ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ
ИНДУСТРИЯ ЖӘНЕ
ИНФРАҚҰРЫЛЫМДЫҚ ДАМУ
МИНИСТРЛІГІ
ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ ТҰРҒЫН
ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ
ШАРУАШЫЛЫҚ
ІСТЕРІ КОМИТЕТІ

«ҚАЗАҚ ҚҰРЫЛЫС ЖӘНЕ
СӘУЛЕТ ҒЫЛЫМИ-ЗЕРТТЕУ
ЖӘНЕ ЖОБАЛАУ ИНСТИТУТЫ»
АКЦИОНЕРЛІК ҚОҒАМ
«ҚазҚСҒЗИ» АҚ

МИНИСТЕРСТВО ИНДУСТРИИ
И ИНФРАСТРУКТУРНОГО
РАЗВИТИЯ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН
КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ
СТРОИТЕЛЬСТВА И
ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА
АКЦИОНЕРНОЕ ОБЩЕСТВО
«КАЗАХСКИЙ НАУЧНО-
ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ И
ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
СТРОИТЕЛЬСТВА И
АРХИТЕКТУРЫ» АО «КазНИИСА»

«СОГЛАСОВЫВАЮ»
заместитель директора
ТОО «Архитектура Дизайн-Ш»

_____ Сушко А.А.

«УТВЕРЖДАЮ»
руководитель
Управление строительства
Туркестанской области»

_____ Усубалиев Т.О.

СПЕЦИАЛЬНЫЕ ТЕХНИЧЕСКИЕ УСЛОВИЯ

на проектирование объекта: «Строительство 20-этажного жилого дома 3-го класса и 15-этажного административного здания с тремя жилыми этажами в АДЦ города Туркестан»

вариант от 26.07.2021 г.

Заведующий
лабораторией СЗПЭ, к.т.н. **Ицков И. Е.**

Согласовано:
Управляющий директор
по производству, к.т.н. **Е. Шокбаров**

г. Алматы, 2021 год.

СПИСОК ИСПОЛНИТЕЛЕЙ

Ответственный исполнитель

Заведующий
лабораторией СЗПЭ, к.т.н. Ицков И. Е.

Исполнитель

Заведующий сектором
лаборатории СЗПЭ, инженер Ли П. А.

СОДЕРЖАНИЕ

1. ВВЕДЕНИЕ....4

2. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ....4
2.1. Область и порядок применения....4
2.2. Краткая характеристика участка и площадки строительства....5
2.3. Краткая характеристика объекта....8
2.3.1. Общие сведения об объекте....8
2.3.2. Особенности объемно-планировочного решения....8
2.3.3. Особенности конструктивно-планировочного решения....14
2.3.4. Предварительные оценки концептуальных проектных решений....16

3. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ....18

4. ЭФФЕКТЫ СЕЙСМИЧЕСКИХ ВОЗДЕЙСТВИЙ....20
4.1. Общие положения....20
4.2. Учет взаимодействия конструктивной системы здания с грунтовым основанием.23
4.3. Учет форм колебаний....23
4.4. Определение расчетных сейсмических нагрузок спектральным методом....24
4.5. Спектры расчетных реакций....24
4.6. Комбинации модальных реакций от компонент сейсмического воздействия....25
4.7. Эффекты случайного кручения в плане....26
4.8. Проверки регулярности здания по высоте....28
4.9. Проверка устойчивости здания....28
4.10. Проверка необходимости учета P-Δ эффектов....29
4.11. Расчетные сейсмические нагрузки на ненесущие конструкции здания....29
4.12. Проверки горизонтальных перекосов этажей здания....29

5. КОНСТРУКТИВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ....30
5.1. Общие положения....30
5.2. Конструктивные решения стен из монолитного железобетона....31
5.3. Конструктивные решения колонн из монолитного железобетона....38
5.4. Конструктивные решения балок из монолитного железобетона....40
5.5. Конструктивные решения плит из монолитного железобетона....41
5.6. Конструктивные решения фундамента из монолитного железобетона....42
5.7. Конструктивные решения переходных галерей....45
5.8. Конструктивные решения навеса-надстройки на покрытии здания 2....48

ПРИЛОЖЕНИЕ 1....49

ПРИЛОЖЕНИЕ 2....50

1. Введение

1.1. Настоящая работа выполнена согласно Договору № 6 от 13 января 2021 года.

1.2. Заказчик работы: ТОО «Архитектура Дизайн-Ш» (г. Шымкент).

1.3. Предметом Договора является: «Провести научно-техническое сопровождение и разработать специальные технические условия на проектирование объекта: «Строительство 20-этажного жилого дома 3-го класса и 15-этажного административного здания с тремя жилыми этажами в АДЦ города Туркестан».

1.4. Специальные технические условия разработаны на основе изучения представленных информационных сведений о предполагаемых проектных архитектурных и конструктивных решениях проектируемых зданий и сооружений объекта, данных об инженерно-геологических условиях на рассматриваемом участке строительства, а также результатов предварительных расчетов конструкций зданий-представителей.

2. Основные положения

2.1. Область и порядок применения

2.1.1. Проектирование рассматриваемых зданий и сооружений, входящих в состав объекта: «Строительство 20-этажного жилого дома 3-го класса и 15-этажного административного здания с тремя жилыми этажами в АДЦ города Туркестан», следует осуществлять в соответствии с положениями действующих в Республике Казахстан нормативных документов СП РК EN и СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах».

Примечание. Нормативные документы СП РК EN следует применять только совместно с Национальными Приложениями (НП) к ним, а также с дополняющими и развивающими СП РК EN нормативно-техническими пособиями (НТП РК).

Специфические конструктивно-планировочные особенности рассматриваемых объектов (например, наличие между ними переходных галерей) обуславливают необходимость их проектирования по специальным техническим условиям (СТУ).

2.1.2. Настоящий документ составлен с учетом требований:

– СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах»;

– СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 «Основы строительного проектирования»;

– соответствующих Частей СП РК EN 1991 «Воздействия на несущие конструкции» и серии НТП РК к ним;

– соответствующих Частей СП РК EN 1992 «Проектирование железобетонных конструкций» и серии НТП РК к ним;

– соответствующих Частей СП РК EN 1997 «Геотехническое проектирование» и серии НТП РК к ним;

– некоторых положений СП РК EN 1998-1:2004/2012 «Проектирование сейсмостойких конструкций» и НТП РК к ним.

Примечание.

1. Нормативными документами, регламентирующими порядок проектирования и строительства зданий и сооружений в сейсмических зонах Республики Казахстан, являются СП РК 2.03-30-2017*, СП РК EN 1998-1:2004/2012 и НТП РК к этому стандарту. Настоящие СТУ составлены в развитие положений СП РК 2.03-30-2017* (с изм. от 05 июня 2019 года).

2. Требования, содержащиеся в СП РК 2.03-30-2017* и регламентируемые настоящими СТУ, являются дополнительными по отношению к требованиям других нормативных документов СП РК EN и положениям НТП РК к ним.

В дополнение к вышеперечисленным документам учитывались некоторые результаты научно-исследовательских работ по темам: «Последствия землетрясений в Армении 07.12.1988 г. и Турции 18.08.1999 г.» (Алматы, КазНИИССА, 2002 г.); «Вибрационные испытания жилого здания с безригельным каркасом и диафрагмами жесткости» (Алматы, КазНИИССА, 2002 г.); «Вибрационные испытания многоэтажного жилого здания каркасно-стеновой конструктивной системы» (Алматы, КазНИИССА, 2005 г.); «Вибрационные испытания 7-этажного каркасного здания с диафрагмами жесткости» (Алматы, КазНИИССА, 2005 г.).

2.1.3. Настоящие специальные технические условия (СТУ) являются документом адресного назначения и содержат положения, которые распространяются на проектирование только рассматриваемых в настоящем документе жилых зданий, входящих в состав объекта, указанного в п. 2.1.1.

Примечание. При проектировании прочих строений, смежных с рассматриваемыми зданиями, следует руководствоваться положениями действующих нормативных документов.

2.1.4. Положения по расчету и конструированию основных несущих конструкций проектируемых зданий, не оговоренные в настоящих СТУ, следует принимать согласно требованиям СП РК 2.03-30-2017* и соответствующих СП РК EN и НТП РК к ним.

2.1.5. Настоящие СТУ не могут быть применены при проектировании зданий:

– имеющих другие архитектурно-строительные (объемно- и конструктивно-планировочное) решения, конфигурацию в плане или по высоте, другую высоту или количество этажей, а также схемы расположения несущих конструкций (конструктивных элементов) или их размеры;

– расположенных на других площадках строительства.

2.1.6. Любые отступления от положений настоящих специальных технических условий должны быть согласованы с их составителями.

2.2. Краткая характеристика участка и площадки строительства

2.2.1. Строительство проектируемых зданий и сооружений объекта предусматривается осуществлять на участке, расположенном в городе Туркестан, 160 квартал, ниже здания областного Акимата.

2.2.2. Общая ситуационная схема местоположения участка строительства и схема расположения проектируемых зданий на рассматриваемом участке показаны на рис. 1.

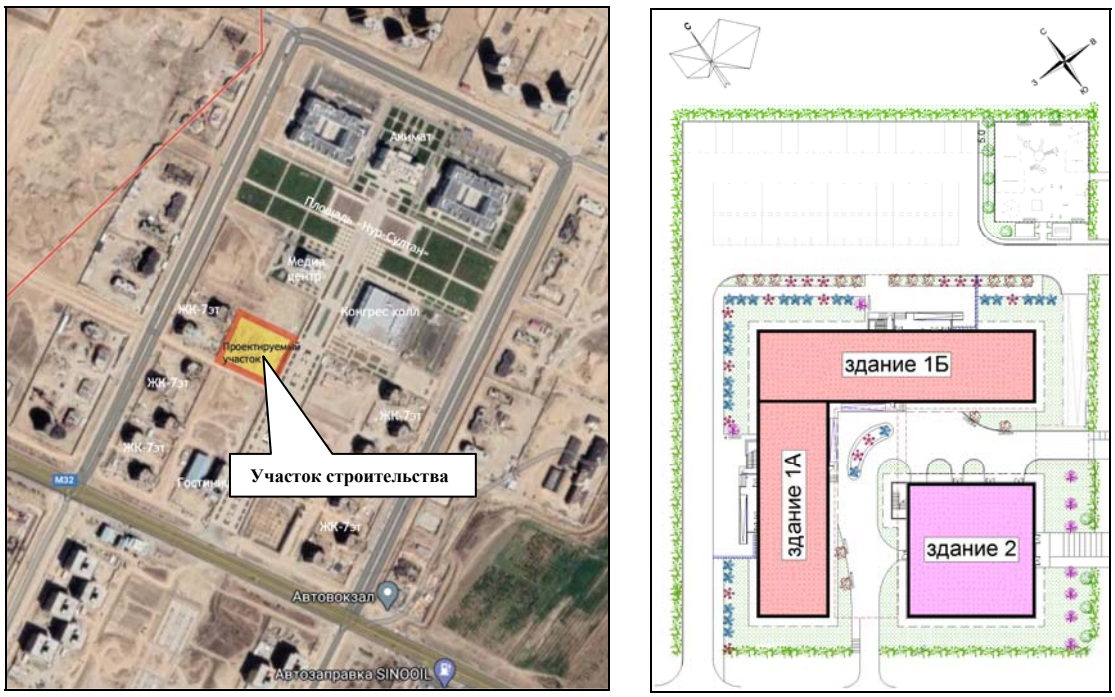


Рис. 1. Ситуационная схема местоположения участка строительства объекта и рассматриваемых зданий

2.2.3. Согласно «Техническому отчету об инженерно-геологических изысканиях по объекту: «Строительство офиса в 160 квартале, ниже областного Акимата в городе Туркестан, Туркестанской области» (составлен ТОО «Инженерные изыскания», заказ № 5183, ноябрь 2020 года) и положениям СП РК 2.03-30-2017*, общий участок застройки и площадки строительства проектируемых зданий и сооружений характеризуются следующими инженерно-геологическими и сейсмологическими условиями:

– В геолого-литологическом отношении, площадка сложена аллювиально-пролювиальными отложениями, представленными глинистыми (суглинок), крупнообломочными (галечник), скальными (конгломерат) грунтами.

– Литологический разрез по бортам площадки до отметок 207,73-207,78 м сложен суглинком лессовидным, макропористым, твердой консистенции (суглинок) и крупнообломочными (галечник) грунтами;

– До глубины 1,2-1,3 м залегает суглинок (ИГЭ-1) светло-коричневый, макропористый, с корнями растений и ходами землероев, твердой консистенции, с включением мелких карбонатных стяжений; ниже, до глубины 3,0-3,9 м залегает галечниковый грунт (ИГЭ-2) с супесчаным заполнителем до 35 %, встречаются линзы гипса мощностью 0,1-0,3 м, прослои и линзы пылеватого и мелкого песка, супеси и суглинка (мощностью 10-30 см), малой степени водонасыщения, мощностью 1,8-2,6 м;

– С глубины 3,0-4,8 м и со дна котлована вскрыты галечниковые грунты (ИГЭ-3) с песчаным заполнителем до 30%, с включениями валунов до 10 %, размером до 30 см (до высотных отметок 204,43-204,48 м) от малой степени водонасыщения до насыщенного водой;

– С глубины 3,3 м (со дна котлована, с высотных отметок 204,43-204,48 м) с прослойками и линзами конгломерата (мощностью 0,3 м) насыщенные водой, мощностью за пределами котлована 12,0-14,0 м и в пределах котлована 12,4-12,5 м; грунт неоднородный по плотности и по крупности обломочного материала и содержанию

заполнителя; обломочный материал представлен, преимущественно, осадочными породами, умеренно уплощён и удлинён, хорошо окатан;

– со дна котлована пробурены 2 выработки до глубины 30,0 м; с глубины 12,4-12,5 м (высотные отметки 195,28-195,33 м) вскрыты суглинки (ИГЭ-4) коричневые, полутвёрдой консистенции, мощностью 2,2 м; ниже, с глубины 14,6-14,7 м (высотные отметки 193,08 -193,31 м) и до глубины 30,0 м вскрыты конгломераты (ИГЭ-5) низкой и средней прочности, вскрытой мощностью 15,3-15,4 м;

Примечание.

1. Подземные воды пройденными выработками (в ноябре 2020 года) с поверхности земли вскрыты на глубине 5,5 м (высотные отметки 205,93 м) и со дна котлована на глубине 1,7-1,8 м (высотные отметки 205,93-206,08 м).

По архивным данным ТОО «Караганда ГИИЗ и К» с 24 апреля 2019 года и до 2 сентября 2020 года по данным наблюдательных скважин в условиях естественного режима, по материалам изученности, уровень грунтовых вод подвержен сезонным колебаниям, высокое положение УПВ отмечается с мая по июль, низкое – с октября по январь. Вскрытый уровень подземных вод соответствует низкому положению УПВ в годовом цикле. Амплитуда колебания уровня подземных вод по наблюдательным скважинам НС№1, НС№3, НС№4 равна 2,3 м. При высоком положении УПВ будет залегать на 2,3 м выше, чем на период изысканий. Питание грунтовых вод происходит, в основном, за счёт инфильтрации атмосферных осадков и утечек воды из оросительных каналов и арыков. Областью питания служит область распространения водоносного горизонта.

2. При проектировании оснований фундаментов следует учитывать положения СП РК п.4.6 СП РК. 5.01-102-2013. В качестве основания фундаментов рекомендуется использовать грунты ИГЭ-3 - галечниковый грунт с песчаным заполнителем до 25 % с включением валунов до 10 %, с глубины 3,3 м с прослойками и линзами конгломерата (мощностью 0,3 м). Дно котлована укатать. Для предварительных расчётов основания из уплотнённого галечникового грунта предлагаются значения удельного веса, прочностных и деформационных характеристик:

$$\frac{\gamma_I}{\gamma_{II}} = \frac{22,0}{22,0}\ \text{кН/м}^3;\quad \frac{\varphi_I}{\varphi_{II}} = \frac{35^0}{38^0};\quad \frac{C_I}{C_{II}} = \frac{0}{0}\ \text{кПа};\ E = 30\ \text{МПа}$$

При вскрытии в котловане прослоев и линз других грунтов (песка, супеси, суглинка, гипса) - удалить их, заменить галечниковым грунтом и укатать его.

– сейсмическая опасность зоны строительства, характеризуемая целочисленными баллами по шкале MSK-64(K), в соответствии с картой ОСЗ-2_{475} составляет – 6 баллов;

– тип грунтовых условий по сейсмическим свойствам – II (второй, определенный методами ТОО «Инженерные изыскания»);

– уточненная сейсмичность площадки строительства составляет – 6 баллов (см. также 2.2.4 ниже);

– категория рельефа участка застройки, в пределах которого расположены площадки строительства – первая; соответствующее категории рельефа значение коэффициента S_T может быть принято равным 1,0.

2.2.4. При проектировании зданий, рассматриваемых в настоящих СТУ, сейсмическую опасность площадки строительства следует оценивать согласно примечанию к пункту п.5.1, п.7.5.5, Приложению Б в СП РК 2.03-30-2017* и с учетом классификации проектируемых зданий по функциональной ответственности (см. 7.4 СП РК 2.03-30-2017*).

Примечание. См. также 2.3.4.1, 4.4.3 и 4.5.2 настоящих СТУ.

2.3. Краткая характеристика объекта

2.3.1. Общие сведения об объекте

2.3.1.1. Проектируемый на рассматриваемом участке строительства объект представляет собой многофункциональный комплекс, в состав которого входят различные здания и сооружения.

В состав комплекса входят два жилых блока, которые авторами проекта определены как одно жилое здание и одно здание офисное, в котором в 3-х этажах верхней части предусматривается устройство жилых помещений.

Примечание. Рядом с рассматриваемыми зданиями расположены примыкающие к ним строения (например, сооружения подземного паркинга), условия проектирования которых в рамках настоящего документа не рассматриваются.

2.3.1.2. Согласно представленным материалам рассматриваемые здания имеют характерные индивидуальные особенности архитектурно-строительных решений (объемно- и конструктивно-планировочных).

В рамках настоящих СТУ жилое здание именуется как здание 1, а здание офисно-жилое как здание 2.

Здание 1 состоит из двух отдельных блоков, именуемых далее как здание 1А и здание 1Б.

2.3.1.3. Согласно проекту рассматриваемые здания (1А, 1Б и 2), проектируемые в соответствии с положениями настоящих СТУ, являются строениями, каждое из которых будет представлять собой отдельный динамически независимый отсек.

Разделение на динамические отсеки обеспечивается путем устройства деформационных антисейсмических швов между рассматриваемыми зданиями и смежными с ними строениями по всей высоте, в том числе и в фундаментах.

Примечание.

1. Антисейсмические швы должны удовлетворять требованиям СП РК 2.03-30-2017*.
2. При проектировании грунтовых оснований и фундаментов строений, смежных с рассматриваемыми зданиями, следует соблюдать требования соответствующих нормативно-инструктивных документов РК, в том числе и для случаев, когда их фундаменты предполагается основывать на разных уровнях по глубине заложения.

2.3.1.4. Основной специфической особенностью архитектурно-строительного решения объекта является предлагаемая авторами проекта организация функциональной взаимосвязи между зданиями 1А и 2 и зданиями 1Б и 2 посредством устройства между ними пешеходных галерей (с несущими стальными пролетными структурами) в уровнях вторых и двенадцатых этажей зданий 1А и 1Б.

Примечание. Проектирование пролетных конструкций пешеходных галерей, устраиваемых между зданиями, а также их опор следует осуществлять в соответствии с положениями настоящих СТУ.

2.3.2. Особенности объемно-планировочного решения

2.3.2.1. Согласно представленному объемно-планировочному решению каждое из рассматриваемых зданий (1А, 1Б и 2) характеризуется общей пространственной конфигурацией, приближенной к относительно простой в плане и по высоте.

2.3.2.2. В каждом проектируемом здании предусматривается устройство подземных частей, расположенных ниже условной отметки уровня пола первого этажа.

В подземной части предусматривается устройство одного этажа, который авторами проекта идентифицируется, как подвальный.

Примечание. Подземные части зданий должны предусматривать соответствующее заглубление в грунт, согласно 9.2.3 СП РК 2.03-30-2017*. При идентификации подземного этажа как подвального (или как цокольного) следует руководствоваться определениями, регламентируемыми СП РК 2.03-30-2017*.

В подземных этажах зданий 1А и 1Б предполагается размещать технические и вспомогательные помещения, а в здании 2 – места для парковки автомобилей.

В зданиях 1А и 1Б предусматривается устройство 21-го верхнего технического этажа.

Этажи с первого по 20-й включительно – жилые типовые.

На покрытии над верхним техническим 21-м этажом предусматривается устройство надстройки с выходом на покрытие, а также парапеты. Покрытия в зданиях – неэксплуатируемые.

В здании 2 в надземной части предусматривается устройство 15-ти этажей.

В этажах с 1-го по 10-й включительно предполагается размещать коммерческие помещения общественного назначения (офисы).

Промежуточный 11-й этаж – технический.

Этажи 12-й, 13-й и 14-й включительно – жилые типовые.

В верхнем 15-м этаже предполагается разместить предприятие общественного питания (ресторан).

На покрытии над верхним 15-м этажом предусматривается устройство надстройки с выходом на покрытие, парапеты, а также структурное стальное сооружение в виде навеса.

Покрытие в здании – эксплуатируемое.

2.3.2.3. Наибольшие размеры в плане относительно осей крайних вертикальных конструкций в уровнях подземных частей составляют:

- в здании 1А – 12,7х37,8 м;
- в здании 1Б – 12,7х50,6 м;
- в здании 2 – 23,0х24,0 м.

2.3.2.4. В зданиях 1А и 1Б высоты подземных этажей составляют примерно по 4,9м.

В надземной части зданий 1А и 1Б:

– высоты этажей с 1-го по 20-й включительно составляет примерно по 3,0 м;

– высота верхнего технического 21-го этажа составляет примерно 2,2 м;

– наибольшая высота надстройки с выходом на покрытие составляет примерно 2,0 м (от уровня верха плиты покрытия);

– высота парапетов наружных стен, устраиваемых выше плиты покрытия над верхним техническим 21-м этажом, составляет примерно 0,6 м.

2.3.2.5. В здании 2 высота подземного этажа составляет примерно 4,6 м.

В надземной части здания:

– высота первого этажа составляет примерно 3,6 м;

– высоты этажей со 2-го по 10-й включительно составляют примерно по 3,3 м;

– высота технического 11-го этажа составляет примерно 4,05 м;

– высоты этажей 12-го, 13-го и 14-го составляют примерно по 3,15 м;

– высота верхнего 15-го этажа составляет примерно 3,75 м;

– наибольшая высота надстроек с выходами на покрытие составляет примерно по 4,45 м (от уровня верха покрытия);

– высота парапетов наружных стен, устраиваемых выше плиты покрытия над верхним 15-м этажом, составляет примерно 1,25 м;

– наибольшая высота структурного сооружения навеса-надстройки составляет примерно 5,5 м.

2.3.2.6. Принимая во внимание проектные решения по заглублению здания в грунт предполагается, что определяемая в соответствии с СП РК 2.03-30-2017* наибольшая высота надземной части относительно предполагаемого проектного уровня планировочной отметки поверхности земли вокруг объекта может достигать:

– до 60,5 м (до верха покрытия над 20-м этажом) в зданиях 1А и 1Б;

– до 50,5 м (до верха покрытия над 15-м этажом) в здании 2.

2.3.2.7. Проектным решением предусматривается устройство пешеходных галерей, функционально взаимосвязывающих здания 1А и 2, а также здания 1Б и 2.

Пешеходные галереи между зданиями предусматриваются высотой в один этаж в уровнях 3-х и 12-х этажей зданий 1А и 1Б.

Размеры по длине пролетных строений галерей обусловлены расстояниями между зданиями 1А и 2 и зданиями 1Б и 2, составляющими соответственно, 14,8 и 15,3 м (в осях крайних вертикальных конструкций).

2.3.2.8. Как специфическую особенность объемно-планировочного решения здания 1Б следует рассматривать также устройство в его верхней части сквозных внутренних свободных пространств (проемов) высотой в четыре этажа (с 4-го по 7-й и с 13-го по 16-й).

2.3.2.9. Помимо лестничной клетки, размещаемой в пределах основной проекции плана здания 2, проектным решением предполагается устройство размещаемой на внешнем контуре здания дополнительной наружной лестничной клетки, проектирование которой допускается выполнять с учетом требований СП РК 2.03-30-2017* и положений настоящих СТУ.

2.3.2.10. Общие характерные перспективные 3D-виды объекта, в том числе и характеризующие фасадные виды, показаны на рис. 2.

Рис. 2. Общие перспективные 3D-виды объекта

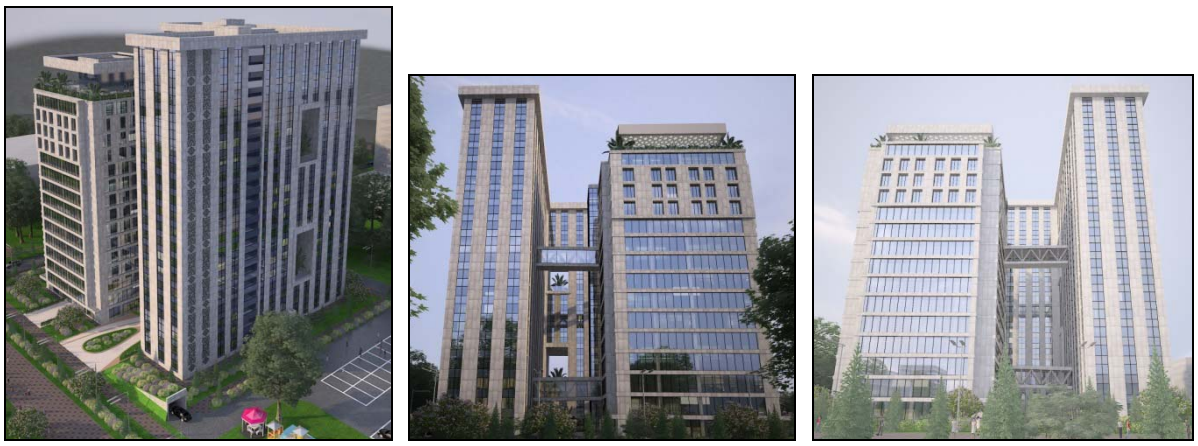


Рис. 2. Общие перспективные 3D-виды объекта

2.3.2.11. Общие характерные виды поперечных профилей проектируемых зданий объекта показаны на рис. 3.

Рис. 3. Характерные виды поперечных профилей

2.3.2.12. Общие схематичные планы этажей зданий 1А, 1Б и 2 показаны на рис. 4-11.

Рис. 4. Этажи подвальный и первый в зданиях 1А, 1Б и в здании 2

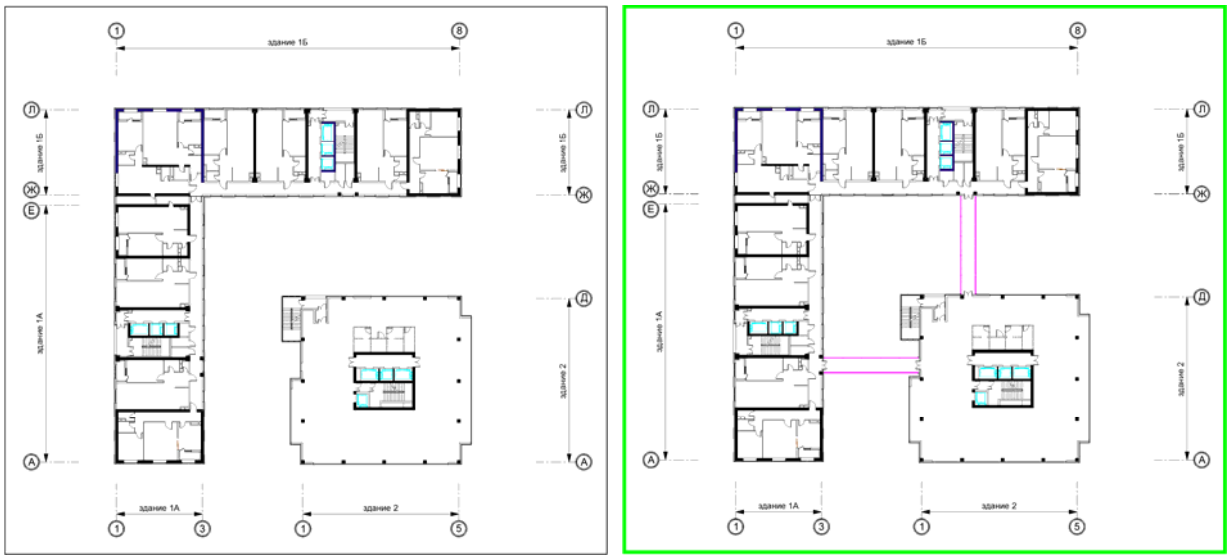


Рис. 5. Этажи второй и третий в зданиях 1А, 1Б и в здании 2

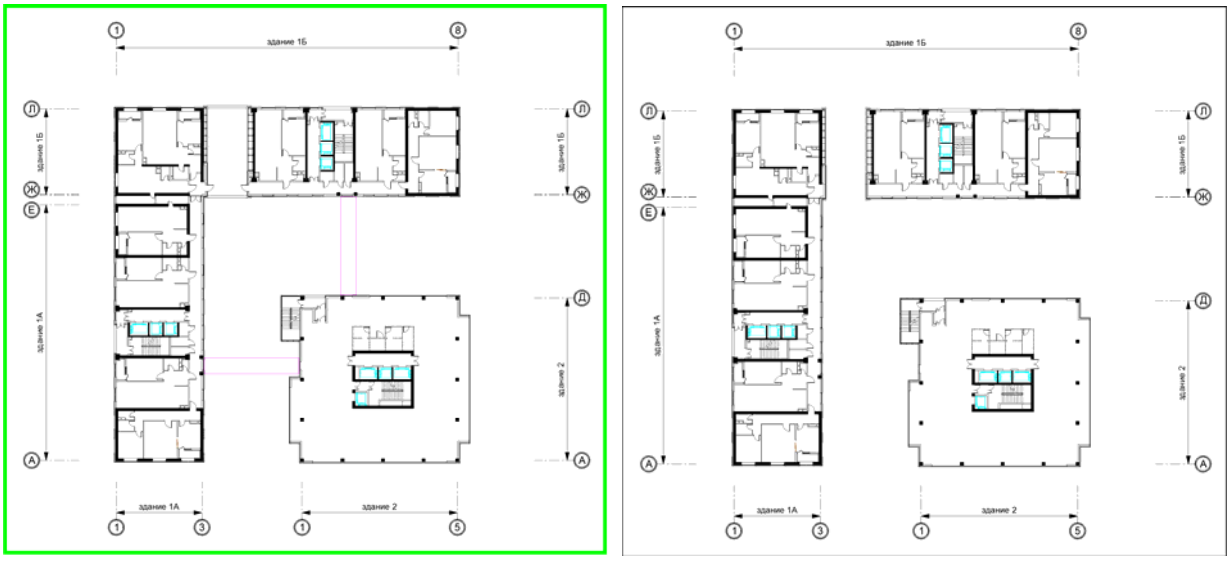


Рис. 6. Этажи 4 и 5-7 в зданиях 1А, 1Б и этажи 4 и 5-6 в здании 2

Рис. 7. Этажи 8-11 и 12 в зданиях 1А, 1Б и этажи 7-10 и 11 в здании 2

Рис. 8. Этажи 13 и 14-16 в зданиях 1А, 1Б и этажи 12 и 13-14 в здании 2

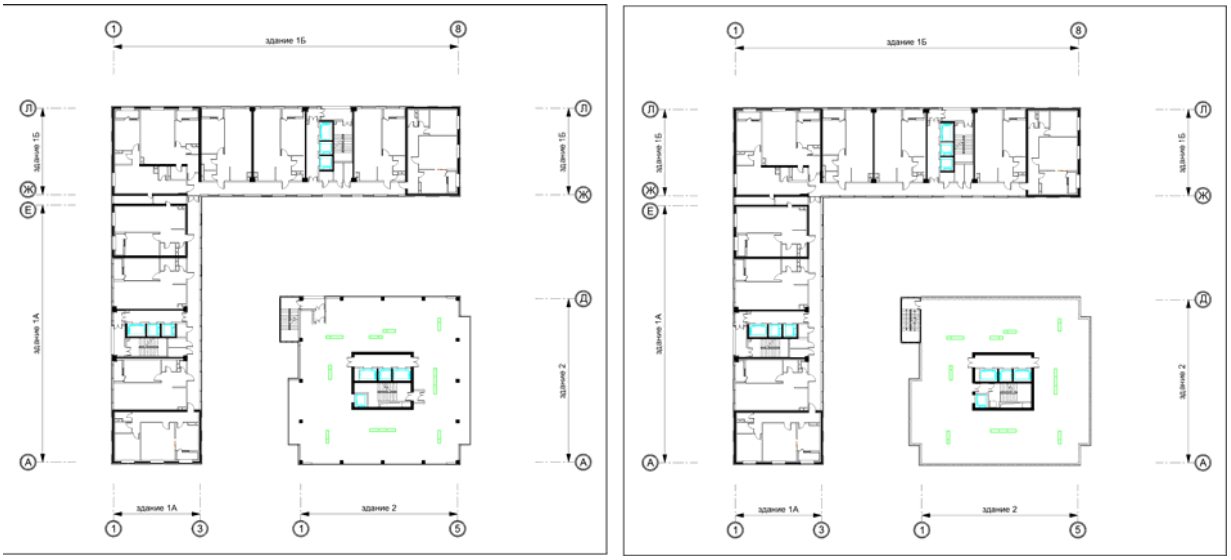


Рис. 9. Этажи 17 и 18-19 в зданиях 1А, 1Б и этаж 15 и покрытие над ним в здании 2

Рис. 10. Этаж 20 и технический этаж 21 в зданиях 1А, 1Б и покрытия в здании 2

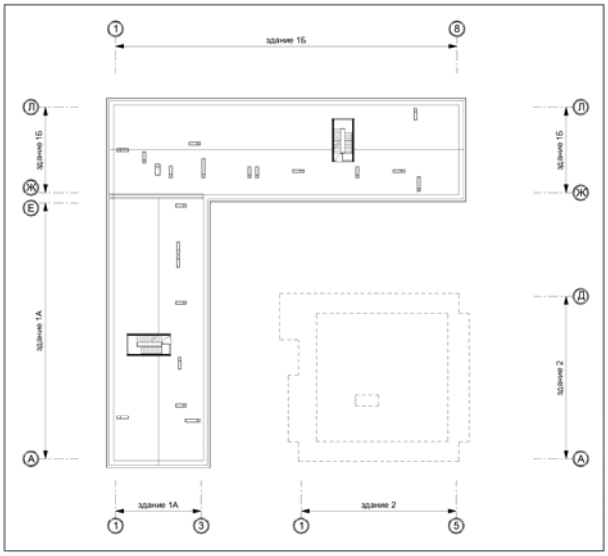


Рис. 11. Покрытие зданий 1А и 1Б

2.3.3. Особенности конструктивно-планировочного решения

2.3.3.1. Согласно проектным решениям рассматриваемые здания 1А и 1Б, предполагается конструктивно решить в виде пространственных конструктивных систем, в которых основные вертикальные несущие конструкции будут представлены главным образом монолитными железобетонными поперечными стенами, а также ограниченным количеством продольных наружных стен и колонн рамного каркаса.

Примечание. Согласно проектным решениям на внешних краях поперечных стен, не сопрягающихся с наружными продольными стенами, будут предусмотрены уширения колонного типа.

2.3.3.2. Согласно проектным решениям рассматриваемое здание 2 предполагается решить в виде пространственной конструктивной системы, в которой основные вертикальные несущие конструкции будут представлены монолитными железобетонными стенами, формирующими центральное ядро (ствол) жесткости, и колоннами рамного каркаса обстройки.

Примечание. Характерной особенностью конструктивной системы здания 2 является наличие в ее составе систем рам, расположенных только по внешнему периметру здания.

2.3.3.3. Все вертикальные несущие конструкции защемлены в монолитной железобетонной фундаментной конструкции и объединены для совместной работы горизонтальными дисками, образованными монолитными железобетонными сплошными плитами конструкций междуэтажных перекрытий и покрытия.

2.3.3.4. Фундаментная конструкция в каждом проектируемом здании предусматривается в виде сплошной монолитной железобетонной плиты.

Примечание. Проектные решения в отношении устройства конструктивной системы подземных этажей зданий, в том числе плитного фундамента и глубину его заложения, следует принимать с учетом сведений об инженерно-геологических и сейсмологических условиях на рассматриваемой площадке строительства (см. 2.2.3) и требований соответствующих нормативно-инструктивных документов РК, в том числе СП РК 2.03-30-2017*.

2.3.3.5. Согласно СП РК 2.03-30-2017* конструктивная система сопротивления каждого из зданий 1А и 1Б может быть классифицирована по конструктивному типу как каркасно-стеновая.

Пространственная конструктивная система каждого здания 1А и 1Б характеризуется следующими специфическими особенностями:

- конструктивная система формируется поперечными и продольными стенами, а также рамами каркаса, расстояния между которыми в большинстве случаев превышают 6,0 м;

- горизонтальные диски междуэтажных перекрытий и покрытия формируются монолитными железобетонными сплошными плоскими плитами, которые на большинстве участков опираются по четырем сторонам на поддерживающие их балки и стеновые конструкции;

- сплошные плоские плиты перекрытий, а также взаимодействующие с ними и поддерживающие их балки жестко соединены (сопряжены) с вертикальными несущими конструкциями (наружными и внутренними поперечными и продольными стенами, а также колоннами рамного каркаса).

Примечание. Конструкции основной лестничной клетки предполагается выполнять из монолитного железобетона (лестничные марши и переходные площадки).

2.3.3.6. Согласно СП РК 2.03-30-2017* конструктивная система сопротивления здания 2 может быть классифицирована по конструктивному типу, как приближенная к рамно-связевому каркасу (в обоих главных направлениях).

Пространственная конструктивная система здания 2 характеризуется следующими специфическими особенностями:

- конструктивная система формируется поперечными и продольными стенами, образующими центральное ядро (ствол) жесткости и рамным каркасом обстройки вокруг него; шаг колонн рам по периметру здания не превышает 6,0 м; расстояния между стенами центрального ядра и рамами по периметру достигает 8,0 м;

- горизонтальные диски междуэтажных перекрытий и покрытия формируются монолитными железобетонными сплошными плоскими плитами, которые опираются на стеновые конструкции центрального ядра (ствола) и балки рамного каркаса, расположенные по внешнему периметру здания;

- сплошные плоские плиты перекрытий, а также взаимодействующие с ними и поддерживающие их балки жестко соединены (сопряжены) с вертикальными несущими конструкциями (стенами ядра и колоннами рамного каркаса).

Примечание. Конструкции основной внутренней лестничной клетки предполагается формировать элементами из монолитного железобетона (лестничные марши и переходные площадки).

2.3.3.7. Несущие конструкции дополнительной лестничной клетки (из бетонных и стальных элементов), которую предполагается разместить на внешнем контуре в здании 2, следует рассматривать как неотъемлемую часть его основной конструктивной системы сопротивления и проектировать соответствующим образом.

2.3.4. Предварительные оценки концептуальных проектных решений

2.3.4.1. Согласно СП РК 2.03-30-2017*:

- здания 1А, 1Б и 2 следует относить к классу ответственности по функциональному назначению – II (здания жилые и общественные);

- здания 1А и 1Б следует относить к классу ответственности по этажности – V (здания высотные);

- здание 2 следует к классу ответственности по этажности – IV (здание повышенной этажности).

Примечание. Каждому сочетанию классов ответственности зданий по назначению и этажности присваиваются значения коэффициентов ответственности γ_{Ih} и γ_{Iv}, учитываемые при определении расчетных сейсмических нагрузок.

2.3.4.2. С позиций базовых принципов проектирования зданий в сейсмических зонах, регламентируемых в 5.4 СП РК 2.03-30-2017*, конструктивная система проектируемого здания 1А (без учета пешеходных галерей):

– характеризуется приемлемыми пространственными конфигурациями и имеет допустимые генеральные размеры в плане и по высоте;

– обладает простотой и характеризуется ясными путями передачи нагрузок;

– является однородной и примерно симметричной в плане, по крайней мере, в одном из главных направлений;

– может рассматриваться как потенциально способная обеспечить сопротивляемость и жесткость в двух ортогональных главных горизонтальных направлениях, а также на кручение в плане;

– включает междуэтажные перекрытия и покрытия потенциально способные выполнять функции горизонтальных диафрагм.

Сбалансированность распределения в плане жесткостей и масс здания 1А, а также способность его междуэтажных перекрытий выполнять функции горизонтальных диафрагм должны быть подтверждены результатами расчетов и соответствующих проверок.

2.3.4.3. С позиций базовых принципов проектирования зданий в сейсмических зонах, регламентируемых в 5.4 СП РК 2.03-30-2017*, конструктивная система проектируемого здания 1Б:

– характеризуется приемлемой пространственной конфигурацией и имеет допустимые генеральные размеры в плане и по высоте;

– обладает простотой и ясными путями передачи нагрузок;

– является однородной и примерно симметричной в плане, по крайней мере, в одном из главных направлений;

– потенциально способна обеспечить требуемую сопротивляемость и жесткость в двух ортогональных главных горизонтальных направлениях и на кручение в плане;

Сбалансированность распределения в плане жесткостей и масс здания 1Б, а также способность его междуэтажных перекрытий выполнять функции горизонтальных диафрагм должны быть подтверждены результатами расчетов и соответствующих проверок.

2.3.4.4. С позиций базовых принципов проектирования зданий в сейсмических зонах, регламентируемых в 5.4 СП РК 2.03-30-2017* конструктивная система здания 2 (без учета пешеходных галерей):

– характеризуется приемлемыми пространственными конфигурациями и имеет допустимые генеральные размеры в плане и по высоте;

– обладает простотой и характеризуется ясными путями передачи нагрузок;

– является однородной и примерно симметричной в плане в обоих главных направлениях; имеет сбалансированное в плане распределение жесткостей и масс;

Примечание. Сбалансированность распределения жесткостей и масс в плане здания должна быть подтверждена результатами расчетов и соответствующих проверок.

– может рассматриваться, как потенциально способная обеспечить сопротивляемость и жесткость в двух ортогональных главных горизонтальных направлениях, однако при этом может обладать низкой потенциальной способностью сопротивляться эффектам кручения в плане;

– включает междуэтажные перекрытия и покрытие, которые могут рассматриваться, как потенциально способные выполнять функции горизонтальных диафрагм.

2.3.4.5. С позиций базовых принципов проектирования зданий в сейсмических зонах, регламентируемых в 5.4 СП РК 2.03-30-2017* в проектируемых зданиях 1А, 1Б и 2 (без учета пешеходных галерей):

– избыточность (резервы прочности) конструктивных систем обеспечивается их многократной статической неопределимостью;

– конструкция плитного фундамента может рассматриваться как потенциально отвечающая параметрам надфундаментного строения.

2.3.4.6. Проектными решениями предполагается, что в каждом рассматриваемом здании 1А, 1Б и 2 конструктивная система подвального (подземного) этажа будет характеризоваться более высокой пространственной жесткостью, обусловленной, главным образом, устройством по внешнему периметру наружных стен подвала.

Классификация подвального этажа как жесткой подземной части в каждом здании должна быть подтверждена результатами расчетов и соответствующих проверок.

2.3.4.7. Оценки соответствия базовым принципам рассматриваемых зданий должны обосновываться и подтверждаться результатами общих расчетов и проверок, которые должны выполняться в соответствии с требованиями настоящих СТУ и СП РК 2.03-30-2017*.

3. Основные принципы проектирования

3.1. Каждое из рассматриваемых зданий (1А, 1Б и 2), проектируемое в соответствии с положениями настоящих СТУ, должно удовлетворять требованиям для обычных и особых условий строительства, регламентируемым действующими на территории Республики Казахстан нормативными документами (см. 2.1 и также 7.1.1 СП РК 2.03-30-2017*).

3.2. При проектировании зданий следует рассматривать регламентируемые СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 предельные состояния и связанные с ними расчетные ситуации (в том числе и сейсмическую), а также аспекты геотехнического проектирования.

3.3. Общая информация о правилах комбинирования воздействий, учитываемых при определении расчетных значений эффектов воздействий, приведена в СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

3.4. В рамках настоящих СТУ рассматриваются, главным образом, особые условия, соответствующие сейсмической расчетной ситуации, и предоставляются положения, которыми следует руководствоваться при проектировании несущих конструкций здания при строительстве на рассматриваемом участке.

3.5. В сейсмической расчетной ситуации при моделировании постоянных воздействий (G) должны быть приняты во внимание нагрузки, величины которых обусловлены собственным весом основных несущих конструкций, ненесущих наружных ограждающих стен и фасадных систем, весом различного стационарного оборудования (например, лифтов или эскалаторов; систем обогрева, вентиляции и кондиционирования; электро- и др.) и покрытий балластного типа (полы, засыпки, стяжки, кровли и пр.).

При моделировании постоянных воздействий (G) их расчетные значения должны устанавливаться посредством характеристического значения (G_k) и вычисляться по правилам СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СП РК EN 1991-1:2002/2011.

Примечание. Для сближения с требованиями СП РК 2.03-30-2017* в рамках СТУ под характеристическим значением постоянных воздействий (G_k) следует понимать воздействия, обусловленные постоянными нагрузками с нормативными значениями их величин.

3.6. В сейсмической расчетной ситуации, при моделировании переменных воздействий (Q) и определении их расчетных величин посредством характеристического значения (Q_k), наряду с правилами СП РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и соответствующих Частей СП РК EN 1991, следует руководствоваться дополнительными требованиями и указаниями настоящих СТУ.

Примечание. Согласно СП РК EN 1991-1-1:2002/2011 переменные воздействия в общем случае обусловлены приложенными нагрузками на перекрытия, снеговыми нагрузками, воздействиями ветра, косвенными воздействиями (например, температурными), транспортными воздействиями и пр. Для сближения с требованиями СП РК 2.03-30-2017* под переменными воздействиями (Q_k) и приложенными нагрузками с характеристическими значениями их величин в СТУ понимаются временные воздействия и временные нагрузки с нормативными значениями их величин.

3.7. В сейсмической расчетной ситуации при моделировании временных воздействий на перекрытия и покрытие следует учитывать эксплуатационные временные

нагрузки, величина которых зависит от категорий использования площадей, а также временные нагрузки, обусловленные весом внутренних временных перегородок.

Примечание.

1. Категории использования площадей см. положение НП 2.3.1, Таблицу 6.1* Национального Приложения к СП РК EN 1991-1-1:2002/2011.

2. Временные нагрузки, обусловленные условиями эксплуатации помещений и временными перегородками, должны суммироваться и включаться в сейсмическую комбинацию как одно временное воздействие.

3. Согласно 6.3.1.2(9) СП РК EN 1991-1-1:2002/2011, если перегородки имеют собственный вес больше чем 3,0 кН/м (или 300 кг/пог.м), то следует учитывать их фактический вес, потенциальное местоположение и ориентацию, а также тип несущего перекрытия.

Рекомендуется такие перегородки идентифицировать как капитальные ограждающие ненесущие стены, а обусловленные ими нагрузки классифицировать, как постоянные нагрузки с нормативными (характеристическими) значениями их величин.

3.8. Для сейсмической расчетной ситуации правило квазипостоянной комбинации одновременных воздействий, регламентируемое Таблицей А1.3 в Приложении А1 СП РК EN 1990:2002+А1:2005/2011, может быть представлено в ниже следующем табличном виде:

Расчетная ситуация	Постоянные нагрузки и воздействия	Доминирующее сейсмическое воздействие	Временные нагрузки и воздействия	
			основные (при наличии)	прочие
Сейсмическая	$\sum G_{k,j}$	A_{Ed}	$\sum \psi_{2,i} Q_{k,i}$	
Значения коэффициентов ($\psi_{2,i}$) к временным воздействиям и нагрузкам, применительно для квазипостоянной сейсмической комбинации воздействий, регламентируемые Таблицей А1.1 Приложения А в СП РК EN 1990:2002+А1:2005/2011, следует назначать согласно пункту НП.2.2.2 и таблице НП.А1.1 Национального приложения к СП РК EN 1990:2002+А1:2005/2011.				

3.9. Согласно 3.2.4(2)Р и выражению (3.17) в СП РК EN 1998-1:2004/2012 инерционные эффекты расчетных сейсмических воздействий должны быть проанализированы с учетом наличия масс, связанных со всеми гравитационными нагрузками, входящими в комбинацию, выражаемую в ниже следующем виде:

$\Sigma G_{k,j}$ "+" $\Sigma \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$,

где $\psi_{E,i}$ – коэффициент комбинирования для временного воздействия i (см. далее 4.1.8 настоящих СТУ).

3.10. Разработку проектной документации на строительство каждого рассматриваемого здания в особых условиях сейсмической расчетной ситуации следует выполнять:

а) исходя из сейсмичности площадки строительства, типа грунтовых условий по сейсмическим свойствам и категории рельефа участка застройки, а также прочих сведений и факторов, оговоренных в 2.2;

б) на основании результатов расчетов, выполняемых в соответствии с положениями настоящих СТУ (см. далее раздел 4);

в) с учетом указаний и рекомендаций, изложенных в Разделе 5 «Конструктивные мероприятия» настоящих СТУ и обеспечивающих:

– совместную работу несущих конструкций здания во время землетрясения;

– повышенную способность несущих конструкций здания к развитию пластических деформаций;

– устойчивость и геометрическую неизменяемость конструктивной системы сопротивления здания при развитии в несущих конструкциях и соединениях между ними пластических деформаций;

– сохранность основных несущих конструкций, локальное разрушение или недопустимое деформирование которых способно вызвать обрушение здания;

– сохранность ненесущих конструкций (перегородок, ограждающих стен), повреждения которых могут представлять угрозу для безопасности людей или потребуют больших затрат на их устранение.

Примечание. Согласно 5.6 СП РК 2.03-30-2017*, при проектировании рассматриваемых зданий в соответствии с положениями настоящих СТУ, расчеты на прогрессирующее обрушение здания, а также проверки несущих конструкций на сопротивление усталостному разрушению не требуются.

3.11. При проектировании рассматриваемых зданий стальные пролетные структуры пешеходных галерей между зданиями 1А и 2 и зданиями 1Б и 2 (см. 2.3.1.4 допускается классифицировать как вторичные конструктивные подсистемы, которые не являются составной частью конструктивных систем, сопротивляющихся сейсмическим воздействиям.

Предполагается, что стальные пролетные структуры пешеходных галерей будут соединены со зданиями с помощью сейсмоизолирующих устройств, обладающих адекватной горизонтальной податливостью, (см. также 5.7). В результате этого прочностью и жесткостью вторичных конструктивных подсистем при выполнении расчетов рассматриваемых зданий на сейсмические воздействия, допускается пренебречь (см. также 4.1.5 прим.).

При конструировании элементов вторичных конструктивных подсистем следует руководствоваться требованиями настоящих СТУ (см. также 5.7 и 5.8), СП РК 2.03-30-2017* и соответствующих нормативных документов, например, СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций» и серии НТП РК к нему.

3.12. Требования настоящих СТУ являются минимально необходимыми для обеспечения безопасности людей и сохранности имущества при землетрясениях.

По усмотрению заказчика, для уменьшения повреждений сооружений при землетрясениях, уровень расчетных нагрузок и конструктивных мероприятий, предусмотренный настоящими СТУ, может быть повышен.

4. Эффекты сейсмических воздействий

4.1. Общие положения

4.1.1. Положения настоящего Раздела считаются действительными при условии проектирования строительных конструкций (несущих и ненесущих) каждого из рассматриваемых зданий (1А, 1Б и 2), с соблюдением указаний и рекомендаций, изложенных в Разделе 5 «Конструктивные мероприятия» настоящего документа.

4.1.2. Расчет несущих конструкций каждого проектируемого здания и грунтового основания должен выполняться на основные и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

При выполнении общих расчетов проектируемого здания на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий, правила снижения величин временных воздействий и нагрузок на перекрытия, предусмотренное СП РК EN 1991-1-1:2002/2011, применять не следует.

4.1.3. При проектировании рассматриваемого здания сейсмические эффекты и эффекты других воздействий, учитываемых в сейсмической расчетной ситуации, могут быть определены на основании анализа линейно-упругого поведения сооружения.

В качестве эталонного метода определения расчетных сейсмических нагрузок на здание следует принимать спектрально-модальный метод.

4.1.4. Для выполнения расчетов (анализа) проектируемого здания, следует применять пространственные расчетные 3D-модели, которые адекватным образом должны учитывать особенности, связанные со статическими и динамическими воздействиями.

4.1.5. Пространственные расчетные 3D-модели каждого проектируемого здания следует назначать таким образом, чтобы они достоверно отображали его проектное решение и особенности взаимодействия между основными элементами конструктивной системы.

Расчеты здания следует выполнять с учетом совместной работы надземных и подземных несущих конструкций, фундамента и грунтового основания.

Расчетные модели здания должны назначаться таким образом, чтобы в наибольшей степени объективно отражать взаимодействие в общей системе «грунт-фундамент-сооружение».

Примечание. Расчетные проверки непосредственно пешеходных галерей и формирующих их элементов допускается осуществлять с использованием парциальных расчетных моделей, объективно отражающих условия их возможного взаимодействия с конструктивными системами рассматриваемых зданий. Структурное стальное сооружение в виде навеса на покрытии здания 2 рекомендуется отражать непосредственным образом в общей расчетной модели.

4.1.6. Пространственная расчетная 3D-модель каждого проектируемого здания должна адекватно отображать распределение жесткостей и масс, с тем, чтобы все значимые формы деформирования и силы инерции учитывались при рассматриваемом сейсмическом воздействии.

4.1.7. При построении линейно-упругих расчетных моделей конструктивной системы рассматриваемого здания, жесткости железобетонных несущих конструкций следует определять в соответствии с положениями Приложения Г к СП РК 2.03-30-2017*.

Основываясь на положениях Приложения Г, жесткости железобетонных несущих конструкций следует принимать:

а) при определении расчетных сейсмических нагрузок и усилий в несущих конструкциях – учитывая полные сечения элементов конструкций и начальные значения модуля упругости бетона, указанные в соответствующих нормативных документах по проектированию железобетонных конструкций;

б) при определении величин перемещений, принимаемых во внимание при проектировании антисейсмических швов, а также и при проверках соответствия

горизонтальных перекосов этажей и P-Δ эффектов нормативным ограничениям – учитывая полные сечения элементов конструкций, но принимая начальные модули упругости бетона с понижающим коэффициентом ***0,5***.

4.1.8. При вычислении сейсмических нагрузок и определении эффектов сейсмических воздействий учитываемые массы здания, которые связаны с постоянными (G) и временными (Q) воздействиями, и обусловленных постоянными и временными нагрузками, соответственно, следует руководствоваться Выражением ниже:

$$\sum_{\mathrm{k}} \frac{G_{\mathrm{k,j}}}{g} + \sum_{\mathrm{i}} \left[\psi_{\mathrm{E,i}} \cdot \frac{Q_{\mathrm{k,i}}}{g} \right],$$

где

$G_{\mathrm{k,j}}$ – значение j-го постоянного воздействия, обусловленного постоянными нагрузками, учитываемых с нормативным (характеристическим) значением их величин;

$Q_{\mathrm{k,i}}$ – значение i-го временного воздействия, обусловленного временными нагрузками, учитываемых с нормативным (характеристическим) значением;

g – ускорение силы тяжести (9,81 м/с^2);

ψ_{Ei} – коэффициент комбинирования, как это определено в настоящих СТУ ниже.

Примечание. Ускорение силы тяжести g включено в данное Выражение, так как постоянные и временные нагрузки, обуславливающие постоянные и временные воздействия ($G_{\mathrm{k,j}}$ и $Q_{\mathrm{k,i}}$), являются гравитационными нагрузками, а вычисляемые сейсмические нагрузки – инерционными.

Коэффициент комбинирования ψ_{Ei}, применяемый в Выражении выше, рассчитывается с использованием ниже следующей формулы:

$\psi_{\mathrm{Ei}} = \varphi\ \psi_{2\mathrm{i}}$.

Примечание. При выполнении расчетов конструкций и моделировании может быть рекомендована информация для применения, приведенная в Таблице ниже.

Величины φ для вычисления ψ_{Ei}

Категории помещений	**Этажи и помещения**	φ
A – C*	Помещения или этажи с помещениями, соответствующими основному функциональному назначению здания	**0,8**
	Помещения или этажи с помещениями, не соответствующими основному функциональному назначению здания	**0,5**
D – F* и архивы		**1,0**
H*	Покрытие (крыша)	**1,0**
* - Категории помещений с учетом определений, согласно таблице 4.2 НТП РК 08-01.2-2020 и положению НП 2.3.1, Таблице 6.1* Национального Приложения к СП РК EN 1991-1-1:2002/2011.		

4.1.9. Расчетные сейсмические нагрузки, действующие на здание, следует определять по спектральному методу с помощью правил, базирующихся на требованиях СП РК 2.03-30-2017*.

4.1.10. При проектировании каждого рассматриваемого здания в соответствии с требованиями настоящих СТУ допустимо применение расчетных 3D-моделей, реализующих традиционно используемый метод конечных элементов (МКЭ).

Примечание. Для выполнения расчета конструкций на особое сочетание нагрузок, по результатам которого будет осуществляться их последующее проектирование, может применяться программный расчетно-вычислительный комплекс «ЛИРА-САПР» последней версии (не ранее 2020 года), предусматривающий возможность реализации требований европейских стандартов (в частности, в отношении конструкционных материалов по EN 1992).

4.2. Учет взаимодействия конструктивной системы здания с грунтовым основанием

4.2.1. При выполнении расчетов (анализа) с учетом взаимодействия в системе «грунт-фундамент-сооружение», применительно к особым условиям сейсмической расчетной ситуации, параметры эквивалентной упругой жесткости грунта, залегающего в основании ниже подошвы фундаментной плиты, при моделировании допускается вычислять с использованием указаний и рекомендаций Приложения Д в СП РК 2.03-30-2017*.

Примечание. При определении периодов и форм собственных колебаний каждого рассматриваемого здания, а также эффектов сейсмических воздействий, распределительные свойства грунта за пределами площади подошвы фундамента не учитываются. Для подтверждения предварительных оценок в отношении удовлетворения конструктивных систем проектируемых зданий критериям регулярности в плане и по высоте, должны приниматься во внимание результаты модального анализа с использованием пространственной расчетной 3D-модели, учитывающей взаимодействие системы «грунт-фундамент-сооружение». При выполнении расчетов могут быть приняты во внимание рекомендации по устройству грунтового основания с учетом сведений об инженерно-геологических условиях на рассматриваемой площадке строительства (см. 2.2.3 и 2.3.3.4 настоящих СТУ).

4.2.2. *Расчеты несущих конструкций, фундаментов и основания следует выполнять дважды*. В первом расчете следует учитывать только основное сочетание нагрузок, а во втором – основное и особое сочетание нагрузок.

В первом расчете (на основное сочетание нагрузок) – деформационные свойства основания следует принимать в соответствии с данными, приведенными в документе «Технический отчет об инженерно-геологических изысканиях…».

Во втором расчете (выполняемом с учетом взаимодействия конструктивной системы каждого рассматриваемого здания с грунтовым основанием при сейсмических воздействиях) – параметры эквивалентной упругой жесткости грунта следует определять в соответствии с положениями Д.5 Приложения Д к СП РК 2.03-30-2017*.

4.3. Учет форм колебаний

4.3.1. При определении эффектов сейсмического воздействия необходимо учитывать все формы колебаний, существенно влияющие на общую реакцию каждого рассматриваемого здания (1А, 1Б и 2).

4.3.2. Требования 4.3.1 могут считаться выполненными, если соблюдается любое из перечисленных ниже условий:

– сумма эффективных модальных масс для учитываемых форм колебаний составляет, по меньшей мере, 90 % от общей массы здания;

– учитываются все формы колебаний с эффективными модальными массами, превышающими 5 % от общей массы здания.

4.3.3. Условия, приведенные в 4.3.2, должны быть проверены для каждого значимого направления здания.

4.3.4. Если условия в 4.3.2 не могут быть выполнены (например, в сооружениях со значительным вкладом локальных форм колебаний), то при определении эффектов сейсмических воздействий допускается учитывать только формы колебаний здания с периодами более $0{,}15T_1$ (где T_1 – период первой формы собственных колебаний в рассматриваемом направлении) и более 0,1 с.

4.4. Определение расчетных сейсмических нагрузок спектральным методом

4.4.1. Расчеты каждого проектируемого здания (1А, 1Б и 2) следует выполнять с учетом двунаправленного горизонтального сейсмического воздействия.

4.4.2. При выполнении расчетов следует учитывать одновременность сейсмических воздействий на здание в ортогональных горизонтальных направлениях.

4.4.3. Для определения горизонтальной расчетной сейсмической нагрузки F_{ik} спектральным методом следует применять выражение:

$$F_{ik} = \gamma_{Ih} \cdot S_d(T_i) \cdot m_{ik},$$

где

F_{ik} – сейсмическая нагрузка на здание в рассматриваемом горизонтальном направлении для i-й формы его собственных колебаний, приложенная к точке k;

γ_{Ih} – коэффициент, учитывающий сочетание классов ответственности и принимаемый при определении горизонтальных эффектов сейсмических воздействий согласно табл. 7.4 СП РК 2.03-30-2017* равным не менее:

– γ_{Ih} = ***1,8*** для высотных зданий 1А и 1Б; (как для 20-этажных)

– γ_{Ih} = ***1,6*** для здания 2 повышенной этажности; (как для 15-этажного)

$S_d(T_i)$ – значение спектра расчетных реакций в ускорениях на периоде T_i;

T_i – период колебаний здания по i-й форме в рассматриваемом горизонтальном направлении;

m_{ik} – эффективная модальная масса, отнесенная к точке k, соответствующая i-й форме колебаний, определяемая с помощью выражения:

$$m_{ik} = m_k \cdot \eta_{ik},$$

где

η_{ik} – коэффициент, зависящий от формы деформирования здания при его собственных колебаниях по i-му тону, места расположения нагрузки и направления сейсмического воздействия.

4.5. Спектры расчетных реакций

4.5.1. Горизонтальное сейсмическое воздействие описывается двумя ортогональными компонентами, считающимися независимыми и характеризуемыми одинаковыми спектрами реакций.

4.5.2. Для горизонтальных компонент сейсмического воздействия, учитываемых при расчете каждого рассматриваемого здания 1А, 1Б и 2, спектр расчетных реакций $S_d(T)$ определяется с помощью выражений:

$0 \le T \le T_C$: $$S_d(T) = a_g \cdot \frac{2{,}5}{q},$$

$T \geq T_C$: $$S_d(T) = a_g \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T}\right], \text{ но не менее } \beta \cdot a_g,$$

где

$S_d(T)$ – спектр расчетных реакций, характеризующий горизонтальную компоненту сейсмического воздействия;

T_C – максимальное значение периода на постоянном участке графика спектральных ускорений, которое следует принимать соответствующим типу грунтовых условий II (второй) и равным ***0,72*** сек (см. табл. 7.5 СП РК 2.03-30-2017*, отчет ТОО «Инженерные изыскания»);

T – период колебаний линейной системы с одной степенью свободы в горизонтальном направлении;

a_g – расчетное горизонтальное ускорение на площадке строительства следует принимать $\boldsymbol{a_g = 0,08\ g}$ (см. Приложение Е к СП РК 2.03-30-2017*; см. отчет ТОО «Инженерные изыскания», см. также 2.2.4 настоящих СТУ);

β – показатель нижней границы спектра расчетных реакций для горизонтальных компонент, принимаемый ***0,2***;

q – коэффициент поведения, значение которого, при условии удовлетворения концептуальным критериям регулярности в плане и по высоте, регламентируемых в Приложении Ж к СП РК 2.03-30-2017*, следует принимать не более:

– для зданий 1А и 2 в обоих главных направлениях равным $\boldsymbol{q}$ = **4,0**.

– для здания 1Б в обоих главных направлениях равным $\boldsymbol{q}$ = **3,3**.

4.5.3. Общий вид спектров расчетных реакций для горизонтальных компонент сейсмического воздействия показан на Рисунке 4.1.

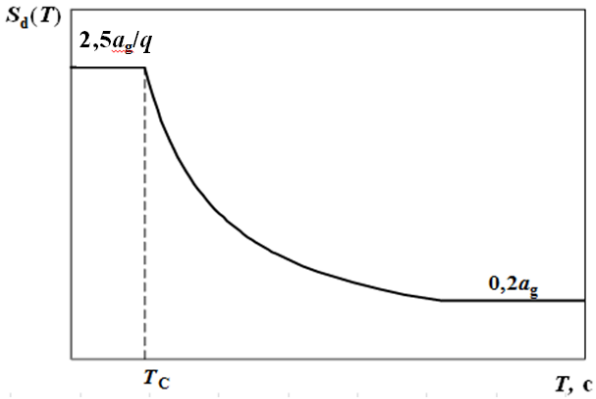


Рисунок 4.1

4.6. Комбинации модальных реакций от компонент сейсмического воздействия

4.6.1. Величина эффекта сейсмического воздействия E_E от одной горизонтальной компоненты сейсмического воздействия может быть определена как «корень квадратный из суммы квадратов»:

$$E_E = \pm\sqrt{\Sigma E_{Ei}^2},$$

где

E_E – эффект рассматриваемого сейсмического воздействия (усилие, перемещение и т.д.);

E_{Ei} – значение эффекта сейсмического воздействия по i-й форме колебаний.

4.6.2. В общем случае следует принимать, что горизонтальные компоненты сейсмического воздействия действуют одновременно.

4.6.3. Для учета эффектов, связанных с одновременным действием горизонтальных компонент сейсмического воздействия, комбинации модальных реакций могут быть составлены следующим образом:

а) сначала, с использованием правил комбинирования модальных реакций, как указано в 4.6.1, должна быть оценена реакция здания на каждую отдельную компоненту сейсмического воздействия;

б) затем, эффекты сейсмического воздействия, обусловленные одновременным действием двух горизонтальных компонент, могут быть вычислены с использованием следующих комбинаций:

для зданий 1А и 2:

E_{Edx} “+” $0{,}30 \cdot E_{Edy}$;

$0{,}30 \cdot E_{Edx}$ “+” E_{Edy};

для здания 1Б:

E_{Edx} “+” $0{,}40 \cdot E_{Edy}$;

$0{,}40 \cdot E_{Edx}$ “+” E_{Edy};

где

“+” – подразумевает «комбинацию с …»;

E_{Edx} – представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль горизонтальной оси *x* здания;

E_{Edy} – представляет собой эффекты от приложения сейсмического воздействия вдоль ортогональной горизонтальной оси *y* здания;

Знак каждой компоненты в приведенных выше комбинациях следует принимать как наиболее неблагоприятный для рассматриваемого эффекта воздействия.

4.7. Эффекты случайного кручения в плане

4.7.1. Для каждого рассматриваемого здания (1А, 1Б и 2) следует учитывать эффекты кручения в плане, обусловленные неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения.

4.7.2. Определению эффектов кручения в плане, должны предшествовать проверки и оценки удовлетворения перекрытиями и покрытием базовому принципу их диафрагмального поведения, выполняемые во всех этажах зданий, в том числе и над подвальным (цокольным) этажом, в том числе и над верхним техническим 21-м этажом в зданиях 1А и 1Б.

Перекрытия и покрытие, выполняющие функции горизонтальных диафрагм, должны быть подвергнуты расчетным проверкам, результаты которых должны подтверждать характеристики их жесткости в своей плоскости, соответствующих требуемым параметрам, учитываемых для классификации здания по регулярности в плане (как регулярного или умеренно нерегулярного, согласно требованиям Приложения Ж к СП РК 2.03-30-2017*).

Примечание.

1. Если расчетные значения горизонтальных перемещений перекрытий, определенные с учетом их деформативности в своей плоскости, не превышают более чем на 10 % значения перемещений, определенные в предположении абсолютной горизонтальной жесткости

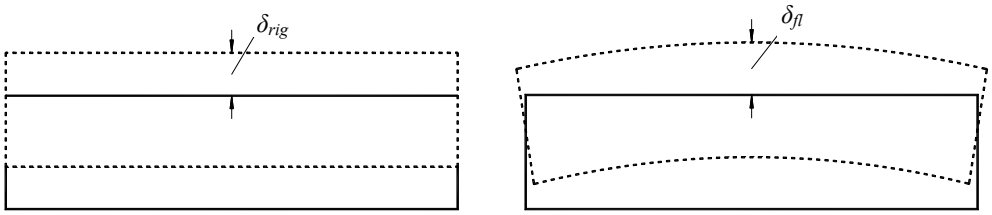
перекрытий, то они могут рассматриваться как жесткие в своей плоскости горизонтальные диафрагмы. Оценки жесткости перекрытий могут быть выполнены посредством формулы ниже:

$$\frac{\delta_{fl} - \delta_{rig}}{\delta_{rig}} \cdot 100\% \le 10\%$$

где (см. также рис. ниже):

δ_{fl} – перемещения перекрытий, определяемые с учетом их деформативности;

δ_{rig} – перемещения перекрытий, определяемые в предположении их абсолютной жесткости.



2. Если в здании проектируемый подвальный (цокольный) этаж может быть классифицирован как жесткая подземная часть, то проверки и оценки диафрагмального поведения перекрытий и покрытия, а также проверки удовлетворения критериям регулярности в плане допускается осуществлять только в отношении надземной части здания, расположенной выше жесткого подвального (цокольного) этажа.

4.7.3. Для учета эффектов кручения, обусловленных неопределенностями в расположении масс и пространственными вариациями сейсмического движения, расчетные центры массы на каждом этаже здания следует рассматривать как смещенные относительно номинального положения на расстояние e_{ak} в направлении ортогональном направлению действия сейсмических сил:

$e_{ak}=\pm 0{,}05 \cdot L_k \cdot f_{ek}$,

где:

e_{ak} – случайный эксцентриситет массы k-го этажа, принимаемый в одинаковом направлении на всех этажах строения;

L_k – размер перекрытия над k-м этажом в направлении, перпендикулярном к направлению действия сейсмических сил;

f_{ek} – коэффициент, учитывающий нерегулярность строения в плане в уровне k-го этажа.

4.7.4. Значение коэффициента f_{ek} для регулярных и нерегулярных в плане конструктивной системы здания (см. Ж.3 Приложения Ж к СП РК 2.03-30-2017*) следует определять с помощью нижеследующего выражения:

$$f_{ek} = \rho \cdot \left(\frac{\delta_{kmax}}{1{,}1\delta_{kav}} \right)^4,$$

где $\rho \le f_{ek} \le 3{,}0$.

δ_{kmax} – максимальное перемещение верхнего перекрытия k-го этажа (см. рис. 4.3);

δ_{kav} – среднеарифметическое перемещение верхнего перекрытия k-го этажа;

ρ – коэффициент, значение которого следует принимать:

1,0 – если система классифицируется, как регулярная;

1,2 – если система классифицируется, как умеренно нерегулярная.

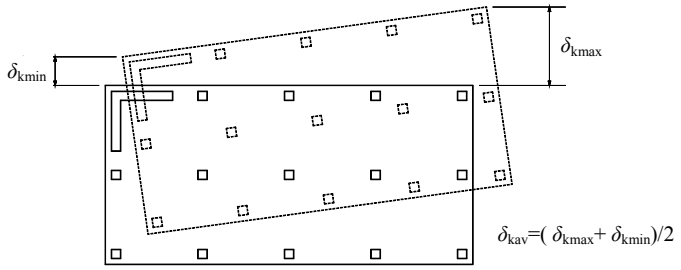


Рисунок 4.3

4.7.5. В качестве альтернативы эффекты кручения могут быть определены, как результирующие эффектов, вызванных соответствующими наборами статических крутящих моментов M_{ak}, действующих относительно вертикальной оси k-го этажа:

$M_{ak} = e_{ak} F_k$,

где

M_{ak} – крутящий момент, приложенный к перекрытию над k-м этажом относительно его вертикальной оси;

e_{ak} – случайный эксцентриситет массы k-го этажа, определенный в соответствии с 4.7.3 для всех значимых направлений строения;

F_k – горизонтальная сила, действующая на k-й этаж в рассматриваемом направлении.

Эффекты кручения, определенные в соответствии с 4.7.5, следует учитывать как с положительными, так и с отрицательными знаками, принимаемыми одинаковыми для всех этажей рассматриваемого здания.

Примечания. При определении расчетных сейсмических нагрузок и усилий в конструкциях рассматриваемого здания, допускается пользоваться методикой, отличающейся от изложенной в 4.7.3 и 4.7.5, но приводящей примерно к таким же конечным результатам (например, модулем 38 в ПК «ЛИРА»).

4.8. Проверки регулярности здания по высоте

4.8.1. Проверки регулярности по высоте каждого рассматриваемого здания (1А, 1Б и 2) следует осуществлять в соответствии с положениями в Ж.2 Приложения Ж к СП РК 2.03-30-2017* и 4.1.7б) настоящих СТУ.

4.9. Проверка устойчивости здания

4.9.1. При проверке рассматриваемого здания на устойчивость против опрокидывания и сдвига, вкладом вертикальных сейсмических нагрузок, вызванных вертикальной компонентой сейсмического воздействия и направленных против гравитационных нагрузок, допускается пренебречь (см. 8.4 СП РК 2.03-30-2017*).

4.9.2. При расчетных проверках на устойчивость против опрокидывания или сдвига (скольжения) конструктивную систему здания допускается рассматривать как жесткое недеформируемое тело.

Примечание. При проверках расчетная схема должна учитывать полную высоту здания, начиная от подошвы фундамента.

Удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной расчетной сейсмической нагрузки не менее чем в 1,5 раза.

При расчете на сдвиг удерживающая горизонтальная сила должна превышать горизонтальную сдвигающую сейсмическую силу не менее чем в 1,2 раза.

4.10. Проверка необходимости учета Р-Δ эффектов

4.10.1. Проверки необходимости учета Р-Δ эффектов следует выполнять в соответствии с положениями 7.12 СП РК 2.03-30-2017* и 4.1.7.б) настоящих СТУ.

4.11. Расчетные сейсмические нагрузки на ненесущие конструкции здания

4.11.1. Сейсмические нагрузки, действующие на ненесущие конструкции (неконструктивные элементы) в рассматриваемом здании (в т.ч., балконы и козырьки, парапеты, архитектурные надстройки и пр.) следует определять согласно положениям раздела 7.10 СП РК 2.03-30-2017*.

4.11.2. Ненесущие конструкции здания (парапеты, перегородки, ограждения, механическое оборудование и прочие), которые при отказе могут представлять опасность для людей и влиять на основную конструкцию или на функционирование важного оборудования, должны быть проверены на сопротивляемость сейсмическому воздействию вместе с элементами их крепления (см. 7.10 СП РК 2.03-30-2017*).

4.11.3. Проектные решения, связанные с устройством ненесущих стеновых элементов (например, перегородок и заполнений), навесных панелей и фасадных систем, а также их соединений с несущими конструкциями здания, должны быть обоснованы расчетом на горизонтальные сейсмические нагрузки, действующие из их плоскости.

Примечание. Соединения, не обеспечивающие раздельную работу ненесущих и несущих конструкций, допускается применять в тех случаях, когда расчетные значения горизонтальных перекосов этажей здания не превышают величины d_{rs} (см. 4.12), определенной при значении коэффициента ε менее 0,01 (см. табл. 4.1).

4.12. Проверки горизонтальных перекосов этажей здания

4.12.1. Горизонтальные перекосы этажей в каждом рассматриваемом здании (1А, 1Б и 2), для обеспечения безопасности людей и предотвращения разрушений стенового заполнения, перегородок, витражей и других ненесущих элементов, следует ограничивать.

4.12.2. Требование 4.12.1 считается выполненным, если горизонтальные перекосы этажей здания d_{rs}, определяемые в соответствии с Приложением И к СП РК 2.03-30-2017* и 4.1.7.б) настоящих СТУ, ограничены согласно 4.12.3.

4.12.3. Допустимые величины горизонтальных перекосов этажей d_{rs} должны соответствовать нижеследующему условию:

$$d_{rs} \le \frac{h \cdot \varepsilon}{q}$$

где

d_{rs} – перекос этажа при расчетных сейсмических нагрузках на здание, определяемый в соответствии с Приложением И к СП РК 2.03-30-2017*;

h – высота этажа;

q – коэффициент поведения, принимаемый в соответствии с пунктом 4.5.2;

ε – коэффициент, принимаемый по таблице 4.1.

Таблица 4.1 – Значения коэффициента ε

Соединения между ненесущими стеновыми конструкциями и несущими конструкциями здания	Значения коэффициента ε
1. Обеспечивающие раздельную работу при сейсмических воздействиях ненесущих и несущих конструкций.	**0,020**
2. Не обеспечивающие при сейсмических воздействиях раздельную работу ненесущих конструкций, выполненных из пластичных материалов, и несущих конструкций.	**0,015**
3. Не обеспечивающие при сейсмических воздействиях раздельную работу ненесущих конструкций, выполненных из жестких материалов, и несущих конструкций.	**0,010**

Примечание. Если величины перекосов одного или нескольких этажей не отвечают требованиям 4.12.3, то горизонтальная жесткость этих этажей должна быть увеличена.

5. Конструктивные мероприятия

5.1. Общие положения

5.1.1. Положениями Раздела 5 следует руководствоваться в дополнение к конструктивным требованиям СП РК 2.03-30-2017*, а также требованиям СП РК EN и соответствующих НТП РК к ним.

5.1.2. Проектирование монолитных железобетонных несущих конструкций рассматриваемого многоэтажного жилого здания следует осуществлять в соответствии с требованиями СП РК 2.03-30-2017*, СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и НТП РК к нему, а также положениями настоящих СТУ.

5.1.3. При проектировании монолитных железобетонных конструкций характеристическую прочность бетона (f_{ck}) и соответствующие механические характеристики следует принимать по табл. 3.1 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, с учетом классификации бетонов по СТ РК EN 206-2017.

Для выполнения несущих конструкций (фундаментов, стен, колонн, перекрытий и пр.) следует применять конструкционный бетон, отвечающий классу по прочности на сжатие не менее С20/25 (ориентировочно соответствует классу В25).

Примечание. При проектировании допускается использовать информационные сведения о классах и характеристиках бетонов, приведенные в Приложении 1 настоящих СТУ.

5.1.4. Для рабочего армирования железобетонных конструкций следует применять арматурный стержневой прокат периодического профиля, характеристики и свойства которого удовлетворяют требованиям СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 (см. 1.1.2(4)P, подраздел 3.2 и Приложение С в данном стандарте) и СТ РК EN 10080-2011.

5.1.5. При проверках прочности железобетонных конструкций следует соблюдать положения раздела 8 СП РК 2.03-30-2017*.

5.1.6. Гнутые замкнутые хомуты и шпильки поперечной арматуры, устанавливаемой по расчету, должны выполняться с концевой анкеровкой посредством загибов вокруг рабочей продольной арматуры крюками под углом не менее 135º и концами длиной не менее $10d_{bw}$, где d_{bw} – номинальный диаметр расчетной поперечной арматуры.

Диаметр гнутых хомутов и шпилек расчетной поперечной арматуры должен быть не менее 6 мм и 0,33*d* (*d* - диаметр рабочей продольной арматуры).

Гнутые замкнутые хомуты и шпильки поперечной арматуры, устанавливаемые по расчету, следует выполнять только из стержневого проката периодического профиля.

Примечание. При конструировании рабочего армирования монолитных железобетонных конструкций следует руководствоваться требованиями Раздела 8 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011, а также, в отношении толщины защитного слоя бетона в железобетонных конструкциях, требованиями подраздела 4.4.1 СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.1.7. Для реализации требований СП РК 2.03-30-2017* при проектировании рассматриваемого здания допускается дополнительно руководствоваться приемлемыми положениями СП 63.1330.2018 и СП 52-103-2007 (нормативные документы РФ) и сведениями иных соответствующих стандартов, если они не противоречат требованиям настоящих СТУ и других нормативно-инструктивных документов РК.

5.1.8. Для устройства рабочего армирования следует применять арматурную сталь, изготовление, свойства и качество которой удовлетворяют требованиям ГОСТ Р 57357-2016/EN 10080:2005 и ГОСТ 34028-2016.

В рассматриваемом проекте допускается применять прокат арматурный А500С с периодическим профилем по ГОСТ 34028—2016 «Прокат арматурный для железобетонных конструкций. Технические условия».

5.1.9. Гнутые замкнутые хомуты и шпильки поперечной арматуры, устанавливаемые по конструктивным соображениям, могут выполняться из гладкого арматурного проката.

Конструктивные хомуты и шпильки должны иметь надежную анкеровку концов и быть загнуты под углом не менее 135º вокруг рабочей продольной арматуры и заведены вглубь бетонного сечения элемента на длину не менее 6 диаметров хомута или шпильки и не менее 8 см.

Диаметр арматуры гнутых хомутов и шпилек конструктивного поперечного армирования должен быть не менее 6 мм и 0,33*d* (*d* - диаметр рабочей продольной арматуры).

5.2. Конструктивные решения стен из монолитного железобетона

5.2.1. Габаритные размеры монолитных железобетонных несущих стен, в том числе и их толщину, следует обосновывать и назначать по результатам соответствующих расчетных проверок.

Примечание. В качестве стен следует рассматривать вертикальные плоскостные конструктивные элементы здания, имеющие в плане поперечное сечение с отношением длины к толщине l_w/b_w более 4.

5.2.2. Минимальную толщину несущих стен допускается назначать 200 мм (см. 9.5.3 СП РК 2.03-30-2017*) только в тех случаях, когда это подтверждается результатами соответствующих расчетных проверок и к этим стенам в ортогональных направлениях не примыкают односторонне перемычки или ригели.

В местах одностороннего примыкания перемычек или ригелей к стенам толщиной 200 мм, для обеспечения надежной анкеровки арматуры, следует предусматривать простенки, колонны или пилястры с размерами поперечных сечений в направлении вдоль

перемычек или ригелей не менее 300 мм (с учетом толщины стены). Как вариант, возможно опирание ригеля на стены толщиной менее 300мм, с дальнейшим устройством консольного участка ригеля на длину не менее 20d рабочей арматуры, с учетом толщины стены, в соответствии с действующими нормативными документами.

Примечание. Когда перемычки или ригели располагаются с обеих сторон по месту их примыкания к стене, то оговоренное усиление стен допускается не соблюдать.

Вне зависимости от результатов расчетов, толщину несущих стен, размещаемых на внешнем контуре здания (фасады), рекомендуется назначать не менее 240 мм.

Минимальную толщину несущих стен также следует назначать с учетом следующих ограничительных условий:

- максимальная суммарная площадь продольной (вертикальной) арматуры в стенах на любом участке, в том числе и в узких простенках, не должна превышать 4% от площади поперечного сечения бетона, за исключением зон расположения соединений внахлестку без сварки, но не более 6%;
- суммарная площадь вертикального армирования стен на периферийных участках, вне зависимости от результатов расчетов, должна быть не менее 0,5% от площади поперечного сечения бетона (при этом, в зонах стыковых соединениях внахлестку без сварки учитывается площадь только одного из стыкуемых стержней).

5.2.3. Допускается производить перераспределение усилий:

- между перемычками или группой перемычек одного вертикального ряда, снижая до 20% расчетные изгибающие моменты в наиболее нагруженных перемычках при соответствующем их увеличении в менее нагруженных перемычках этого ряда;
- между стенами одного направления, снижая усилия от сейсмических нагрузок в наиболее нагруженной стене до 15% при соответствующем их увеличении в остальных стенах этого направления.

5.2.4. Монолитные железобетонные несущие стены должны иметь вертикальное и горизонтальное армирование:

- периферийных участков стен (или зон периферийного армирования);
- поля стен (участки полевого армирования);
- участков сопряжения (пересечения) стен в плане сооружения;
- участков сопряжения стен по высоте;
- участков сопряжения (пересечения) стен с перекрытиями.

Примечание. Перемычки над проемами, когда их размер по длине пролетов составляет более чем 3-кратный их размер по высоте поперечного сечения, следует проектировать как балки (см. 5.4 настоящих СТУ).

5.2.5. Узкие простенки и перемычки не допускается ослаблять локальными отверстиями (проемами), в том числе для пропуска инженерных коммуникаций. Периферийные зоны несущих стен не допускается ослаблять локальными отверстиями размером более 300х300 мм. При этом локальные отверстия в периферийных зонах стен должны находиться на расстоянии не менее 500 мм от начала периферийных участков и иметь соответствующее усиление по контуру.

5.2.6. Участки несущих стен, в наибольшей степени ответственные за способность к развитию пластических деформаций, являются критическими зонами и должны иметь специальное армирование, обеспечивающее необходимую пластичность деформирования

бетона и предотвращающее продольный изгиб (боковое выпучивание) вертикальных стержней арматуры при повторяющемся сжатии.

5.2.7. Армирование в периферийных участках несущих стен должно отвечать требованиям п.п. 5.2.7.1 - 5.2.7.18.

5.2.7.1. В периферийных участках стен со сложными конфигурациями их горизонтальной проекции плана, имеющих на торцах полки (или уширениях), армирование следует размещать в полках (или уширения) и одновременно в стенках, примыкающих к полкам.

5.2.7.2. Армирование в периферийных участках стен с простой формой плана, не имеющих на торцах полки (или уширения), следует размещать в границах зон периферийного армирования.

5.2.7.3. Длину зон периферийного армирования стен, l_u, не имеющих на концах полки, рекомендуется принимать не менее $0{,}15l_w$ (где l_w – длина стены в плане) и не менее $1{,}5t_w$ (где t_w – толщина стены).

Армирование периферийных участков стен, имеющих на торцах полки, следует размещать:

– в полках – на длине не более $2(t_f + t_w)$ и не менее $(t_f + t_w)$ в каждую сторону от оси стенки (t_f – толщина полки; t_w – толщина стенки);
– в стенках на длине, отвечающей следующим условиям:

$$l_u \geq (t_f + t_w); \quad l_u \geq 0{,}15l_w$$

5.2.7.4. Если геометрические параметры простенка характеризуются соотношением $h/l \geq 3$, где h - размер простенка по высоте, а l - размер поперечного сечения простенка по длине в плане, то его следует классифицировать как «узкий простенок».

Примечание. Размеры поперечного сечения узких простенков по длине в плане (l), вне зависимости от результатов расчетов, рекомендуется принимать не менее $l \geq 1{,}5b$ (где b - толщина стены) или не менее l=400 мм, что больше.

5.2.7.5. Армирование узких простенков следует принимать по результатам расчетов, но вне зависимости от их результатов, суммарная площадь рабочей вертикальной арматуры должна быть не менее 0,5% от площади поперечного сечения бетона.

5.2.7.6. Стыки продольной арматуры в узких простенках допускается выполнять внахлест без сварки (см. также 5.2.7.13).

5.2.7.7. При перераспределении изгибающих моментов в перемычках, рекомендуется увеличивать площадь вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов в зонах периферийного армирования несущих стен (простенков), примыкающих к этим перемычкам, не менее чем на 10%.

5.2.7.8. Максимальный диаметр вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов в зонах периферийного армирования стен и в узких простенках рекомендуется принимать не более 32 мм (см. 8.8 и Приложение J в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011).

Минимальный диаметр вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов в зонах периферийного армирования стен и в узких простенках рекомендуется принимать не менее 12 мм.

5.2.7.9. Толщина защитного слоя бетона для вертикальной арматуры каркасов должна назначаться по требованиям соответствующих нормативных документов (см. также 5.1.6 прим.), но должна составлять не менее 1,5d (здесь d – диаметр вертикальных стержней).

5.2.7.10. В зонах периферийного армирования и в узких простенках пространственные арматурные каркасы следует конструировать таким образом, чтобы максимальное расстояние между осями смежных вертикальных стержней, размещаемых в местах перегиба хомутов или шпилек у боковых поверхностей поперечного сечения конструкции, составляло не более 200 мм.

5.2.7.11. Вертикальные стержни арматуры пространственных каркасов в зонах периферийного армирования и в узких простенках при размере их поперечного сечения, t_w, 300 мм и более, допускается располагать в теле стены в несколько рядов.

5.2.7.12. Изменяющуюся по высоте здания интенсивность вертикального армирования в периферийных участках стеновой конструкции и в узких простенках рекомендуется регулировать путем изменения размера диаметров стержней, сохраняя по возможности неизменными их количество и расстояния между ними.

5.2.7.13. В зонах периферийного армирования вертикальные стержни арматуры диаметром 25 мм и более допускается стыковать:

- на сварке;
- с применением механических соединений (например, выполняемых посредством обжимных или резьбовых муфт), возможность применения которых подтверждена соответствующими экспериментальными проверками;
- внахлестку без сварки, при установке хомутов на всю длину нахлеста с шагом не более 150 мм.

В зонах периферийного армирования стыковку вертикальных стержней диаметром менее 25 мм допускается выполнять внахлестку без сварки.

Требуемую длину перепуска (нахлестки) при стыковании стержней арматуры внахлестку без сварки следует принимать согласно требованиям соответствующих нормативных документов и принимать с повышающим коэффициентом 1,25.

Стыки вертикальных стержней пространственного каркаса в зонах периферийного армирования и в узких простенках должны располагаться в разбежку.

Площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, не должна превышать 50% от общей площади арматуры. При этом смещение по высоте стыков внахлестку без сварки смежных вертикальных стержней арматуры следует принимать согласно положениям соответствующих нормативных документов.

Стыки вертикальных стержней арматуры в зонах периферийного армирования стен и в узких простенках рекомендуется располагать на расстояниях не менее 500 мм выше или ниже перекрытий.

5.2.7.14. В зонах периферийного армирования и в узких простенках обрываемые вертикальные стержни арматуры следует заводить за нормальное к продольной оси элемента сечение на длину анкеровки не менее 1,25l_{an}, в том числе и в случаях, когда необходимо обеспечить работу арматуры с полным расчетным

сопротивлением. Величину l_{an} следует определять в соответствии с указаниями соответствующих нормативных документов.

Примечание. При невозможности соблюдения требований в 5.2.7.14 посредством прямой анкеровки или с отгибом на длину не менее $1{,}25l_{an}$ допускается обеспечивать анкеровку обрываемых стержней другими способами.

5.2.7.15. В зонах периферийного армирования и в узких простенках поперечное армирование вязанных арматурных каркасов, следует выполнять гнутыми замкнутыми охватывающими хомутами. Наряду с гнутыми замкнутыми хомутами допускается применять шпильки (см. также 5.1.6 и 5.1.10).

Конструкция поперечного армирования должна быть многосрезной, в которой хомуты и шпильки должны обеспечивать закрепление вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов от бокового выпучивания в любом направлении и формировать замкнутый контур (эффективное ядровое сечение).

5.2.7.16. Для выполнения требования в 5.2.7.15 вертикальные стержни арматурных каркасов должны быть охвачены гнутыми хомутами и, по крайней мере, через один должны располагаться в местах перегиба хомутов или загиба шпилек, а эти перегибы или загибы на расстоянии не более чем 200 мм.

5.2.7.17. Хомуты поперечного армирования в пространственных каркасах периферийных зон должны формировать замкнутый контур (ядровое сечение) и располагаться с шагом по высоте не более 150 мм и не более $12d$ (d – диаметр продольной арматуры) в пределах высоты этажей нижней части зданий 1А и 1Б, начиная с подземного и по 5-й (пятый) надземный этаж включительно, а в здании 2, начиная с подземного и по 3-й (третий) надземный этаж включительно.

В пределах высоты вышерасположенных этажей в каждом рассматриваемом здании хомуты поперечного армирования в пространственных каркасах периферийных зон должны располагаться с шагом не более 250 мм.

Примечание. В узких простенках, вне зависимости от их местоположения, шаг поперечных хомутов и шпилек по высоте не должен превышать 150 мм.

5.2.7.18. В зонах периферийного армирования стен и в узких простенках на участках высотой не менее $1{,}5t_w$ (t_w - толщина стены), примыкающих к горизонтальным технологическим швам в уровнях междуэтажных перекрытий сверху и снизу, шаг хомутов и шпилек поперечного армирования по высоте конструкции не должен превышать 100 мм.

5.2.8. Вертикальное армирование на полевых участках несущих стен рекомендуется выполнять с помощью пространственных или плоских каркасов и сеток, объединенных в армоблоки.

Конструкция вертикального и горизонтального армирования должна отвечать требованиям п.п. 5.2.8.1 - 5.2.8.8.

5.2.8.1. Расстояние между осями смежных в плане вертикальных стержней в каркасах и сетках следует принимать не более 400 мм.

Диаметры вертикальных стержней пространственных каркасов рекомендуется принимать не более 28 мм и не менее 8 мм.

Минимальная площадь сечения вертикальной арматуры должна составлять не менее 0,2% от площади поперечного сечения бетона и в равной степени распределяться на обеих сторонах стены.

5.2.8.2. Стыковку вертикальных стержней, расположенных на участках полевого армирования, вне зависимости от их диаметра, допускается выполнять внахлестку без сварки. Требуемую длину перепуска (нахлестки) при стыковании стержней арматуры следует принимать согласно положениям соответствующих нормативных документов и принимать с повышающим коэффициентом 1,25.

Стыки вертикальных стержней каркасов и сеток полевого армирования должны располагаться в разбежку.

Площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, не должна превышать 50% от общей площади арматуры. При этом, смещение по высоте смежных стыков внахлестку без сварки вертикальных стержней арматуры следует принимать согласно положениям соответствующих нормативных документов.

5.2.8.3. Обрываемые вертикальные стержни арматуры следует заводить за нормальное к продольной оси элемента сечение на длину анкеровки не менее $1{,}25l_{an}$, в том числе и в случаях, когда необходимо обеспечить работу арматуры с полным расчетным сопротивлением. Величину l_{an} следует определять согласно положениям соответствующих нормативных документов.

Примечание. При невозможности соблюдения требований в 5.2.8.3 допускается предусматривать анкеровку обрываемых стержней другими способами.

5.2.8.4. Горизонтальные стержни, объединяющие вертикальные пространственные и плоские каркасы в армоблоки и выполняющие функции поперечного армирования в плоскости стены, следует располагать по результатам расчетов, но с шагом не более 250 мм в пределах высоты этажей нижней части зданий 1А и 1Б, начиная с подземного и по 5-й (пятый) надземный этаж включительно, а в здании 2, начиная с подземного и по 3-й (третий) надземный этаж включительно.

В пределах высоты вышерасположенных этажей в рассматриваемом здании горизонтальные стержни следует располагать по результатам расчетов, но с шагом не более 400 мм.

5.2.8.5. Минимальный диаметр горизонтальных стержней арматуры следует принимать не менее 8 мм.

Площадь сечения горизонтальной арматуры должна составлять не менее 25% от площади вертикальной арматуры и не менее 0,1% от площади поперечного сечения бетона (что больше) и в равной степени распределяться на обеих сторонах стены.

Горизонтальные стержни арматуры допускается стыковать внахлестку без сварки. Длину перепуска (нахлестки) при стыковании стержней следует принимать согласно положениям соответствующих нормативных документов и увеличивать в 1,25 раза.

Площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, не должна превышать 50% от общей площади арматуры. Смещение стыков внахлестку без сварки по длине горизонтальных стержней арматуры следует принимать согласно требованиям соответствующих нормативных документов.

5.2.8.6. Все горизонтальные арматурные стержни, обрываемые у граней проемов (включая установленные в перемычках), должны иметь надежную анкеровку, в том числе и обеспечивающую работу арматуры с полным расчетным сопротивлением.

Обрываемые горизонтальные стержни арматуры следует заводить за нормальное к продольной оси элемента сечение на длину анкеровки не менее $1{,}25l_{an}$, в том числе и в случаях, когда необходимо обеспечить работу арматуры с полным расчетным сопротивлением. Величину l_{an} следует определять согласно указаниям соответствующих нормативных документов.

Примечание. При невозможности соблюдения требований в 5.2.8.6 посредством прямой анкеровки или с отгибом на длину не менее $1{,}25l_{an}$ допускается предусматривать анкеровку обрываемых стержней другими способами.

5.2.8.7. У торцовых граней стен и у граней проемов рекомендуется устанавливать горизонтальные П-образные арматурные элементы, охватывающие крайние вертикальные стержни и связанные (на сварке или внахлест без сварки) с горизонтальными стержнями.

Примечание. П-образные арматурные элементы (или иначе петлевые анкеры) следует формировать с учетом ограничения минимального диаметра оправки при холодном гибе или при гибе с допускаемым прогревом места загиба.

5.2.8.8. На полевых участках стен поперечные шпильки следует устанавливать в шахматном порядке не реже чем через одно пересечение и не реже, чем через 400 мм в шахматном порядке и в количестве не меньше, чем 4 связи на 1 м^2 площади боковой поверхности стены.

Шпильки следует предусматривать из арматуры диаметром не менее 6 мм и не менее $0{,}33d$ (d -диаметр вертикальной арматуры). Концы шпилек должны быть загнуты в обхват пересечений вертикальных и горизонтальных арматурных стержней и заведены вглубь поперечного сечения стены на длину не менее 6 диаметров шпильки и не менее 8 см (см. также 5.1.11).

Примечание. Если на полевых участках стен площадь требуемой по расчету вертикальной арматуры составляет от площади поперечного сечения бетона 2% и более, то вертикальное армирование рекомендуется выполнять пространственными каркасами с поперечным армированием в виде замкнутых хомутов и дополнительных шпилек.

В этом случае, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом по высоте не более, чем либо $20d$ (d -диаметр вертикальной арматуры), или t_w (t_w - толщина стены), или 400 мм, что меньше.

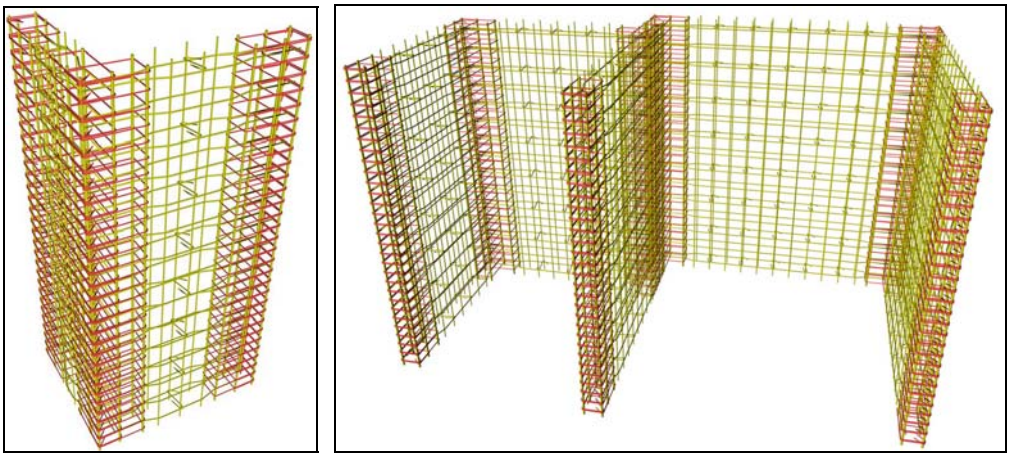
5.2.9. При выборе схем армирования несущих стен допускается:

– вертикальную арматуру, расположенную в периферийных зонах, считать условно сосредоточенной в точке приложения равнодействующей растягивающих усилий;
– до 20% расчетного вертикального полевого армирования переводить в периферийные зоны.

5.2.10. В целях повышения эффективности соединения и сопротивления возможным локальным эффектам изгиба и сдвига участки сопряжения несущих стен в

плане, а также участки сопряжения стен с полками следует армировать пространственными каркасами.

Участки вертикального сопряжения (пересечений) стен в плане, а также участки сопряжения стен с полками (или уширениями) должны образовываться при их одновременном бетонировании, как показано на рисунке ниже.



5.3. Конструктивные решения колонн из монолитного железобетона

5.3.1. Габаритные размеры монолитных железобетонных колонн (формы и размеры поперечного сечения), следует обосновывать и назначать по результатам соответствующих расчетных проверок.

5.3.2. Минимальный размер поперечного сечения колонн следует назначать не менее 400 мм и с учетом следующих ограничительных условий:

- максимальная суммарная площадь продольной (вертикальной) арматуры в колоннах не должна превышать ***4***% от площади поперечного сечения бетона (в том числе и стыкуемой внахлестку без сварки);
- суммарную площадь вертикального армирования в колоннах, вне зависимости от результатов расчетов, следует назначать не менее ***0,8***% от площади поперечного сечения бетона.

5.3.3. Армирование колонн следует предусматривать пространственными вязанными арматурными каркасами, в конструкции которых поперечное армирование следует выполнять гнутыми замкнутыми охватывающими хомутами и шпильками.

Максимальный диаметр вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов рекомендуется принимать не более 32 мм (см. 8.8 и Приложение J в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011).

Примечание. При проектировании колонн согласно 5.1.10 необходимо принимать во внимание, что в ТУ 14-1-5526-2006 сортамент проката арматурного с эффективным периодическим профилем класса А500СП ограничен наибольшим диаметром 28 мм.

Минимальный диаметр вертикальных стержней арматуры пространственных каркасов рекомендуется принимать не менее 14 мм.

В вязанных арматурных каркасах колонн поперечную арматуру следует устанавливать с шагом по высоте не более $1/2h$ (где h – размер наименьшей стороны колонны) и не более $10d$ (где d – наименьший диаметр продольных стержней).

Устанавливаемые по расчету или по конструктивным соображениям гнутые замкнутые охватывающие хомуты в вязанных арматурных каркасах колонн, как правило, следует выполнять из арматуры диаметром не менее 8 мм.

Примечание. Толщина защитного слоя бетона для вертикальной арматуры каркасов должна назначаться по требованиям соответствующих нормативных документов (см. также 5.1.7 прим.), но составлять не менее 1,5*d* (здесь *d* – диаметр вертикальных стержней). В отношении поперечного армирования см. также 5.1.7 прим. и 5.1.11.

5.3.4. Участки колонн, примыкающие к жестким узлам железобетонных рам, а также к фундаменту, являются критическими зонами и должны быть усилены.

Длина участка усиления, начиная от внешней грани узла, должна распространяться на расстояние равное полуторному наибольшему размеру поперечного сечения колонны.

На этих участках гнутые замкнутые охватывающие хомуты и шпильки поперечного армирования в вязанных арматурных каркасах следует устанавливать по высоте колонны с шагом не более 100 мм. Первый хомут должен располагаться на расстоянии не более 50 мм от внешней грани узла.

Примечание. Узлы жестких соединений монолитных железобетонных колонн с балками должны быть усилены в соответствии с требованиями по конструированию СП РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СП РК 2.03-30-2017* «Строительство в сейсмических зонах».

5.3.5. В пространственных вязанных арматурных каркасах колонн конструкция хомутов и шпилек должна обеспечивать закрепление вертикальных стержней от бокового выпучивания в любом направлении.

Для выполнения данного требования, вертикальные стержни арматурных каркасов должны быть охвачены гнутыми хомутами и, по меньшей мере, через один должны располагаться в местах перегиба хомутов или загиба шпилек, а эти перегибы или загибы – на расстоянии не более 200 мм.

5.3.6. Колонны, в которых площадь сечения продольной (вертикальной) арматуры составляет 3% и более от площади поперечного сечения бетона, должны быть усилены.

В таких случаях усиление колонн осуществляется посредством установки поперечных многосрезных замкнутых охватывающих хомутов и шпилек с шагом 100 мм по высоте, обеспечивающих закрепление каждого продольного (вертикального) стержня на внешних боковых гранях колонны от выпучивания в любом направлении.

Примечание. Требование 5.3.6 следует распространять на всю высоту колонны в пределах актуального этажа.

5.3.7. В колоннах стыки продольной арматуры следует размещать за пределами зоны максимальных изгибающих моментов (и за пределами критических зон).

Стыки стержней должны располагаться в разбежку. Площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, не должна превышать 50%.

5.3.8. В колоннах вертикальные стержни арматуры, как правило, следует стыковать:

− на сварке;

− с применением механических соединений (например, выполняемых посредством обжимных или резьбовых муфт), возможность применения которых подтверждена соответствующими экспериментальными проверками.

5.3.9. В колоннах стыки внахлестку без сварки вертикальных стержней арматуры могут быть допустимы для применения при соединении стержней диаметрами менее 25 мм.

Требуемую длину перепуска (нахлестки) при стыковании стержней арматуры внахлестку без сварки следует назначать согласно указаниям соответствующих нормативных документов.

На участках стыков внахлестку без сварки гнутые замкнутые охватывающие хомуты и шпильки поперечного армирования в вязанных арматурных каркасах следует устанавливать по высоте колонны на всю длину зоны нахлеста с шагом не более 150 мм.

5.4. Конструктивные решения балок из монолитного железобетона

5.4.1. Габаритные размеры монолитных железобетонных балок (или перемычек в несущих стенах, проектируемых как балки) следует обосновывать и назначать по результатам соответствующих расчетных проверок.

5.4.2. Геометрические параметры и конструкцию армирования монолитных железобетонных балок следует принимать по результатам расчетов и с учетом ниже следующих ограничительных условий:

– минимальная площадь растянутой продольной арматуры должна быть не менее $0{,}002bh$ (b - ширина, h - высота балки);

– максимальная площадь растянутой или сжатой продольной арматуры не должна превышать $0{,}04A_c$ (A_c - площадь бетонного сечения балки или ребра), за исключением зон стыковых соединений внахлестку, когда это допустимо, но не более 6%.

Примечание.

1. Максимальный диаметр стержней продольной арматуры пространственных каркасов рекомендуется принимать не более 32 мм (см. также 5.3.4). Минимальный диаметр стержней продольной арматуры пространственных каркасов рекомендуется принимать не менее 12 мм.

2. Толщина защитного слоя бетона для рабочей продольной арматуры каркасов должна назначаться по требованиям соответствующих нормативных документов (см. также 5.1.6 прим.), но составлять не менее $1{,}5d$ (здесь d – диаметр горизонтальных стержней).

При необходимости, главным образом связанной с толщиной защитного слоя бетона, должна предусматриваться поверхностная арматура, сопротивляющаяся раздроблению бетона, согласно указаниям J.1(1) Приложения J в СП РК EN 1992-1-1:2004/2011.

5.4.3. Армирование балок следует выполнять пространственными арматурными каркасами с поперечной арматурой в виде гнутых замкнутых охватывающих хомутов и шпилек.

Участки балок, примыкающих к вертикальным несущим конструкциям и жестко сопрягаемых с ними, являются критическим зонами и должны быть усилены.

Длины участков усиления должны распространяться от грани сопряжения на расстояние равное полуторному наибольшему размеру поперечного сечения примыкающей балки.

На этих участках гнутые замкнутые охватывающие хомуты и шпильки поперечного армирования в вязанных арматурных каркасах следует устанавливать, по длине балки, с шагом не более 100 мм.

5.4.4. В балках стыки продольной арматуры следует размещать за пределами зоны максимальных изгибающих моментов (в том числе и за пределами критических зон).

Стыки стержней должны располагаться в разбежку. Площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, не должна превышать 50%.

5.4.5. Участки балок, в пределах которых располагаются перепуски продольной арматуры, стыкуемой внахлестку без сварки, должны быть усилены.

На этих участках гнутые замкнутые охватывающие хомуты и шпильки поперечного армирования в вязанных арматурных каркасах следует устанавливать по длине пролета балки с шагом не более $h/4$ (где h – высота балки).

Примечание. За исключением критических зон и участков стыков арматуры, на остальных частях по длине балки, даже если по расчету поперечная арматура не требуется, необходимо также предусмотреть минимальное поперечное армирование, согласно правилам соответствующих нормативных документов.

5.4.6. В верхней и нижней части вдоль всей длины балки должна сохраняться непрерывность продольного рабочего армирования, что объясняется неопределенностью в расположении точки перегиба кривой деформирования, а также обеспечиваться достаточный процент армирования согласно правилам соответствующих нормативных документов.

Для ограничения неприемлемого трещинообразования на боковых сторонах по всей длине балок, при высоте их поперечного сечения h=700 мм и более, следует устанавливать дополнительные (конструктивные) продольные стержни.

Конструктивные продольные стержни должны располагаться внутри замкнутых охватывающих хомутов пространственного каркаса балки и таким образом, чтобы расстояния между продольными стержнями рабочего и дополнительного армирования не превышали 400 мм.

Площадь поперечного сечения дополнительного арматурного стержня периодического профиля должна составлять не менее 0,1% площади сегмента сечения бетона с размером по высоте равным половине (½) расстояния между размещаемыми на боковых сторонах продольными стержнями арматуры, а по ширине – половине (½) ширины ребра балки, но не более 200 мм.

Конструктивные продольные стержни следует располагать на обеих боковых поверхностях балки приблизительно на одинаковых уровнях по высоте ребра и объединять поперечными шпильками (устанавливаемых по длине балки с рекомендуемым шагом не более $3/4h$ (где h – высота балки) и не более 500 мм).

5.4.7. Устройство в балках стыков стержней рабочей продольной арматуры внахлестку без сварки, а также и способы закрепления (анкеровки) их концов следует принимать согласно правилам соответствующих нормативных документов, в зависимости от характеристик применяемого арматурного проката периодического профиля.

5.5. Конструктивные решения плит из монолитного железобетона

5.5.1. Толщину плоских сплошных плит монолитных железобетонных перекрытий следует назначать по результатам соответствующих расчетных проверок.

Вне зависимости от результатов расчетов толщину плоских плит перекрытий с расчетными пролетами 6,0 м и более (но не более 8,0 м), следует принимать не менее 200 мм.

Если участки плит междуэтажных перекрытий и покрытия опираются на стены и/или балки по 4-м сторонам (или по замкнутому контуру) и имеют расчетные пролеты

менее 6,0 м, то толщину плиты, если это не противоречит результатам расчетов, допускается принимать меньше 200 мм, но не менее 160 мм.

5.5.2. Армирование монолитных железобетонных сплошных плит может осуществляться с использованием арматурных сеток и пространственных каркасов.

Арматурные сетки и пространственные каркасы допускается выполнять, вязаными или сварными.

5.5.3. Диаметры стержней рабочей арматуры в арматурных сетках и пространственных каркасах следует назначать по результатам расчетов, а также и с учетом следующих рекомендаций:

- в качестве рабочей арматуры в сплошных плитах перекрытий рекомендуется принимать стержневой прокат периодического профиля и диаметром не более 22 мм;
- свободные края в плоских сплошных плитах, защемленных по двум или трем сторонам (при отсутствии обрамляющих балок) вне зависимости от результатов расчетов, как правило, следует армировать объемным каркасом из четырех продольных стержней арматуры периодического профиля диаметром не менее 12 мм.

Примечание. Как свободные края следует также рассматривать боковые грани плоских сплошных плит вокруг отверстий (проемов), которые имеют значимые размеры в плане.

5.5.4. Рабочее армирование в верхнем и нижнем слое плит должно быть непрерывным в обоих главных ортогональных направлениях.

Максимальная площадь растянутой или сжатой арматуры в любом направлении не должна превышать 4% от площади поперечного сечения бетона, за исключением зон расположения соединений внахлестку.

Минимальную площадь растянутой рабочей арматуры в верхнем или нижнем слое плит рекомендуется принимать не менее $0{,}0013bh_{\mathrm{ef}}$ (b – расчетная ширина, h_{ef} – эффективная высота поперечного сечения или иначе рабочая высота – h_0).

5.5.5. Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры плиты следует назначать согласно требованиям соответствующих норм проектирования, в том числе и противопожарного.

Устройство в плитах перекрытий и покрытия стыков стержней рабочей арматуры внахлестку без сварки, а также и способы закрепления (анкеровки) их концов следует выполнять согласно правилам соответствующих нормативных документов, в зависимости от характеристик применяемого арматурного проката периодического профиля.

5.6. Конструктивные решения фундамента из монолитного железобетона

5.6.1. Фундамент каждого рассматриваемого здания следует выполнять в виде монолитной железобетонной сплошной плиты.

Размеры бетонного фундамента следует принимать в соответствии с результатами соответствующих расчетных проверок.

Примечание. В качестве дополнительной информации могут быть приняты во внимание приемлемые указания и рекомендации, предоставляемые документом «Руководство по проектированию плитных фундаментов каркасных зданий и сооружений башенного типа». При рассмотрении аспектов геотехнического проектирования см. также 2.2.3 и 2.3.3.2 настоящих СТУ.

Толщину плитного фундамента следует назначать по результатам расчетных проверок, выполняемых с учетом взаимодействия здания с грунтовым основанием.

Толщину фундаментной плиты рекомендуется назначать:

– в зданиях 1А и 1Б не менее 180 см;

– в здании 2 не менее 140 см.

5.6.2. Армирование элементов фундаментной конструкции, как правило, следует предусматривать унифицированными сварными изделиями (пространственными каркасами и сетками), а также и отдельными стержнями.

Пространственные каркасы и сетки допускается формировать в виде вязаных арматурных изделий.

В вязанных пространственных каркасах следует применять конструкцию поперечного армирования в виде гнутых замкнутых хомутов и шпилек.

5.6.3. Армирование плитного фундамента следует производить в двух зонах: верхней и нижней.

Армирование фундаментной плиты в верхней и нижней зоне должно быть непрерывным в обоих главных ортогональных направлениях.

В каждой зоне армирования, при необходимости, допускается устанавливать несколько слоев сеток, но не более 4-х (четырех).

Шаг стержней арматуры в верхней зоне следует принимать не менее 200х200 мм, а в нижней не менее 100х100 мм.

Максимальный шаг стержней арматурных сеток рекомендуется принимать не более 400х400 мм.

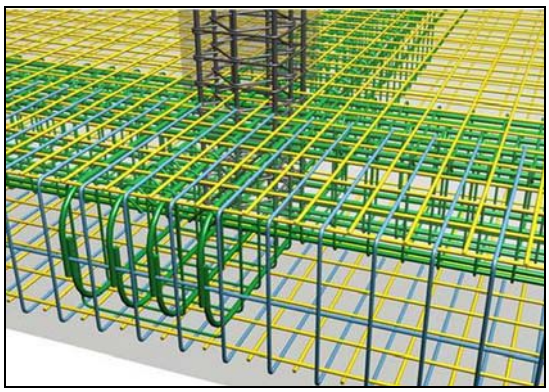
Максимальная площадь растянутой или сжатой арматуры в любом направлении не должна превышать 4% от площади бетона в поперечном сечении фундаментной плиты.

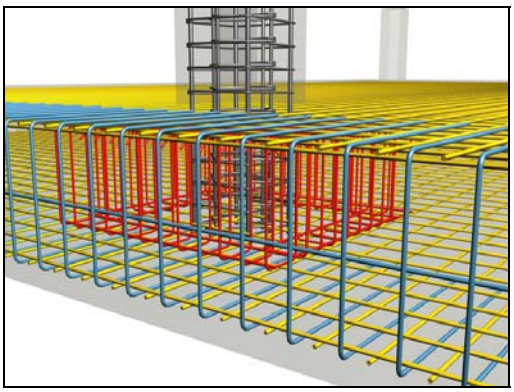
Минимальная площадь растянутой рабочей арматуры в верхней или нижней зоне плиты должна быть не менее $0{,}0013bh_{ef}$ (b –расчетная ширина, h_{ef} – эффективная высота поперечного сечения или иначе рабочая высота – h_0).

5.6.4. Краевые зоны у внешних боковых граней фундаментной плиты рекомендуется армировать посредством объемного (пространственного) каркаса с продольной и поперечной арматурой, обеспечивающих восприятие крутящих моментов у края плиты и необходимую эффективную зону для анкеровки концевых участков продольной арматуры.

В фундаментной плите при высоте их сечения 700 мм и более у внешних боковых граней следует предусматривать конструктивное продольное армирование, при конструировании которого допускается руководствоваться указаниями в 5.4.6 настоящих СТУ.

В качестве альтернативы усиления краевых зон фундаментной плиты допускается выполнять посредством объемного (пространственного) каркаса, располагаемого по периметру и у свободных краев плит, как это показано на рисунке ниже.





Конструирование поперечной арматуры в фундаментной плите следует предусматривать в соответствии с общими требованиями проектирования железобетонных плитных конструкций, в том числе в зонах возможного продавливания.

В зонах возможного продавливания фундаментной плиты в направлении, перпендикулярном к сторонам расчетного контура, стержни поперечной арматуры рекомендуется устанавливать с шагом в плане не более $1/3h_0$ и не более 500 мм.

5.6.5. Для рабочего армирования плитного фундамента (или элементов фундаментных конструкций) следует применять только стержневой прокат периодического профиля.

Для конструктивного армирования может применяться стержневой прокат, как периодического профиля, так и гладкий.

Диаметр стержней конструктивной арматуры должен приниматься не менее 12 мм.

5.6.6. Устройство стыков стержней рабочей арматуры внахлестку без сварки, а также и способы закрепления (анкеровки) их концов следует принимать согласно правилам соответствующих нормативных документов, в зависимости от характеристик применяемого арматурного проката периодического профиля.

Стержни рабочей арматуры диаметром до 20 мм допускается стыковать внахлестку без сварки, согласно правилам соответствующих нормативных документов, в зависимости от характеристик применяемого арматурного проката периодического профиля.

Стержни диаметром 20 мм и более допускается стыковать соединением на сварке или внахлестку без сварки со смещением (в разбежку) или без смещения (*без разбежки*) соседних стыков.

Примечание. Допускается, взамен сварных стыков стержневой арматуры, применять механические соединения (например, посредством обжимных или резьбовых муфт), возможность применения которых подтверждена соответствующими экспериментальными проверками.

5.6.7. При устройстве стыков арматуры внахлестку без сварки и *в разбежку*:

- площадь рабочей арматуры, стыкуемой в одном сечении, как правило, не должна превышать 50%;
- длина нахлестки (перепуска) стержней рабочей арматуры должна быть не менее 50 диаметров стыкуемой арматуры.

При устройстве стыков рабочей арматуры внахлестку без сварки и *без разбежки* – длина нахлестки (перепуска) должна составлять не менее 80 диаметров.

5.6.8. Толщину защитного слоя нижней арматуры следует принимать согласно правилам соответствующих нормативных документов и, при наличии бетонной подготовки, следует принимать не менее 35 мм.

5.7. Конструктивные решения переходных галерей

5.7.1. При проектировании зданий 1А, 1Б и 2 следует предусматривать специальные технические решения, связанные с устройством в несущих железобетонных конструкциях опорных узлов для пролетных строений пешеходных галерей.

Примечание. При проектировании железобетонных конструктивных элементов, в которых устраиваются опорные узлы пролетных строений, должны быть приняты во внимание положения подраздела 5.7 настоящих СТУ.

5.7.2. Опорные узлы должны формироваться таким образом, чтобы пешеходные галереи между зданиями 1А, 1Б и 2 не препятствовали практически независимому поведению указанных зданий, как отдельных динамических отсеков.

Для достижения этой цели в основаниях переходных галерей должны создаваться горизонтальные изолирующие слои, содержащие специальные устройства, обладающие требуемыми изолирующими свойствами.

Примечание 1. Предполагается, опорные узлы переходных галерей, оснащенные устройствами-изоляторами, будут создаваться горизонтальные изолирующие слои, обеспечивающие требуемые условия взаимодействия между основными зданиями и пролетными строениями пешеходных галерей при сейсмических, ветровых и температурных воздействиях. Горизонтальные изолирующие слои рекомендуется предусматривать в двух уровнях (низа и верха) галерей, что помимо повышения надежности функционирования пролетного строения, будет способствовать его поперечной устойчивости. В качестве альтернативы верхних уровнях галерей допускается устанавливать связи в виде стальных элементов, обеспечивающих поперечную устойчивость галерей и не препятствующих работе нижних изолирующих слоев.

Примечание 2. При проектировании опорных узлов, оснащаемых устройствами-изоляторами, следует принимать во внимание положения раздела 10 СП РК EN 1998-1:2004/2012 и НТП РК к нему, настоящих СТУ, а также техническая информация компании производителя изолирующих устройств.

5.7.3. Предполагается, что при формировании опорных узлов для пространственных стальных структур пролетных строений пешеходных галерей будут использоваться опоры (изолирующие устройства) ТРВ (TIS Pot Bearing), производство которых осуществляется компанией TIS (Technological Isolator Systems Inc, Анкара, Турция).

Опоры ТРВ (изолирующие устройства) разработаны в соответствии с требованиями, применимыми к соответствующим частям EN 1337, в основном EN 1337-2 «Structural bearings - Part 2: Sliding elements» и EN 1337-5 «Structural bearings – Part 5: Pot bearings».

5.7.4. Рабочие механизмы опор ТРВ определенного типа должны образовывать горизонтальные изолирующие слои, обеспечивающие минимальное взаимное влияние зданий и переходных галерей друг на друга при соответствующих расчетных ситуациях (основных и особых, см. также 5.7.2).

Должны быть разработаны проектные схемы расположения и маркировки устройств-изоляторов, образующих горизонтальные изолирующие слои.

Параметры устройств-изоляторов следует назначать, ориентируясь на результаты общих расчетов (на основное и особое сочетание нагрузок) зданий, рассматриваемых как динамически независимые отсеки, принимая во внимание максимальные величины

горизонтальных перемещений систем в уровнях изолирующих слоев (в том числе и по суммарным значениям) при соответствующих расчетных ситуациях.

Принципиальные виды опор и краткое описание особенностей их работы показаны ниже.

Опора фиксированной чаши: TPB-FX TPB-FX TBP-FX состоит из резиновой прокладки в стальном элементе в форме чаши и стального поршня, который прижимается к резиновой прокладке и обеспечивает вращательное движение. Этот тип подшипника сопротивляется требованиям горизонтального смещения во всех направлениях и позволяет надстройке вращаться только вокруг любой горизонтальной оси. Поскольку резиновая подушка внутри чаши ограничена со всех сторон, она действует как несжимаемая жидкость при очень высоких вертикальных нагрузках, создавая высокое сопротивление давлению, создаваемому этой вертикальной нагрузкой, и позволяет поршню вращаться с деформацией сдвига в резине. Кроме того, он передает горизонтальные силы, существующие в надстройке и передаваемые на соединенный с ним поршень, на чашу и, таким образом, на основание через контакт поршня со стенкой тарелки.	
Подшипник чаши со свободным скользящим элементом: TPB-FS TPB-FS формируется путем размещения пластины, которая может скользить в любом направлении в горизонтальном направлении, на опоре типа TPB-FX. Эта поверхность образована полой пластиной из ПТФЭ, закрепленной на поршне, и скользящей пластиной на этой пластине из ПТФЭ, на нижнюю поверхность которой помещена полированная нержавеющая сталь. Эта скользящая поверхность позволяет надстройке перемещаться во всех горизонтальных направлениях относительно опорной конструкции с низким трением, создаваемым маслом в углублениях на пластине из ПТФЭ. Кроме того, он не передает горизонтальные силы, существующие в надстройке, на опорную конструкцию.	
Подшипник чашки с направляющим элементом скольжения: TPB-GS Подшипник TPB-GS почти идентичен подшипнику типа TPB-FS, но этот тип подшипника имеет направляющую, расположенную в одном направлении посередине верхней поверхности поршня с вставкой из ПТФЭ. Кроме того, на сдвижной верхней пластине есть выемка, в которую будет помещена направляющая. Направляющая позволяет верхней пластине перемещаться только в направлении конструктивного смещения и предотвращает перемещение во всех других направлениях и передает горизонтальную силу, генерируемую в этих направлениях, на нижние части и основание через контакт верхней пластины с направляющей.	

5.7.5. Переходные галереи между зданиями следует проектировать в виде одноэтажных стальных структур. При проектировании конструкций переходных галерей следует руководствоваться требованиями СП РК 2.03-30-2017* и соответствующих

нормативных документов, например, СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций».

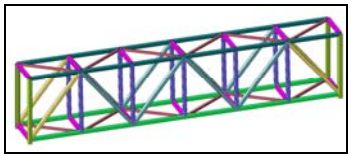
Примечание.

1. Поперечные сечения конструктивных элементов, стали и материалы соединений должны назначаться согласно требованиям соответствующих нормативно-инструктивных документов РК и на основании результатов расчетов. Для целей практического проектирования допускается руководствоваться положениями иных нормативно-инструктивных документов, требования которых не противоречат требованиям действующих нормативно-инструктивных документов РК (например, СП 16.13330.2017 «Стальные конструкции» и иных стандартов).

2. Проектные решения, связанные с мероприятиями, обеспечивающими соответствующую огнестойкость и огнезащиту стальных конструкций, а также их защиту от коррозии, следует принимать согласно требованиям, регламентируемых соответствующими нормативно-инструктивными документами РК.

5.7.6. Пространственные стальные структуры галерей должны проектироваться как независимые конструктивные подсистемы, обладающие самостоятельной пространственной жесткостью и устойчивостью, а также сопротивляемостью воздействиям, соответствующим расчетным ситуациям.

Примечание. Проектными решениями предполагается, что каждая стальная структура пролетного строения галереи будет образовывать эффективный пространственный блок жесткости в виде системы ферм с параллельными поясами и треугольной решеткой со стойками, в которой вертикальные фермы выполняют функции стропильных, а горизонтальные фермы являются связевыми.



Для обеспечения общей поперечной устойчивости пространственной структуры стойки вертикальных и горизонтальных ферм должны формировать систему поперечных элементов жесткости в виде контурных рам.

5.7.7. Пространственные стальные структуры галерей рекомендуется проектировать таким образом, чтобы предусматривалось использование отправочных марок с наибольшей степенью изготовления в заводских условиях с применением автоматизированных процессов сварки и соответствующего выходного контроля качества изделий.

Соединения элементов стальных конструкций или их частей (отправочных марок) на монтаже, в том числе при укрупнительной сборке, рекомендуется выполнять на болтах соответствующих классов точности и прочности.

Сварные соединения на монтаже стальных конструкций допускается использовать только на основе специальных проектных решений, предусматривающих обязательные условия по обеспечению постоянного контроля качества соответствующего уровня при выполнении каждого сварного соединения в условиях строительной площадки.

Для обеспечения восприятия расчетных усилий в пределах одного монтажного узлового соединения предусматривать комбинированный способ, частично на болтах и частично на сварке, не допускается.

5.7.8. Деформационные швы между пролетными строениями галерей и смежными с ними зданиями следует устраивать согласно требованиям СП РК 2.03-30-2017*, ориентируясь на величины горизонтальных перемещений в рассматриваемых уровнях, полученных по результатам общих расчетов основных зданий 1А, 1Б и 2.

5.8. Конструктивные решения навеса-надстройки на покрытии здания 2

5.8.1. При проектировании элементов вторичной конструктивной подсистемы в виде пространственной стальной структуры навеса-надстройки на покрытии здания 2 следует руководствоваться требованиями СП РК 2.03-30-2017* и соответствующих нормативных документов, например, СП РК EN 1993-1-1:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций» и серии НТП РК к нему.

Примечание. В отношении проектирования стальных конструкций см. также примечание в 5.7.5.

5.8.2. Стальную структуру навеса-надстройки рекомендуется отражать непосредственным образом в общей расчетной модели (см. также 4.1.5 прим.).

Примечание. При расчетных проверках пространственную стальную структуру навеса-надстройки следует рассматривать наиболее адекватным образом, принимая во внимание конструктивные особенности подсистемы навеса и ее взаимодействия с основной железобетонной конструктивной системой сопротивления здания.

5.8.3. Пространственная стальная структура навеса-надстройки должна проектироваться как конструктивные система, обладающая адекватной пространственной жесткостью и устойчивостью, а также сопротивляемостью воздействиям, определяемым в соответствии с результатами общего расчета или раздела 7.10 СП РК 2.03-30-2017 (что больше).

5.8.4. Пространственную стальную структуру навеса-надстройки рекомендуется проектировать таким образом, чтобы предусматривалось использование отправочных марок с наибольшей степенью изготовления в заводских условиях с применением автоматизированных процессов сварки и соответствующего выходного контроля качества изделий.

Примечание. В отношении проектирования соединений элементов стальных конструкций или их частей см. также 5.7.7.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

(информационное)

При проектировании в соответствии с настоящими СТУ конструкций из монолитного железобетона в проектной документации следует указывать характеристики бетонов, удовлетворяющих основным положениям СТ РК EN 206-2017.

Ранее (до 11 декабря 2019 года) основные показатели качества бетонов, которые применялись для создания монолитных железобетонных конструкций, регламентировались по ГОСТ 26633-2015.

Соотношения между классами и характеристиками бетона по прочности на сжатие и растяжение по ГОСТ 26633-2015 и бетонов, удовлетворяющих основным положениям СТ РК EN 206-2017, могут быть приняты согласно приведенной ниже справочной Таблице.

Класс бетона				**Нормативное сопротивление бетона растяжению $f_{ctk,005}$, МПа**	**Требуемая прочность бетона при подборе состава, МПа,**	
по ранее действовав-шему ГОСТ 26633-2015	**с учетом СТ РК EN 206-2017**					
	обозначение	**характеристики прочности бетона, МПа**			**на сжатие при испытании кубов $f_{c.тр}$**	**на растяжение $f_{ct.тр}$**
		f_{ck}	$f^{G}_{c,cube}$			
B10	$C^{8}/_{10}$	8	10	0,85	12,9	1,2
B12,5	$C^{10}/_{12,5}$	10	12,5	1,0	16,1	1,4
B15	$C^{12}/_{15}$	12	15	1,1	19,3	1,5
B20	$C^{16}/_{20}$	16	20	1,3	25,7	1,8
B22,5	$C^{18}/_{22,5}$	18	22,5	1,4	28,9	2,0
B25	$C^{20}/_{25}$	20	25	1,5	32,2	2,1
B27,5	$C^{22}/_{27,5}$	22	27,5	1,6	35,4	2,2
B30	$C^{25}/_{30}$	25	30	1,8	38,6	2,5
B35	$C^{28}/_{35}$	28	35	1,9	45,0	2,6
—	$C^{30}/_{37}$	30	37	2,0	47,6	2,8
B40	$C^{32}/_{40}$	32	40	2,1	51,4	2,9
B45	$C^{35}/_{45}$	35	45	2,2	57,8	3,0
B50	$C^{40}/_{50}$	40	50	2,5	64,3	3,5
B55	$C^{45}/_{55}$	45	55	2,7	70,7	3,7
B60	$C^{50}/_{60}$	50	60	2,9	77,1	4,0
—	$C^{55}/_{67}$	55	67	3,0	83,8	4,2
B75	$C^{60}/_{75}$	60	75	3,1	90,0	4,3
—	$C^{70}/_{85}$	70	85	3,2	102,5	4,4
—	$C^{80}/_{95}$	80	95	3,4	115,0	4,7
—	$C^{90}/_{105}$	90	105	3,5	127,5	4,8

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Примеры армирования некоторых элементов зданий

Рисунок П2.1 – Примеры армирования фундаментных плит

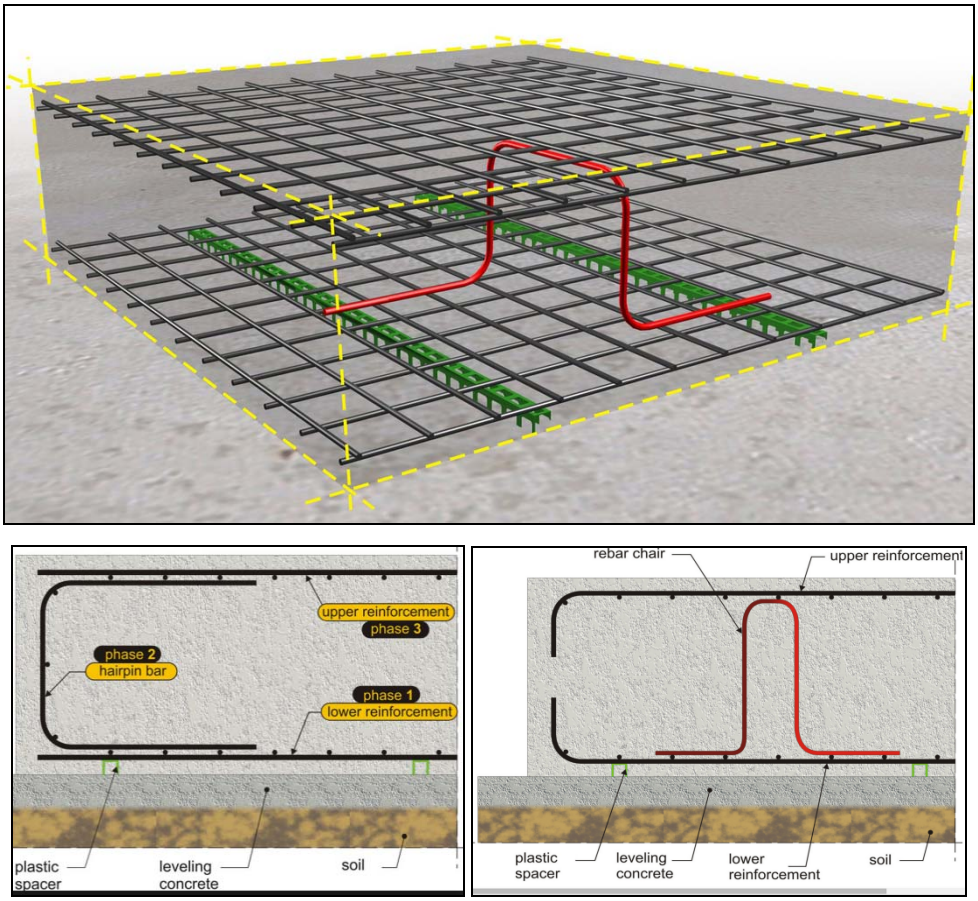


Рисунок П2.2 – Принципиальные схемы армирования фундаментной плиты

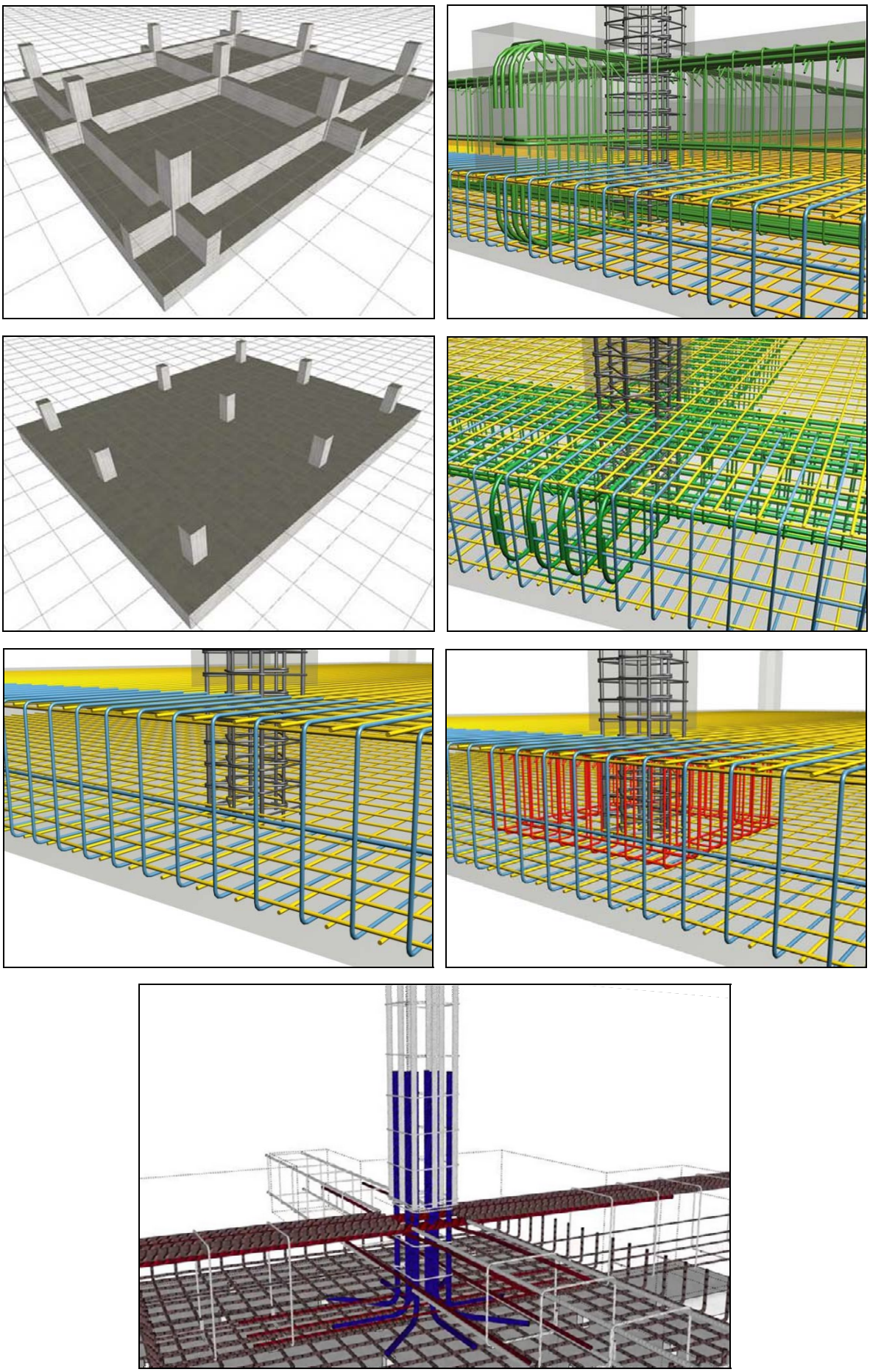


Рисунок П2.3 – Примеры узлов соединения колонн с фундаментной плитой

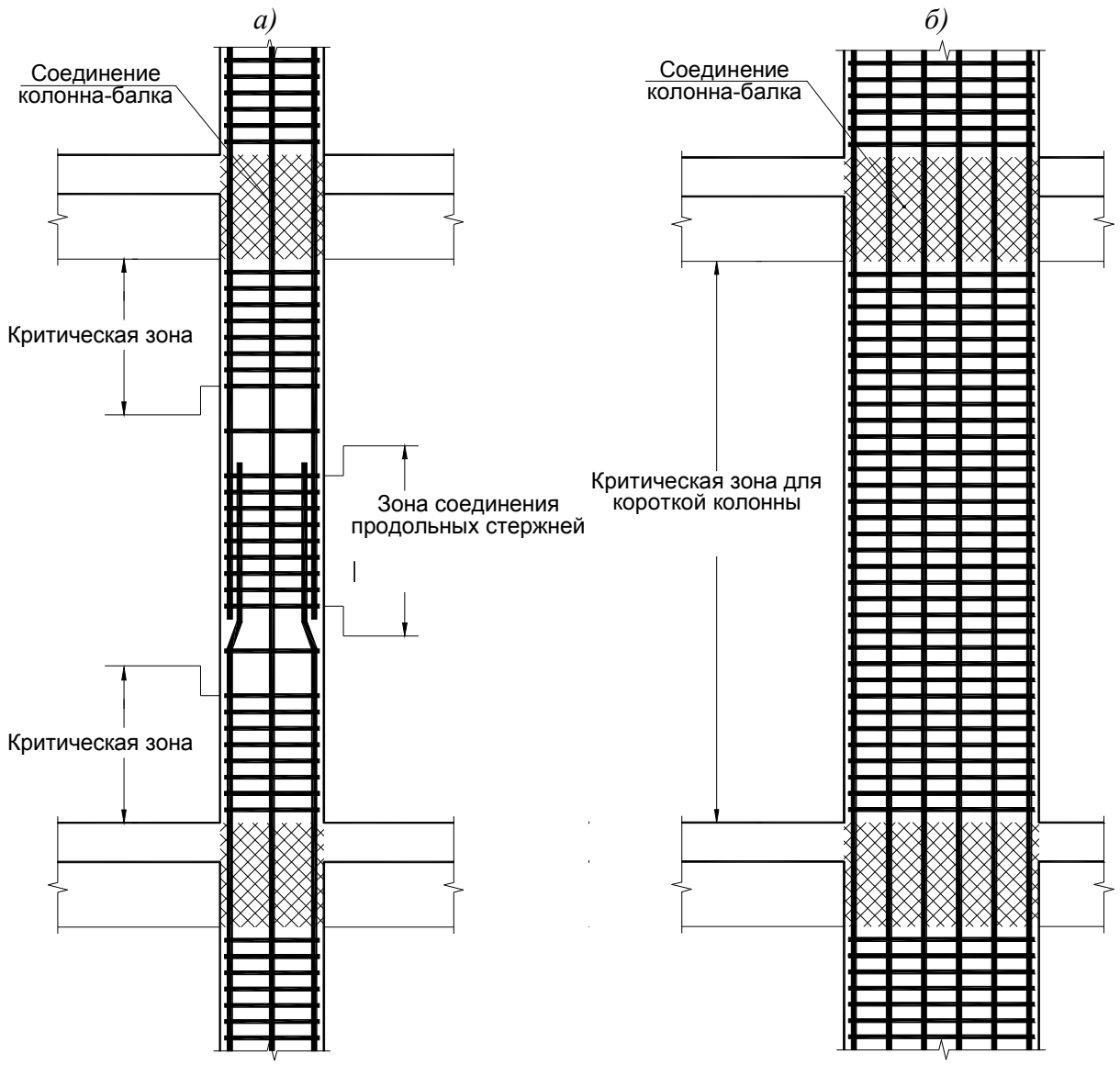


Рисунок П2.4 – Пример армирования критических зон и зон стыковки продольных стержней внахлест в колоннах: а) с отношением *l*c/*h*c≥3; б) с отношением *l*c/*h*c<3 (короткая колонна)

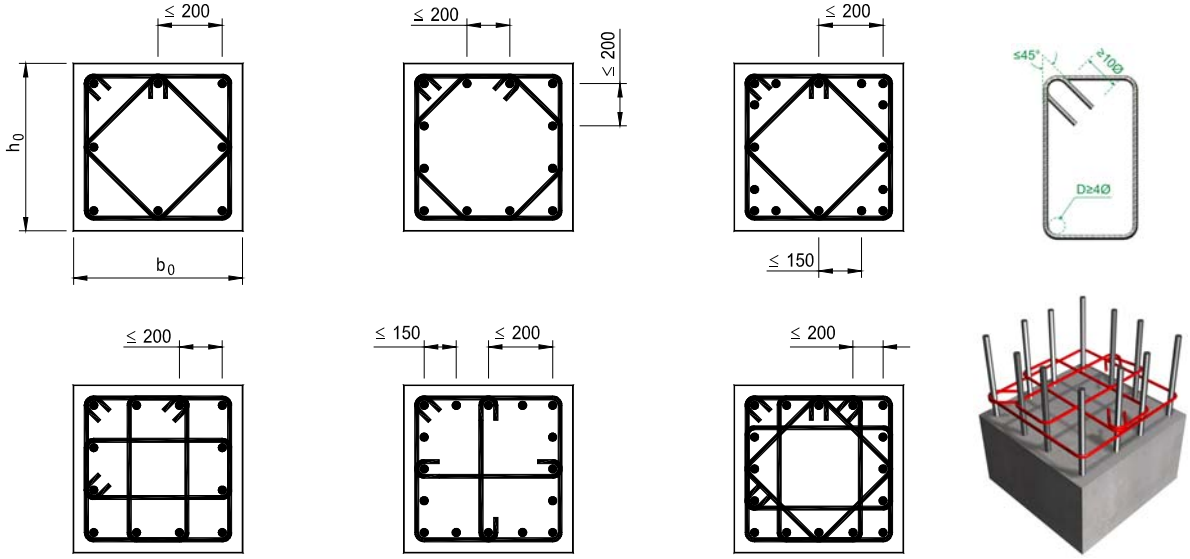


Рисунок П2.5 – Принципиальные схемы ограничивающего армирования в колоннах

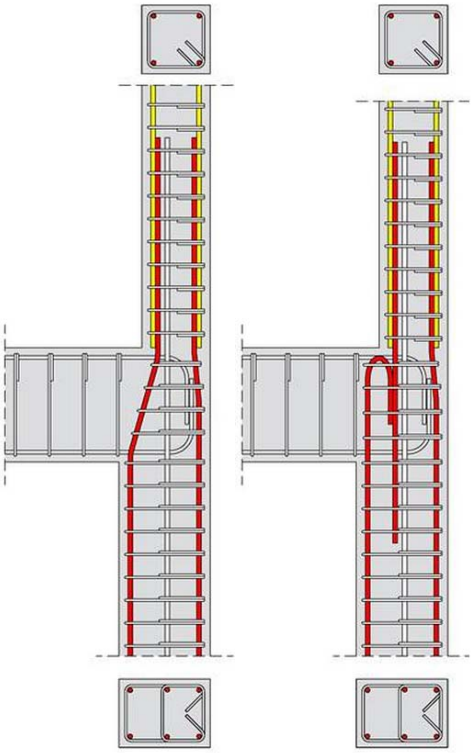


Рисунок П2.6 – Схема армирования колонны при изменении размера ее поперечного сечения по высоте

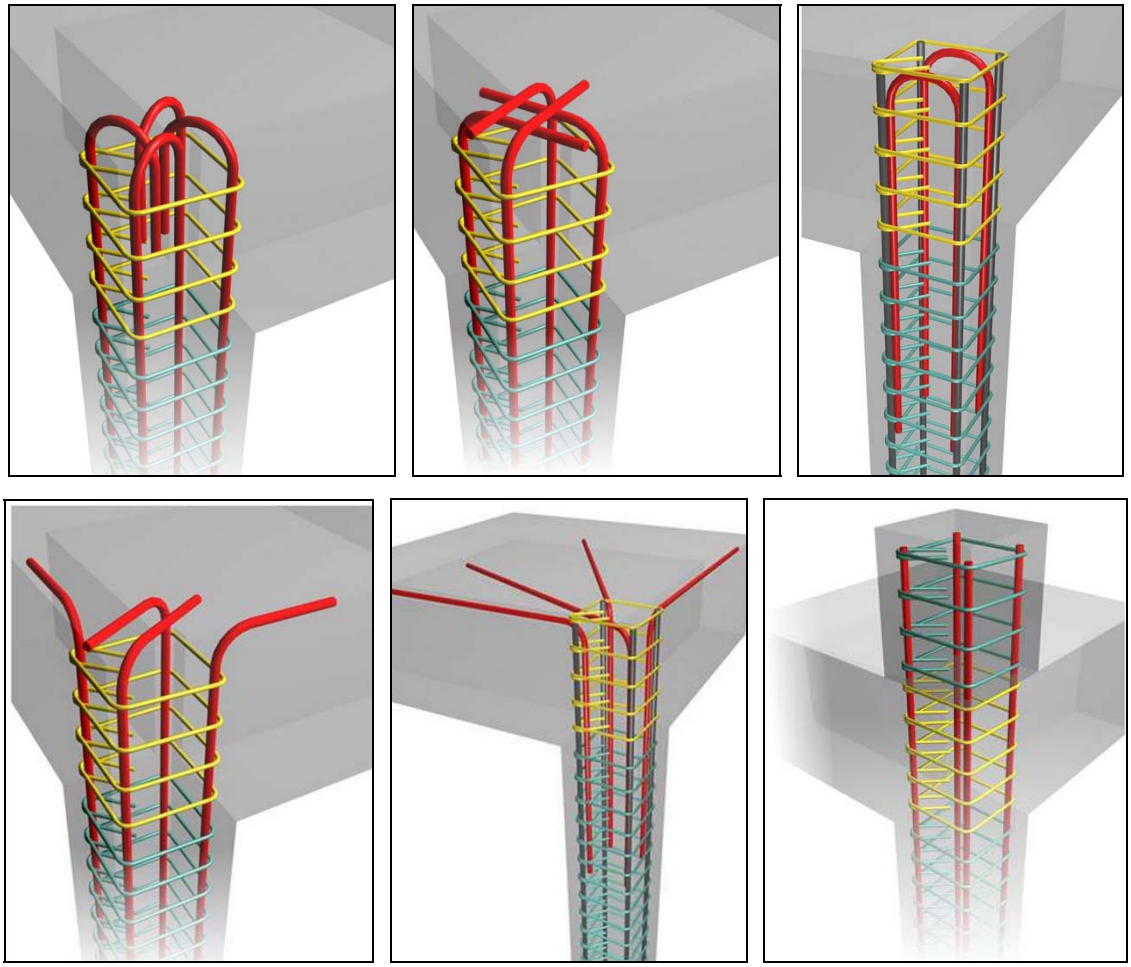


Рисунок П2.7 – Примеры анкеровки продольной арматуры колонн в уровне покрытия

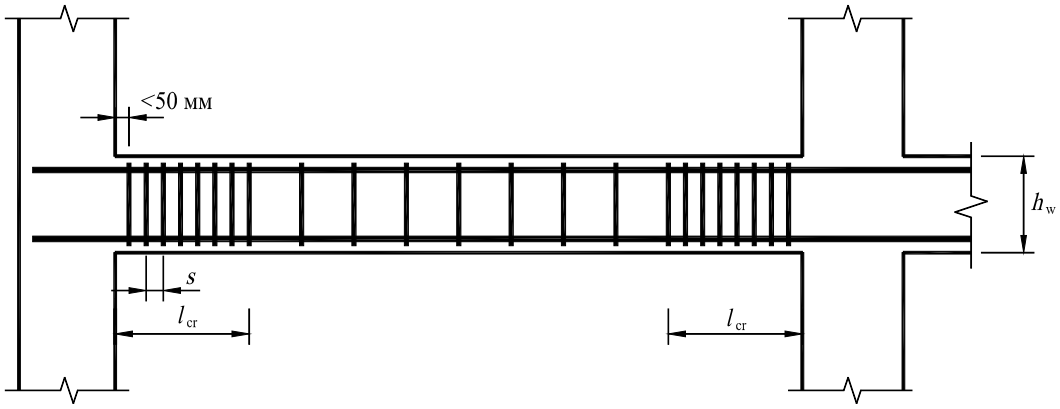


Рисунок П2.8 – Поперечное армирование в критических зонах балок

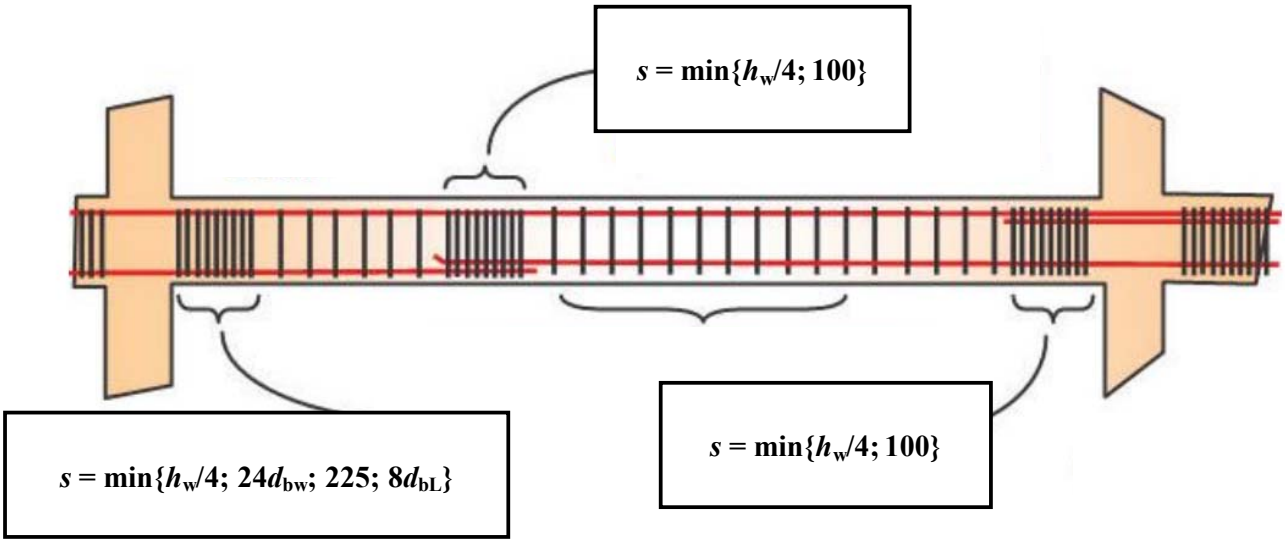


Рисунок П2.9 – Пример армирования длинных балок в критических зонах и в зонах нахлеста продольной арматуры

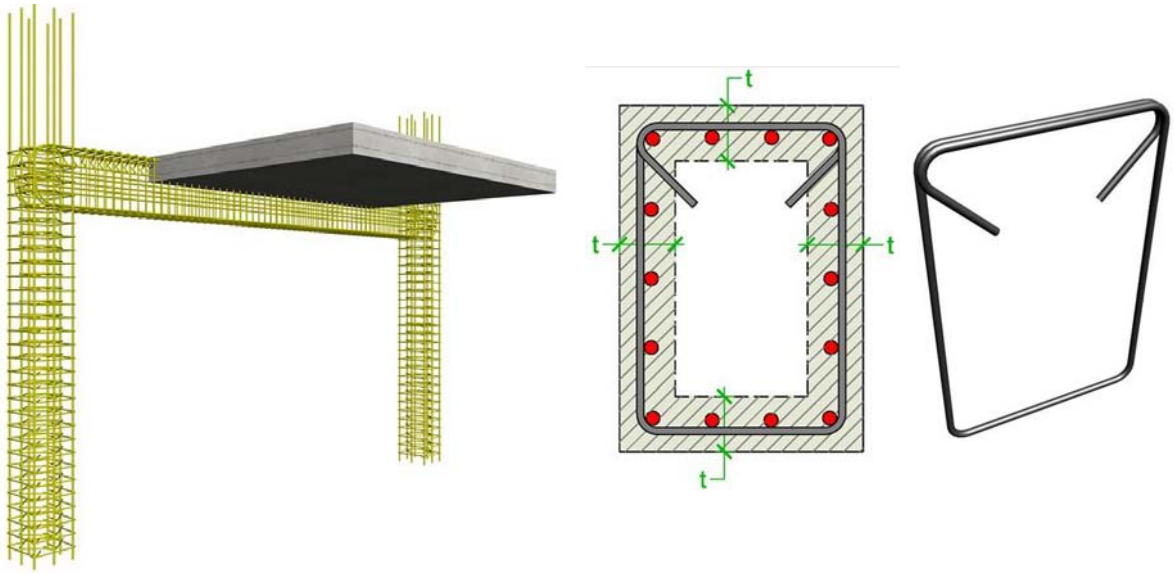


Рисунок П2.10 – Пример армирования балки, подверженной кручению

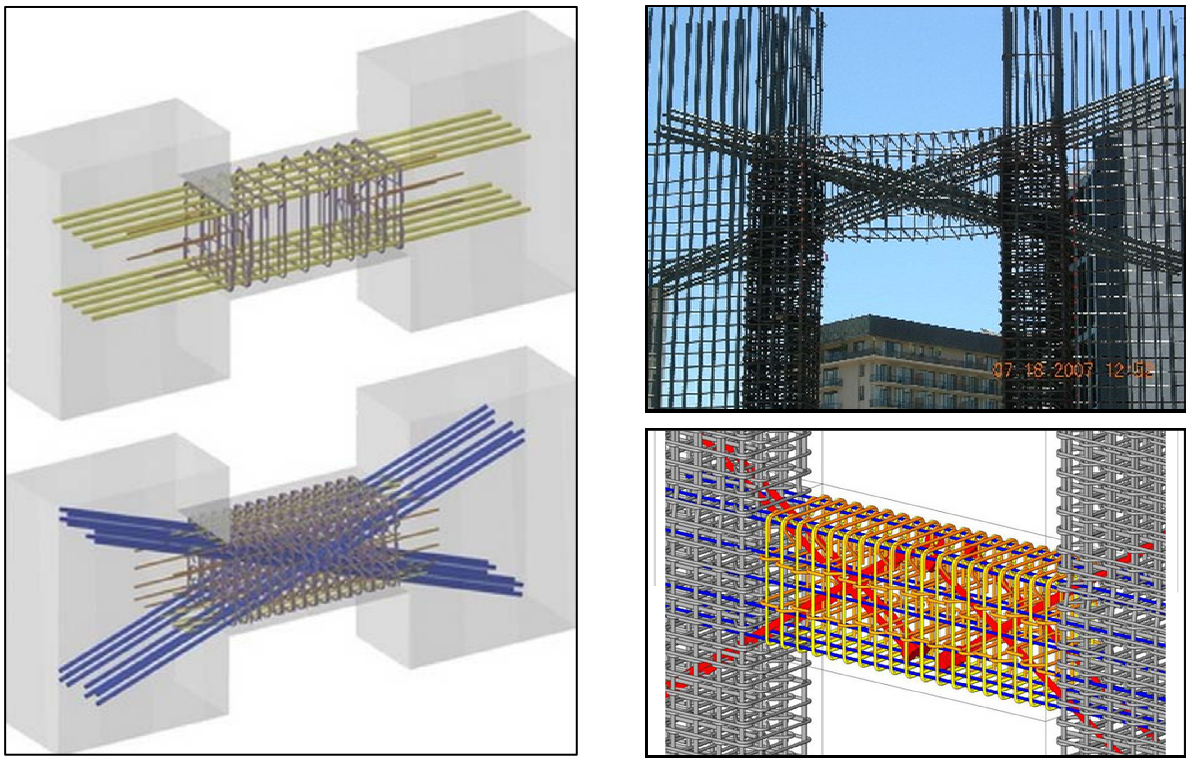


Рисунок П2.11 – Примеры армирования коротких балок и перемычек

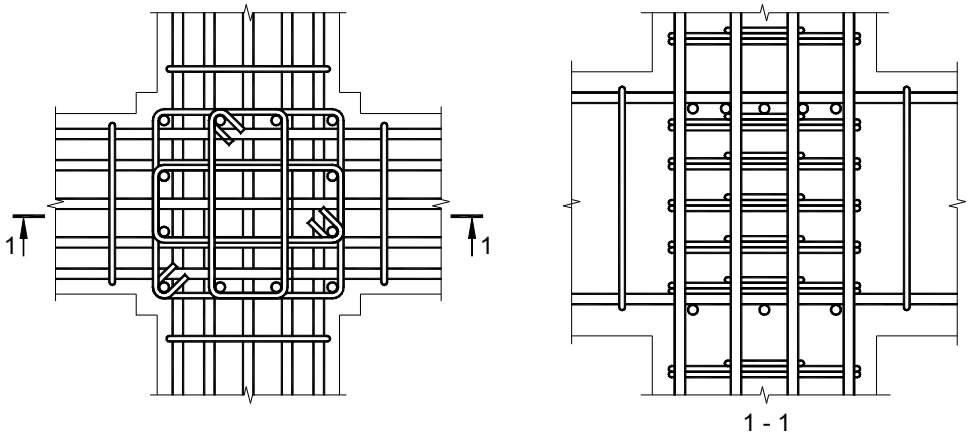


Рисунок П2.12 – Принципиальная схема армирования соединения балка-колонна при примыкании балок к колонне с четырех сторон

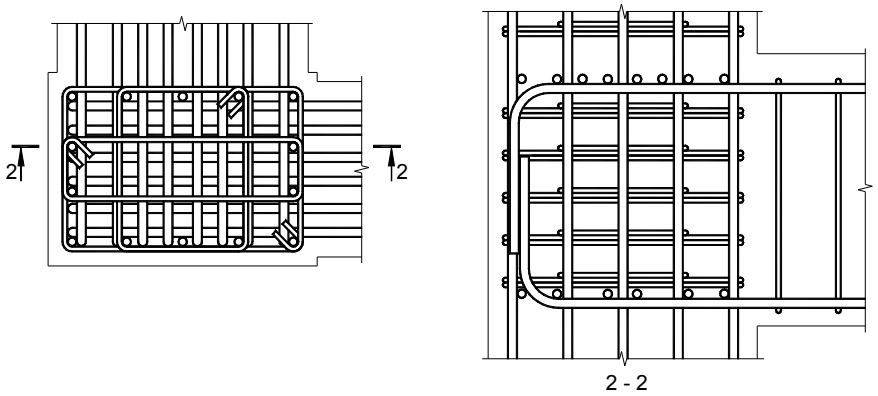
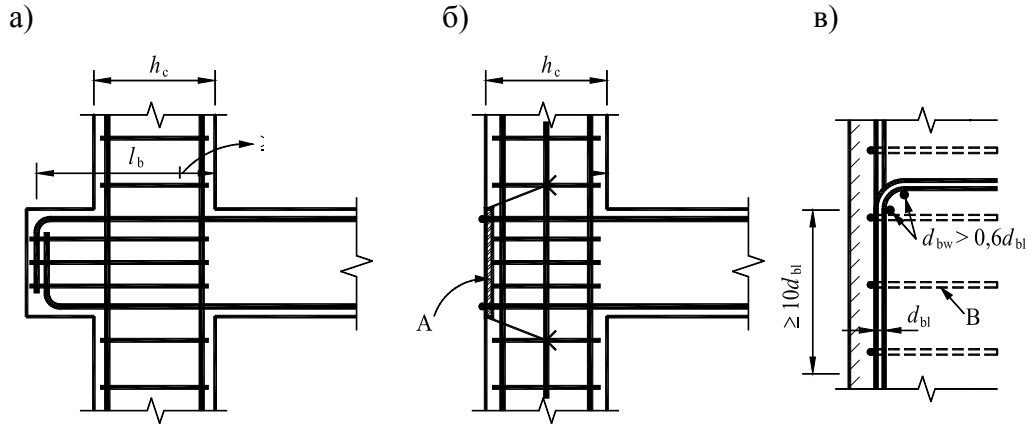


Рисунок П2.13 – Принципиальная схема армирования соединения балка-колонна при примыкании балок к колонне с двух сторон



А – анкерная плита; В – хомуты вокруг стержней арматуры колонны.

Рисунок П2.14 – Дополнительные мероприятия для анкеровки продольной арматуры во внешних соединениях балка-колонна

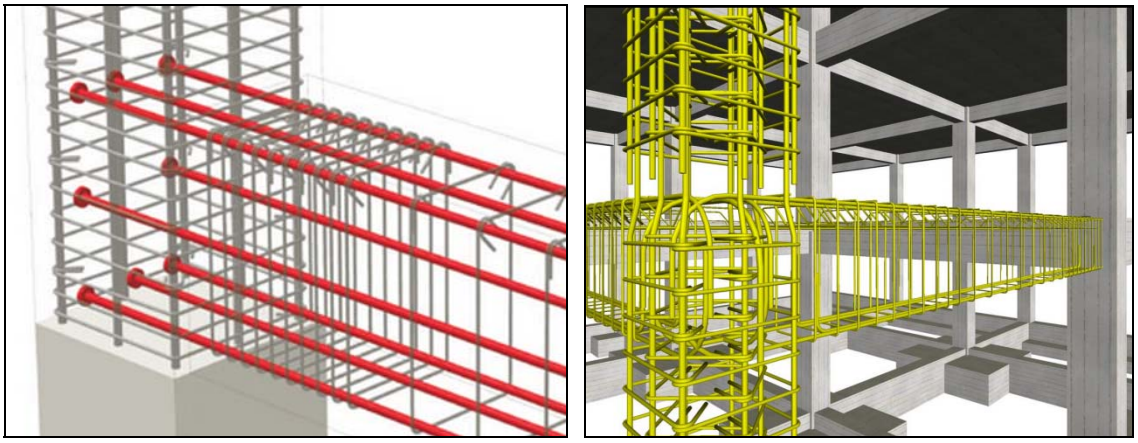


Рисунок П2.15 – Примеры анкеровки продольной арматуры балок во внешних соединениях балка-колонна

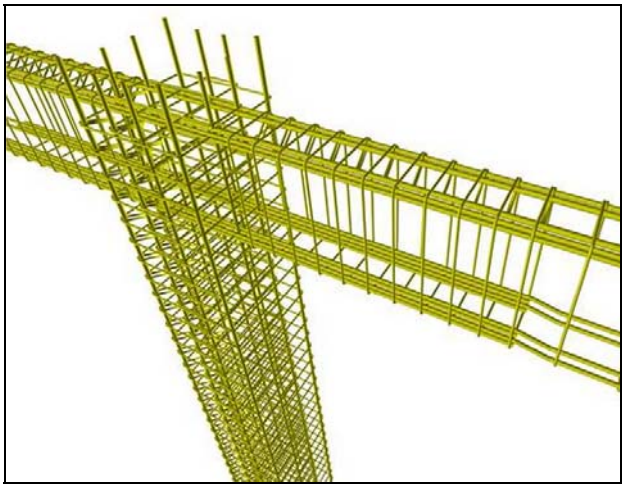


Рисунок П2.16 – Примеры расположения арматуры во внешних и внутренних соединениях балка-колонна и примыкающих к ним участках

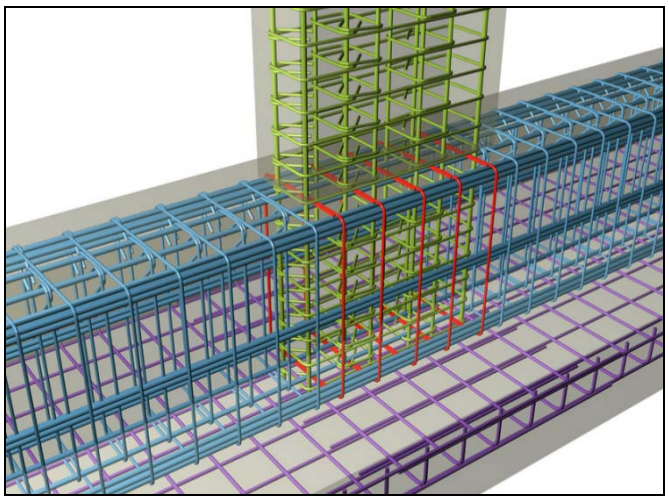


Рисунок П2.17 – Пример узла соединения периферийных стен подвала с вышерасположенными стенами

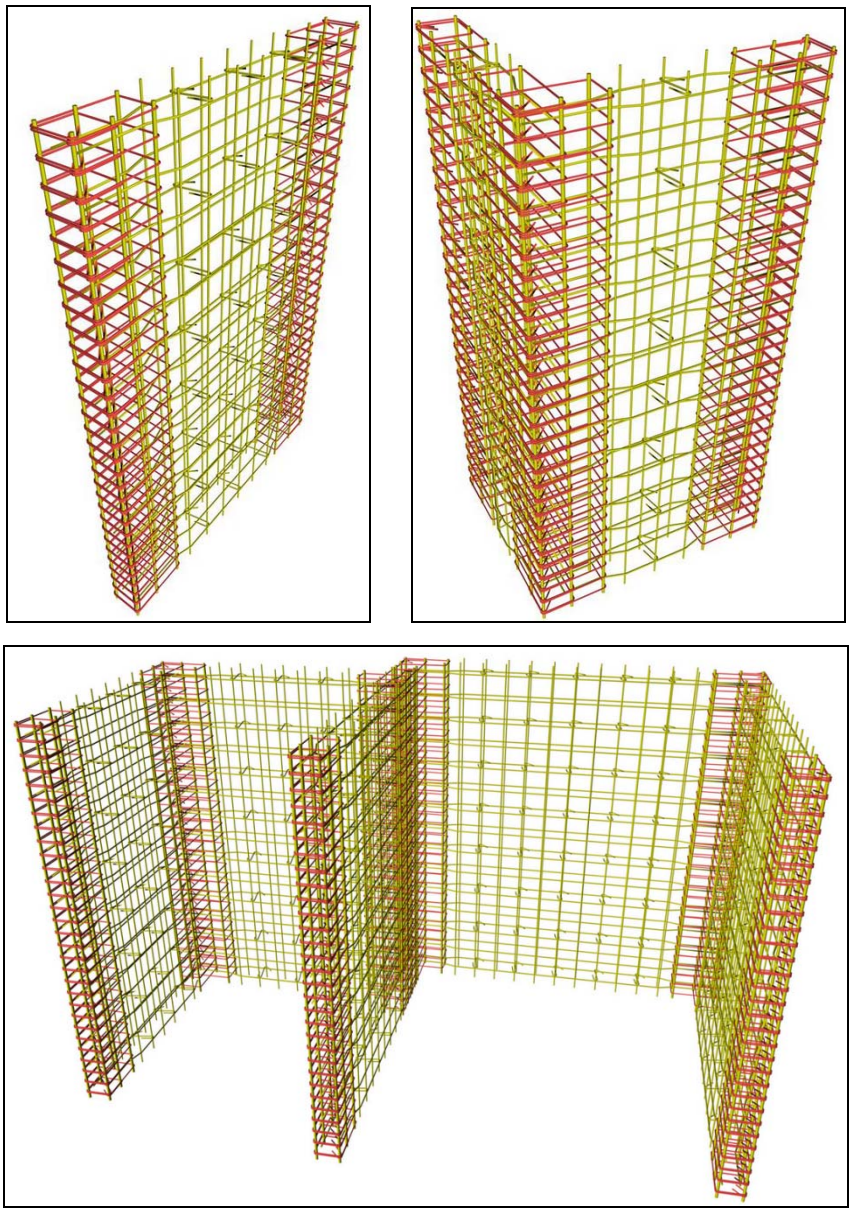


Рисунок П2.18 – Принципиальные схемы армирования стен

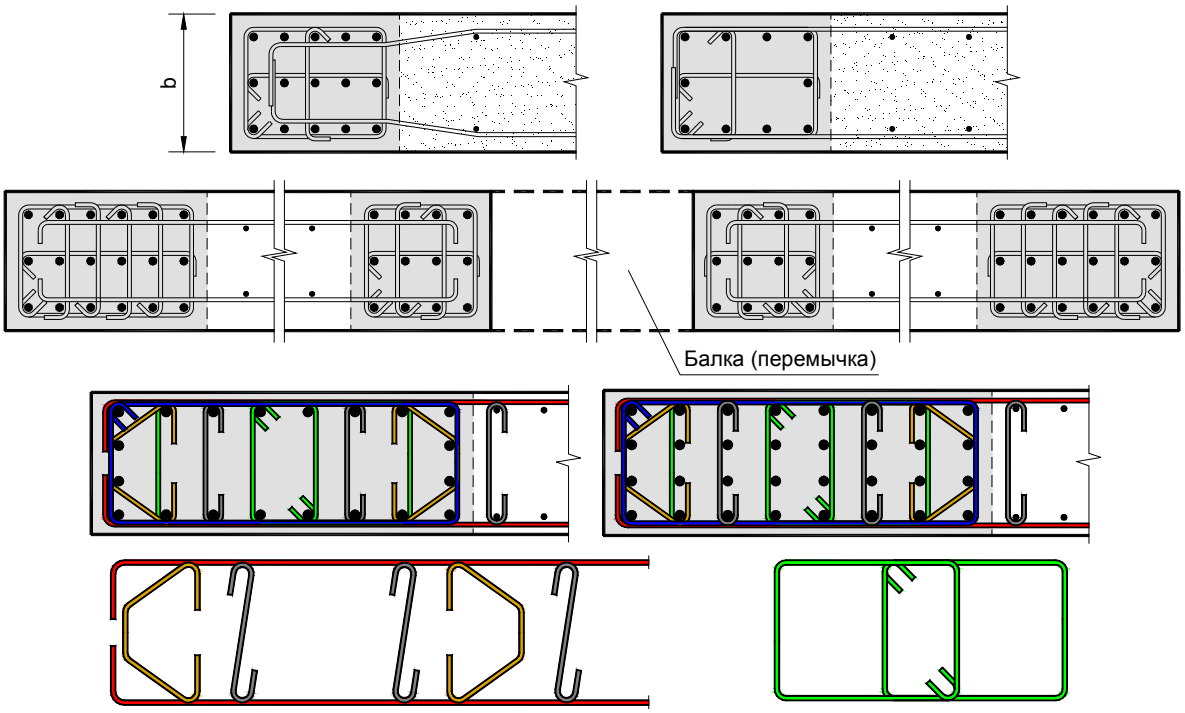


Рисунок П2.19 – Примеры армирования периферийных участков на концах стен

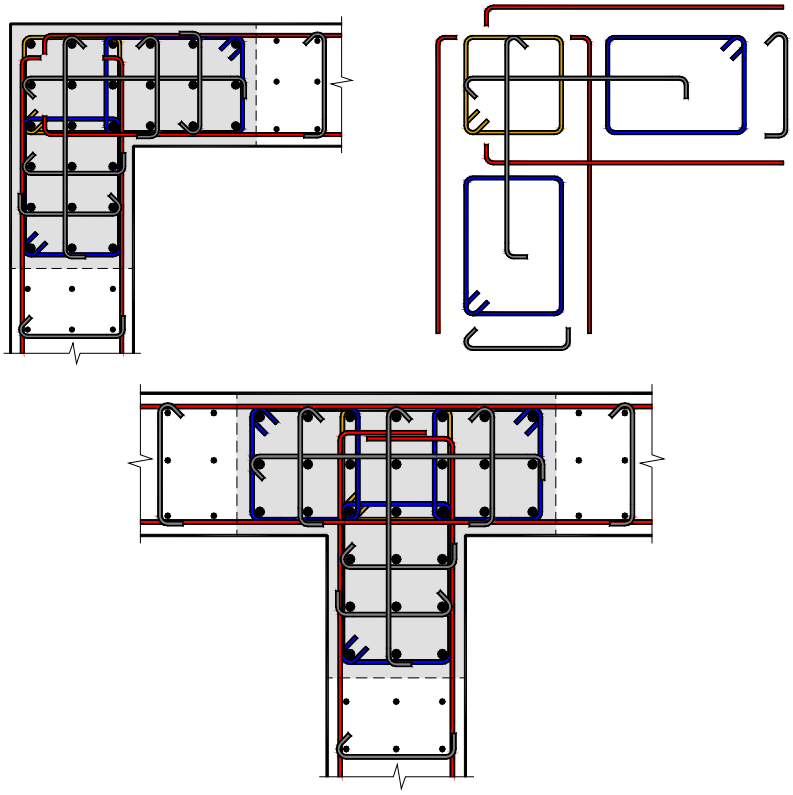


Рисунок П2.20 – Примеры армирования периферийных участков в местах пересечения стен

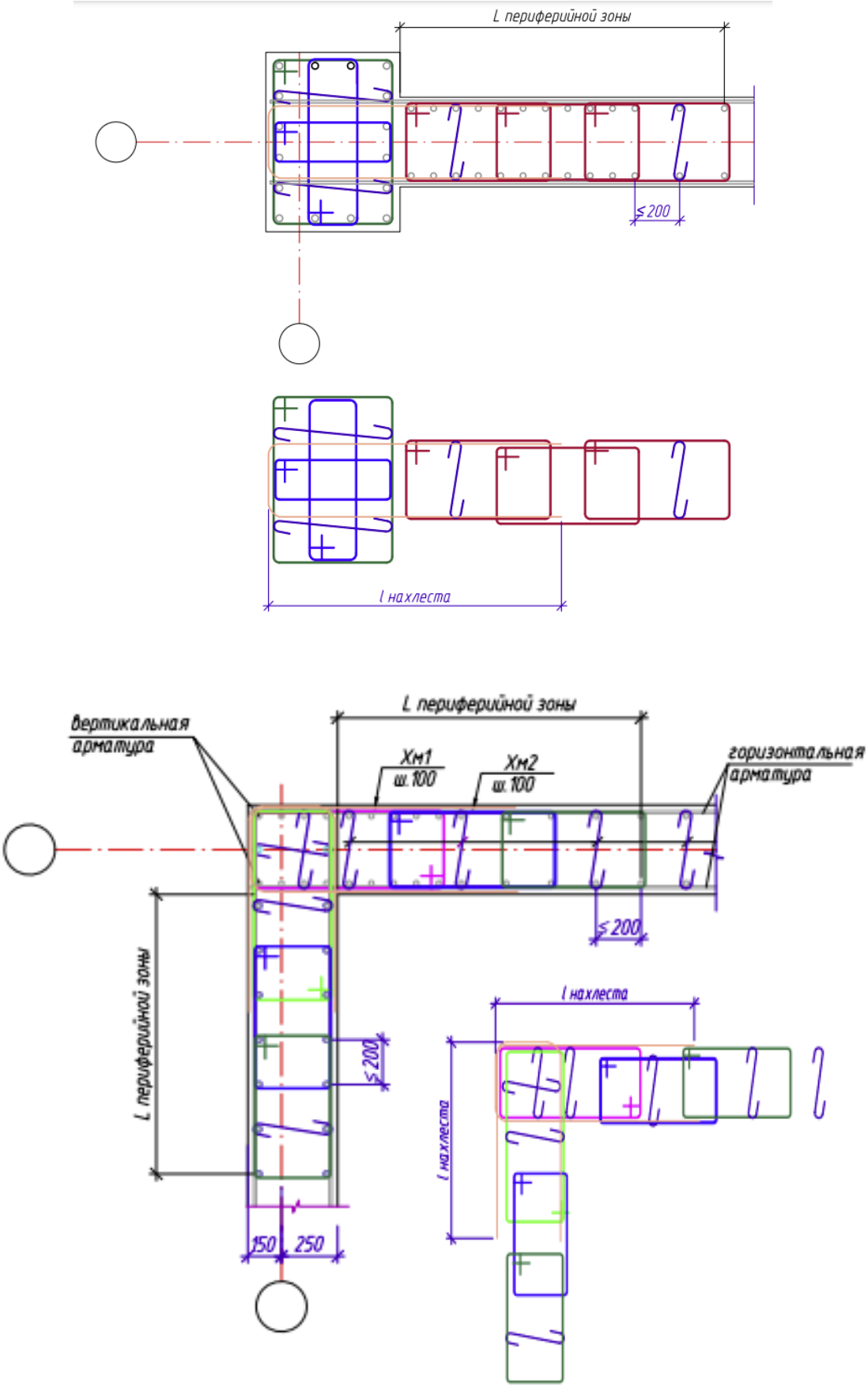


Рисунок П2.20 – Примеры армирования периферийных участков в местах пересечения стен

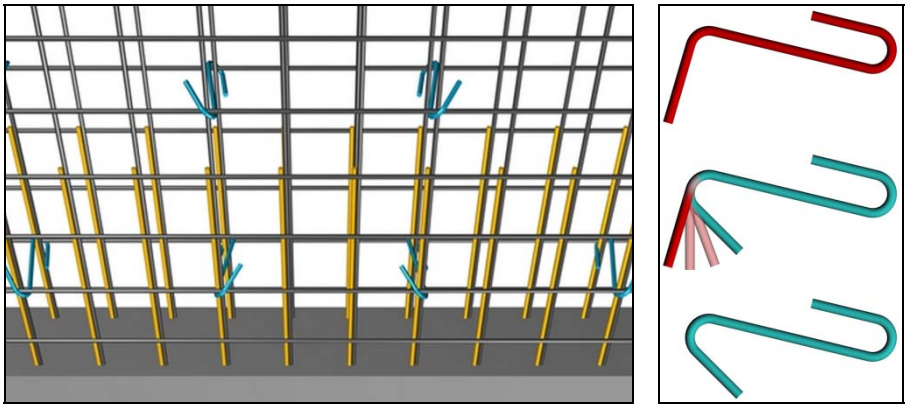


Рисунок П2.21 – Принципиальная схема полевого армирования стен

а) *б)*

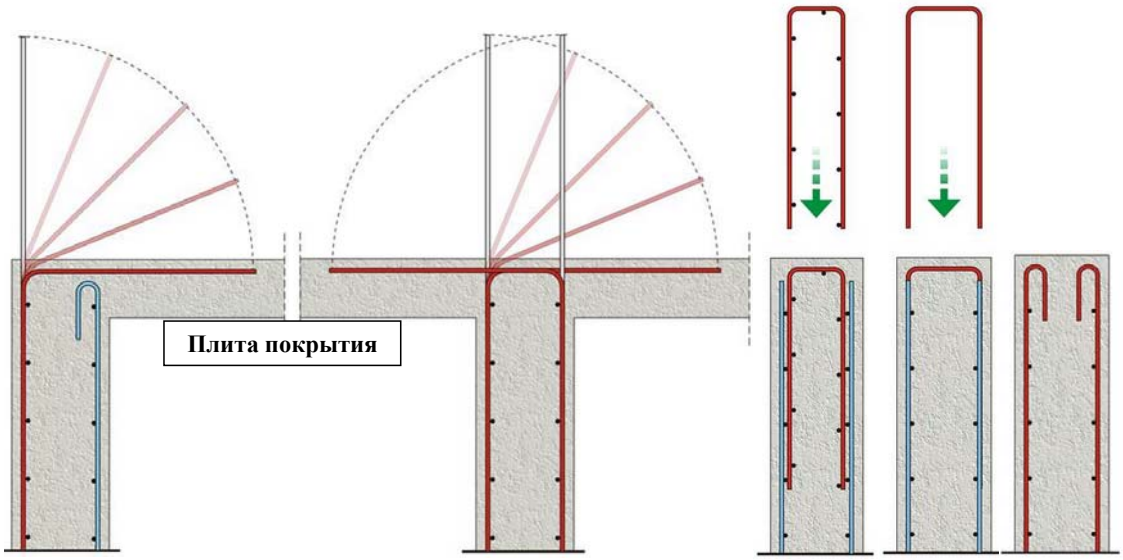
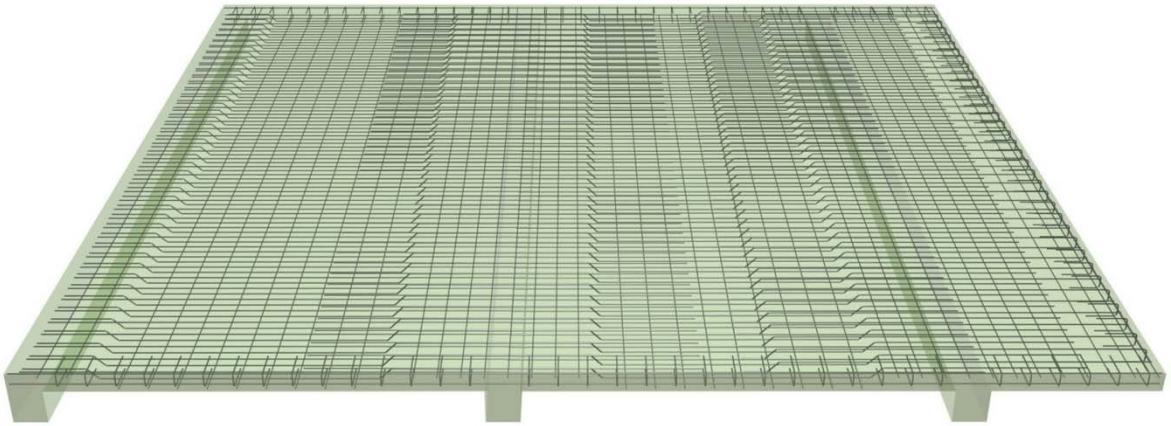
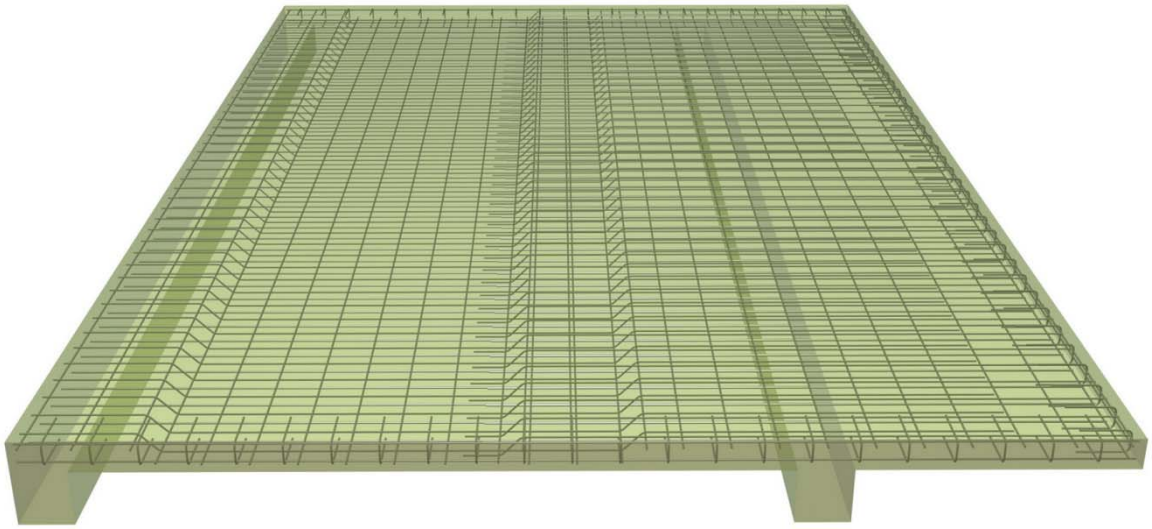
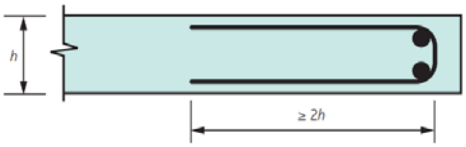


Рисунок П2.22 – Примеры анкеровки вертикальной арматуры в уровне верха







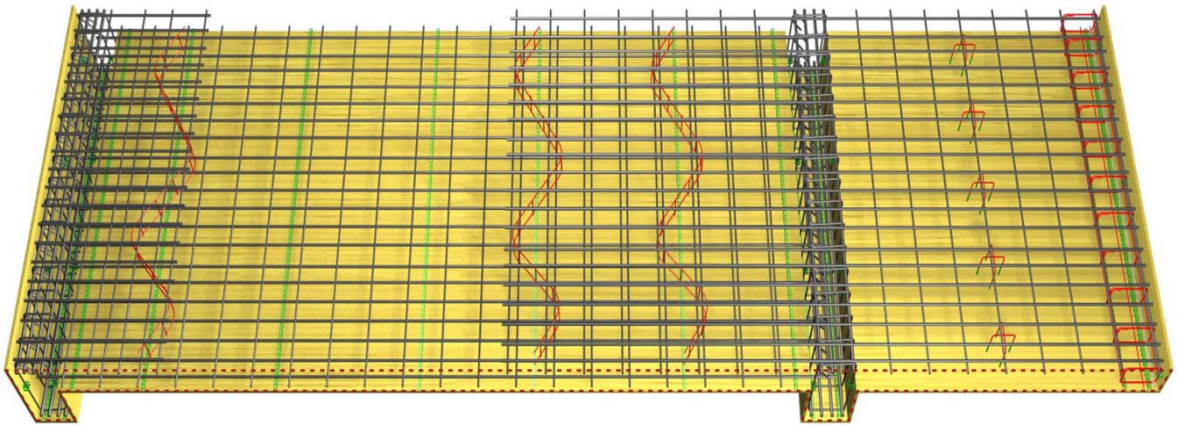


Рисунок П2.23 – Примеры армирования плиты перекрытия

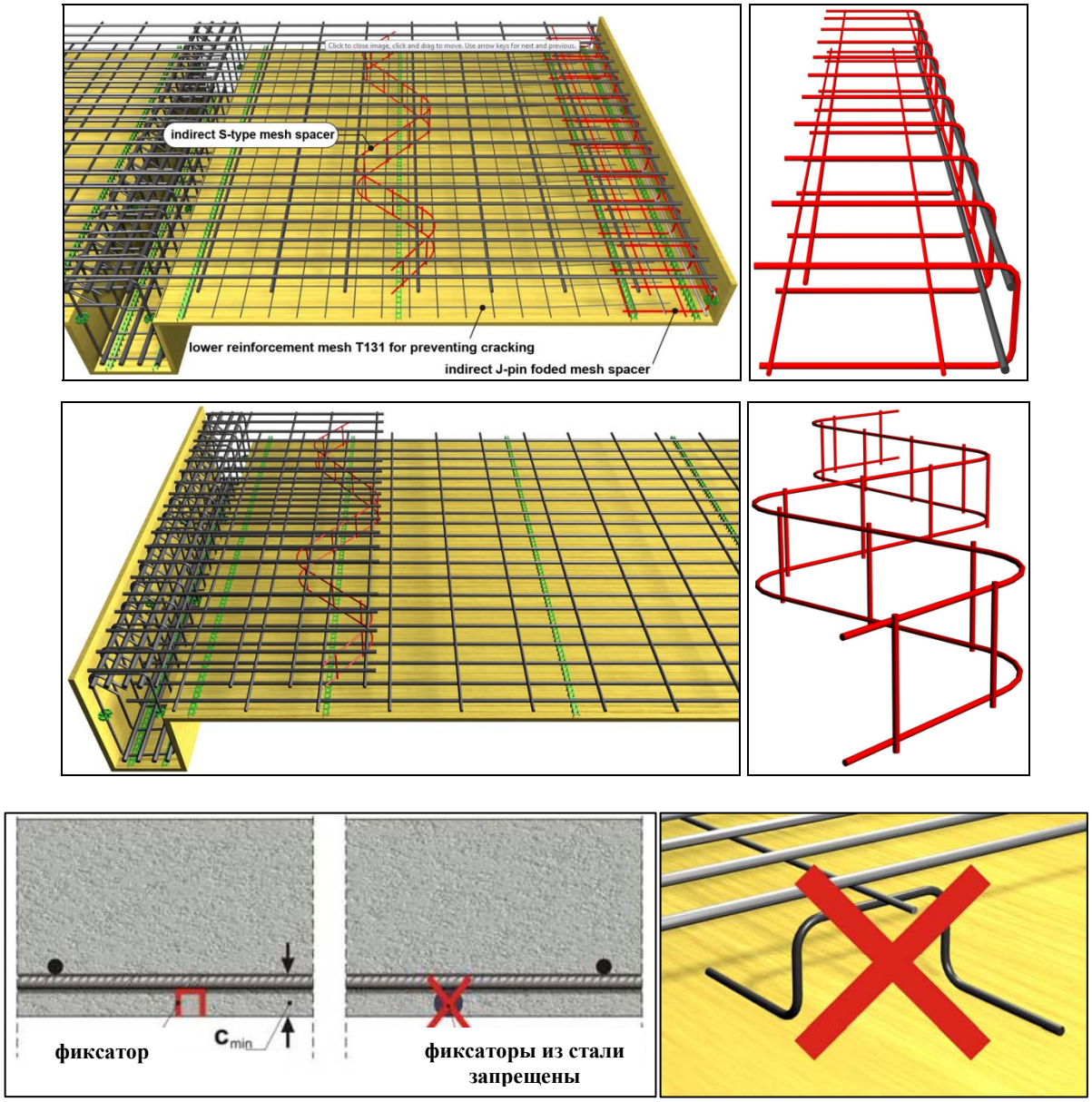
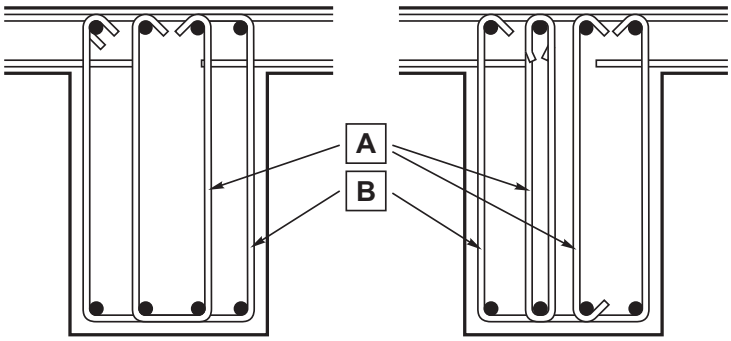


Рисунок П2.24 – Фрагменты армирования плиты перекрытия



A - внутренние хомуты; *B - охватывающие хомуты*

Рисунок П2.25 – Примеры расположения поперечной арматуры в балках

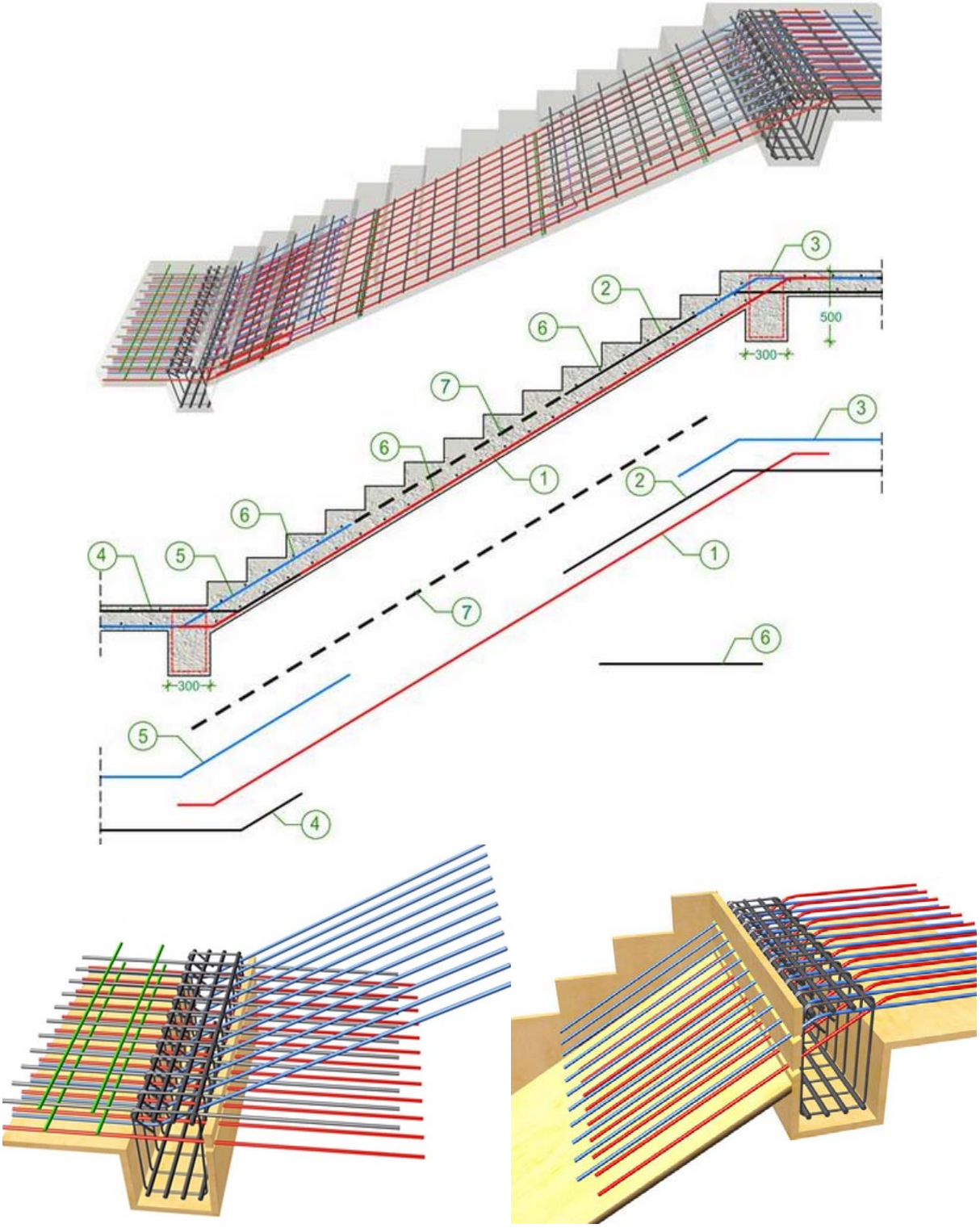


Рисунок П2.26 – Примеры армирования лестничных маршей и площадок