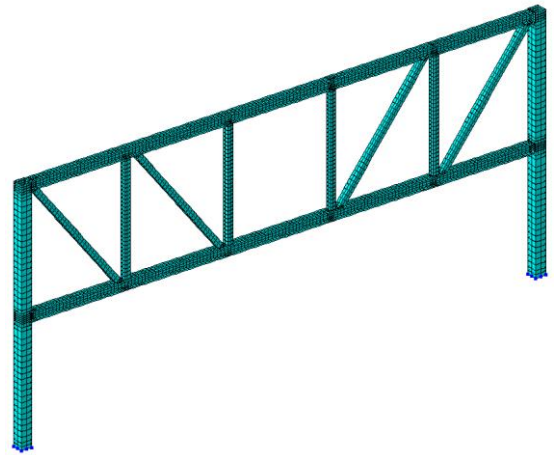


Рисунок 5.2 – Общий вид конструкции фермы

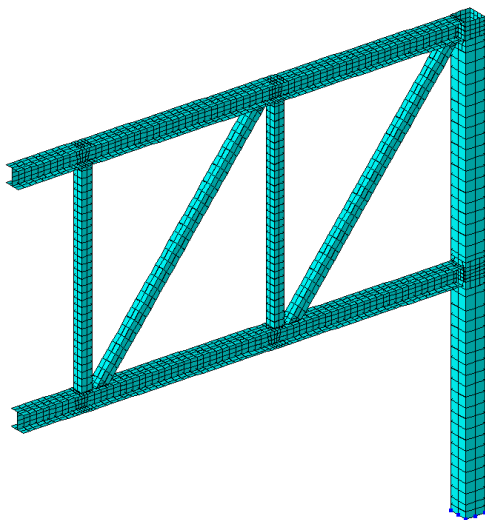


Рисунок 5.3 – Фрагмент конструкции фермы

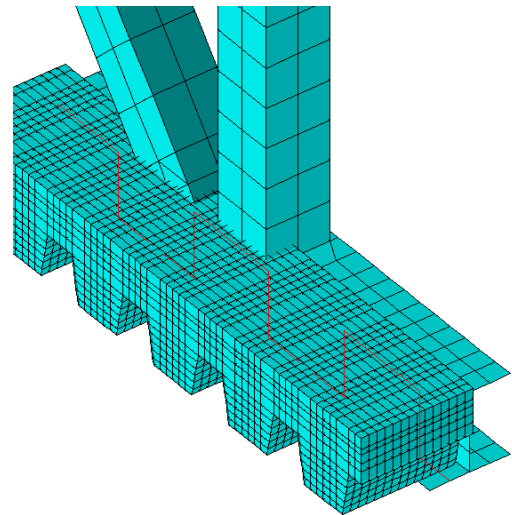


Рисунок 5.4 – Фрагмент опирания плиты перекрытия на пояс фермы

5.2. Определение способа перехода к двухпролетной системе

Пространственная модель для численного эксперимента имеет два пролета. В реальных зданиях количество ферм определяется длиной температурного блока, поэтому для адекватного перехода к двухпролетной системе было рассмотрено 3 схемы без учета перекрытия (рисунок 5.5), смоделированных согласно 5.1.

Схема 1 – три рамы с одинаковыми закреплениями и жесткостями;

Схема 2 – три рамы с одинаковыми жесткостями, но одна торцевая рама раскреплена по осям X и Y;

Схема 3 – три рамы с одинаковыми раскреплениями, но одна торцевая рама имеет жесткость в 4 раза выше, чем две оставшиеся;

Схема 4 – семь рам с одинаковыми раскреплениями и жесткостями.

Смысл исследования в определении граничных условий работы трёх рам к зданию. Схема 4 являлась контрольной, с перемещениями её точек сравнивались соответствующие перемещения точек схем 1, 2, 3.

В расчётной схеме были приняты три нагружения, направленные по Z, X, Y. Номера узлов стержней, моделирующих связи рам представлены на рисунке 5.5.

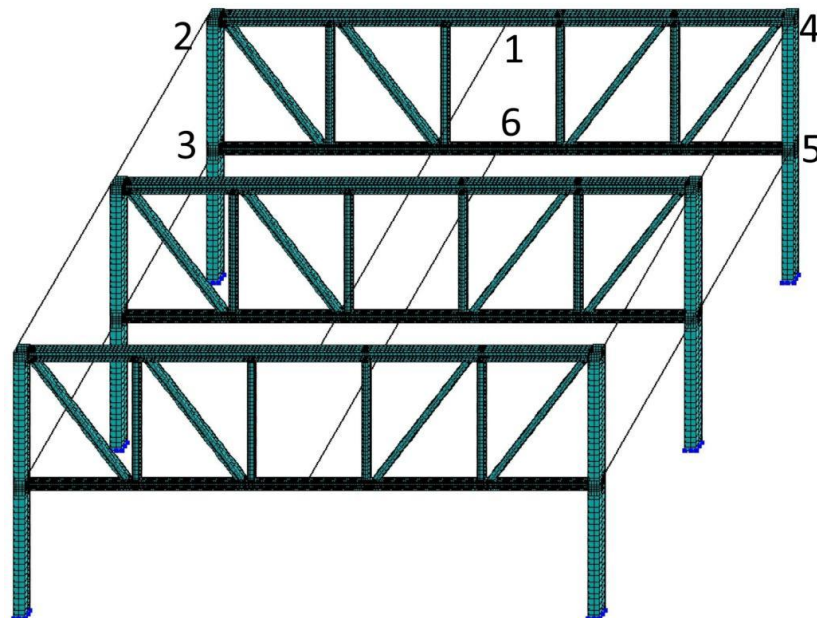


Рисунок 5.5 – Схемы 1-3 с изображением точек 1-6

По результатам анализа построены графики, в которых значения перемещений взяты по модулю (рисунки 5.6–5.8). Для наглядности значения перемещений для соответствующей схемы объединены в график.

Сравнивая схемы 1-3 относительно схемы 4 можно сделать вывод, что корректное граничное условие расчётной схемы, моделирующее отброшенную часть здания, соответствует схеме 3.

В численном эксперименте для элементов колонн и ферм одной из торцевых рам необходимо увеличить модуль деформации на количество рам здания, которые она заменяет.

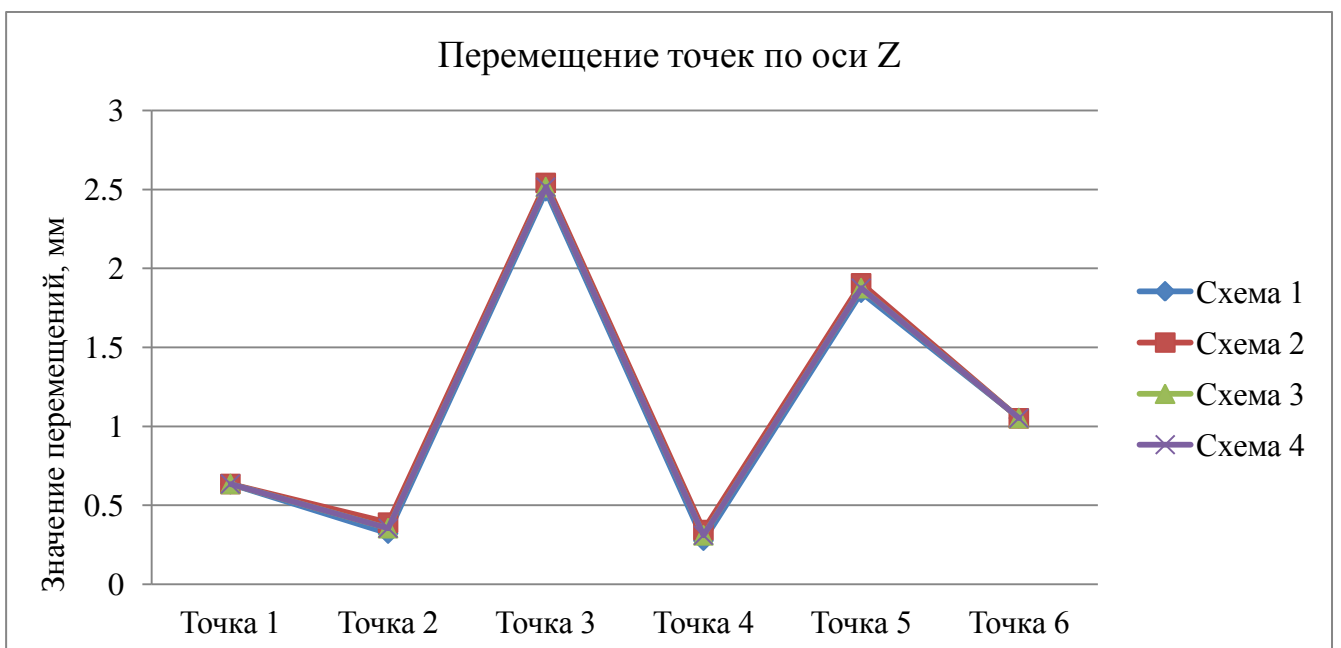
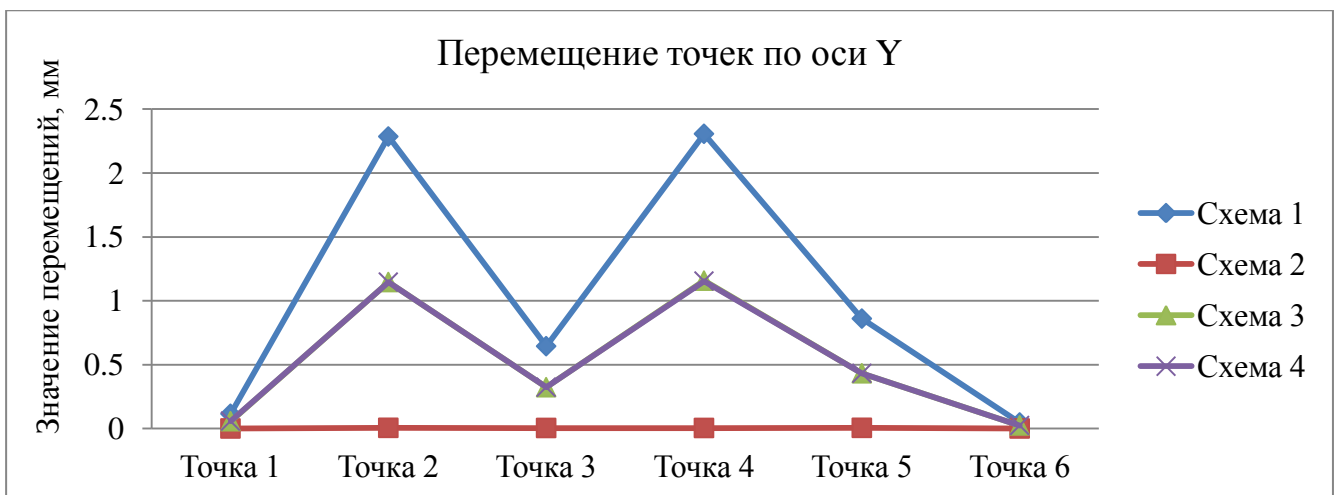
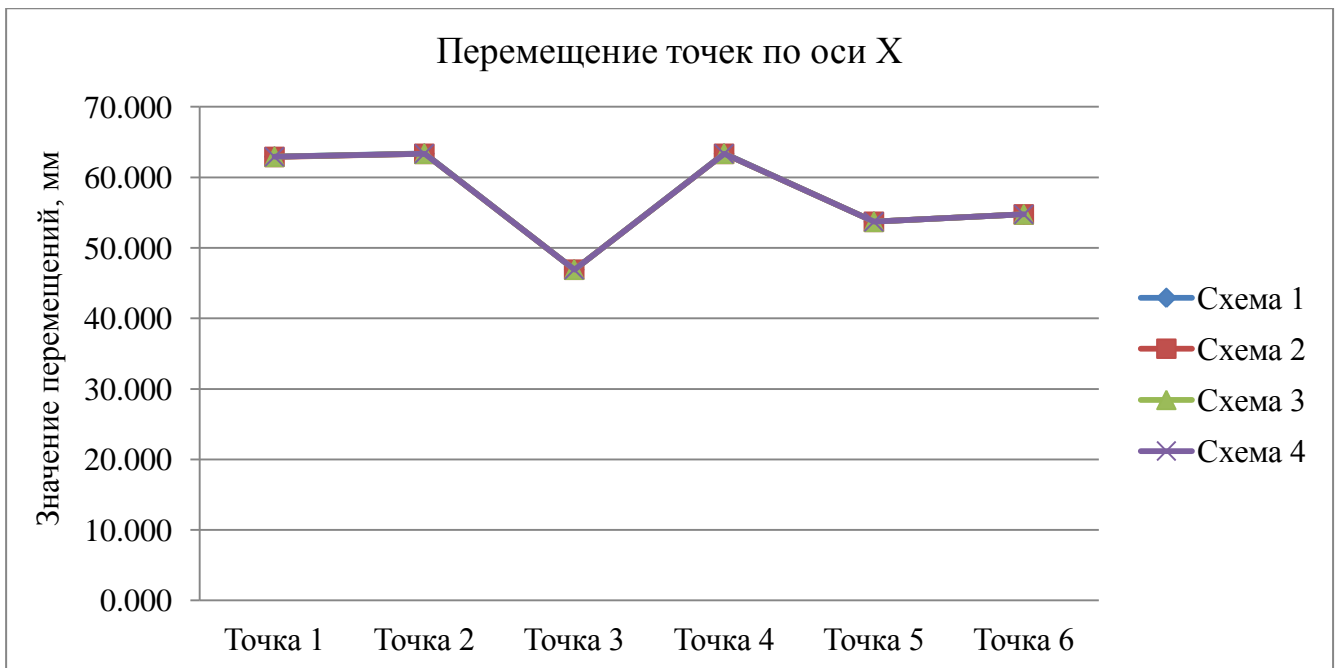


Рисунок 5.6 – Значения перемещений узлов при нагрузке в направлении X

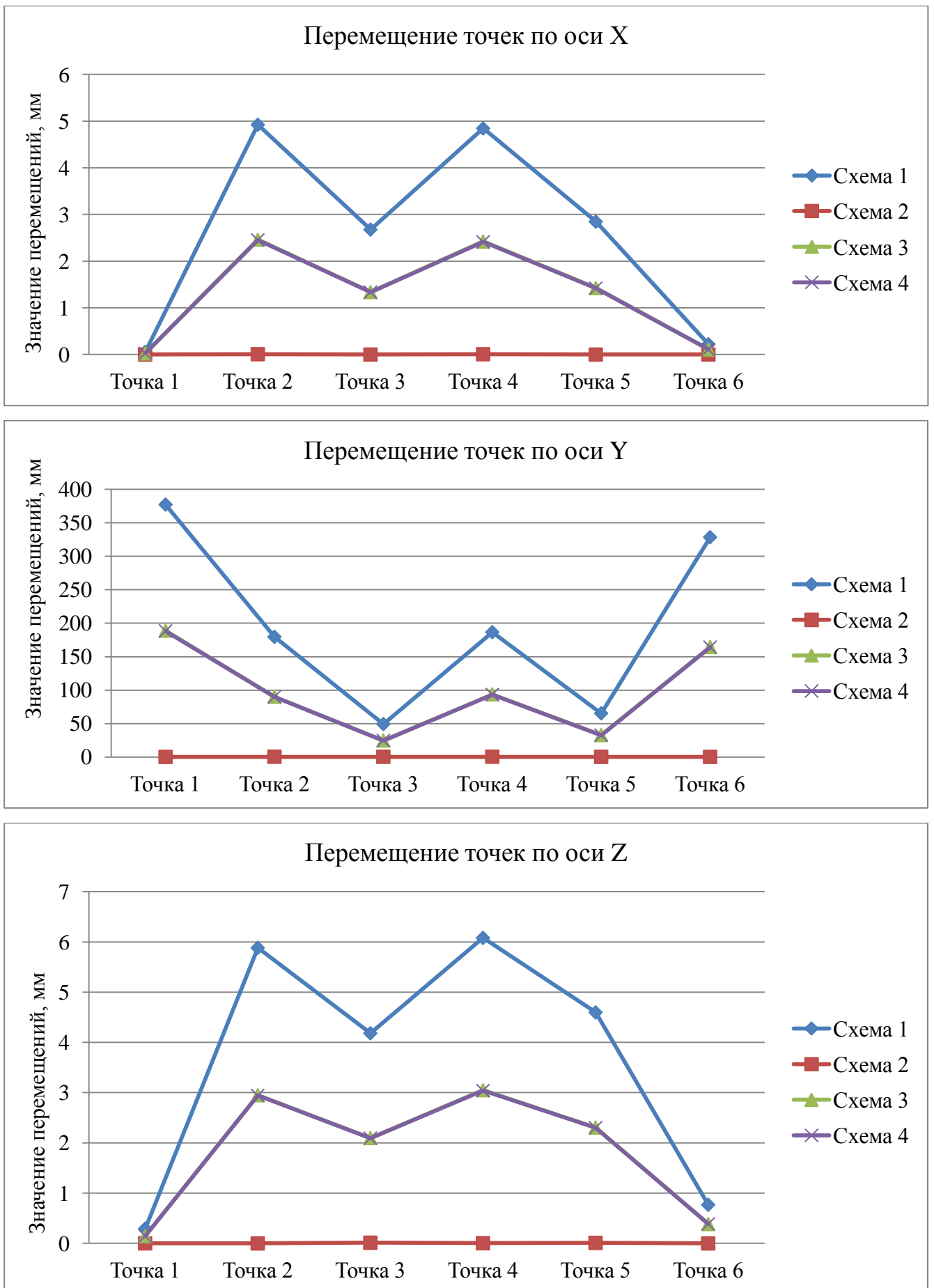


Рисунок 5.7 – Значения перемещений узлов при нагрузке в направлении Y

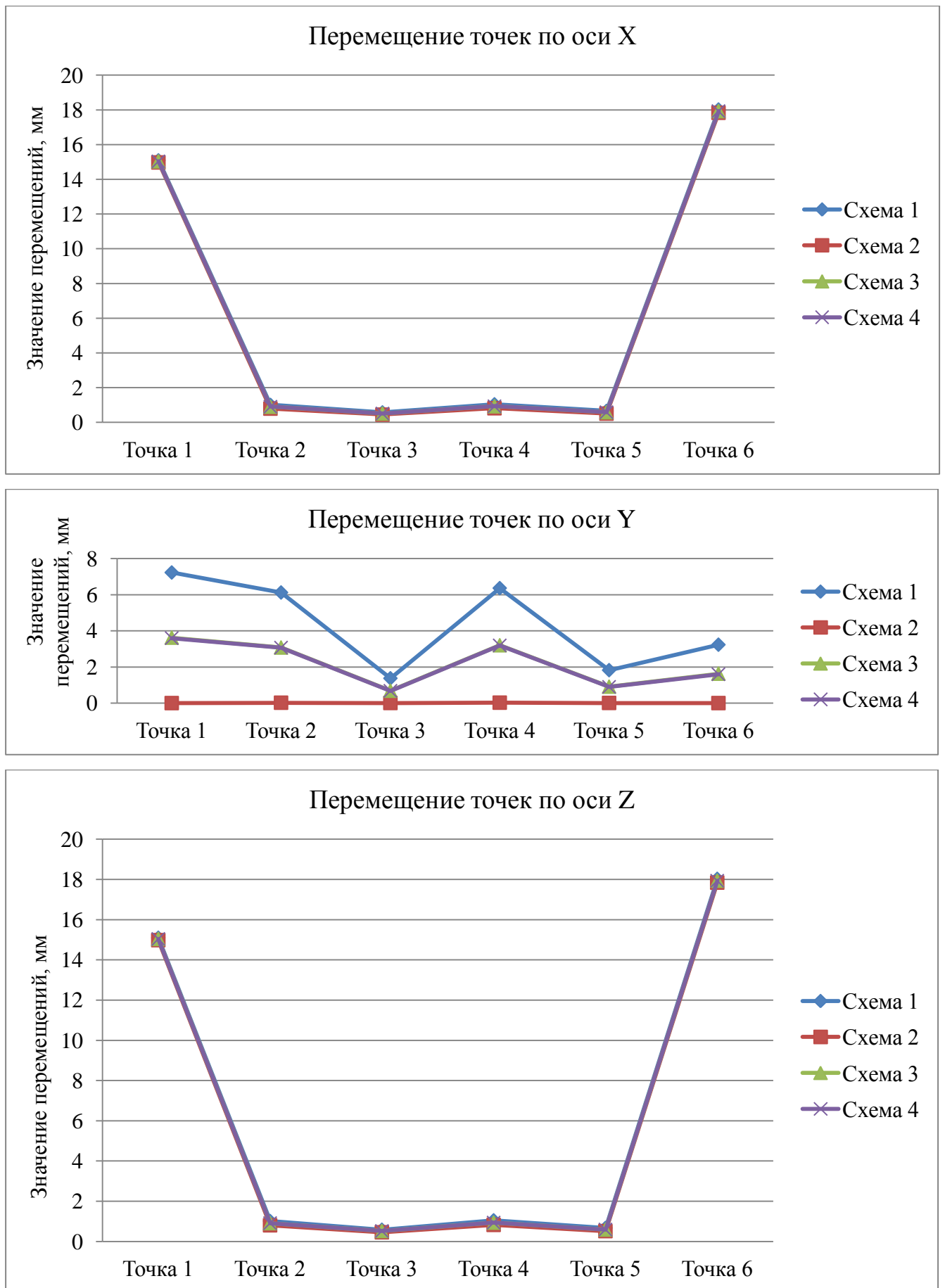


Рисунок 5.8 – Значения перемещений узлов при нагрузке в направлении Z

5.3. Проведение численного эксперимента

Расчет пространственного блока из объемных конечных элементов выполнялся на следующие расчетные сочетания нагрузок (РСН):

1. Вертикальная нагрузка 1т на всей площади перекрытия;
2. Вертикальная нагрузка 0.8т на всей площади перекрытия;
3. Вертикальная нагрузка 0.6т на всей площади перекрытия;
4. Вертикальная нагрузка 1т на половине площади перекрытия, расположенная поперек ферм;
5. Вертикальная нагрузка 1т на половине площади перекрытия, расположенная вдоль ферм;
6. Ветровая нагрузка приложена вдоль фермы (по оси X) + вертикальная нагрузка 1т на всей площади перекрытия;
7. Ветровая нагрузка приложена поперек фермы (по оси Y) + вертикальная нагрузка 1т на всей площади перекрытия.

Рассмотрение данных РСН необходимо для выявления влияния величины вертикальной нагрузки, способа ее приложения, а также горизонтальных нагрузок на жесткостные характеристики узлового сопряжения.

Для нахождения реакций в связях от единичного сдвига, от единичного перемещения и от единичного угла поворота опорный край монолитного перекрытия был разбит на 18 участков (рисунок 5.9) – участки между узлами фермы и участки возле узлов фермы.

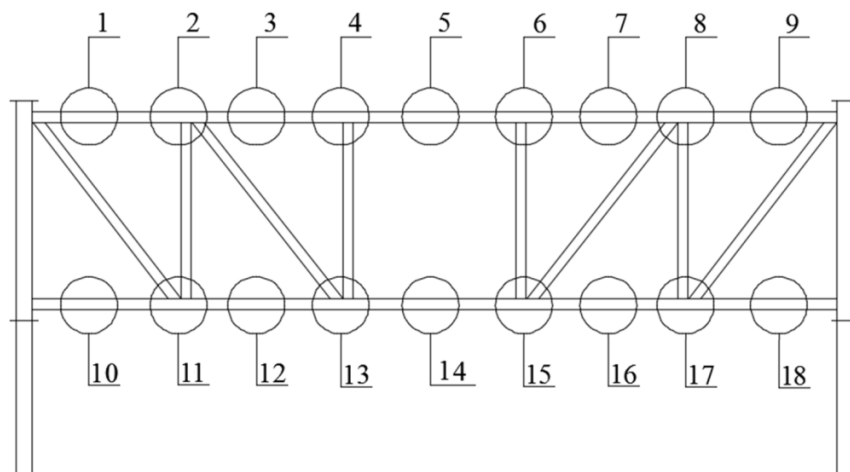


Рисунок 5.9 – Схема расположения характерных участков в перекрытии

Деформированная пространственная модель из объемных конечных элементов для РСН1 представлена на рисунке 5.10.

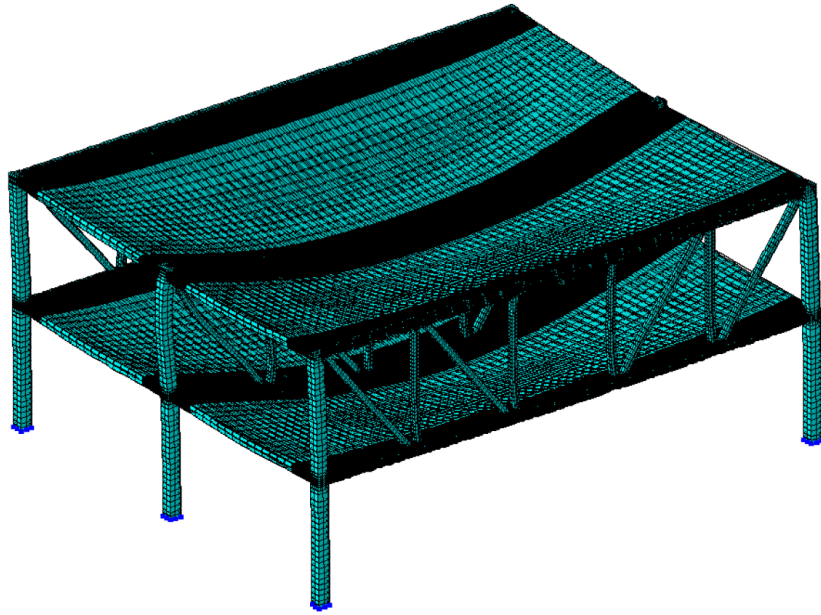


Рисунок 5.10 – Деформированная пространственная модель из объемных конечных элементов для РСН1

5.4. Анализ результатов численного эксперимента

Форма обработки результатов по каждому РСН представлена в таблице 5.1.

Таблица 5.1 – Форма обработки результатов расчета

№	Наименование показателя	Определение
1	Угол поворота точек участка сечения плиты в пределах одной гофры вокруг горизонтальной оси параллельной поясу фермы, рад	из расчетной модели
2	Угол поворота точек участка сечения плиты в пределах одной гофры вокруг вертикальной оси перпендикулярной поясу фермы, рад	из расчетной модели
3	Разность горизонтальных перемещений между точками пояса фермы и точками грани сечения плиты перекрытия в пределах одной гофры (из плоскости сечения), мм	из расчетной модели
4	Разность горизонтальных перемещений между точками пояса фермы и точками грани сечения плиты перекрытия в пределах одной гофры (в плоскости сечения), мм	из расчетной модели
5	Разность вертикальных перемещений между точками пояса фермы и точками грани сечения плиты перекрытия в пределах одной гофры, мм	из расчетной модели
6	Условная площадь сечения участка плиты в пределах одной гофры заменяемого одним упруго-податливым стержневым элементом, м ²	из расчетной модели
7	Нормальное напряжение участка сечения плиты в пределах одной гофры, кН/м ²	из расчетной модели
8	Продольное усилие в упруго-податливом стержневом элементе, кН	[6]*[7]
9	Тангенциальное напряжение участка сечения плиты в пределах одной гофры (вертикально по сечению), кН/м ²	из расчетной модели
10	Поперечная вертикальная сила в сечении плиты в пределах одной гофры, кН	[6]*[9]
11	Тангенциальное напряжение участка сечения плиты в пределах одной гофры (горизонтально по сечению), кН/м ²	из расчетной модели
12	Поперечная горизонтальная сила в сечении плиты в пределах одной гофры, кН	[6]*[11]
13	Момент из плоскости участка плиты (изгибающий момент вокруг оси X) кНм	из расчетной модели
14	Момент из плоскости участка плиты (изгибающий момент вокруг оси Z) кНм	из расчетной модели
15	Жесткость связи растяжения-сжатия вдоль X КЭ55, кН/м	[12]/[4]*1000
16	Жесткость связи растяжения-сжатия вдоль Y КЭ55, кН/м	[8]/[3]*1000
17	Жесткость связи растяжения-сжатия вдоль Z КЭ55, кН/м	[10]/[5]*1000
18	Жесткость связи на поворот UZ, кНм	[14]/[2]
19	Жесткость связи на поворот UX, кНм	[13]/[1]
Примечание –В [] приведены номера строк, из которых берут исходные данные.		

На основании проведенного анализа были получены усредненные жесткости связей для КЭ 55, приведенные в таблице 5.2, а также сделаны следующие выводы:

1. Величина вертикальной нагрузки в РСН1-3 практически не влияет на значения жесткости.

2. Сравнение различного приложения вертикальной нагрузки показало, что наибольшее падение значений жесткости наблюдается для нижнего пояса средней фермы в РСН5 для связей R_y , R_z и нижнего пояса крайней фермы для связи R_{uz} .

3. Сравнение с результатами расчета на ветровую нагрузку в РСН6-7 показало незначительное изменение значений жесткости.

4. Жесткость связей в направлении R_{uy} не рассматривается в расчетной схеме и условно принимается бесконечно большой, т.к. при расчете пространственной схемы элементы перекрытия будут иметь угол поворота вокруг горизонтальной оси перпендикулярной поясу фермы из-за вертикальных перемещений элементов фермы. Учет в данной модели жесткости R_{uy} не корректен.

Таблица 5.2 – Усредненные значения жесткости

Тип жесткости	Крайняя ферма		Средняя ферма	
	Верхний пояс	Нижний пояс	Верхний пояс	Нижний пояс
R_x , кН/м	155 000	970 000	90 000	
R_y , кН/м	10 000	50 000	44 000	580 000 / 75000
R_z , кН/м	18 000	21 500	34 000	75 000 / 35 000
R_{ux} , кН×м	18	118	550	
R_{uy} , кН×м	1000000		1000000	
R_{uz} , кН×м	125	830 / 210	1335	3300

Примечание – Значения жесткости, приведенные через дробь, соответствуют значениям жесткости при РСН 1 и 3.

Полученные усредненные жесткости были введены в расчетную схему, аналогичную **схеме 3** (таблица 4.1), в которой для КЭ 55 заданы жесткости R_x ,

R_y , R_z , а также погонные жесткости связи на поворот R_{yx} , R_{yz} , R_{zx} . Рассматриваемую расчетную схему назовем **податливая**.

Для сравнения усилий в расчетных схемах (шарнирная, податливая и жесткая) были выбраны 5 участков на опоре (№1-№5) и 5 участков в середине пролета (№6-№10). Расположение участков совпадает с участками 1-5 рисунка 5.9.

Для каждого конечного элемента в таблицах 5.3 и 5.4 приведены значения полученных усилий.

По результатам анализа усилий в перекрытиях (таблицы 5.3 и 5.4) можно сделать следующие выводы:

1. На основании проведенного анализа были получены усредненные значения жесткости узлового сопряжения монолитного перекрытия по профилированному настилу и поясов фермы для конечных элементов КЭ 55, моделирующих податливость, рядовой схемы (из плоских конечных элементов).

2. В связи с низкими значениями жесткости R_{yx} для монолитного перекрытия, опирающегося на крайние фермы, допускается принимать данное узловое сопряжение шарнирным.

3. Учет податливости перекрытия, опирающегося на средние фермы, для рассматриваемого конструктивного решения приводит к уменьшению пролетных и увеличению опорных изгибающих моментов в плоскости перекрытия до 25% относительно шарнирного опирания перекрытия.

Таблица 5.3 – Сравнение усилий для верхнего перекрытия

Номер КЭ	Значение напряжений $M_u, (кН*м)/м$, в зависимости от типа сопряжения монолитного перекрытия с фермами:			Разница значений напряжений шарнирного и податливого сопряжения $(a-b)/(a-c), \%$
	шарнирное (a)	податливое (b)	жесткое (c)	
1 (опора)	5.59	-1.44	-24.09	23.7
2 (опора)	6.38	-1.89	-32.36	21.3
3 (опора)	5.38	-1.51	-21.90	25.3
4 (опора)	6.62	-2.44	-36.62	21.0
5 (опора)	5.44	-1.47	-23.49	23.9
6 (пролет)	52.59	43.89	18.54	25.6
7 (пролет)	51.47	42.95	18.30	25.7
8 (пролет)	51.25	42.94	18.46	25.3
9 (пролет)	51.76	43.51	19.14	25.3
10 (пролет)	51.71	43.49	18.98	25.1

Таблица 5.4 – Сравнение усилий для нижнего перекрытия

Номер КЭ	Значение напряжений $M_u, (кН*м)/м$, в зависимости от типа сопряжения монолитного перекрытия с фермами:			Разница значений напряжений шарнирного и податливого сопряжения $(a-b)/(a-c), \%$
	шарнирное (a)	податливое (b)	жесткое (c)	
1 (опора)	5.56	-1.64	-25.67	23.1
2 (опора)	6.55	-1.93	-35.71	20.1
3 (опора)	5.35	-1.4	-21.66	25.0
4 (опора)	6.5	-2.47	-34.36	22.0
5 (опора)	5.38	-1.34	-22	24.5
6 (пролет)	53.98	44.28	18.47	27.3
7 (пролет)	52.00	43.35	18.54	25.9
8 (пролет)	51.22	42.85	18.4	25.5
9 (пролет)	51.22	43.04	18.87	25.3
10 (пролет)	51.07	42.95	18.74	25.1

5.5. Методика расчета монолитного перекрытия для зданий с различными параметрами

На основании проведенного численного эксперимента, а также анализа его результатов была разработана методика расчета, основные положения которой приведены ниже.

1. Расчет несущей конструктивной системы производят в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и основания под ним.

2. При условно шарнирном сопряжении перекрытия и поясов ферм устойчивость здания обеспечивают вертикальными элементами жесткости, воспринимающими горизонтальные нагрузки, передаваемые диском перекрытия. В качестве вертикальных элементов жесткости могут быть приняты:

- диафрагмы жесткости (сплошные или с проемами);
- связевые панели с треугольной, порталной или крестовой решеткой (в зависимости от пролета);
- ядра жесткости.

В одном температурном блоке возможно применение разных вертикальных элементов жесткости в зависимости от объемно-планировочных решений.

3. При жестком сопряжении монолитного перекрытия с поясами фермы, пространственная жесткость обеспечивается поперечными рамами и неразрезным перекрытием.

Жесткое соединение перекрытия с поясами обеспечивается следующими конструктивными мероприятиями:

- пропуск арматуры сквозь пояс фермы;
- применение профилированного настила типа Н60, Н75;
- увеличение высоты монолитной плиты в опорном сечении над полкой пояса фермы;
- приваркой к стенке пояса специальных анкерных устройств;
- применение в поясах ферм балок с отверстиями в стенках и др.

2. Для рассматриваемого конструктивного решения монолитного перекрытия по профилированному настилу, включенному в работу перекрытия (рисунок 4.2), в таблице 5.2 приведены рекомендуемые значения жесткостных характеристик для КЭ 55. Учет податливости перекрытия, опирающегося на средние фермы, приводит к уменьшению пролетных и увеличению опорных изгибающих моментов в плоскости перекрытия до 25% относительно шарнирного опирания перекрытия.

3. При использовании других конструктивных решений перекрытия и ферм, их узловых сопряжений, значений пролетов и нагрузок моделирование перекрытия в расчетной схеме выполняется с помощью конечных элементов КЭ 55, в каждом узле которого задают жесткости связей R_x , R_y , R_z , а также погонные жесткости связи на поворот R_{yx} , R_{xy} , R_{yz} . В таблице 4.1 приведены характеристики КЭ 55 для граничных условий его опирания – шарнирного и жесткого. Для определения фактической податливости опорного участка принятой конструкции монолитного перекрытия необходимо создать модель из объемных конечных элементов, повторяющую с достаточной точностью принятые конструктивные решения, имеющую более мелкую разбивку на конечные элементы в районе сопряжения конструкций.

Форма обработки результатов представлена таблице 5.1.

5.6. Выводы

1. Выполнен численный эксперимент, целью которого являлось:

- определение фактической податливости сопряжения принятой конструкции монолитного перекрытия по профилированному настилу и поясов фермы (рисунок 4.2);

- разработка методики расчета пространственного блока с учетом податливости сопряжений конструкций монолитного перекрытия с поясами ферм для зданий с различными параметрами.

2. Пространственная модель для численного эксперимента имела два пролета. Для адекватного перехода от фактической схемы здания к двухпролетной системе для элементов колонн и ферм одной из торцевых рам необходимо вводить коэффициент к модулю деформации численно равный количеству заменяемых рам здания.

3. На основании проведенного анализа были получены усредненные значения жесткости конечных элементов КЭ 55, моделирующих податливость, рядовой схемы (из плоских конечных элементов). Учет податливости перекрытия, опирающегося на средние фермы, для рассматриваемого конструктивного решения относительно шарнирного опирания перекрытия приводит:

- к созданию условной неразрезности монолитного перекрытия;
- к уменьшению пролетных и увеличению опорных изгибающих моментов в перекрытии до 25%.

5. Разработана методика расчета для монолитного перекрытия, которая позволяет для конкретного конструктивного решения определить податливость опирания монолитной плиты перекрытия на пояса ферм.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

1. На основании проведенного анализа существующих конструктивных решений зданий, с помощью которых достигается гибкость планировочного пространства, предложены объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных и одноэтажных зданий из пространственных рамно-ферменных блоков.

Данные решения были внедрены в СП 266.132580.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» и пособие «Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе».

В многоэтажных зданиях из рамно-ферменных блоков основными пространственными несущими конструкциями двух смежных этажей являются металлические фермы с параллельными поясами, в пределах высоты которых (между верхним и нижним поясами ферм) расположены промежуточные этажи, а между фермами по высоте – этажи со свободной планировкой. Нижние и верхние пояса фермы работают совместно с перекрытиями, образуя двухэтажную сталежелезобетонную конструкцию.

В одноэтажных зданиях на пояса ферм опираются конструкции покрытия и перекрытия.

Определены основные унифицированные объемно-планировочные параметры для зданий различного функционального назначения:

- пролет пространственных несущих конструкций – 12, 15 и 18 м;
- шаг пространственных несущих конструкций (ферм) – 6 и 12 м;
- размер в осях между стойками прохода – 3,0 м;
- высота помещений от пола до потолка – 3,0 м.

2. Для пролетов 12, 15 и 18 м выполнен поиск рационального конструктивного решения стальных ферм с параллельными поясами исходя из минимальной металлоемкости, себестоимости и условий унификации, в которых средняя панель фермы свободна от раскосов, что позволяет обеспечить транспортные коммуникации необходимого размера для зданий различного функционального назначения.

Определены рациональные сопряжения с поясами ферм конструкции перекрытия из сборных ребристых плит длиной 6 и 12 м и монолитного перекрытия по профилированному настилу и в инвентарной опалубке.

Для блока здания, состоящего из фермы, двух перекрытий и двух колонн-стоек, были определены показатели расхода бетона и стали на 1 м^2 перекрытия и их себестоимости. По результатам сравнения установлено, что наиболее экономичным вариантом является сборное перекрытие с ребристыми плитами пролетом 12 м – себестоимость такого варианта ниже относительно перекрытия из ребристых плит пролетом 6 м на 4-5%, относительно монолитного перекрытия на 13-14%.

3. Предложены конструктивные решения многоэтажных и одноэтажных зданий с перекрытием из сборных железобетонных плит. Рассмотрены перекрытия из сборных многопустотных и ребристых плит, приведена номенклатура плит, в том числе 12-ти метровых.

Для сборного перекрытия из ребристых плит выполнен анализ экспериментов и даны рекомендации по учету податливости сопряжений неразрезного перекрытия, а также по моделированию следующих элементов:

- сопряжения продольных ребер плит с поясами ферм с помощью закладных деталей и связевой арматурой, соединяющей плиты соседних пролетов;
- растворных швов между продольными ребрами плит;
- растворных швов между торцами плит и поясами ферм.

Установлено, что учет работы перекрытия по сравнению с шарнирным сопряжением позволяет уменьшить горизонтальные расчетные перемещения блока в плоскости фермы на 16% для многоэтажных и 14% для одноэтажных зданий, а также вертикальные перемещения плит на 11% и 9% соответственно.

4. Исследованы и предложены конструктивные решения многоэтажных зданий с монолитным перекрытием. Рассмотрены перекрытия по профилированному настилу и в инвентарной опалубке.

Выполнен численный эксперимент, целью которого являлось:

- определение фактической податливости сопряжения принятой конструкции монолитного перекрытия по профилированному настилу и поясов фермы;

- разработка методики расчета пространственного блока с учетом податливости сопряжений монолитного перекрытия с поясами ферм.

Получены значения жесткости конечных элементов рядовой схемы (из плоских конечных элементов). Учет податливости перекрытия, опирающегося на средние фермы, для рассматриваемого конструктивного решения по сравнению с шарнирным опиранием перекрытия приводит к уменьшению пролетных и увеличению опорных изгибающих моментов в перекрытии до 25%.

Разработана методика расчета для монолитного перекрытия, которая позволяет для конкретного конструктивного решения определить податливость опирания монолитной плиты перекрытия на пояса ферм.

5. Исследован вопрос защиты от прогрессирующего обрушения одноэтажного производственного здания, в том числе при удалении угловой колонны. В работе предложено и исследовано новое техническое решение с устройством подкосов со скользящей опорой, которое внедрено в «Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения».

Список литературы

1. Айзенберг, Я. М. Распределение горизонтальной сейсмической нагрузки между вертикальными диафрагмами здания: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Айзенберг Яков Моисеевич. — М., 1961. — 18 с.
2. Алексейцев, А. В. Деформации стальных стропильных ферм при ударных аварийных воздействиях / А. В. Алексейцев, Н. С. Кучеренко // Инженерно-строительный журнал. — 2017. — № 5. — С. 3-13.
3. Алексейцев, А. В. Обзор методов и результатов экспериментальных исследований стальных и сталебетонных конструкций при особых воздействиях / А. В. Алексейцев, Н. С. Кучеренко // Строительная механика инженерных конструкций и сооружений. — 2018. — Т. 14. — № 3. — С. 205-215.
4. Алмазов, В. О. Проблемы сопротивления зданий прогрессирующему разрушению / В. О. Алмазов, А. И. Плотников, Б. С. Расторгуев // Вестник МГСУ. — 2011. — № 2-1. — С. 16-20.
5. Аналитика JLL: Более половины номерного фонда в нижнем ценовом сегменте Москвы утрачивает свою конкурентоспособность. [Электронный ресурс]. / Hotelier.pro [сайт]. — 2015. — Режим доступа: <https://hotelier.pro/news/item/732-invest/732-invest> (дата обращения: 04.10.2018).
6. Андреев, О. О. Учет податливости соединений в методе конечных элементов / О. О. Андреев // В кн. — Численные методы и алгоритмы. Труды ЦНИИСК. — 1975. — вып. 46.
7. Байков В. Н. Анализ деформируемости узлового соединения ригелей с колоннами / В. Н. Байков, А. К. Фролов // Бетон и железобетон. — 1978. — №2. — С. 26-28.
8. Байков, В. Н. Железобетонные конструкции: Общий курс: учеб. для вузов. / В. Н. Байков, Э. Е. Сигалов — 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991. — С. 491-495.
9. Байков, В. Н. Общий случай расчета прочности элементов по нормальным сечениям / В. Н. Байков, М. И. Додонов, Б. С. Расторгуев и др. // Бетон и железобетон. — 1987. — №6. — С. 16-18.

10. Бедов, А. И. Учет совместной работы железобетонных панелей в составе дисков покрытий и перекрытий. / А. И. Бедов, В. А. Чистяков // Строительство и архитектура. Инженерно-теоретические основы строительства — ВНИИС Госстроя СССР. — 1984 — серия 10. — вып. 6.

11. Бирюков, В. В. Большепролетные многоэтажные здания / В. В. Бирюков, Т. Р. Забалуева, А. В. Захаров // Вестник МГСУ. — 2011. — №8. — С. 58-68.

12. Бирюков, В. В. Большепролетные многоэтажные здания в условиях плотной городской застройки / В. В. Бирюков, Т. Р. Забалуева, А. В. Захаров // Промышленное и гражданское строительство. — 2012. — №11. — С. 46-49.

13. Бондаренко, В. М., Инженерные методы нелинейной теории железобетона / В. М. Бондаренко, С. В. Бондаренко — М.: Стройиздат, 1982. — 287с.

14. Бондаренко, В. М. Концепция и направления развития теории конструктивной безопасности зданий и сооружений при силовых и средовых воздействиях / В. М. Бондаренко, В. И. Колчунов // Промышленное и гражданское строительство. — 2013. — № 2. — С. 28-31.

15. Быков, В. В. Архитектурно-строительные решения производственных зданий агропрома на единой основе / В. В. Быков // Промышленное строительство. — 1986. — №10. — С. 19-23.

16. Васильев, А.П. Работа закладных деталей при совместном воздействии сдвигающих и нормальных сил. / А. П. Васильев, Н. И. Катин, Б. А. Шитиков // Промышленное строительство. — 1971. — № 7. — С. 19-22.

17. Васильков, Б. С. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений / Б. С. Васильков, Н. М. Володин — М.: Стройиздат, 1985. — 144с.

18. Ведяков, И. И. Стальные конструкции высотных зданий / И. И. Ведяков, Д. В. Конин, П. Д. Одесский — М.: Изд-во АСВ, 2014. — 272 с.

19. Гвоздев, А. А. К вопросу о теории железобетона / А. А. Гвоздев // Бетон и железобетон. — 1980. — №4. — С. 12-17.

20. Гвоздев, А. А. Современные пути развития теории железобетона / Гвоздев А.А., Байков В.Н. // Сб. IX Всесоюзной конференции по бетону и железобетону. — М.: Стройиздат, 1983.

21. Гвоздев, А. А. Структура бетона и некоторые особенности его механических свойств. / А. А. Гвоздев // Сб. тр. НИИЖБ. Прочность, структурные изменения и деформации бетона. — М.: Стройиздат, 1978.

22. Глуховский, А. Д. Промышленные здания с этажами в межферменном пространстве / А. Д. Глуховский — М.: Стройиздат, 1971. — 128 с.

23. Городецкий, Д. А. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2013. Учебное пособие / Д. А. Городецкий, М. С. Барабаш, Р. Ю. Водопьянов и др.; под ред. академика РААСН А. С. Городецкого — К.–М.: Электронное издание, 2013г. — 376 с.

24. ГОСТ 24045–2016 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия — М.: Стандартинформ, 2016. — 21 с.

25. ГОСТ 28042–2013 Плиты покрытий железобетонные для зданий предприятий — М.: Стандартинформ, 2014. — 24 с.

26. ГОСТ 32499–2013 Плиты перекрытий железобетонные многопустотные для зданий пролетом до 9 м стендового формования — М.: Стандартинформ, 2014. — 17 с.

27. ГОСТ Р 54157–2010 Трубы стальные профильные для металлоконструкций. Технические условия — М.: Стандартинформ, 2011. — 69 с.

28. Гранев, В. В. 55 лет АО «ЦНИИПромзданий» // В. В. Гранев // Промышленное и гражданское строительство — 2016. — № 6. — С. 4-7.

29. Гранев, В. В. Научно-техническое сопровождение проектирования зданий и сооружений / В. В. Гранев // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — № 6. — С. 4-8.

30. Гранев, В. В. Повышение сборности и заводской готовности конструкций промышленных зданий / В. В. Гранев — М.: Стройиздат, 1990. — 168 с.

31. Гранев, В. В. Пути дальнейшего развития унификации зданий промышленных предприятий и типизации их конструкции / В. В. Гранев, Я. П. Ватман // Промышленное строительство. — 1983. — № 12. — С. 13-16.

32. Гранев, В. В. Унификация и типизация конструктивных решений производственных зданий и сооружений в современных экономических условиях: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Гранев Виктор Владимирович. — М., 1997. — 391 с.

33. Додонов, М.И. Сопротивление перекрытий скручиванию при повороте в плане многоэтажных каркасных зданий / М. И. Додонов, И. П. Дроздова // Строительная механика и расчет сооружений. — 1982. — №4.

34. Додонов, М. И. Экспериментальное исследование моделей дисков перекрытий многоэтажных зданий / М. И. Додонов, Н. Каландарбеков // Строительство и архитектура. Экспресс-информация. Серия 8. Раздел: Строительные конструкции — 1984. — №8. — С. 4-8.

35. Еремеев, П. Г. Современные стальные конструкции большепролетных покрытий уникальных зданий и сооружений / П. Г. Еремеев — М.: Изд-во Ассоц. строит. вузов, 2009. — 333 с.

36. Изменение №1 к СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные правила проектирования» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2018. — 20 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/2fa/Izm1-k-SP-266.pdf> (дата обращения: 28.02.2019).

37. Ильин, О. Ф. Совершенствование расчета конструкций многопустотных панелей на действие поперечных сил / О. Ф. Ильин, В. Г. Крамарь // Сб. тр. НИИЖБ. Вып. 39. Расчет и конструирование железобетонных конструкций. — М.: НИИЖБ, 1977.

38. Калманок, А. С. Практические методы расчета многоэтажных зданий на горизонтальные нагрузки / А. С. Калманок // Сб. Вопросы расчета и конструирования жилых и общественных зданий со сборными элементами. — М.: Госстройиздат, 1958. — 234 с.

39. Канчели, Н. В. Многоэтажное здание – сотовый монолит / Н. В. Канчели — Авторское свидетельство № 2121548.

40. Канчели, Н. В. Разработка методов конструирования и расчета сооружений, исходя из архитектурно-функциональных требований к формообразованию, оптимизации работы конструкций и технологии возведения: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.01 / Канчели Нодар Вахтангович. — М., 2000. — С. 95-103.

41. Канчели, Н. В. Строительные пространственные конструкции / Н.В. Канчели — М.: АСВ, 2003. — С. 43-51.

42. Карабанов, Б.В. Практический способ расчета плитно-ребристых конструкций на кручение / Б. В. Карабанов // Строительная механика и расчет сооружений. — 1979. — №1. — С. 45-49.

43. Карпенко, Н. И. О диаграммной методике расчета деформаций стержневых элементов и ее частных случаях / Н. И. Карпенко С. Н. Карпенко // Бетон и железобетон. — 2012. — №6. — С. 20-27

44. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона / Н. И. Карпенко — М.: Стройиздат, 1996. — 416 с.

45. Карташов, К. Н. Научно-методические основы и пути дальнейшего развития унификации промышленных зданий предприятий / К. Н. Карташов, Е. И. Иващенко // Сборник Главпромстройиниипроект Госстроя СССР. — 1975. — №1. — С. 2-8.

46. Карташов, К. Н. Перспективы развития промышленного строительства / К. Н. Карташов, В. В. Алексашина // Труды ЦНИИпромзданий. — 1972 — вып. 30. — С. 4-14.

47. Кашеев, Г. В. Податливость стыков сборных железобетонных перекрытий каркасно-панельных зданий / Г. В. Кашеев, Н. М. Володин, В. С. Коровкин // В кн. Исследование зданий как пространственных систем. Тр. ЦНИИСК. — М.: ЦНИИСК, 1975. — вып. 49.

48. Келасьев, Н. Г. Методика разработки конструктивных решений и номенклатура изделий, с уточненными расчетными длинами колонн, для

физкультурно-оздоровительных комплексов: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Келасьев Николай Геннадьевич. — М., 2009. — С. 67-76.

49. Келасьев, Н. Г. Проектирование физкультурно-оздоровительных комплексов: монография / Н. Г. Келасьев, Э. Н. Кодыш — М: Издательство АСВ, 2010. — С. 95-107.

50. Кодыш, Э. Н. Архитектура гражданских и промышленных зданий и сооружений на железнодорожном транспорте. Объемно-планировочные и конструктивные решения / Э. Н. Кодыш, И. Т. Привалов, И. А. Сазыкин, Н. Н. Трекин, В. А. Фисун. — М.: УМЦ ЖДТ, 2010. — 470 с.

51. Кодыш, Э. Н. Железобетонные конструкции. В 2 ч. Ч.1 Расчет конструкций: учебник для вузов / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, В.С. Федоров, И. А. Терехов — М.: Издательско-полиграфическое предприятие ООО «Бумажник», 2018. — 396 с.

52. Кодыш, Э. Н. Железобетонные конструкции. В 2 ч. Ч.2 Проектирование зданий и сооружений: учебник для вузов / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, В.С. Федоров, И. А. Терехов — М.: Издательско-полиграфическое предприятие ООО «Бумажник», 2018. — 348 с.

53. Кодыш, Э. Н. Защита многоэтажных зданий от прогрессирующего обрушения / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Д. А. Чесноков // Промышленное и гражданское строительство. — 2016. — № 6. — С. 8-13.

54. Кодыш, Э. Н. Пластинчато-стержневая модель ячейки перекрытия для расчета на горизонтальные нагрузки / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин // Материалы XXX Всероссийской научно-технической конференции «Актуальные проблемы современного строительства». — Пенза, ПГАСА, 1999. — С.56-57.

55. Кодыш, Э. Н. Практические методы и примеры расчета железобетонных конструкций из тяжелого бетона по СП 63.13330: монография / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. К. Никитин, К. Е. Соседов — М.: Издательско-полиграфическое предприятие ООО «Бумажник», 2017. — 496 с.

56. Кодыш, Э. Н. Проектирование защиты зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения с учетом возникновения особого предельного

состояния / Э. Н. Кодыш // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — № 10. — С. 95-101.

57. Кодыш, Э. Н. Проектирование многоэтажных зданий с железобетонным каркасом: монография / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. К. Никитин — М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2009. — 352 с.

58. Кодыш, Э. Н. Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе: пособие / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Н. Г. Келасьев, И. А. Терехов, А. А. Сосков // — М.: АКЦИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2017. — С. 134-135.

59. Кодыш, Э. Н. Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности трещиностойкости и деформациям: монография / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. К. Никитин — М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2010. — 352 с.

60. Кодыш, Э. Н. Сопротивление продольных межплитных швов сдвигающим усилиям / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, А. Н. Мамин // Сб. научных трудов «Актуальные проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». — М.: РГОТУПС, 2000. — С.90-92.

61. Колчунов, В. И. Деформирование и разрушение железобетонных рамно-стержневых пространственных конструктивных систем многоэтажных зданий в запредельных состояниях / В. И. Колчунов, Е. В. Осовских, С. А. Алькади // Промышленное и гражданское строительство. — 2017. — №8. — С. 73-77.

62. Котляр, Н. Л. Исследование деформаций стыков соединений каркасных конструкций. Исследование прочности и расчёт конструкций многоэтажных зданий. / Н. Л. Котляр, Б. В. Соловьёв-Холмогоров — М.: МНИИТЭП, 1970. — С. 171-185.

63. Крылов, С. М. Экспериментальное исследование работы железобетонных перекрытий каркасных зданий / С. М. Крылов // сб. Исследование свойств бетонных и железобетонных конструкций. — М.: Госстройиздат, 1959. — 168с.

64. Кузнецов, В. В. Металлические конструкции. В 3 томах. Том 2 «Стальные конструкции зданий и сооружений. (Справочник проектировщика)» / В. В. Кузнецов — М.: изд-во АСВ, 1998. — С. 150-160.

65. Кудишин, Ю. И. Металлические конструкции: учебник для студ. высш. учеб. заведений / Ю. И. Кудишин, Е. И. Беленя, В. С. Игнатъева и др. — 10-е изд. стер. — М.: Издательский центр «Академия», 2007 — С. 261-298.

66. Кутухтин, Е. Г. Конструкции промышленных и сельскохозяйственных зданий и сооружений: Учеб. Пособие для техникумов. / Е. Г. Кутухтин, В. А. Коробков — 2-е изд., перераб. и доп. — М.: Архитектура-С, 2007. — С. 117-121.

67. Ландау, Л. Г. Унификация и типизация промышленных зданий в практике проектирования. / Л. Г. Ландау — Труды ЦНИИПромзданий, 1964. — вып.4. — С. 4-37.

68. Мамин, А. Н. Экспериментальные исследования узлов сопряжений сборных железобетонных конструкций промышленных зданий. / А. Н. Мамин, Н. Н. Трекин // Экспериментальные исследования инженерных сооружений. — 1991. — С. 31-32.

69. Многоэтажные коммерческие здания [Электронный ресурс] — АРСС, 2018. — С. 15-17. Режим доступа: http://steel-development.ru/nauchno-obrazovatelnyy-tsentr/proekty/web_com_zdaniya.pdf (дата обращения: 28.09.2018).

70. Многоярусные парковки экономкласса [Электронный ресурс] — АРСС, 2016 — С. 12-15. Режим доступа: http://steel-development.ru/inzhenernyy-tsentr/proekty/Brochure_of_multi_level_car_parking/Mnogoyarusnie_parkovki_economklassa.pdf (дата обращения: 28.09.2018).

71. Пансионат «Дружба» в Ялте [Электронный ресурс] / ООО «Арконт» [сайт]. — 2018. Режим доступа: http://ak-ock.ru/objects_kancheli_druzhba.php (дата обращения: 07.11.2018).

72. Перельмутер, А. В. Реализация монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного

комплекса «SCAD Office» / А. В. Перельмутер, Э. З. Криксунов, Н. В. Мосина // Инженерно-строительный журнал. — 2009. — №2. — С. 13-18.

73. Поздняков, А. Л. Эволюция концепций образования как исторический аспект архитектурно-планировочной организации школ / А. Л. Поздняков // Промышленное и гражданское строительство. — 2017. — №8. — С. 66-72.

74. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II-23-81* «Стальные конструкции») — М.: ЦИТП ГОССТРОЯ СССР, 1989. — С. 59-72.

75. Приказ Министерства культуры Российской Федерации от 11 июля 2014 г. № 1215 «Об утверждении порядка классификации объектов туристской индустрии, включающих гостиницы и иные средства размещения, горнолыжные трассы и пляжи, осуществляемой аккредитованными организациями» [Электронный ресурс] / Гарант.ру [сайт]. — 2015. Режим доступа: <https://www.garant.ru/products/ipo/prime/doc/70743354/> (дата обращения: 05.11.2018).

76. Рекомендации по применению «Стальные конструкции в строительстве надземных многоярусных рамповых автостоянок» [Электронный ресурс]. — АРСС, 2015. — С. 15-20. Режим доступа: <http://www.steel-development.ru/nauchno-obrazovatelnyy-tsentr/proekty/Методические%20рекомендации%20v2.0.pdf> (дата обращения: 28.09.2018).

77. Рекомендации по проектированию стальных закладных деталей для железобетонных конструкций — М.: Стройиздат, 1984. — С. 22-26.

78. Рекомендации по проектированию стальных ферм с поясами из широкополочных двутавров и решеткой из гнутосварных профилей — М.: ЦНИИпроектстальконструкция им. Мельникова, 1988. — 48 с.

79. Рекомендации по расчету, проектированию, изготовлению и монтажу фланцевых соединений стальных строительных конструкций — М: ЦБНТИ, 1989. — С. 6-11.

80. Рекомендации по рациональным областям применения сборного и монолитного железобетона — М.: НИИЖБ, 1985. — С. 4-8.

81. Сборщиков, С. Б. Основы проектирования, строительства и эксплуатации зданий и сооружений: учебное пособие / С. Б. Сборщиков — М.: МГСУ, 2015. — С.19-43.

82. Скорук, Л. Н. Поиск эффективных расчетных моделей ребристых железобетонных плит и перекрытий / Л. Н. Скорук // CADmaster. — 2004. — №3. — С. 78-83.

83. СП 1.13130.2009 «Системы противопожарной защиты. Эвакуационные пути и выходы» — М.: ФГУ ВНИИПО МЧС России, 2009. — 42 с.

84. СП 16.13330.2017 «СНиП II-23-81* Стальные конструкции» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2017. — 140 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/6c2/sp-16.pdf> (дата обращения: 19.12.2018).

85. СП 20.13330.2016 «СНиП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2016. — 80 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/docs/13673/> (дата обращения: 19.12.2018).

86. СП 22.13330.2016 «СНиП 2.02.01-83* Основания зданий и сооружений» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2016. — 220 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/783/sp-22.pdf> (дата обращения: 19.12.2018).

87. СП 27.13330.2017 «СНиП 2.03.04-84 Бетонные и железобетонные конструкции, предназначенные для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2017. — 98 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/f75/sp-27.pdf> (дата обращения: 19.12.2018).

88. СП 44.13330.2011 «СНиП 2.09.04-87 Административные и бытовые здания» — М.: ОАО «ЦПП», 2011. — 24 с.

89. СП 63.13330.2012 «СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» — М.: ООО «Аналитик», 2012. — 154 с.

90. СП 118.13330.2012 «СНиП 31-06-2009 Общественные здания и сооружения» — М.: ООО «Аналитик», 2012. — 76 с.

91. СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2016. — 124 с.

Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/809/266.pdf> (дата обращения: 19.12.2018).

92. СП 296.1325800.2017 «Здания и сооружения. Особые воздействия» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2017. — 23 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/950/SP-296-Osobye-vozdeystviya.pdf> (дата обращения: 24.12.2018).

93. СП 355.132580.2017 «Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2017. — 115 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/349/SP-355.pdf> (дата обращения: 03.12.2018).

94. СП 356.1325800.2017 «Конструкции каркасные железобетонные сборные многоэтажных зданий. Правила проектирования» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2017. — 78 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/2be/SP-356.pdf> (дата обращения: 03.12.2018).

95. СП 385.1325800.2018 «Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения. Правила проектирования. Основные положения» [Электронный ресурс]. — Минстрой России, 2018. — 26 с. Режим доступа: <http://www.minstroyrf.ru/upload/iblock/2cf/SP-385.pdf> (дата обращения: 24.12.2018).

96. СТО 57398459-001–2010 Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий. Технические условия — ГП Стальные конструкции, 2010. — 34 с. Режим доступа: http://www.proflist.ru/techinfo/STO_57398459-001-2010.pdf (дата обращения: 19.12.2018).

97. СТО 57398459-18–2008 (СТП/ПП/18) Профили стальные листовые гнутые для строительства — ГП Стальные конструкции, 2008. — 22 с. Режим доступа: http://www.proflist.ru/techinfo/STP_PP_30.pdf (дата обращения: 19.12.2018).

98. СТО АРСС 11251254.001-2015 «Сталежелезобетонные конструкции правила проектирования» — АРСС, 2015. — 129 с. Режим доступа: <https://steel-development.ru/normativno-tehnicheskiiy-tsentr/proekty/stalezb/СТО%20АРСС.pdf> (дата обращения: 19.12.2018).

99. СТО АСЧМ 20-93 Прокат стальной сортовой фасонного профиля. Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок. Технические условия — М.: Ассоциация Черметстандарт, 2008. — 12 с.

100. Справочное пособие для разработки чертежей КМД. Часть III. — Горький: ВНИПИ «Промстальконструкция», 1983. — С. 21-27

101. Строительство двухэтажных производственных зданий машиностроения [Электронный ресурс] / Строитель [сайт]. — 2018. — Режим доступа: <http://www.firma-stroitel.ru/mashin3.html> (дата обращения: 05.11.2018).

102. Типовая РД. Серия 1.041.1-5 Многопустотные плиты перекрытий межвидового назначения — ЦНИИПромзданий, 1993.

103. Типовая РД. Серия 1.465.1-15 Плиты железобетонные ребристые размером 3×12 м для покрытий одноэтажных производственных зданий — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.

104. Типовая РД. Серия 1.465.1-16 Плиты железобетонные ребристые размером 1,5×12 м для покрытий одноэтажных производственных зданий — ЦНИИПромзданий, 1990.

105. Типовая РД. Серия 1.465.1-20 Плиты железобетонные ребристые размером 1,5×6 м для покрытий одноэтажных производственных зданий — ЦНИИПромзданий, 1993.

106. Типовая РД. Серия 1.465.1-21.94 Плиты железобетонные ребристые размером 3×6 м для покрытий одноэтажных производственных зданий — ЦНИИПромзданий, 1995.

107. Торговые центры формата «у дома»: возможности для ритейлеров и инвесторов [Электронный ресурс]. / Практика торговли [сайт]. — 2015. — Режим доступа: <http://www.retailmagazine.ru/article.php?numn=10895> (дата обращения: 05.11.2018).

108. Травуш, В. И. Защита зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения в рамках законодательных и нормативных требований / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Е. В. Леонтьев // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — №2. — С 46-54.

109. Травуш, В. И. Некоторые направления развития теории живучести конструктивных систем зданий и сооружений / В. И. Травуш, В. И. Колчунов, Н. В. Ключева // Промышленное и гражданское строительство. — 2015. — № 3. — С. 4-9.

110. ТУ 0925-036-00186269–2016 Двутавры горячекатаные с параллельными гранями полок дополнительных профилазмеров к типам по СТО АСЧМ 20–93. Технические условия — М.: АО «ЕВРАЗ НТМК», 2017. — 15 с.

111. ТКП EN 1993-1-1-2009 (02250) Еврокод 3. «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий» — Минск: Минстройархитектуры, 2009. — 85 с.

112. Трекин, Н. Н. Податливость сопряжений в сборных дисках перекрытий / Н. Н. Трекин // Строительные материалы, оборудование, технологии XXI века. — 2003. — №9. — С. 32-33.

113. Трекин, Н. Н. Пространственная работа несущих элементов каркасной системы с учетом нелинейности и податливости узловых сопряжений: дис. ... докт. техн. наук: 05.23.01 / Трекин Николай Николаевич. — М., 2003. — С. 232-243.

114. Трекин, Н.Н. Рекомендации по расчету каркасов многоэтажных зданий с учетом податливости узловых сопряжений сборных железобетонных конструкций / Н. Н. Трекин — М.: ГУП ЦПП, 2002. С. 24-43.

115. Трекин, Н. Н. Сопротивление сборных перекрытий неравномерным вертикальным нагрузкам / Н. Н. Трекин, Э. Н. Кодыш, А. Н. Мамин, С. В. Колойденко // В сб. «Актуальные проблемы развития транспортных систем и строительного комплекса» — Гомель: БелГУТ, 2001.

116. Трекин, Н. Н. Учет податливости узловых сопряжений в железобетонных конструктивных системах / Н. Н. Трекин // Вестник ВНИИЖТ. — 2003г. — №6.

117. Туснин, А. Р. Перекрытия многоэтажных зданий со стальным каркасом / А. Р. Туснин // Промышленное и гражданское строительство. 2015. — №8. — С. 10-14.

118. Туснин, А. Р. Типовой стальной каркас пятиэтажного здания / А. Р. Туснин, П. А. Вараксин // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — №10. — С. 45-49.

119. Туснина, О. А. Конструктивные решения узлов стального каркаса для малоэтажных жилых зданий / О. А. Туснина // Промышленное и гражданское строительство. — 2017. — №11. — С. 23-27.

120. Фомина, В. Ф. Архитектурно-конструктивное проектирование общественных зданий: учебное пособие / В. Ф. Фомина — Ульяновск: УлГТУ, 2007. — С. 5-12.

121. Фролов, А. К. Деформативность опорных участков продольных ребер плит покрытий при действии горизонтальных усилий / А. К. Фролов // Бетон и железобетон. — 1973. — № 12. — С. 21-22.

122. Фролов, А. К. Работа диска покрытия одноэтажных промышленных зданий при температурных воздействиях / А. К. Фролов // Железобетонные конструкции промышленного и гражданского строительства. — 1981. — № 185. — С. 147-153.

123. Ханджи, В. В. Распределение горизонтальных нагрузок между стенами каркасных зданий / В. В. Ханджи // Строительная механика и расчет сооружений. — 1972. — № 4. — С. 50-52.

124. Хромец, Ю. Н. Основные направления развития архитектурно-строительной унификации / Ю. Н. Хромец, А. В. Тропило // Промышленное строительство. — 1983. — №9. — С. 6-9.

125. Хромец, Ю. Н. Перспективные направления развития совершенствования сборных железобетонных конструкций производственных зданий / Ю. Н. Хромец // в сб. «Совершенствование технологии, технологическое перевооружение заводов сборных железобетонных конструкций для промышленного строительства». — М.: ВНИИЭСМ, 1978. — С. 37-40.

126. Хромец, Ю. Н. Совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений промзданий / Ю. Н. Хромец — М.: Стройиздат, 1986 — 315 с.
127. Хромец, Ю. Н. Снижение материалоемкости промышленных зданий. / Ю. Н. Хромец, Г. А. Ширяев — М.: Стройиздат, 1977. — 192 с.
128. Холмянский, М. М. Бетон и железобетон. Деформативность и прочность / М. М. Холмянский — М.: Стройиздат, 1997. — 570 с.
129. Холмянский, М. М. Закладные детали сборных железобетонных элементов / М. М. Холмянский — М.: Стройиздат, 1968. — 208 с.
130. Шерешевский, И. А. Конструирование промышленных зданий и сооружений: учебное пособие / И.А. Шерешевский — М.: «Архитектура-С», 2005. — С. 72-80.
131. Шубин, Л. Ф. Архитектура гражданских и промышленных зданий. В 5 т. Том. 5. Промышленные здания: учеб. для вузов. / Л. Ф. Шубин. — 3-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1986. — С. 102-107.
132. Шуллер, В. Конструкции высотных зданий / В. Шуллер — М.: Стройиздат, 1979. — С. 172-179.
133. Эззи Х. Совместная работа сборно-монолитных стропильных конструкций с плитами покрытия промышленных зданий. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Эззи Хишам. — Владимир, 2016. — С. 11-30.
134. ANSI/ASCE 9-91 Standard Practice for Construction and Inspection of Composite Slabs — American Society of Civil Engineers, 1991.
135. ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings — American Institute of Steel Construction, 2016.
136. Designers' Guide to Eurocode: Basis of Structural Design: EN 1990, Second edition. — European commite for standardization, 2012.
137. Designers' Guide to Eurocode 2: Design of Concrete Structures: Designers' Guide to EN 1992-1-1 and EN 1992-1-2 Eurocode 2: Design of Concrete Structures. Design of Concrete Structures General Rules and Rules for Buildings and Structural Fire Design. — European commite for standardization, 2005.

138. Designers' Guide to Eurocode 3: Design of Steel Buildings: EN 1993-1-1, -1-3 and -1-8, Second edition. — European committee for standardization, 2011.
139. Designers' Guide to Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures: EN 1994-1-1, Second edition. — European committee for standardization, 2012.
140. Design Examples V15.0 — American Institute of Steel Construction, 2016.
141. EN 1990 Eurocode: Basis of structural design — European committee for standardization, 2005.
142. EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1 : General rules and rules for buildings. — European committee for standardization, 2004.
143. EN 1993-1-1:2005 Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings. — European committee for standardization, 2005.
144. EN 1994-1-1:2004 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures -Part 1-1: General rules and rules for buildings. — European committee for standardization, 2004.
145. Kemp, E. L. Bond in reinforced Concrete. Behavior and Design Girberia / E. L. Kemp // ACI Journal. — 1986. — №6. — Pp. 50-58.
146. Nethercot, D. A. Composite Construction. / D. A Nethercot — England: London: 2003. 243 p.
147. PP 1990:2010 Structural Eurocodes: Extracts from the Structural Eurocodes for Students of Structural Design — British Standards Institution, 2010.
148. Rackham, J. W., Design of Asymmetric Slimflor Beams with Precast Composite Slabs. The Steel Construction institute, / J. W. Rackham, S. J. Hicks, G. M. Newman — UK: Ascot Berks, 2006. — Pp. 4-15.
149. Steel-framed car parks — Corus Construction and Industrial, 2004. — 36 p.
150. The intelligent solution for long spans [Электронный ресурс] / ArcelorMittal, Version 2014-1. Режим доступа: http://www.constructalia.com/repository/Publications/ACB_brochure/ACB_EN.pdf (дата обращения: 05.11.2018).

151. Torrenti, J.-M. Mechanical Behavior of Concrete / J.- M. Torrenti, G. Pijaudier-Cabot, J.- M. Reynouard — ISTE Ltd and John Wiley & Sons, Inc., 2010. — 448 p.

152. Zienkiewicz, O.C. The finite element method for analysis of elastic isotropic and orthotropic slabs. / O. C. Zienkiewicz, Y. K. Cheung // Proc. I.C.E., 1964. — №28.

Основное содержание диссертации опубликовано в следующих работах:

Статья, опубликованная в журнале, индексируемом в международной реферативной базе Scopus:

1. Granev, V. V. Buildings with Open Plan Floors and Integrated Load-Bearing Structures / V. V. Granev, N. G. Kelasiev, E. N. Kodysh, N. N. Trekin, I. A. Terekhov // American Concrete Institute. SP-326: Durability and Sustainability of Concrete Structures (DSCS-2018). — 2018. — pp. 99.1-99.8.

Публикации в журналах из Перечня рецензируемых научных изданий, рекомендованных ВАК, в которых должны быть опубликованы основные научные результаты диссертаций на соискание ученой степени кандидата наук, на соискание ученой степени доктора наук:

2. Кодыш, Э. Н. Совершенствование объемно-планировочных и конструктивных решений большепролетных многоэтажных зданий на примере гаражей-стоянок со стальным каркасом / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов, Д. С. Еремеев, А. А. Сосков // Academia. Архитектура и строительство. — 2017. — №3. — С. 103-107.

3. Кодыш, Э. Н. Одноэтажные производственные здания с эксплуатируемыми площадями в межферменном пространстве / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов // Промышленное и гражданское строительство. — 2018. — №6. — С. 28-31.

4. Терехов, И. А. Здания с несущими пространственными конструкциями / И.А. Терехов // БСТ: Бюллетень строительной техники. — 2019. — № 3 (1015). — С. 45-47.

Публикации в других научных журналах и изданиях:

5. Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе: пособие АРСС / Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, Н. Г. Келасьев, И. А. Терехов, А.А. Сосков. — Москва: АКСИОМ ГРАФИКС ЮНИОН, 2017. — С. 134-135.

6. Станкевич, Ю. С. Конструктивные решения на основе сталежелезобетонных конструкций для многоэтажных зданий с гибкой конструктивной системой [Электронный ресурс] / Ю. С. Станкевич, Э. Н. Кодыш, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов // Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры (13–17 марта 2017 г.). — 2017. — С. 713-715. Режим доступа: http://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/2017/Days_ISA_pt2.pdf (дата обращения: 09.08.2018).

7. Терехов, И. А. Объемно-планировочные и конструктивные решения многоэтажных зданий со свободной планировкой этажей различного функционального назначения с монолитным железобетонным перекрытием // И. А. Терехов, Ю. С. Станкевич // «Инновации в строительстве-2017»: материалы международной научно-практической конференции (Брянск, 20-22 ноября 2017 г. Т.1) — 2017. — С 303-311.

8. Станкевич, Ю. С. Многоэтажные здания со свободной планировкой этажей различного функционального назначения с монолитным железобетонным перекрытием по профилированному настилу [Электронный ресурс] / Ю. С. Станкевич, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов // Сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры (г. Москва, 12–16 марта 2018 г.) — 2018. — С. 836-838. — Режим доступа: http://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/2018/DaysISA18_764-961.pdf (дата обращения: 20.09.2018).

9. Павлов, А. Ф. Напряженно-деформированное состояние многэтажного железобетонного рамно-ферменного блока с перекрытиями из сборных плит [Электронный ресурс] / А. Ф. Павлов, Н. Н. Трекин, И. А. Терехов // Дни студенческой науки: сборник докладов научно-технической конференции по итогам научно-исследовательских работ студентов института строительства и архитектуры (г. Москва, 12–16 марта 2018 г.) — 2018. — С. 157-159. — Режим доступа: http://mgsu.ru/resources/izdatelskaya-deyatelnost/izdaniya/izdaniya-otkr-dostupa/2018/DaysISA18_4-289.pdf (дата обращения: 20.09.2018).

10. Терехов, И. А. Анализ объемно-планировочных и конструктивных решений большепролетных зданий / И. А. Терехов // Образование и наука в России и за рубежом. — 2019. — №3.— С. 401-408. — Режим доступа: <https://www.gyrnal.ru/uploads/arxiv/1cccgmahl6qcdhgk1yajbvofozc2pttrvvx7w8f.pdf> (дата обращения: 04.03.2019).

Приложение А

Номенклатура рекомендуемых сборных плит

Нормативный документ	Опалубочная форма плиты	Типоразмер плит	Размеры плит	Масса плит, т
ГОСТ 28042–2013 [25] (серия 1.465.1-20) [105]		4ПГ6	5970x1480	1,50
ГОСТ 28042–2013 [25] серия 1.465.1-21.94 [106]		3ПГ6	5970x2980	2,68

<p>ГОСТ 28042–2013 [25] серия 1.465.1-16 [104]</p>		3ПГ12	11960x1480	4,90
<p>ГОСТ 28042–2013 [25] серия 1.465.1-15 [103]</p>		1ПГ12	11960x2980	6,10

<p>ГОСТ 28042–2013 [25] серия 1.465.1-15 [103]</p>		<p>2ПГ12</p>	<p>11960x2980</p>	<p>7,80</p>
<p>ГОСТ 32499–2013 [26] серия 1.041.1-5 [102]</p>		<p>1ПК</p>	<p>5650x1490; 5980x1490</p>	<p>2,55 2,75</p>

Приложение Б



• ЦНИИПРОМЗДАНИЙ •

А К Ц И О Н Е Р Н О Е О Б Щ Е С Т В О
«Центральный научно-исследовательский и проектно-
экспериментальный институт промышленных зданий и
сооружений – ЦНИИПромзданий» (АО «ЦНИИПромзданий»)

РФ, 127238, г. Москва, Дмитровское шоссе, дом 46, корп. 2
Телефон: +7 (495) 482 45 06; факс +7 (495) 482 43 06
e-mail: cniipz@cniipz.ru; http://www.cniipz.ru
ОГРН 1027739344544, ИНН 7713006939, КПП 771301001

29.04.2013 № 636/2-13
На № _____ от _____

Справка о внедрении

Результаты диссертационного исследования Терехова Ивана Александровича на тему «Исследование и разработка унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений одноэтажных и многоэтажных зданий из пространственных рамно-ферменных блоков» по специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, были включены в свод правил СП 266.1325800.2016 «Конструкции сталежелезобетонные. Правила проектирования» (изменение №1, приложение Е) и «Пособие по проектированию мероприятий по защите зданий и сооружений от прогрессирующего обрушения» (пример IV.3).

Положения диссертации также использовались при разработке институтом проекта реконструкции студенческого общежития, расположенного по адресу: г. Москва, ул. Речников, д. 16, в части использования поясов ферм в качестве песущих конструкций междуэтажных перекрытий и покрытия надстройки пятиэтажного здания.

Генеральный директор
АО «ЦНИИПромзданий»,
докт. техн. наук, проф.

Гранев В.В.

Приложение В

Ассоциация развития
стального строительства

№ 04 - 19/12 от 25.04.2019
на № _____ от _____

Справка о внедрении

Настоящим удостоверяется, что объемно-планировочное и конструктивное решение, рассмотренное в диссертационном исследовании Терехова Ивана Александровича на тему «Исследование и разработка унифицированных объемно-планировочных и конструктивных решений одноэтажных и многоэтажных зданий из пространственных рамно-ферменных блоков» по специальности 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения, было включено в пособие «Проектирование многоярусных гаражей-стоянок на стальном каркасе».

В настоящее время АРСС ведет работу с членами ассоциации по возможности применения данного решения при проектировании новых гаражей-стоянок.

Руководитель проектов ИЦ

А.А. Сосков