

## **РАЗДЕЛ 1. Теоретические основы, нормативные требования и практические методы расчета железобетонных конструкций**

### **Тема и содержание занятий:**

Основные этапы развития методов расчета железобетонных конструкций. Современные нормативно-технические документы, регламентирующие выполнение расчетов железобетонных конструкций и их основное содержание. Теоретические основы современных методов расчета железобетонных конструкций. Программные комплексы для выполнения статического расчета и расчета железобетонных конструкций. Нормативные требования к выбору расчетных схем для проведения статического расчета зданий различных конструктивных систем. Методы достижения достоверности результатов компьютерного расчета. Общие требования к конструированию железобетонных конструкций (колонн, стен, плоских перекрытий, балочных перекрытий, перекрытий с капителями, плоских фундаментных плит), к составу и оформлению проектной документации. раздела КЖ

### ***1.1. Основные этапы развития методов расчета и конструирования железобетонных конструкций***

Теория расчета железобетонных конструкций в общих чертах сложилась к началу 20-го века. Она базировалась на законах сопротивления материалов. Бетон рассматривался как упругий материал, подчиняющийся закону Гука. Первые технические условия на железобетонные сооружения были изданы в 1904...1908 годах в Германии, Франции и России.

Условно можно выделить следующие основные этапы развития методов расчета и конструирования железобетонных конструкций, то есть временные периоды, которые характеризовались определенным уровнем развития строительной техники и соответствующим этому уровню этапом развития теории железобетона, положенной в основу методов расчета и конструирования железобетонных конструкций:

- 1-й - с последней четверти 19 века до середины 30-х годов 20 века;
- 2-й - с середины 30-х годов 20 века по середину 50-х годов 20 века;
- 3-й - с середины 50-х годов 20 века до начала 21 века;
- 4-й - с начала 21 века по настоящее время.

Первый период. В это время началось применение железобетона для строительных конструкций и в общих чертах сложилась теория их расчета. В указанный период применялась теория расчета *по допускаемым напряжениям*, которая базировалась на законах сопротивления материалов. В расчет

вводилась величина  $n = E_a/E_b$ , устанавливаемая нормами для каждой марки бетона.

При расчете по допускаемым напряжениям применительно к НИТУ-1934 число  $n$  назначалась: для марки бетона 90 – 18, 110...140 – 14, 170 – 12, 200 – 10. Допускаемые напряжения принимались: для осевого сжатия  $[\sigma_b] = 0,4 R_{28}$ ; для сжатия при изгибе -  $[\sigma_b] = 0,45 R_{28}$ ; для арматуры из Ст.3  $[\sigma_a] = 1250 \text{ кг/см}^2$ .

Для армирования бетонных строительных конструкций в те годы применялось литое круглое железо обычных торговых марок диаметром от 7 до 28 мм с временным сопротивлением на растяжение от 3700 до 4500 кг/см<sup>2</sup>. Для армирования слабо нагруженных плит, тонких железобетонных стенок применялась сетка с ромбовидными ячейками шириной 75 и 150 мм. Ширина полосы металла сетки составляла 3, 4, 6 мм, а ее толщина – 3, 4,5 и 5 мм.

Минимальная толщина плоских железобетонных плит перекрытий составляла 7 см. Допускаемая величина пролета зависела от толщины плиты. Толщина плит ребристых перекрытий должна быть не менее 0,1 расстояния между ребрами в свету и как минимум 5 см.

Конструктивно ребристые междуэтажные перекрытия выполнялись с плоскими плитами, опертыми на металлические балки поверху или понизу и объединенными с балками в единую конструкцию, а также в виде железобетонных сводов, опертых на металлические балки. Толщина свода должна быть не менее 5 см, а подъем свода должен составлять 1/10 – 1/12 пролета.

В этот период в России наиболее распространенной конструкцией перекрытия над подвальными этажами здания являлось перекрытие по металлическим балкам (чугунные и стальные балки, железнодорожные рельсы) со сводчатым бетонным заполнением. Поверх свода для уменьшения его звуко- и теплопроводности укладывали более легкий бетон с большой примесью кирпичного щебня, шлака, кокса или другого материала.

На рисунке 1.1 представлено конструктивное решение перекрытий первого временного периода

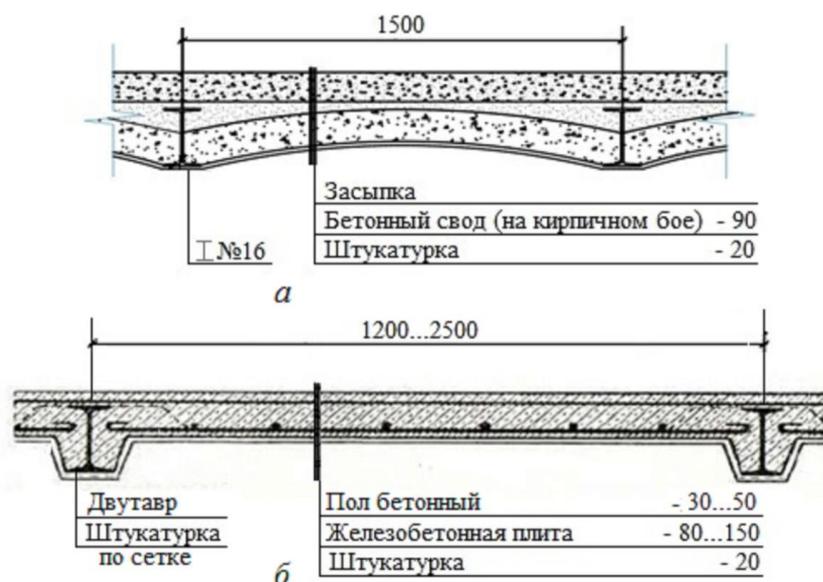


Рис. 1.1. Сводчатое перекрытие Генника по металлическим балкам с бетонным заполнением (а), плоское перекрытие системы Монье с плитой в уровне верхних полков двутавра (б)

До 1924 года монолитные перекрытия использовали только над подвальным этажом в жилых домах высотой до пяти этажей (сводчатое перекрытие Геннебика) и в зоне кухни или санузла (плоское перекрытие Монье). Обыкновенное перекрытие Монье (Рис. 1.1б) представляло собой железобетонную плиту, располагаемую на уровне нижних или верхних полков стальных балок, или же занимающую промежуточное положение.

Арматура перекрытия состояла из пересекающихся под прямым углом стальных стержней. Рабочие стержни укладывались перпендикулярно балкам на расстоянии друг от друга от 6 до 15 см, возможно ближе к нижней поверхности. Толщина стержней принималась от 6 до 15 мм в зависимости от нагрузки. Концы их загибались в виде крюка для избежание проскальзывания стержней в бетоне. Стержни распределительной арматуры имели толщину от 5 до 8 мм, расстояние между ними составляло от 10 до 40 мм.

Нагрузка от такого перекрытия в среднем составляла  $350 \text{ кг/м}^2$ .

С развитием экспериментальных исследований выявились недостатки теории расчета железобетонных элементов по допускаемым напряжениям в упругой стадии. В середине 30-х годов 20 века А.Ф. Лолейтом был предло-

жен метод расчета сечений изгибаемых элементов по разрушающим нагрузкам. С этого времени начался *второй период* развития теории железобетона, который продолжался до середины 50-х годов 20 века.

Теория расчета сечений по разрушающим нагрузкам легла в основу новых норм и технических условий НИТУ-38.

В соответствии с этой теорией работа бетона в растянутой зоне не учитывалась. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводились предел прочности бетона и предел текучести арматуры, а также единый коэффициент запаса  $k$  для всего конструктивного элемента в целом. Этот коэффициент принимался равным от 1,5 до 2,4. Расчет по методу разрушающих нагрузок изгибаемых элементов позволял экономить от 30 до 50% арматуры.

В этот период в СССР для изготовления железобетонных конструкций широко использовалась горячекатаная круглая, полосовая или фасонная арматура из стали марки Ст.0 и Ст.3. В предвоенные годы (1936 г.) в СССР нормами были установлены следующие марки тяжелого бетона: 50, 70, 90, 110, 140, 170, 200, 250, 300, 350 и марки легкого бетона 50 и 70.

В этот же период для гражданских зданий применялись перекрытия из монолитного железобетона плоские и ребристые (балками вниз и балками вверх, а также продолжалось применение монолитных железобетонных перекрытий по стальным балкам. На рисунке 1.2 приведено монолитное ребристое перекрытие, а на рисунке 3 – узлы плоского монолитного перекрытия по металлическим балкам.

Монолитные ребристые перекрытия, в том числе часторебристые, были в ряде случаев экономичнее плоских перекрытий, но наличие ребристого потолка в помещениях не всегда было приемлемо, поэтому применялось конструктивное решение ребристого перекрытия с оставляемой опалубкой, либо с легковесными вкладышами и подшивным потолком (см. рис. 1.2) или устройство ребристого перекрытия ребрами вверх.

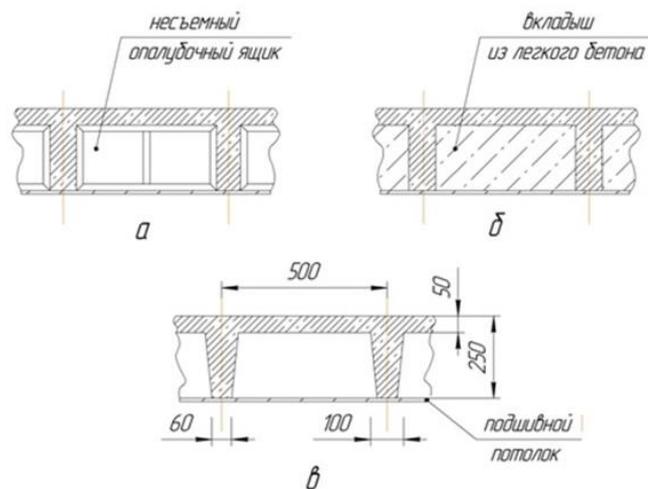


Рис. 1.2. Конструктивные решения монолитного часторебристого перекрытия: а) с устройством пустот в теле конструкций с применением несъемных опалубочных ящиков; б) с расположением внутри плиты перекрытия облегченных вкладышей; в) часторебристое перекрытие с подшивным потолком

Распространенным видом перекрытий тех лет являлось монолитное перекрытие в виде сплошной плиты по металлическим балкам (см. рис. 1.3).

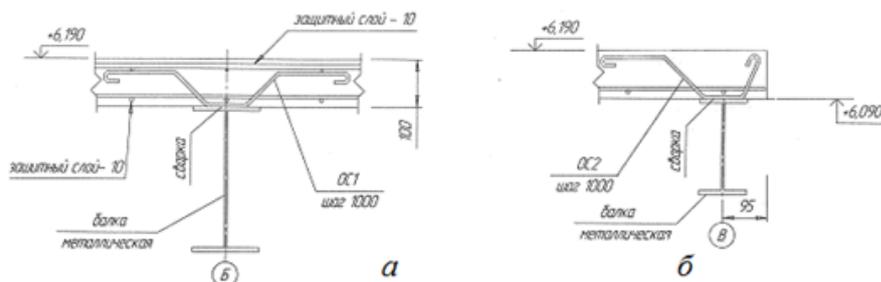


Рис. 1.3. Узлы армирования монолитного перекрытия по металлическим балкам на промежуточной (а) и крайней (б) опорах

На рисунках 1.4, 1.5, 1.6 приведены чертежи из проектной документации 20-х годов XX века на возведение фабричных зданий. Монолитные перекрытия таких зданий выполнялись балочными с системой главных и второстепенных балок. Главные балки сопрягались с несущими колоннами (стенами), второстепенные балки опирались на главные балки.

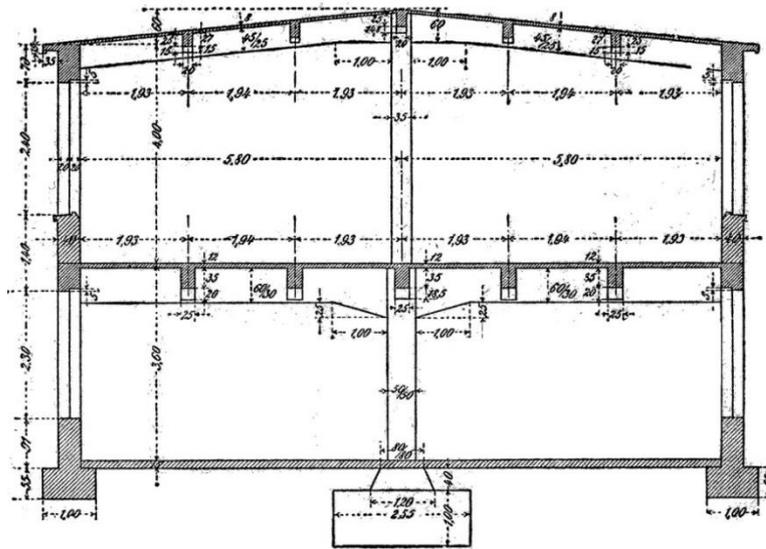


Рис. 1.4. Разрез (из опалубочных чертежей) фабричного здания, построенного в 20-е годы XX века

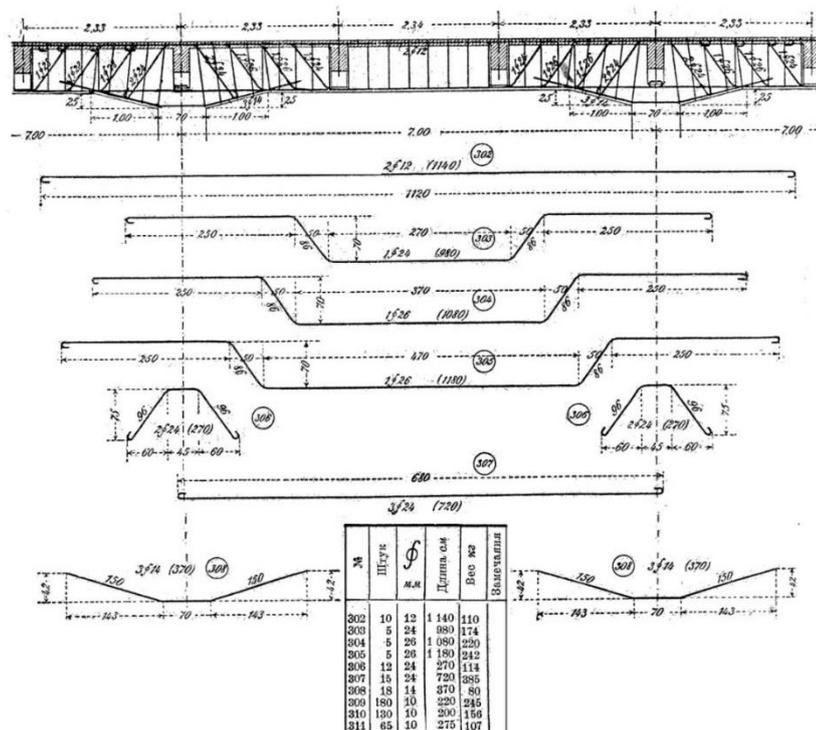


Рис. 1.5. Схема армирования, стержни продольной арматуры позиций 302..308, спецификация арматуры главной балки междуэтажного перекрытия

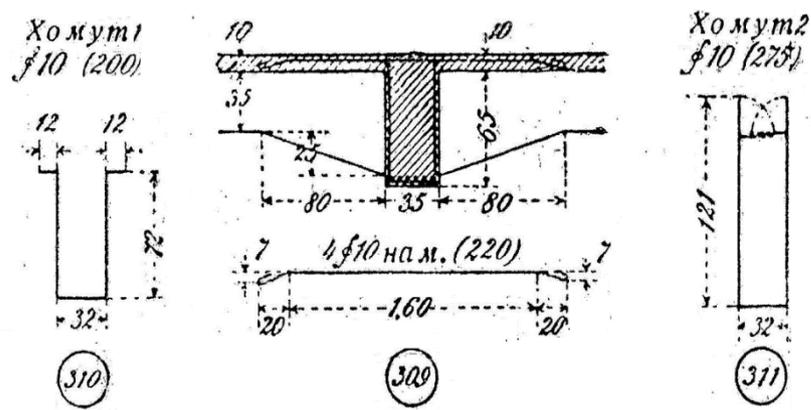


Рис. 1.6. Схема армирования (поперечное сечение главной балки), арматурные стержни позиций 309...311

Как показано на рисунках 1.5 и 1.6 главные балки монолитного перекрытия фабричных зданий армировались вязаными каркасами, в состав которых входили прямые (поз.307) и гнутые стержни (поз.303, 304, 305) верхней и нижней продольной арматуры балки. Продольные стержни позиции 302 располагались в верхних углах поперечного сечения в пролете балки (см. рис. 1.6).

Обычно эти стержни не являлись расчетными и служили для формирования жесткого пространственного вязаного каркаса, в который кроме продольных стержней входили поперечные стержни (хомуты): для пролетных участков каркаса, обозначенные позицией 310, а для опорных зон (в местах наличия скосов главных балок) – позицией 311. Для армирования скосов главных балок предусматривались арматурные стержни позиций 306, 308. Для сопряжения главных балок с плитами монолитного перекрытия предусматривались арматурные стержни, обозначенные на схеме армирования позицией 309.

Следует отметить, что основные подходы к армированию монолитного балочного перекрытия, сформированные на первом этапе развития теории железобетона, отражающие принципы расположения рабочей и конструктивной арматуры при армировании, например, главных балок перекрытия, в

целом остались неизменными, но приемы армирования железобетонных конструкций с течением времени претерпели существенные изменения.

Так, необходимость выполнения крюков на концах арматурных стержней была обусловлена применением вплоть до 50-х годов XX века гладкой арматуры для армирования железобетонных конструкций.

Известно, что арматурные стержни в бетоне могут воспринимать напряжения только при отсутствии проскальзывания стержней, что ранее обеспечивалось наличием крюков арматуры, а в настоящее время обеспечивается (на 75%) для арматуры современных классов выступами на поверхности арматурных стержней. Поэтому с появлением в 50-х годах XX века классов арматуры периодического профиля каркасы балок стали формироваться из прямых арматурных стержней периодического профиля.

К следующим изменениям приемов армирования железобетонных конструкций можно отнести переход от использования вязаных арматурных изделий (каркасов и сеток) к сварным, что обеспечивало возможность применения типовых или унифицированных арматурных изделий.

Начало 3 периода развития теории железобетона связывается с применением метода расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям. Этот период продолжался с середины 50-х годов 20 века до начала 21 века. В 1955 году на основе метода расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, являвшегося развитием метода расчета по разрушающим нагрузкам, были разработаны и введены НиТУ 123-55. В 1962 году эти нормы были дополнены и исправлены (СНИП II-В. 1-62), затем пересмотрены: СНИП II-21-75 и СНИП 2.03.01-84.

В расчетах были установлены следующие три предельных состояния: по несущей способности (прочности, устойчивости или выносливости); по деформациям (прогибам, колебаниям); по трещиностойкости (образованию или раскрытию трещин).

Нормами для железобетонных конструкций допускалось применение бетона проектной марки не ниже 150. В соответствии с НиТУ 123-55 для из-

готовления железобетонных конструкций наряду с горячекатаной круглой, полосовой или фасонной арматуры из стали марки Ст.0 и Ст.3 разрешалось применять в качестве арматуры: горячекатаную сталь периодического профиля марки Ст.5 диаметром от 10 до 90 мм и марки 25 ГС диаметром от 6 до 40 мм; холоднотянутую проволоку диаметром от 3 до 10 мм; прокат круглого сечения из стали марки Ст.0 и Ст.3 диаметром от 5 до 22 мм; стержни периодического профиля диаметром от 6 до 32 мм из стали марок Ст.0 и Ст.3.

Для изготовления тяжелых бетонов применялись марки по пределу прочности при сжатии: 100, 150, 200, 300, 400, 500, 600, а для легких бетонов – 35, 50, 75, 100, 150, 200, 250, 300.

В середине 70 годов для тяжелых бетонов были дополнительно установлены марки бетонов 700 и 800, а для легких бетонов – 350 и 400. Для сжатых стержневых элементов из тяжелого бетона и для изгибаемых элементов без предварительного напряжения была рекомендована марка бетона 200.

Рекомендовалось применять стержневую гладкую арматуру класса А-I, арматуру периодического профиля классов А-II, А-III, А-IV, А-V, стержневую термически упрочненную арматуру классов Ат-IV, Ат-V, Ат-VI, обыкновенную и высокопрочную арматурную проволоку (классы В-1, Вр-1, В- II) и арматурные канаты класса К-7.

В этот период монолитные железобетонные перекрытия подразделялись на следующие виды: монолитные ребристые с балочными плитами; монолитные безбалочные; монолитные ребристые с контурными плитами. Пролеты балочных плит ребристых перекрытий назначали так, чтобы толщина плит была наименьшей (5-8 см).

Армирование перекрытий осуществлялось арматурой в виде отдельных стержней или сварных сеток и сварных каркасов. Монолитные безбалочные перекрытия выполнялись с различными видами капителей, создававших благоприятные условия для передачи усилий от плиты на колонны, предохранявших плиту от продавливания и скалывания, образывавших жесткое со-

членение колонн с плитой. Монолитные ребристые перекрытия с контурными плитами, как правило, имели ребра одинаковой высоты.

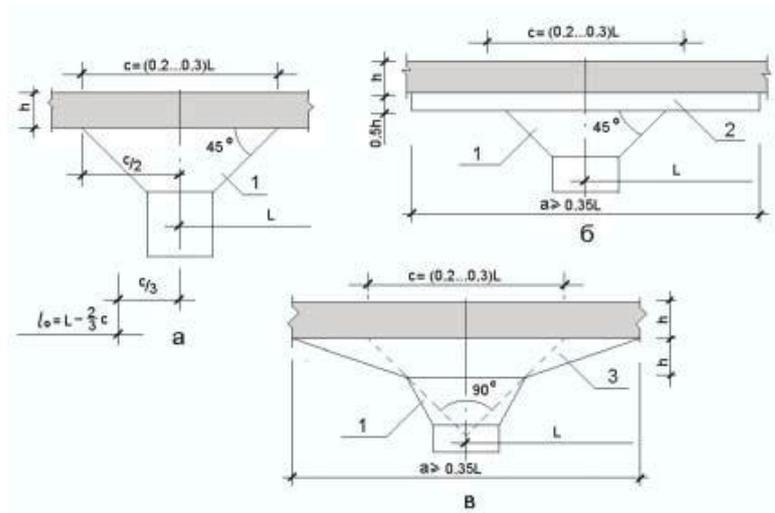


Рис. 1.7. Типы капителей: а)–обыкновенная в виде усеченной четырехгранной пирамиды; б; в – усиленные надкапитальной плитой (1– капитель; 2– надкапитальная плита с вертикальными гранями; 3– надкапитальная плита с наклонными скосами)

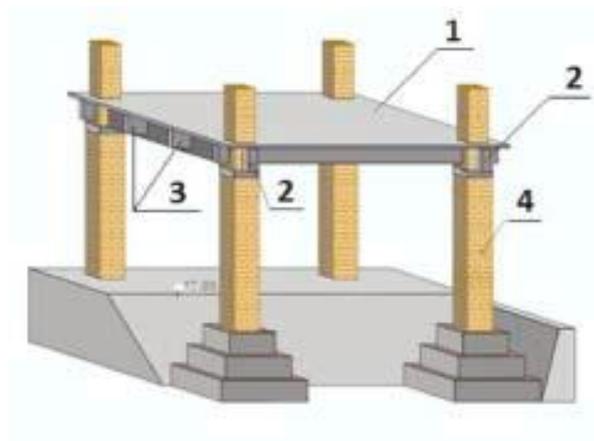


Рис. 1.8. Общий вид монолитного балочного перекрытия (1-й вариант монолитного балочного перекрытия): 1 –плита; 2 – главная балка; 3 – второстепенная балка; 4 – кирпичный столб

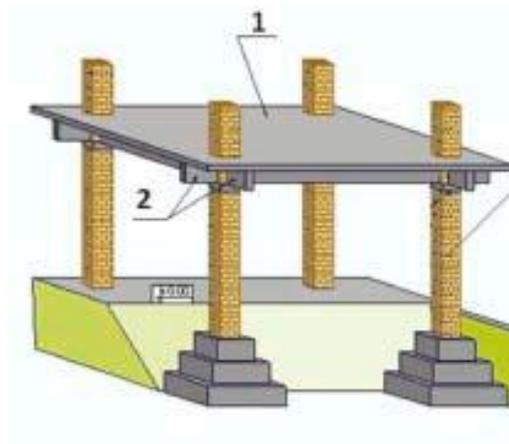


Рис. 1.9. Общий вид монолитного балочного перекрытия (2.й вариант монолитного балочного перекрытия): 1 – плита; 2 – контурные балки; 3 – кирпичный столб

С появлением в 80-е годы 20 века стальных профилированных настилов (ГОСТ 24045. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия) монолитные плиты перекрытия по металлическим балкам стали устраиваться по металлическим листам, применяемым в качестве оставляемой опалубки, а затем в качестве листовой арматуры, участвующей в обеспечении несущей способности монолитной плиты перекрытия. На рисунке 1.10 представлен вариант армирования монолитной плиты перекрытия по профилированному настилу.

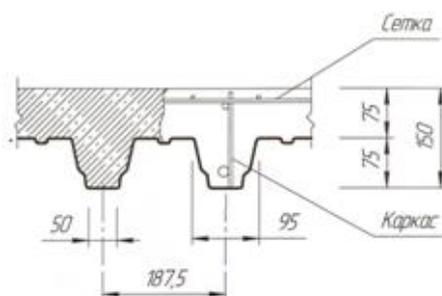


Рис. 1.10. Вариант армирования монолитной плиты перекрытия по профилированному настилу

В этот период широкое распространение получили сборные железобетонные конструкции. Был создан общесоюзный, в последствии российский строительный каталог, для раздела СК-3 которого были разработаны различные серии сборных железобетонных конструкции. Этот период характеризовался разработкой крупнопанельных зданий различных серий, многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне.

В настоящее время Российский Строительный каталог продолжает оставаться системой информационного обеспечения организаций и специалистов строительного комплекса сведениями о действующих нормативной и типовой проектной документации, средствах программного обеспечения автоматизированных систем, а также о выпускаемой промышленной продукции для строительного комплекса Госстроя России.

Структура Строительного каталога следующая:

- СК-0 – общая часть,
- СК-1 – нормативные и методические документы по строительству,
- СК-2 – типовые проекты предприятий, зданий и сооружений,
- СК-3 – строительные конструкции и изделия,
- СК-4 – строительные материалы,
- СК-5 – строительные машины и механизмы,
- СК-6 – организация и технология строительства,
- СК-7 – средства автоматизации в проектировании и управлении строительством,
- СК-8 – инженерное оборудование зданий и сооружений.

Составная часть российского Строительного каталога, СК-3, представлена каталожными листами типовых строительных конструкций и изделий, в том числе железобетонных (бетонных). Кроме российского каталога имеются территориальные каталоги, например, Московский территориальный строительный каталог (МТСК).

На большинство сборных железобетонных конструкций разработаны ГОСТы. В них, как правило, содержатся общие требования к строительным конструкциям и изделиям, дальнейшая разработка которых предпринимается ведущими проектными организациями в виде типовой проектной документации. Типовая проектная документация обычно состоит из нескольких выпусков, содержащих материалы для проектирования, рабочие чертежи конструкций (изделий), узлы и прочее. Ссылка на типовую документацию (серию, выпуск) имеется в российском (территориальном) Строительном ката-

логе. Каталожные листы типовой документации содержат технические характеристики, номенклатуру, указания по применению железобетонных конструкций (изделий), а также сведения о разработчике, дате утверждения и поставщике проектной продукции.

Следует отметить, что в некоторых ГОСТ выполнена полная разработка конструкции (изделия). Обычно, это касается несложных в техническом отношении строительных конструкций (изделий). Так, в ГОСТ 13579-78 (Блоки бетонные для стен подвалов. Технические условия), кроме общих требований приведены рабочие чертежи бетонных блоков для стен подвалов.

При проектировании зданий из унифицированных сборных железобетонных конструкций, после утверждения объемно-планировочного решения здания и определения нагрузок на конкретные строительные конструкции по каталогу подбирают их марки.

В соответствии с ГОСТ 23009-2016 (Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Условные обозначения (марки)) сборным железобетонным конструкциям присваиваются марки. Марки **содержат** цифровые и буквенные символы, отражающие информацию о виде, размерах, несущей способности конструкций, об используемых материалах (бетоне, арматуре), а также о дополнительных характеристиках (стойкость к воздействию агрессивных сред, сейсмостойкость и др.).

Например:

**Т Р.Р.Р-НАВ-ДД**, где

**Т** – тип конструкций;

**Р.Р.Р** – габаритные размеры;

**Н** – несущая способность или номер, соответствующий определенной несущей способности конструкции;

**А** – класс арматуры;

**В** – вид бетона;

**ДД** – дополнительные характеристики, отражающие особые условия применения конструкции, стойкость к воздействию агрессивной среды, сейсмичность, стойкость к воздействию повышенных и высоких темпера-

тур, конструктивные особенности (наличие дополнительных закладных деталей, отверстий и т.п.)

В качестве примера информации о сборных конструкциях, включенной в каталожные листы строительного каталога, можно рассмотреть описание, марку и технические характеристики *фермы треугольной безраскосной для покрытий со скатной кровлей*, разработанной наряду в рамках ГОСТ 20213-89 (Фермы железобетонные. Технические условия) и в рамках серии 1.063.1-1 строительного каталога СК-3.

Треугольные стропильные железобетонные фермы изготавливаются из тяжелого или конструктивного легкого бетона и предназначены для покрытия однопролетных и многопролетных зданий (пролет равен 6, 9, 12, 15, 18 метров) с наружным отводом воды.

Треугольные фермы применяются в комплекте с железобетонными прогонами, укладываемыми с шагом 1,5 (3,0) м и плитами ребристыми 1,5×6,0 (3,0×6,0) м или в комплекте с железобетонными прогонами, укладываемыми с шагом 3 м, и облегченными плитами покрытия. Может использоваться также холодная асбестоцементная кровля.

При работе ферм в условиях воздействия агрессивных сред, применяется бетон пониженной (П) и особо низкой (О) проницаемости.

Треугольные фермы предназначаются для эксплуатации в I...IV районах по весу снегового покрова, Ia...IV ветровых районах, в несейсмических районах и в районах с расчетной сейсмичностью до 8 баллов включительно.

В качестве напрягаемой арматуры ферм пролетом 6 м и 9 м используется стержневая термомеханически упрочненная арматура классов А600...А1000. Для ферм пролетом 12,15 и 18 м применяются арматурные канаты классов К1400...К1700; в качестве ненапрягаемой арматуры применяется арматура классов А400, А240.

Торцы напрягаемой арматуры не должны выступать за торцовые поверхности более чем на 10 мм и должны быть защищены слоем цементно-песчаного раствора или битумным лаком.



В эти годы широкую популярность приобрели сборные железобетонные плиты марки ПК, которые использовались для кирпичных, крупнопанельных и многоэтажных каркасных зданий.

Одним из прообразов современных сборных железобетонных многопустотных плит перекрытия можно считать цементные доски с продольными каналами, предложенные в 20-е годы XX века в качестве несущих элементов крыш зданий (система Штольте).

Плиты изготавливали под разные нагрузки из разного вида бетона, в том числе легкого пемзобетона. Геометрические размеры плиты (цементной доски) были следующие: длина  $l=2,5$  м, ширина  $b=24$  см, высота  $h=5-12$  см. Для армирования плиты использовались стальные прутья (два прута  $\varnothing 7$  или  $\varnothing 8$  мм на каждую плиту). На рисунке 1.11 представлено поперечное сечение плиты.

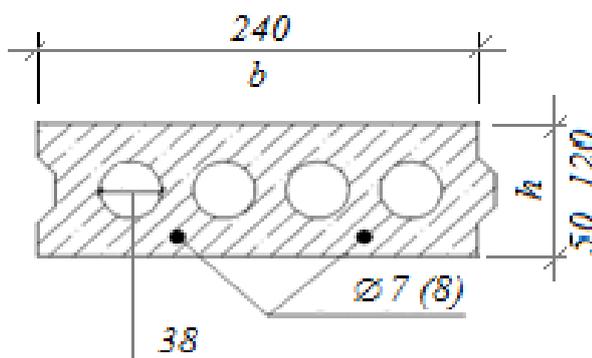


Рис. 1.11. Цементная доска с продольными каналами (система Штольте)

Совершенствование конструктивных решений многопустотных железобетонных плит перекрытий в 60-е годы было связано с поиском рационального (с точки зрения уменьшения веса, распределения напряжений в плите с пустотами, удобства производства плит на заводах стройиндустрии) очертания, размеров и распределения пустот в плитах перекрытия.

На рисунке 1.12 представлены варианты поперечного сечения многопустотных плит перекрытия с пустотами разного вида.

ГОСТ 9561-91 (Плиты перекрытия железобетонные многопустотные для зданий и сооружений. Технические условия), а также разработанные альбомы чертежей, в том числе, в рамках серии 1.041.1 строительного каталога СК-3, закрепили производство и применение при проектировании зданий и сооружений плит с круглыми пустотами марки ПК.

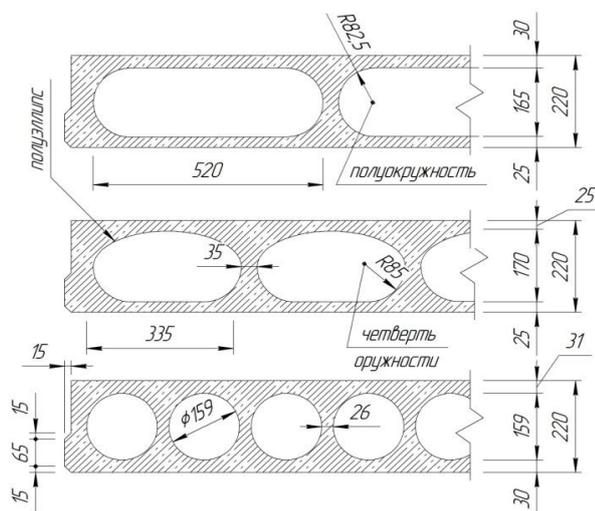


Рис. 1.12. Варианты поперечного сечения многопустотных плит перекрытия

4 условный период развития методов расчета и конструирования железобетонных конструкций начался в 21 веке и продолжается в настоящее время.

Совершенствование технологии строительства, развитие теории железобетона и разработка новых методов расчета, широкое внедрение монолитного домостроения, появление и распространение высокопрочных бетонов и арматурных сталей привело к принятию новых норм проектирования - СНиП 52-01-2003 и развивающих его СП 52-101-2003, СП 52-102-2004, СП 63.13330.2012 а также пособий к ним.

Основной характеристикой бетона, определяющей его прочность на сжатие, установлен класс бетона. Для несущих железобетонных конструкций в соответствии с СП 63.13330.2018 рекомендуется применять бетон классов В 15...В100, для конструкций с преднапряженной арматурой минимальный класс бетона – В 20.

Применяется арматура горячекатаная и термомеханически упрочненная классов А240 (гладкая), А400, А500, А600, А800, А1000 (периодического профиля); арматура холоднодеформированная периодического профиля классов В500, Вр500, Вр1200...Вр1600, а также канаты классов К1400...К1700.

Этот период характеризуется широким внедрением численных методов расчета с использованием программных комплексов, ориентированных на строительное проектирование. Графическая часть проекта выполняется в среде графических редакторов, что привело к резкому повышению производительности труда при проектировании зданий и сооружений.

Применение автоматизированного проектирования повлияло на состав расчета. Обязательными стали расчет здания с учетом работы основания, расчет на прогрессирующее разрушение и др.

### ***1.2. Современные нормативно-технические документы, регламентирующие выполнение расчетов железобетонных конструкций и их основное содержание***

Современная нормативно-техническая литература по проектированию конструктивных систем и железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных зданий привязана к виду конструктивных систем проектируемых зданий.

Для многоэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне разработан СП 356.1325800.2017. Конструкции каркасные железобетонные сборных многоэтажных зданий. Правила проектирования.

В нем даны понятия терминам «габаритная схема», «конструктивная система», «конструктивная схема», «расчетная схема» и показана связь между этими понятиями.

Габаритная схема – это графически изображаемые параметры объемно-планировочного решения здания.

Конструктивная система – это совокупность взаимосвязанных несущих элементов здания, обеспечивающих его прочность и устойчивость (фундаменты, колонны, диск перекрытия – ригели и опертые на них плиты, диафрагмы жесткости).

Расчетная схема – это модель конструктивной системы (плоская и объемная расчетная схемы, состоящие из стержневых элементов).

Конструктивная схема– схема взаимодействия несущих конструктивных элементов здания, обеспечивающая требуемое распределение усилий в них для определения их несущей способности. На рисунке 1.13 показана связь между этими понятиями.

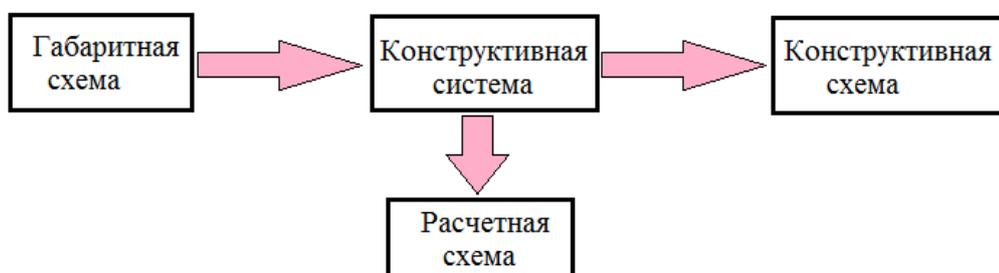


Рис. 1.13. Связь между понятиями «габаритная схема», «конструктивная система», «конструктивная схема», «расчетная схема»

На рисунке 1.14 приведены основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания.

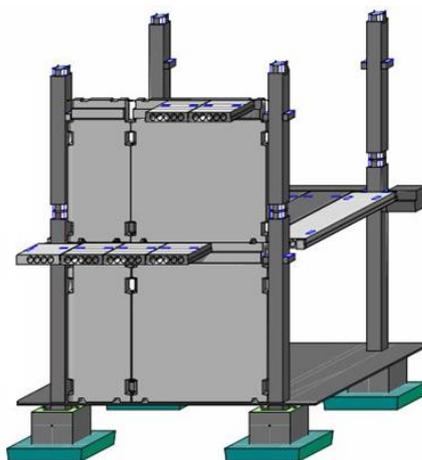


Рис. 1.14. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания (колонны, ригели, многопустотные плиты перекрытия, столбчатые фундаменты, диафрагма жесткости)

Распределение усилий между основными несущими элементами каркаса здания (колоннами и ригелями) зависит от типа узла сопряжения элементов каркаса (см. рис.1.15), а также наличия и расстановки связей в здании.

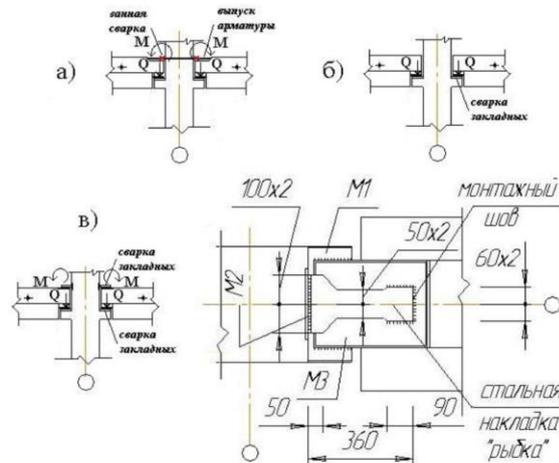


Рис. 1.15. Типы узлов сопряжения каркаса: а – жесткий, б – шарнирный, в – полужесткий

В соответствии с СП 356.1325800.2017 выделяются три вида конструктивных схем: связевые; рамно-связевые; рамные.

Характеристики конструктивных схем приведены в таблице 1.2.

Расчетные схемы вертикальных рам каркасно-балочных (ригельных) зданий

Таблица 1.2

### Характеристики конструктивных схем

Типы рамы	Схемы каркасов		
	Связевые	Рамно-связевые	Рамные
Поперечные			
Продольные			
Обозначения: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнирный узел; 4 – жесткий узел.			

Расположение элементов жесткости в плане здания и их конструктивные решения приведены в таблице 1.3.

Таблица 1.3

Расположение элементов жесткости в плане здания и их конструктивные решения

Металлические связи	Диафрагмы жесткости	Ядра жесткости
<p>треугольные    порталные    крестовые</p>		
<p>Обозначения: 1 – колонна; 2 – ригель перекрытия; 3 – металлическая связь (связевая панель); 4 – диафрагма жесткости; 5 – ядро жесткости.</p>		

На рисунке 1.16 приведены конструктивные решения диафрагм жесткости: диафрагмы глухие и с проемами, гладкие и имеющие консоли для опирания плит перекрытий.

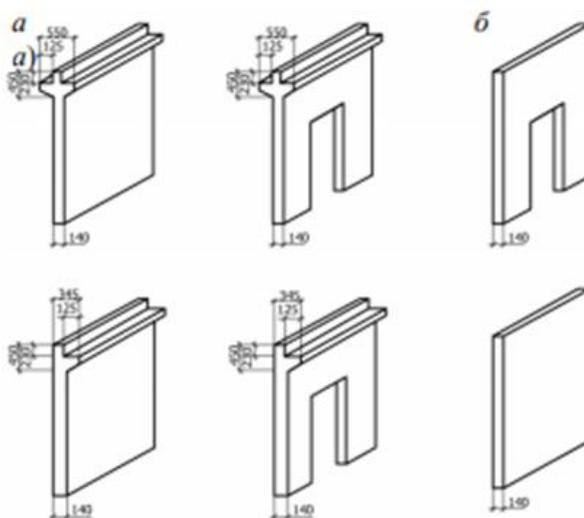


Рис. 1.16. Диафрагмы жесткости с полками для опирания плит и плоская диафрагма



Рис. 1.18. Связи между конструктивными элементами крупнопанельных зданий: а – дискретные, б – распределенные

Конструктивные системы зданий классифицируются по виду вертикальных несущих конструкций. Поскольку для крупнопанельных зданий вертикальными несущими конструкциями являются стены, то панельные здания имеют стенную конструктивную систему, а в зависимости от расположения стен на плане, различают следующие конструктивные схемы:

- 1) перекрестно-стенную;
- 2) продольно-стенную;
- 3) поперечно-стенную.

Стеновая конструктивная система может сочетаться с малопролётными (до 4,5 м) и среднепролётными (до 7,2 м) плитами перекрытий зданий.

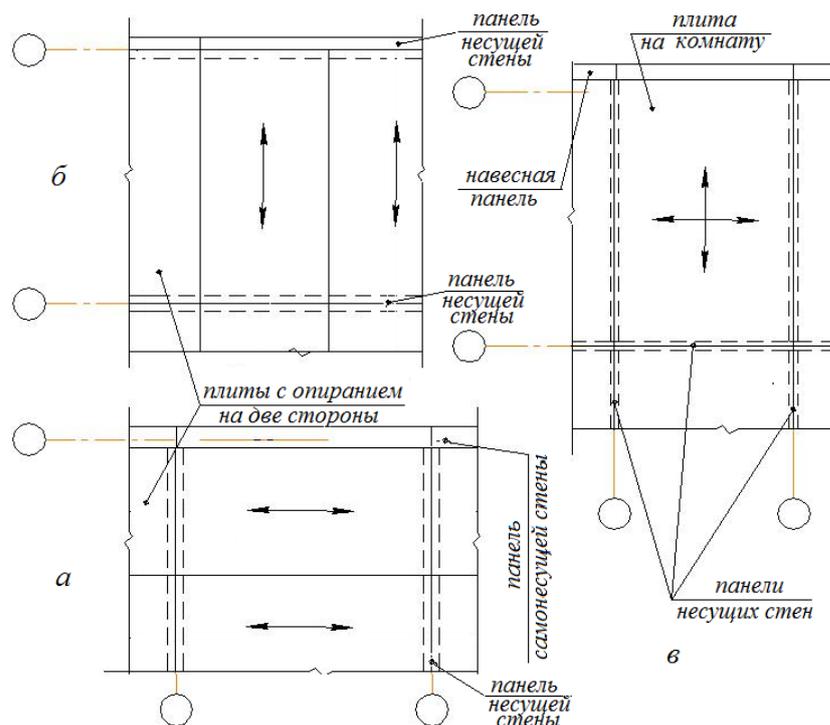


Рис. 1.19. Стеновая конструктивная система, конструктивные схемы: а) - продольно-стенная, б) – поперечно-стенная, в) – перекрестно-стенная

Для конструктивной системы здания необходимо выполнить следующие расчеты:

1) расчет горизонтальных перемещений верха здания (перемещения определяются при действии нормативных постоянных, длительных и кратковременных вертикальных и горизонтальных нагрузок с учетом податливости соединений элементов и деформаций основания; перемещения не должны превышать предельно допустимые значения по СП 20.13330.2016);

2) расчет форм собственных колебаний;

3) расчет устойчивости формы, а также устойчивости положения или не опрокидывания здания (расчеты выполняются на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при  $\gamma_f=1$  с учетом деформаций основания; запас по устойчивости формы принимается двукратным и характеризует превышение эксплуатационной нагрузки на КС, при которой возможна потеря общей устойчивости здания; коэффициент запаса по устойчивости положения определяется по формуле  $k = \frac{M_{удерж.}}{M_{опрокид.}} > 1,5$ , где  $M_{удерж.}$  – момент от вертикальной нагрузки,  $M_{опрокид.}$  – момент от горизонтальной нагрузки относительно крайней точки фундамента);

3) расчет перекоса верхних этажных ячеек здания (величина перекоса не должна превышать  $\frac{H_{этажа}}{300}$ ; она является неравномерностью вертикальных и горизонтальных деформаций соседних несущих стен, определяемой с учетом стадийности возведения, податливости соединения конструкций и деформации основания);

4) расчет максимальной (средней) осадки, разности осадок фундамента (несущая способность и деформации основания определяются в соответствии с СП 22.13330.2016 и СП 24.13330.2016);

5) расчет прогиба плит перекрытий (предельно допустимая величина прогиба плит определяется по СП 20.13330.2016);

6) расчет ускорения колебаний перекрытий верхних этажей (предельно допустимая величина ускорения колебаний перекрытий от пульсирующей составляющей ветровой нагрузки определяется по СП 20.13330.2016);

7) расчет усилий и перемещений, возникающих в несущих элементах, а также в их сопряжениях по результатам общего расчета конструктивной системы.

Для железобетонных монолитных конструкций зданий разработан СП 430.1325800.2018 (Монолитные конструктивные системы. Правила проектирования).

Конструктивные системы монолитных железобетонных многоэтажных зданий, определяются типом вертикальных несущих конструкций и подразделяются на:

- 1) каркасные;
- 2) стеновые (конструктивные схемы – продольно-стеновые, поперечно-стеновые, перекрестно-стеновые).

Горизонтальные несущие конструкции зданий колонной конструктивной системы могут представлять собой:

- 1) безбалочные перекрытия в виде гладких плит сплошного поперечного сечения;
- 2) плоские перекрытия с капителями;
- 3) балочные перекрытия с балками между колоннами одного или двух направлений (по контуру разбивочной ячейки);
- 4) балочные перекрытия с системой главных и второстепенных балок (при больших нагрузках);
- 5) кессонные балочные перекрытия (при больших пролетах).

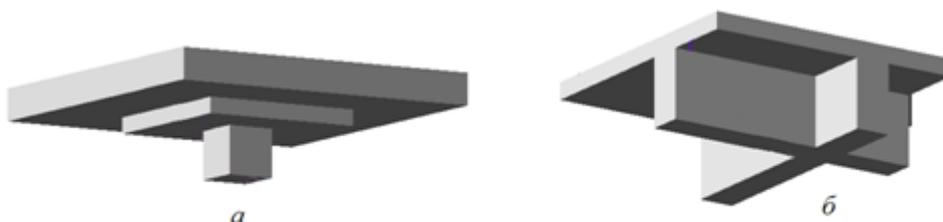


Рис. 1.20. Плоское перекрытие с капителями (а), балочное перекрытие (б)

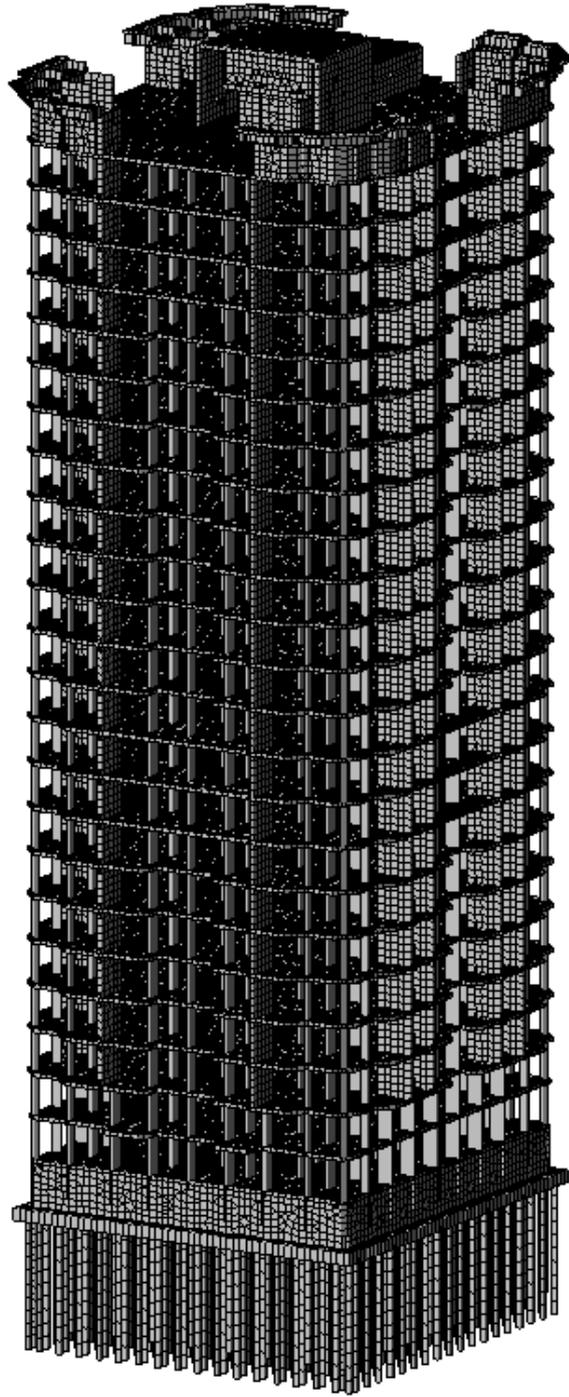


Рис. 1.21 Объемная расчетная модель многоэтажного здания стеновой конструктивной системы на фундаменте в виде фундаментной плиты с использованием свай

Современные монолитные здания стеновой конструктивной системы имеют, как правило, перекрестное расположение внутренних стен и плоские монолитные перекрытия с опиранием на несущие стены здания.

Расчеты конструктивной системы здания выполняются с использованием объемной расчетной модели (см. рис. 1.21).

### ***1.3. Теоретические основы современных методов расчета железобетонных конструкций. Программные комплексы для выполнения статического расчета и расчета железобетонных конструкций***

В соответствии с нормативными документами на проектирование зданий в сборном и монолитном железобетоне расчет зданий выполняется в два этапа.

На первом этапе производится расчет напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструктивной системы здания, то есть выполняется статический расчет КС здания с построением объемной расчетной модели здания с учетом работы основания (см. рис.1.21).

Нормативные требования к выбору расчетных схем для проведения статического расчета связаны с видом конструктивной системы зданий и приводятся в соответствующих нормативных документах, например, СП 335.1325800.2017. Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования.

Конструктивные системы зданий классифицируются по типу вертикальных несущих конструкций. В таблице 1.4 приведены основные конструктивные системы зданий.

*Таблица 1.4*

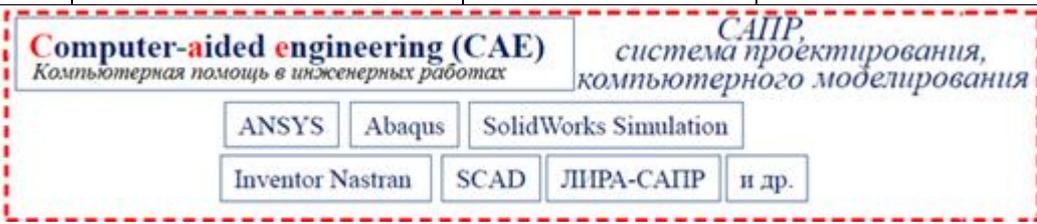
**Конструктивные системы зданий**

Тип вертикальных несущих конструкций	Колонны монолитного здания	Колонна в составе каркаса сборного здания	Стены	Ствол (ядро жесткости)
Наименование конструктивной системы	Каркасная	Каркасная	Стеновая	Ствольная

Современные нормы по проектированию железобетонных конструкций ориентируют проектировщиков на выполнение расчетов с использованием специализированных, сертифицированных в России программных комплексов, к которым в том числе относятся программный комплекс ЛИРА.

Таблица 1.5

Современные программные комплексы, наиболее часто используемые в России проектировщиками строительного профиля

Наименование	Лира, SCAD	ANSYS	MicroFe
Страна-разработчик	Украина, Россия	США	Германия
Основа	Вариационное уравнение Лагранжа и принцип стационарности (минимума) полной потенциальной энергии	МКЭ в вариационной постановке метода Рунге	Тип конечных элементов – гибридные элементы, построенные на смешанном функционале Миндлина-Рейснера
Особенности		Встроенный язык. Использование быстродействующих методов и алгоритмов решения. Огромная библиотека конечных элементов.	При решении системы алгебраических уравнений используются современные высокоэффективные решатели, работающие в параллельном режиме.
 <p><b>Computer-aided engineering (CAE)</b> <i>Компьютерная помощь в инженерных работах</i>      <b>САПР</b>, <i>система проектирования, компьютерного моделирования</i></p> <p>ANSYS    Abaqus    SolidWorks Simulation</p> <p>Inventor Nastran    SCAD    ЛИРА-САПР    и др.</p>			

Важность выбора соответствующего компьютерного обеспечения диктуется необходимостью при проектировании объектов опираться на систему отечественной нормативной документации в строительстве.

Следует также отметить, что в большинстве случаев САЕ пакеты программ основаны на компьютер реализации численных методов решения дифференциальных уравнений: метод конечных объемов (МКО) метод ко-

нечных элементов (МКЭ), метод конечных разностей (МКР) и некоторые другие методы.

Пакеты программ классифицируются:

- по типу объекта моделирования,
- по отраслевому назначению,
- по типу представляемой разработчиком лицензий

#### ***1.4. Нормативные требования к выбору расчетных схем для проведения статического расчета зданий различных конструктивных систем. Методы достижения достоверности результатов компьютерного расчета***

По результатам расчета на первом этапе оценивается эксплуатационная пригодность КС здания на соответствие требованиям действующих нормативных документов.

Для этого определяется ряд параметров конструктивной системы, значения которых сравниваются с предельно допустимыми значениями, приведенными в СП 20.13330.2016 (для горизонтальных перемещений верха здания, для величины ускорения колебаний перекрытий от пульсирующей составляющей ветровой нагрузки) и в СП 22.13330.2016 (для максимальной (средней) осадки, разности осадок фундамента).

На втором этапе проектирования на основе усилий, определенных на первом этапе расчета, выполняется конструктивный расчет элементов системы – железобетонных конструкций здания.

Расчеты железобетонных конструкций ведутся в соответствии с требованиями основного нормативного документа по проектированию железобетонных конструкций СП 63.13330.2018.

При проведении численных расчетов с использованием программных комплексов, ориентированных на выполнения расчетов строительных конструкций, необходимо указать нормы, по которым будут выполняться расчеты основных несущих конструкций здания.

Допускается на предварительных этапах проектирования выполнять расчет на упрощенной модели, использовать для расчета плит перекрытия зданий колонной конструктивной системы и стеновой конструктивной системы аналитические методы, основанные на методе предельного равновесия.

В качестве примера рассмотрим алгоритм и пример аналитического расчета плоской монолитной плиты перекрытия, опертой на колонны (здание колонной КС).

Плита перекрытия рассчитывается по методу предельного равновесия на действие постоянной  $P_d$  и временной  $P_t$  нагрузок. При этом временная нагрузка ( $P_t$ ) рассматривается приложенной как сплошная равномерно распределенная по всей плите перекрытия или как полосовая нагрузка.

Полосовая нагрузка также равномерно распределена, но прикладывается в пределах одного пролета по длине плиты и распространяется на всю ширину плиты.

На рисунке 1.22 приведены схемы деформированной плиты при полосовой временной нагрузке (рис. 1.22а) и при приложении временной нагрузки по всей площади плиты (рис. 1.22б).

При полосовой нагрузке можно приближенно считать, что плита будет работать в одном направлении (по балочной схеме). Тогда с учетом известного положения, что в случае работы плиты по балочной схеме сумма опорного  $M_1$  и пролетного момента  $M_2$  будет равна базовому моменту  $M_0$  (изгибающему моменту свободно лежащей балки того же пролета), и можно записать:  $M_0 = M_1 + M_2$ .

Принимая во внимание необходимость обеспечить равенство изгибающего момента от внешней нагрузки  $M_1$  ( $M_2$ ) и предельного изгибающего момента, воспринимаемого сечением элемента в линейных пластических шарнирах  $M_{ult1}$  ( $M_{ult2}$ ), можно записать:  $M_0 = M_{ult1} + M_{ult2}$ .

Значение  $M_{ult1}$  ( $M_{ult2}$ ) для прямоугольного бетонного сечения шириной  $b = L_2$  при рабочей высоте сечения  $h_0$ , площади верхней продольной арматуры

ры плиты в бетонном сечении  $A_{s1}$  ( $A_{s2}$  - нижней продольной арматуры) определяется по формуле, которая отражает предельную несущую способность конструктивного элемента:

$$M_{ult} = R_s \times A_s \times (h_0 - \frac{x}{2}), \text{ где}$$

$R_s$  – расчетное сопротивление растяжению заданного при проектировании перекрытия класса арматуры (см. таб. П5 *Приложения*);

$x = \frac{R_s \times A_s}{R_b \times b}$  – высота сжатой зоны ( $R_b$  – расчетное сопротивление осевому сжатию заданного при проектировании перекрытия класса бетона - см. таб.

П3 *Приложения*).

Расчет выполняется по методу предельного равновесия с учетом образования параллельных линейных пластических шарниров (рис. 1.22).

$$\frac{(P_d + P_t) \times L_2 \times l_{01}^2}{8} = R_{s1} \times A_{s1} \times (h_{01} - \frac{x}{2}) + R_{s2} \times A_{s2} \times (h_{02} - \frac{x}{2})$$

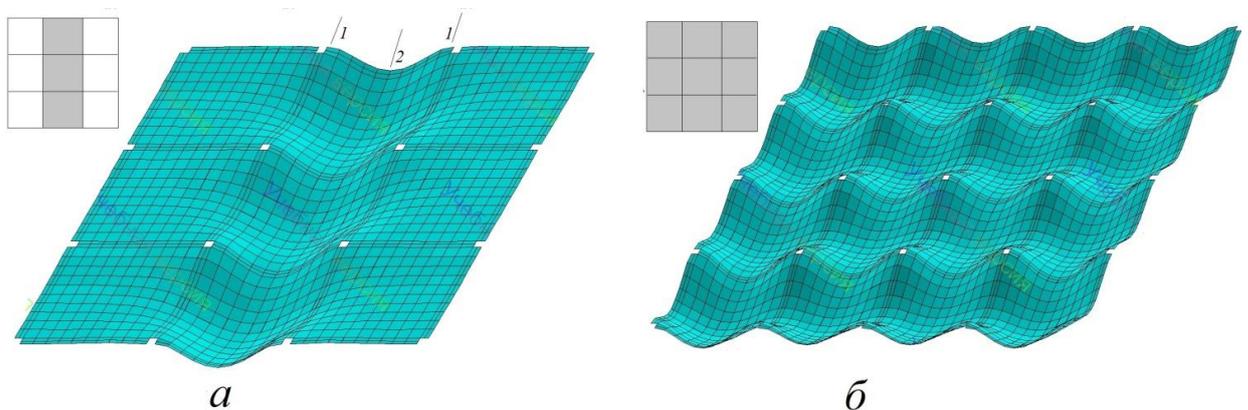


Рис. 1.22. Схемы деформирования плоской плиты перекрытия, нагруженной полосовой временной нагрузкой (а) и временной нагрузкой, распределенной по всей плите (б): линии расположения пластических шарниров (1 - опорных, 2 - пролетного)

Для определения предельной несущей способности плиты перекрытия  $P = P_d + P_t$  толщиной 200 мм, изготовленной, например, из тяжелого бетона класса В25, с установленной у верхней и нижней грани плиты сеток из арматурных стержней  $\varnothing 10A400$ ,  $S = 200$  мм, выполняются следующие расчеты

(при  $h_{01} = h_{02} = 0,2 - 0,025 = 0,175$  м,  $A_{s1} = A_{s2} = 3,93\text{см}^2/\text{п.м}$ ,  $L_2 = 6,4$  м,  $l_{01} = 6,4 - 0,4 = 6$  м,  $R_b = 14,5$  МПа (В25),  $\gamma_{b1} = 0,9$ ,  $R_s = 350$  МПа):

$$A_{s1} = A_{s2} = 3,93 \times 6,4 = 25,15 \text{ см}^2$$

$$x = \frac{R_s \times A_s}{\gamma_{b1} \times R_b \times b} = \frac{350 \times 10^3 \times 3,93 \times 10^{-4}}{0,9 \times 14500 \times 1} = \frac{137,55}{13050} = 0,01 = 1,0\text{см},$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{17,5} = 0,12 \leq \xi_R = 0,531 \quad (\text{см. табл. П6 Приложения}).$$

$$\frac{P \times L_2 \times l_{01}^2}{8} = R_{s1} \times A_{s1} \times \left(h_{01} - \frac{x}{2}\right) + R_{s2} \times A_{s2} \times \left(h_{02} - \frac{x}{2}\right).$$

$$\frac{P \times 6,4 \times 6^2}{8} = 2 \times 350 \times 10^3 \times 25,15 \times 10^{-4} \times \left(0,175 - \frac{0,01}{2}\right).$$

$$28,8 \times P = 299,3 \quad P = 10,39\text{кН/м}^2.$$

Если вычесть собственный вес плиты перекрытия ( $1,1 \times 25 \times 0,2 = 5,5$  кН/м<sup>2</sup>), то нагрузка на плиту не должна превышать  $10,39 - 5,5 = 4,89$  кН/м<sup>2</sup>.

При приложении по всей площади плиты равномерно распределенной нагрузки (рис. 1.22б) плита перекрытия будет работать в двух направлениях. Характер распределения изгибающих моментов в плите будет обусловлен опиранием плиты перекрытия на колонны и будет зависеть от соотношения пролетов плиты в пределах ячейки.

Базовый действующий момент  $M_{01} = M_{02}$  вычисляется для свободно опертой квадратной плиты. Он соответствует балочной схеме работы плиты вдоль ее пролета  $l_0 = l_{01} = l_{02} = 6$  м при нагружении плиты равномерно распределенной нагрузкой  $P = P_d + P_t = 18,5$  кН/м<sup>2</sup> и определяется по формуле:

$$M_{01} = M_{02} = \frac{P \times L_1 \times L_2 \times l_{01}}{8} = \frac{18,5 \times 6,4 \times 6,4 \times 6}{8} = 568,3\text{кНм}.$$

Равномерно распределенная нагрузка прикладывается в пределах площади ячейки плиты  $6,4 \times 6,4$  м.

При выполнении расчета монолитных плит перекрытия в зданиях колонной конструктивной системы в плите перекрытия должны быть выделены надколонные и пролетные полосы которые рассматриваются как неразрезные

балки. Опоры балок надколонных полос исключают вертикальные перемещения. Балки пролетных полос опираются на упругие податливые опоры.

Найденные базовые действующие моменты  $M_{01} = M_{02} = 568,3$  кНм распределяются между выделенными полосами. На более жесткую надколонную полосу передается 70% базового усилия  $0,7 \times 568,3 = 397,8$  кНм, на пролетную полосу - 30% базового усилия  $0,3 \times 476,2 = 175,9$  кНм.

Переход от базовых моментов  $M_{01}$  и  $M_{02}$  к моментам в неразрезных балках надколонных полос перекрытия ( $M_1, M_2$ ) и к моментам балок (пролетных полос) перекрытия ( $M_3, M_4$ ) выполняется с использованием коэффициентов распределения, приведенных в таблице 1.6.

Таблица 1.6

Распределение базовых моментов в плоской монолитной плите перекрытия, опертой на колонны

Надколонная полоса - 70%		Пролетная полоса - 30%	
на опоре	в пролете	на опоре	в пролете
$M_1 = -0,5M_0$	$M_2 = +0,2M_0$	$M_3 = -0,15M_0$	$M_4 = +0,15M_0$

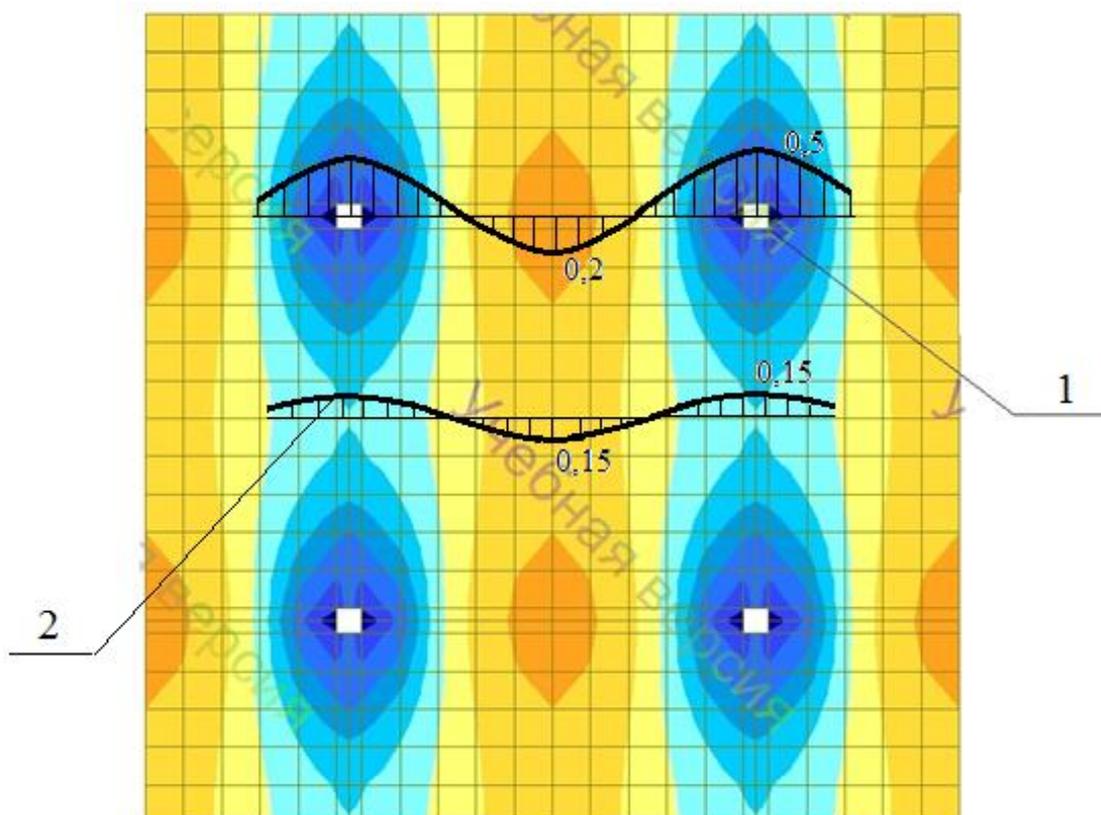


Рис. 1.23. Распределение моментов между надколонными (1) и пролетными (2) полосами плиты на мозаике напряжений  $M_x$  по результатам численного расчета плоской плиты перекрытия здания колонной КС

На рисунке 1.23 представлено распределение моментов между надколонными и пролетными полосами плиты на мозаике напряжений по результатам численного расчета плоской плиты перекрытия здания колонной КС.

Для монолитных и сборных зданий стеновой конструктивной системы в соответствии с рекомендациями СП 335.1325800.2017 при расчете плит перекрытий, опертых по контуру, может быть использован метод предельного равновесия.

Прочностные расчеты плит могут выполняться в двух вариантах:

- для плиты с заданным армированием определяется предельная расчетная нагрузка  $q$ ;
- при заданном расчетном значении нагрузки на плиты определяется площадь сечения рабочей арматуры  $A_s$ .

#### *Расчет прочности по первому варианту.*

Выбор формулы для расчета предельной расчетной нагрузки  $q$  будет определяться видом сопряжения плиты с вертикальными несущими конструкциями (шарнир, заделка), характером опирания плиты (по контуру, на три стороны), а также видом излома плиты при разрушении (рис. 1.24).

Для плиты, свободно опертой по контуру, предельная нагрузка  $q$  вычисляется по формулам:

$$q = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1 + M_2}{\gamma_p (3\lambda - 1)},$$

где  $M_1, M_2$  — значения изгибающих моментов, воспринимаемые плитой при изгибе по балочным схемам соответственно вдоль пролётов  $l_1, l_2$ ;  $\gamma_p$  — коэффициент условий работы, определяемый по графику на рис. 1.25.

Для плиты, свободно опертой по трем сторонам, армированной в двух направлениях, предельная расчетная нагрузка  $q$  вычисляется дважды по числу возможных видов излома, после чего выбирается меньшее из полученных значений.

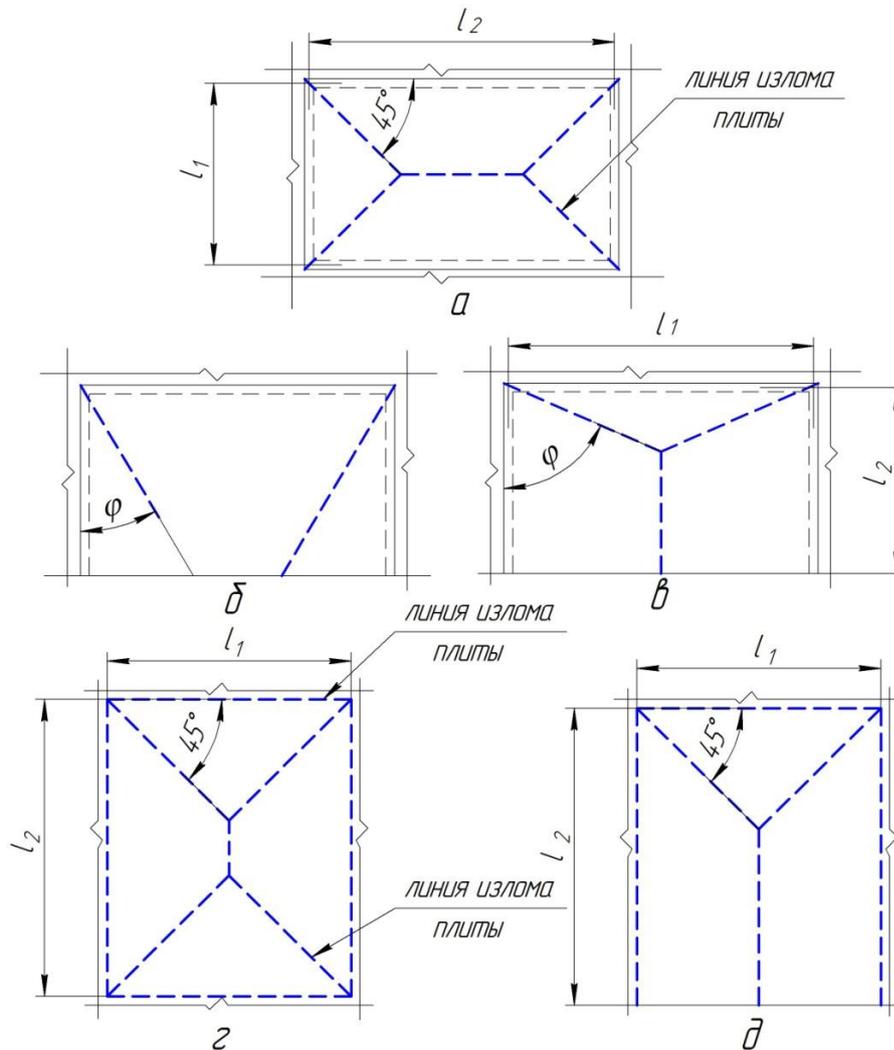


Рис. 1.24. Схемы излома плит плиты перекрытия:  
а, б, в – шарнирное опирание; г, д – при заделке сторон; а, г – опирание по контуру; б, в, д – на три стороны.

При изломе плиты по схеме на рисунке 1.24 б

$$q = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 v_\varphi + M_2}{v_\varphi (6\lambda - v_\varphi)},$$

$$\text{где } v_\varphi = 0,5(-\psi + \sqrt{\psi^2 + 12\psi\lambda^2}) / \lambda;$$

$\psi$  — коэффициент ортотропии армирования

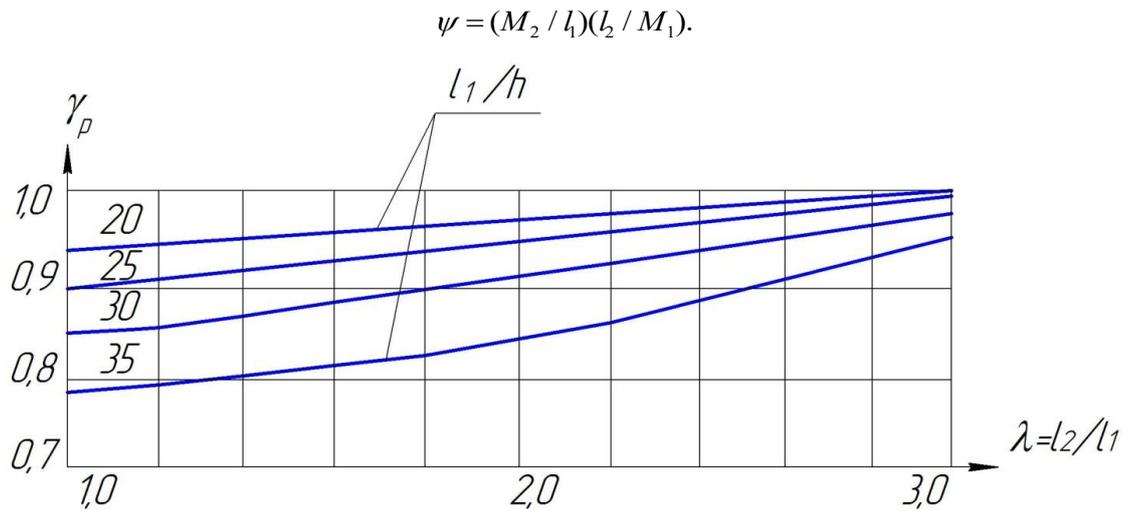


Рис. 1.25. График определения коэффициента условий работы  $\gamma_p$

При изломе плиты по схеме рис. 1.24в величина  $\lambda$  вычисляется как отношение длин сторон плиты  $l_2/l_1$ , при этом пролетом  $l_1$  считается пролет вдоль свободного края плиты.

Для плиты, имеющей защемленные опоры, предельная расчетная нагрузка  $q$  вычисляется по формулам:

при защемлении по контуру (рис. 1.24г)

$$q = \frac{12}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 + 2M_2 + M_1 + M_1' + M_{II} + M_{II}'}{3\lambda - 1};$$

при защемлении по трем сторонам и одном свободном крае вдоль пролета  $l_1$  (рис. 1.24д):

$$q = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{2M_1 + M_2 + M_1 + M_1' + M_{II}}{6\lambda - 1}.$$

где  $M_1, M_2$  — изгибающие моменты, воспринимаемые в пролете плиты при изгибе соответственно вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ ;  $M_1, M_1'$  — изгибающие моменты, воспринимаемые на опорах при изгибе вдоль пролета  $l_1$ ;  $M_{II}, M_{II}'$  — то же, вдоль пролета  $l_2$ .

При одностороннем армировании значения изгибающих моментов, воспринимаемых плитой по расчетным сечениям, в частности изгибающий момент для  $i$ -го сечения плиты, определяется по формуле:

$$M_i = R_{si} A_{si} \left( h_{oi} - \frac{0,5 R_{si} A_{si}}{R_b d_i} \right),$$

где

$R_{si}$ ,  $A_{si}$  — соответственно расчетное сопротивление и площадь поперечного сечения продольной арматуры в  $i$ -м сечении плиты;

$h_{oi}$  — рабочая высота сечения;

$R_b$  — расчетное сопротивление бетона плиты сжатию;

$d_i$  — длина плиты вдоль сечения  $i$ .

*Расчет прочности по второму варианту (армирование плиты)*

Определение моментов для плиты, свободно опертой по контуру:

$$M_1 = M_o \gamma_p (1 - 2/3 v_{opt}/\lambda);$$

$$M_2 = M_o \gamma_p v_{opt}^2 / 3 \lambda,$$

где

$M_o$  — изгибающий момент в среднем сечении плиты, соответствующий балочной схеме работы плиты вдоль пролета

$$M_o = q l^2 l_2 / 8;$$

$\gamma_p$  — коэффициент условий работы (рис. 1.25);

$v_{opt}$  — коэффициент, равный котангенсу угла наклона линии излома к стороне плиты вдоль пролета  $l_2$ . При оптимальном по условиям прочности армирования плиты коэффициент  $v_{opt}$  рекомендуется определять по формуле:

$$v_{opt} = \gamma_s h_{o2} / (\lambda h_{o1});$$

$\gamma_s$  — коэффициент, зависящий от вида арматуры, вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ . при армировании одинаковой арматурой в обоих направлениях коэффициент  $\gamma_s = 1$ ; при армировании плиты вдоль пролета  $l_1$  и вдоль пролета  $l_2$  арматурой различных классов коэффициент  $\gamma_s$  определяется по формуле:

$$\gamma_s = R_{s2} C_{s1} / (R_{s1} C_{s2})$$

$R_{s1}$ ,  $C_{s1}$  — расчетное сопротивление и стоимость 1 м арматурных стержней, расположенных вдоль пролета  $l_1$ ;  $R_{s2}$ ,  $C_{s2}$  — то же, вдоль пролета  $l_2$ ;  $h_{o1}$ ,  $h_{o2}$  — рабочая высота сечения плиты при изгибе соответственно вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ .

Площади сечения арматуры  $A_{s1}$ ,  $A_{s2}$ , расположенной соответственно вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ , определяются по формулам:

$$A_{s1} = R_b l_2 x_1 / R_{s1};$$

$$A_{s2} = R_b l_1 x_2 / R_{s2},$$

$$\text{где } x_1 = h_{01} - \sqrt{h_{01}^2 - 2M_1 / (R_b l_2)};$$

$$x_2 = h_{02} - \sqrt{h_{02}^2 - 2M_2 / (R_b l_1)}.$$

*Определение моментов для плиты, свободно опертой по трем сторонам, армированной сеткой, все стержни которой доводятся до опоры.*

Изгибающие моменты  $M_1$  и  $M_2$ , по которым определяется площадь арматуры соответственно вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ , вычисляются по формулам:

в случае, если  $\lambda^2 > 0,25 \gamma_s h_{02} / h_{01}$ , то

$$M_1 = M_o (1 - 1/3 v_{opt} / \lambda);$$

$$M_2 = M_o v_{opt}^2 / (3\lambda),$$

где

$$v_{opt} = \gamma_s h_{02} / (2\lambda h_{01});$$

в случае, если  $\lambda^2 \leq 0,25 \gamma_s h_{02} / h_{01}$

$$M_1 = M_o / (4 v_{opt} \lambda);$$

$$M_2 = M_o (v_{opt} - 4/3 \lambda),$$

где

$$v_{opt} = \sqrt{\gamma_s h_{02} / h_{01}}.$$

Определение моментов для монолитных плит перекрытий производится с использованием коэффициентов ортотропии армирования  $\psi$ ,  $\psi_I$ ,  $\psi_{II}$ , которые характеризуют соотношение изгибающих моментов в пролетных и опорных сечениях плиты, приходящихся на единицу длины сечения.

Коэффициенты ортотропии назначаются по таблице 1.7 в зависимости от схемы опирания плиты и соотношения длин ее сторон в плане.

## Значение коэффициентов ортотропии

Способ заземления плиты	$\lambda = l_2 / l_1$	$\psi = \frac{m_1}{m_2}$	$\psi_I = \frac{m_I}{m_1}$	$\psi_{II} = \frac{m_{II}}{m_2}$
по контуру	1	1 - 0,9		
	1,2	0,8 - 0,6		
	1,4	0,7 - 0,5	1 - 2	1 - 2
	1,6	0,5 - 0,3		
	1,8	0,4 - 0,2		
	2-3	0,2 - 0,15		
по трем сторонам, один край свободный	0,7 - 1,5	0,3 - 0,1	1 - 2	1 - 2

При заданной распределенной нагрузке на плиту  $q$  погонный изгибающий момент  $m_I$ , по которому подбирается пролетная арматура, располагается вдоль пролета  $l_I$ . Он определяется по формулам:

для плиты, заземленной по контуру:

$$m_1 = \frac{ql_I^2}{12} \cdot \frac{3\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(2 + \psi_{II} + \psi'_{II})};$$

для плиты, заземленной по трем сторонам и с одной свободной стороной:

$$m_1 = \frac{ql_I^2}{24} \cdot \frac{6\lambda - 1}{\lambda(2 + \psi_I + \psi'_I) + \psi(1 + \psi_{II})},$$

где  $\psi_I, \psi'_I$  — коэффициенты ортотропии для параллельных опорных сечений, расположенных вдоль стороны плиты длиной  $l_2$ ;  $\psi_{II}, \psi'_{II}$  — то же, длиной  $l_I$  (для свободного края величина  $\psi'_{II}$ ).

Погонные изгибающие моменты в других сечениях плиты вычисляются по формулам:

$$m_2 = m_1 \psi; m_I = m_1 \psi_I; m_{II} = m_2 \psi_{II},$$

где  $m_2$  — погонный изгибающий момент в пролете плиты, вызывающий изгиб вдоль пролета  $l_2$ ;

$m_I$  — погонный изгибающий момент на опоре плиты, вызывающий изгиб вдоль пролета  $l_I$ ;

$m_{II}$  — то же, вдоль пролета  $l_2$ .

При выполнении предварительных расчетов многоэтажного здания колонной или стеновой конструктивной системы можно воспользоваться методом распределения усилий от ветровой нагрузки между элементами составного сечения.

Горизонтальная нагрузка — ветровая нагрузка, действующая на вертикальные наружные элементы здания через плиты перекрытия, перемычки и другие связи между вертикальными элементами здания, передается на внутренние продольные и поперечные стены лестнично-лифтовых шахт, а также на колонны здания.

Ветровая нагрузка распределяется между вертикальными несущими элементами здания, но удобнее рассматривать не распределение ветровой нагрузки, а распределение моментов между вертикальными конструктивными элементами здания.

Момент в  $i$ -й колонне (стене) от ветровой нагрузки равен:

$$M_{i(x)} = M_{(x)} \cdot \frac{B_i}{\sum_{i=1}^n B_i},$$

где  $B_i$  — изгибная жесткость  $i$ -й элемента относительно оси, проходящей через центр тяжести несущей системы из  $n$  колонн и стен;

$M_{(x)}$  — изгибающий момент на уровне  $x$  от ветровой нагрузки, действующей на несущую систему.

Доля изгибной жесткости  $i$ -й элемента  $\frac{B_i}{\sum_{i=1}^n B_i}$  можно определить по

программе ЭКСПРИ (составного сечение) ПК ЛИРА.

На рисунке 1.26 показано составное сечение из колонн и стен. Для построения составного сечения в диалоговом окне программы ЭКСПРИ для каждого элемента здания (колонны, стены) необходимо задать положение центра тяжести каждого элемента  $x_C$ ,  $u_C$ , а также ширину ( $b$ ) и высоту ( $h$ ) поперечного сечения колонн и стен здания.

Расчетная схема здания принята в виде консольного стержня с жесткой заделкой опорного узла и ветровой нагрузкой, приложенной в узлах вертикального стержня на уровне перекрытий здания.

В результате проведенного расчета по программе ЭКСПРИ 3.0 (*составные сечения*) установлено, что на колонны здания, в том числе колонну № 14 составного сечения приходится 0,065 % ветровой нагрузки (изгибающего момента), если ветровая нагрузка приложена вдоль оси  $Y_0$ , и 0,11 % ветровой нагрузки (изгибающего момента), если ветровая нагрузка приложена вдоль оси  $X_0$ . Основными элементами составного сечения, которые воспринимают ветровую нагрузку, являются стены лестнично-лифтовой клетки.

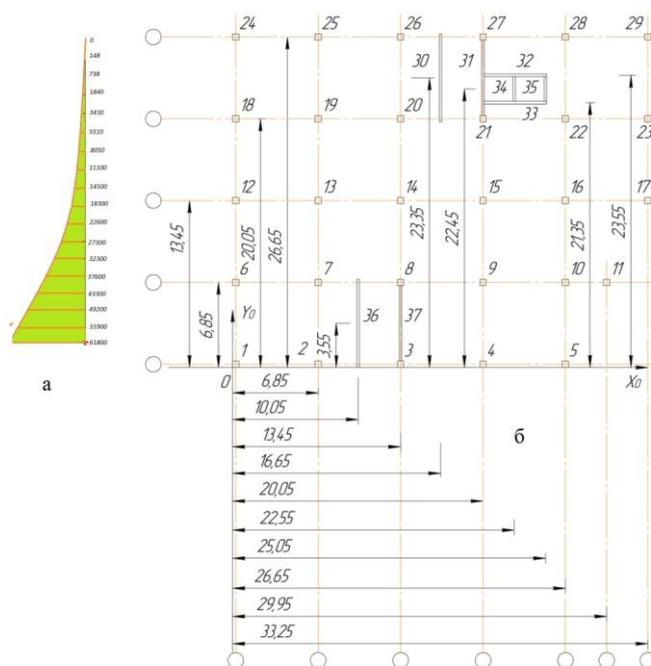


Рис. 1.26. Эпюра моментов от ветровой нагрузки (а) и составное сечение из колонн и стен - поз. 1...37(б)

Достоверность результатов исследования определяется тем, насколько структура исследования соответствует поставленным задачам, и в какой степени полученные данные отвечают практике. Исходя из этого, достоверным нужно считать исследование, в котором возможность возникновения систематических и случайных ошибок сведена к минимуму.

Достоверность может подтверждаться верификацией, то есть подтверждением того же результата при осуществлении аналогичных работ. Существуют следующие методы доказательств достоверности: аналитические, экспериментальные и подтверждение практикой. Аналитические методы проверки достоверности применяются при наличии в исследованиях математических моделей, которые позволяют математически описать исследуемые процессы. Экспериментальные методы проверки достоверности осуществляются путем сравнения теоретических и экспериментальных результатов. При подтверждении научных результатов практикой рассматривается совпадение явлений в практике с построенными теоретическими положениями.

Достоверность результатов численных методов расчета основывается на применении рекомендованных нормами, сертифицированных и проверенных практикой строительного проектирования программных комплексов.

Если рассматривать программный комплекс Лира, то его разработка началась в 60-е годы прошлого столетия в Государственном НИИ автоматизированных систем в строительстве. В настоящее время ПК ЛИРА является сертифицированным программным комплексом массового применения. Следует отметить, что в сертификацию программных комплексов включается такая процедура как верификация, которая основывается на решении тестовых задач, точное решение которых заранее известно. Кроме того, выработка направления дальнейшей разработки программного продукта тесно связана с задачами проектировщиков, которые ставят перед ними проектирование современных зданий и сооружений. Проектировщики же оценивают возможности программного комплекса, достоверность получаемых результатов и удобство работы при его использовании.

Существует также ряд стандартных приемов, помогающих проектировщику в оценке достоверности результатов расчета путем анализа НДС несущих элементов рассчитываемой конструктивной системы:

- анализ усилий, напряжений и перемещений, а также соответствие единиц измерения в созданной модели и полученных результатов,

- установление соответствия опорных реакций суммарным равнодействующим горизонтальных и вертикальных нагрузок,

- использование симметричных расчетных схем, так как наличие симметрии в НДС расчетной схемы позволяет судить не только о правильности исходных данных, но и о точности решения задачи, что особенно важно для большеразмерных систем. Если исходная компьютерная модель не имеет симметрии, но близка к ней, то очень полезно сделать тестовую симметричную модель максимально приближенную к исходной,

- сравнение результатов численного расчета, полученных с использованием ПК ЛИРА, с результатами численного расчета, полученных с использованием других сертифицированных программных комплексов, а также результатов сравнительного аналитического расчета.

### ***1.5. Общие требования к конструированию железобетонных конструкций (колонн, стен, плоских перекрытий, балочных перекрытий, перекрытий с капителями, плоских фундаментных плит), к составу и оформлению проектной документации раздела КЖ***

После проведения расчетов железобетонных конструкций переходят к их конструированию и выполнению чертежей (чертежи марки КЖ). Нормативные документы устанавливают конструктивные требования, распространяющиеся на проектирование железобетонных конструкций. Соблюдение конструктивных требований обеспечивает условия экономичного и качественного изготовления конструкций, необходимые их долговечность и совместную работу арматуры и бетона.

В свою очередь, качество проектной документации (чертежей железобетонных конструкций) обеспечивается соблюдением нормативных требований, распространяющихся на вычерчивание строительных чертежей (ГОСТ Р 21.1101-2009 «Основные требования к проектной и рабочей документации», ГОСТ 21.501-2011 «Правила выполнения рабочей документации архитектурных и конструктивных решений» ).

Проектирование зданий в сборном железобетоне принципиально отличается от проектирования монолитных зданий. При проектировании монолитных зданий кроме схем расположения конструктивных элементов здания и спецификаций к схемам, достаточных для сборных зданий, должны быть выполнены схемы армирования железобетонных конструкций и ведомости расхода стали к схемам.



Рис. 1.27. Строительство сборного (а) и монолитного (б) здания

Чертежи марки КЖ конструктивных решений сборных и монолитных зданий включают в себя схемы расположения элементов конструкций и спецификации к схемам. На рисунке 1.28 представлены схема расположения сборных железобетонных конструкций перекрытия и спецификация к схеме расположения конструкций.

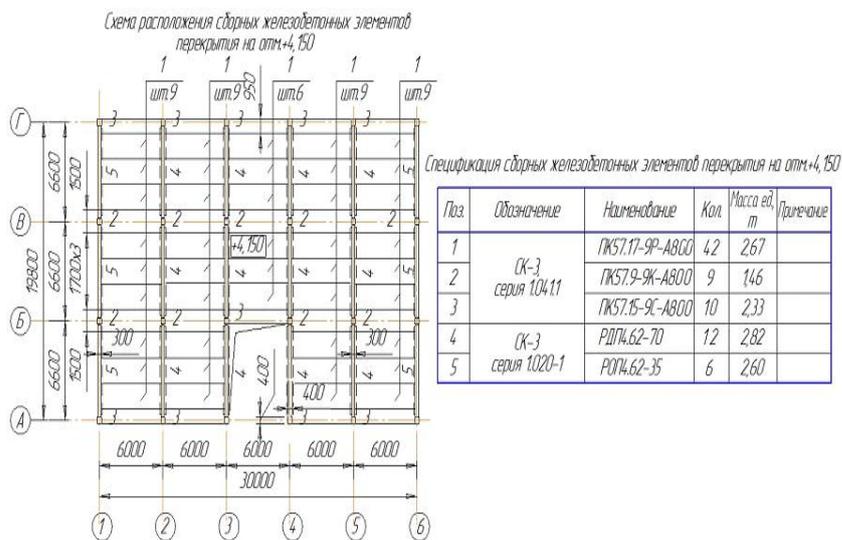


Рис. 1.28. Схема расположения и спецификация элементов перекрытия многоэтажного здания в сборном железобетоне

Спецификация сборных железобетонных конструкций включает в себя шесть граф. В спецификации указываются: позиции, показанные на схеме расположения железобетонных конструкций; описание основных документов на записываемые в спецификацию конструкции и изделия; количество элементов; масса в килограммах (тоннах); дополнительные сведения. Строки и столбцы спецификации-таблицы имеют вполне определенные размеры: ширина столбцов 15, 60, 65, 10, 15, 20 (ширина таблицы 185 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки таблицы должны иметь высоту 8 мм.

В состав рабочих чертежей монолитных железобетонных конструкций дополнительно включаются схемы армирования монолитных железобетонных конструкций и ведомости расхода стали на монолитные железобетонные конструкции.

Масштабы изображения на чертежах выбираются в зависимости от размеров здания и насыщенности изображения из ряда 1:5, 1:10, 1:20, 1:50, 1:100, 1:200, 1:400, 1:500.

На рисунке 1.29 приведен фрагмент схемы расположения элементов монолитной железобетонной лестницы, а именно компоновочный чертеж и схема армирования фрагмента лестницы выхода на кровлю многоэтажного жилого здания.

Марка элемента – ЛМПм (марка монолитного элемента должна содержать букву «м»).

В соответствии с конструктивными требованиями на схеме расположения элементов конструкций наносятся:

- координатные оси здания, основные размеры;
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций;
- позиции (марки) элементов конструкций;
- обозначение разрезов, узлов и фрагментов.

Схемы расположения выполняются с упрощенным изображением элементов в виде планов, фасадов или разрезов соответствующих конструкций.

Схемы выполняются для каждой группы элементов конструкций, связанных условиями и последовательностью производства строительных работ. Например, схемы расположения колонн и ригелей для сборного многоэтажного здания.

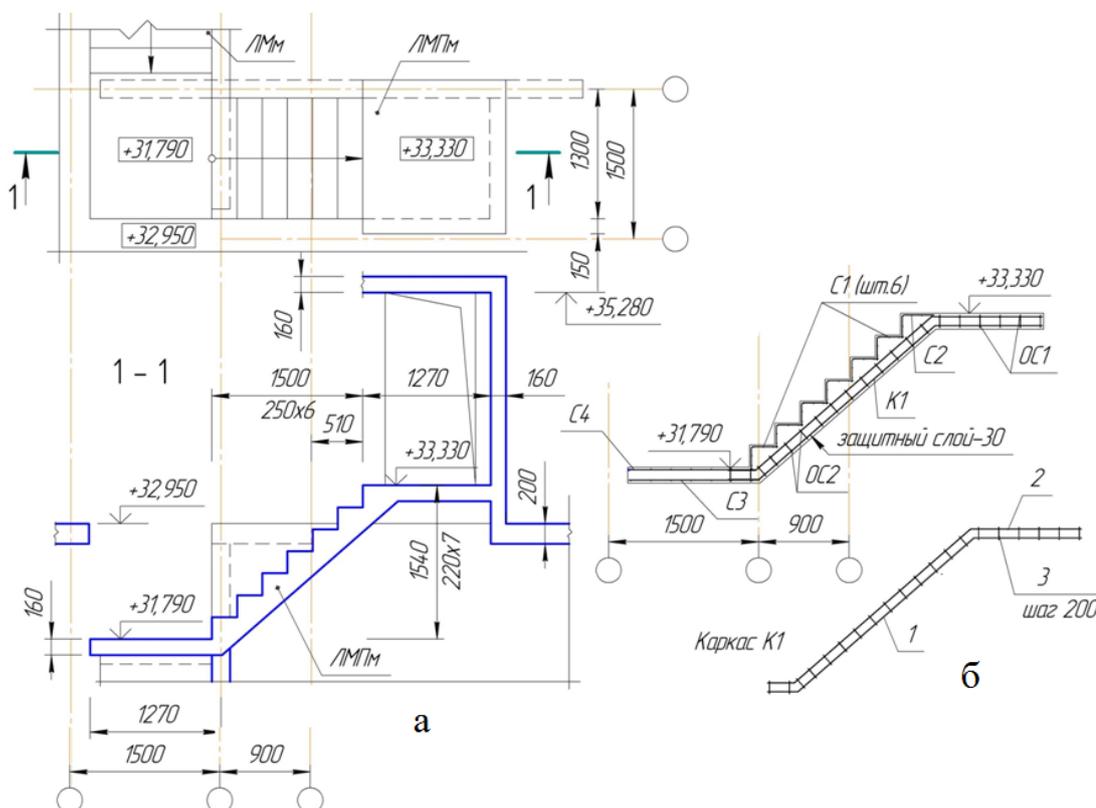


Рис. 1.29. Фрагмент схемы расположения элементов монолитной железобетонной лестницы(а) и схемы ее армирования (б)

Спецификации к схемам расположения сборных железобетонных конструкций могут заполняться по разделам: элементы сборных конструкций; монолитные участки; стальные и другие изделия.

Для сборных железобетонных конструкций – типовых изделий, которые применены в проекте, в спецификации указываются ссылка (серии каталогов) на основные документы конструкций и изделий.

Кроме того, они записываются в разделе «Прилагаемые документы» в ведомости ссылочных и прилагаемых документов без изменения обозначения. На рисунке 1.30 показан пример опалубочных и арматурных чертежей



ментов с использованием существующих отверстий, пазов в самом изделии, а также использовать его очертание (форму).

Для монтажных (подъемных) петель применяется стержневая горячекатаная арматура класса А240 марок СтЗсп и СтЗпс, а при расчетной зимней температуре ниже минус 40°С – только марки СтЗсп.

Для железобетонных конструкций, при изготовлении которых предусматривается механическое заглаживание поверхностей, конструируются строповочные петли в углублениях (см. рис. 1.31).

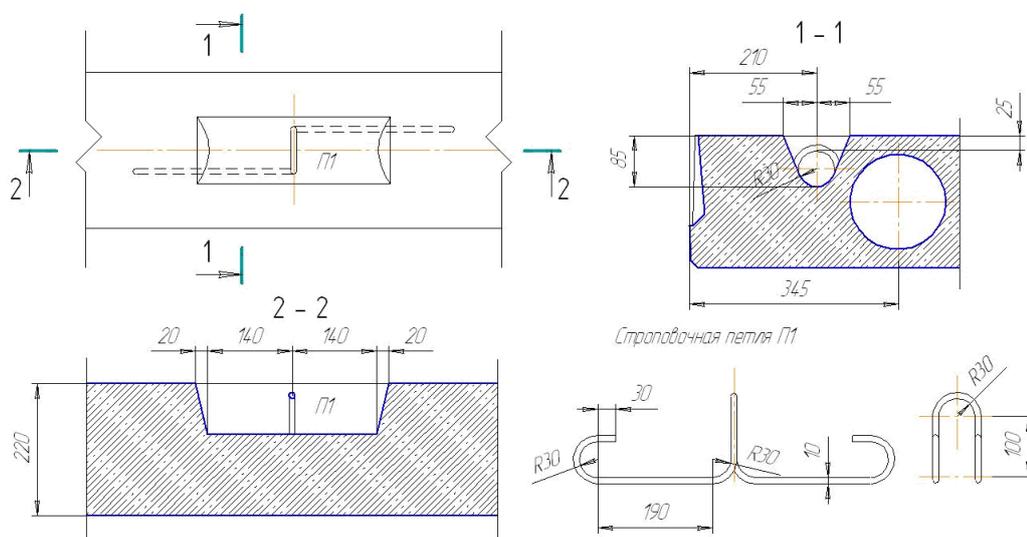


Рис. 1.31. Конструктивное решение строповочной петли многопустотной плиты перекрытия

Также рекомендуется углублять строповочные петли, чтобы избежать необходимости их последующей срезки, например при устройстве пола или кровли. Строповочные петли должны быть надежно заделаны в бетон на длину анкеровки  $l_1$ .

Строповочные петли могут использоваться для сопряжения горизонтальных и вертикальных элементов здания (см. рис. 1.32).

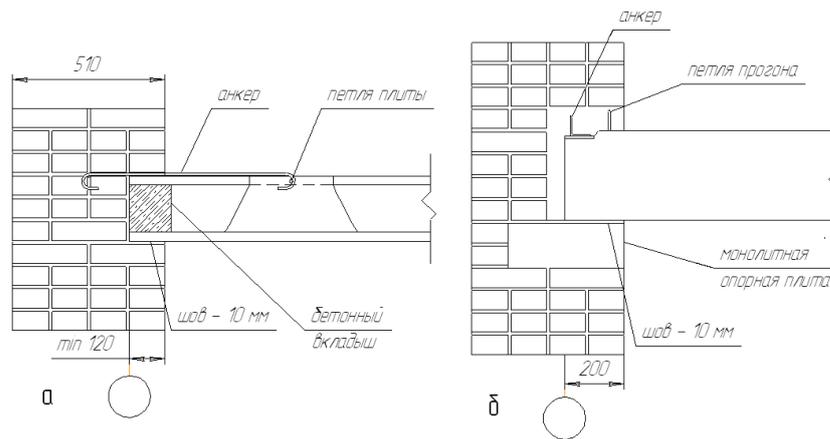


Рис. 1.32. Сопряжение элементов железобетонных перекрытий (а – многопустотной плиты, б - прогона) и кирпичных стен с использованием строповочных петель

На чертежах марки КЖ, прежде всего, сборных железобетонных конструкций, приводятся закладные детали, схемы их расположения в железобетонных конструкциях и спецификация материалов. Общие требования к закладным деталям железобетонных конструкций приведены в ГОСТ 10222-2012.

На рисунке 1.33 приведены примеры конструктивного решения закладных деталей, на рисунке 1.34 – схема расположения закладных деталей в конструктивном элементе – стропильной балке.

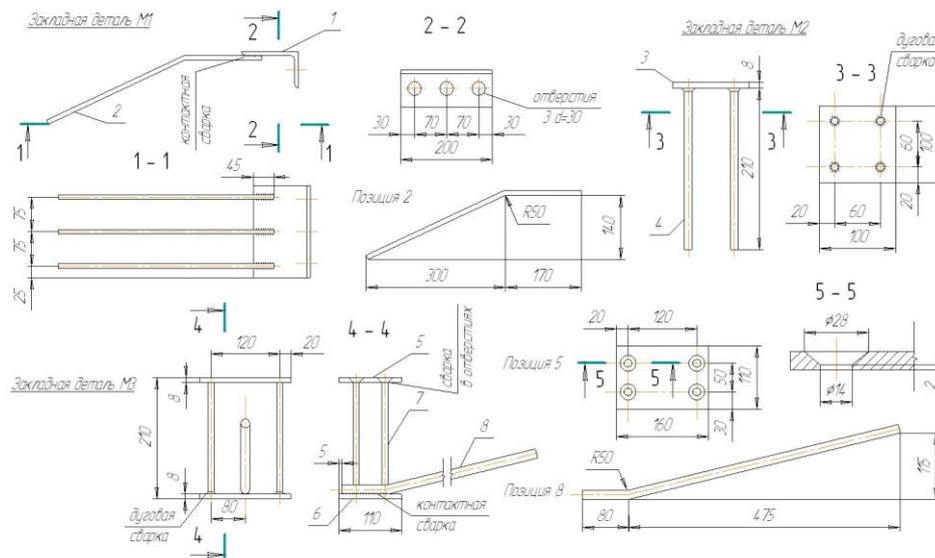


Рис. 1.33. Примеры конструктивного решения закладных деталей

Закладные детали могут быть расчетными, то есть обладающими определенной заданной прочностью для восприятия действующих на деталь усилий, и нерасчетные, устанавливаемые по конструктивным соображениям, в которых сварные соединения могут не иметь нормируемую прочность.

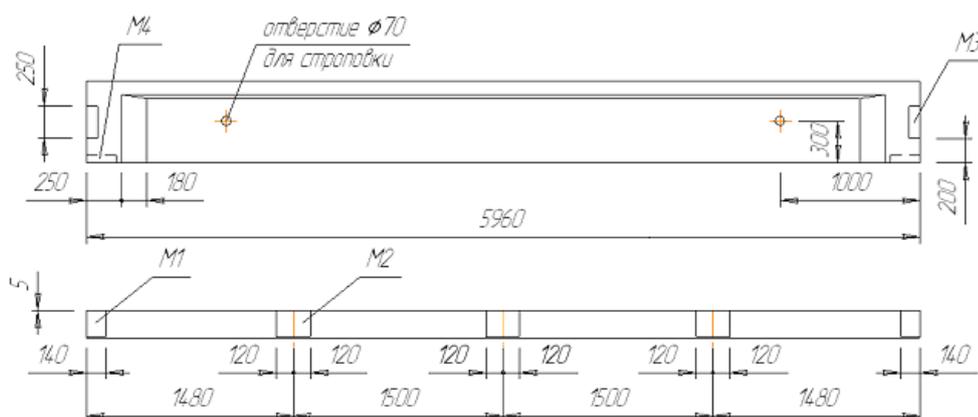


Рис. 1.34. Маркировка закладных деталей на опалубочном чертеже железобетонной стропильной балки БСП6 (M1, M2 – для крепления ребристых плит покрытия, M3 – для крепления панелей наружных стен, M4 – для крепления стропильной балки к колонне)

Закладные детали состоят из отдельных пластин (уголков или фасонного проката) с приваренными к ним анкерами или, другой вариант: пластины привариваются к рабочей арматуре конструкций (см. табл. 1.8).

Таблица 1.8

#### Конструктивные требования к элементам закладных деталей

Пластины	Анкера	Сварные соединения
Толщина - не менее 4 мм; назначается расчетом, определяется размещением анкеров, прочностью и удобством сварки, размещением закладной детали в конструкции, удобством фиксации в форме и укладки бетона	Из арматуры класса А400, диаметр 8...25 мм. Длина анкера (при действии растяжения) - $l_{ан}$ . Припуск на осадку при сварке – 10 мм. Уменьшение длины анкеров осуществляется за счет концевых упоров	Для тавровых соединений анкеров применяются дуговая сварка под слоем флюса, контактная сварка, механизированная сварка в среде $CO_2$ , ванная и ручная сварка; для соединения внахлестку – контактная сварка

По взаимному расположению элементов (пластин и анкеров) закладные детали могут быть (см. рис. 1.34):

- открытого типа (М1 и М2);
- закрытого типа (М3).

Кроме того, анкера могут располагаться перпендикулярно, параллельно, наклонно по отношению к пластине. Возможно также смешанное расположение анкерных стержней.

На закладные детали (изделия) составляются спецификации. Для закладных деталей, приведенных на рисунке 1.34, спецификация представлена в таблице 1.9. Строки и столбцы спецификации имеют следующие размеры: ширина столбцов 15; 10; 60; 10; 15; 15 (ширина таблицы 125 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки имеют высоту 8 мм.

Таблица 1.9

Спецификация на закладные детали М1, М2, М3

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса позиции, кг	Масса изделия, кг
М1	1	□ 125x80x8 l=200	1	2,50	3,43
	2	10-A400 l=500	3	0,93	
М2	3	- 100x8 l=100	1	0,63	1,15
	4	10- A400 l=210	4	0,52	
М3	5	-110x8 l=160	1	1,01	3,52
	6	-110x8 l=160	1	1,11	
	7	10-A400 l=194	4	0,48	
	8	16-A400 l=580	1	0,92	
		Всего:			8,10

В состав чертежей марки КЖ железобетонных конструкций монолитных зданий должны входить арматурные чертежи железобетонных конструкций, которые включают в себя схемы армирования, чертежи арматурных изделий для армирования и спецификации арматуры.

На схему армирования монолитных железобетонных конструкций наносятся:

- координатные оси здания, основные размеры;
- отметки наиболее характерных уровней элементов конструкций; контуры конструкций;
- позиции (марки) арматурных и закладных изделий составляющих схему армирования;
- обозначение разрезов, узлов и фрагментов;
- размеры, определяющие положение арматурных и закладных изделий, а также толщину защитного слоя бетона;
- фиксаторы для обеспечения проектного положения арматуры (при необходимости);
- указания о способе соединения арматурных стержней.

Армирование железобетонных конструкций выполняется в соответствии с конструктивными требованиями, изложенными в нормах по проектированию железобетонных конструкций (СП 63.13330.2012) и др.

Классификация и сортамент, а также технические требования к арматуре железобетонных конструкций приведены в Приложении.

Для армирования железобетонных конструкций применяются:

- арматурные изделия;
- закладные детали;
- приспособления для фиксации арматуры и закладных деталей;
- приспособления для строповки сборных конструкций.

В свою очередь арматурные изделия включают в себя отдельные стержни (ОС), сетки (С) и каркасы (К). Изделия изготавливаются из арматуры, сортамент которой приведен в таблице П2. Классификация арматуры по видам и классам приведена в таблице П4, П5 (таблицы даны в приложении).

Отдельные прямые стержни на арматурных чертежах показываются только на схемах армирования. Они маркируются и включаются в спецификацию арматуры.

Чертежи гнутых арматурных стержней включаются в состав арматурных чертежей.

При применении гнутой арматуры (отгибы, загибы концов стержней) минимальный диаметр загиба отдельного стержня должен быть таким, чтобы избежать разрушения или раскалывания бетона внутри загиба арматурного стержня и разрушения стержня в месте загиба.

Минимальный диаметр оправки  $d_{оп}$  для арматуры принимают в зависимости от диаметра стержня  $d_s$  не менее:

- для гладких стержней  $d_{оп}=2,5 d_s$  (при  $d_s < 20$  мм),  $d_{оп}=4 d_s$  (при  $d_s \geq 20$  мм),

- для стержней периодического профиля  $d_{оп}=5 d_s$  (при  $d_s < 20$  мм),  $d_{оп}=8 d_s$  (при  $d_s \geq 20$  мм),

Нормируются также размеры крюков и лапок на концах гладких стержней рабочей арматуры класса А240 (см. рис. 1.35).

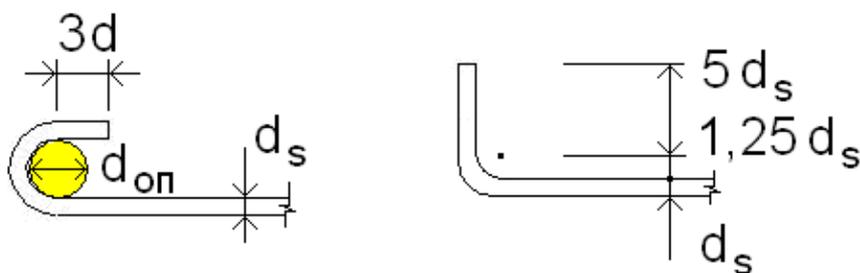


Рис. 1.35. Размеры крюков и лапок на концах гладких стержней рабочей арматуры

Условное обозначение сварных сеток (рис. 1.36) по ГОСТ 23279 имеет следующий вид:

$$nC \frac{d-S}{d_1-S_1} b \times l \frac{a}{a_1}, \text{ где}$$

$n$  – тип сетки (1...5) по ГОСТ 23279. При разработке сетки в проекте  $n$  в условном обозначении отсутствует;

$C$  – буквенное обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонной сетки индекса "р" –  $Cr$ ). Цифра, следующая после буквен-

ного обозначения, указывает на порядковый номер сетки в составе схемы армирования железобетонных конструкций (С1-С4);

$d, d_1$  – диаметр продольных и поперечных стержней с указанием класса арматурной стали;

$S, S_1$  – шаг продольных и поперечных стержней сетки в мм;

$b, l$  – соответственно длина и ширина сетки в см;

$a, a_1$  – длина выпусков продольных и поперечных стержней сетки в мм. Длина стандартных выпусков (25 мм) не указывается.

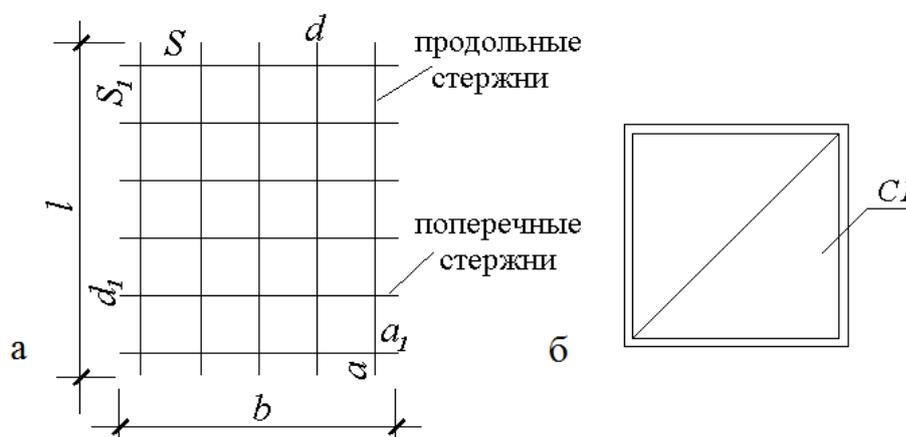


Рис. 1.36. Схема к формированию марки сетки (а), упрощенное обозначение сеток на схемах армирования

Для армирования колонн и балок используются арматурные изделия – каркасы (см рис.1.37). На чертеже армирования указываются позиции стержней, составляющих арматурное изделие. Также указываются необходимые размеры (шаг поперечных стержней, расстояние между продольными стержнями), дополняющие сведения о стержнях, приведенные в спецификации арматурного изделия, и достаточные для его изготовления.

Спецификация арматурных изделий включает в себя шесть граф. В спецификации указываются: марка изделия (с указанием количества изделий этой марки на схеме армирования); позиция стержней, составляющих арматурное изделие; количество стержней каждой позиции; масса стержней для каждой позиции и для изделия в целом, в том числе с учетом всех изделий

этой марки. В графе «Наименование» указываются диаметр, класс и длина стержней позиций в мм.

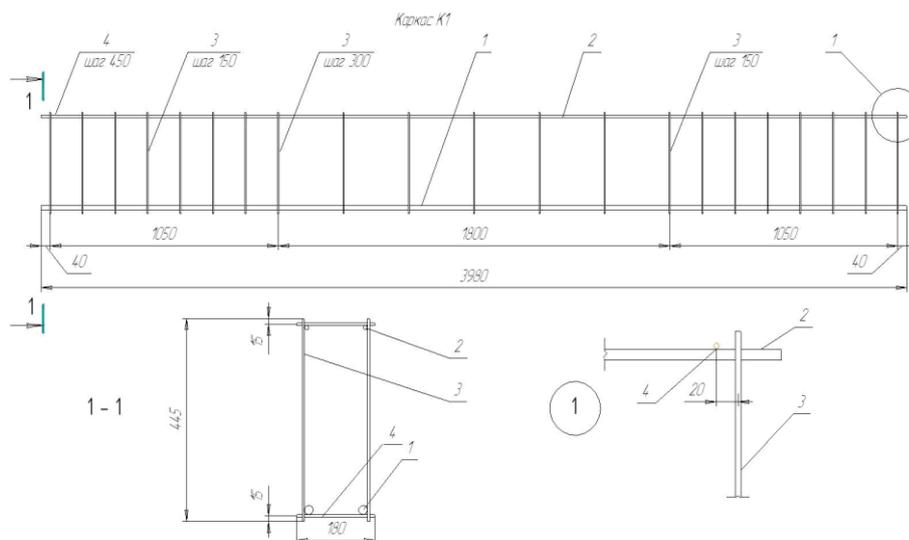


Рис. 1.37. Каркас К1 для армирования железобетонной балки

Строки и столбцы спецификации-таблицы имеют вполне определенные размеры: ширина столбцов 15, 10, 60, 10, 15, 15 (ширина таблицы 125 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки таблицы должны иметь высоту 8 мм.

Пример заполнения спецификации арматурного каркаса К1 приведен в таблице 1.10. Масса одного погонного метра арматурных стержней конкретного диаметра устанавливается по сортаменту (см. таблицу П2 приложения).

Таблица 1.10

Пример заполнения спецификации

Марка изделия	Поз.	Наименование	Кол.	Масса позиции, кг	Масса изделия, кг
К1	1	20-А400 $l=3980$	2	19,63	27,92
	2	10-А400 $l=3980$	2	4,91	
	3	5-В500 $l=445$	42	2,88	
	4	5-В500 $l=180$	18	0,50	

Отдельные прямые стержни на арматурных чертежах показываются только на схемах армирования. Они маркируются и включаются в спецификацию арматуры.

Чертежи гнутых арматурных стержней включаются в состав арматурных чертежей (см. рис. 1.38).

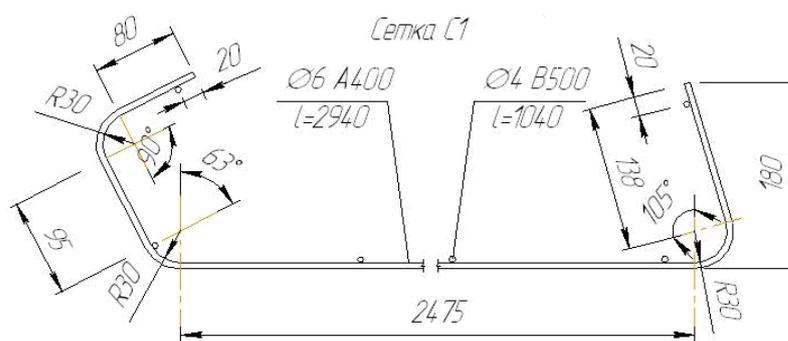


Рис. 1.38. Чертеж арматурного изделия – гнутой сетки С1.

На рисунке 1.39 показаны примеры армирования железобетонных конструкций. При армировании стенки ванны бассейна применены отдельные стержни ОС1 для армирования вута, отдельный стержень ОС2 – консоли. Так как конструктивный стержень ОС1 выполнен из гладкой арматуры класса А240, он имеет концевые крюки.

Стенка ванны бассейна армируется плоскими сетками С1. При армировании лестничного марша используются как плоская сетка С1, так и гнутые сетки С2 и С3. В состав объемного каркаса для армирования лестничного марша кроме сеток С1...С3 входят плоские каркасы К1. Конструкция и габариты каркаса зависят от вида и конструктивных особенностей армируемого элемента. Например, для армирования балок переменной высоты используются также каркасы переменной высоты.

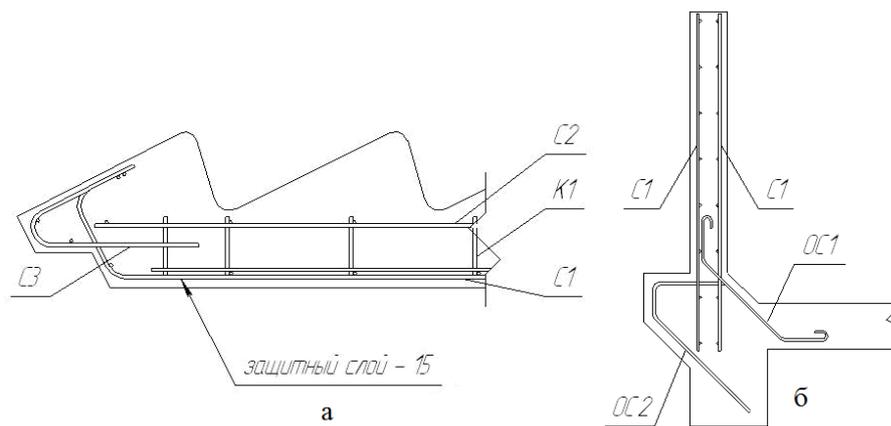


Рис. 1.39. Примеры армирования: а – лестничного марша, б – стенки ванны бассейна

При армировании железобетонных конструкций возникает необходимость стыковки арматурных стержней сеток и каркасов, а также отдельных стержней.

Соединение (стыковка) арматуры внахлестку (без сварки) выполняется в соответствии с указаниями, что стыки растянутой или сжатой арматуры должны иметь длину перепуска не менее длины  $l_1$ :

$$l_1 = \alpha \times l_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \text{ где}$$

$$l_{0,an} = \frac{R_s \times A_s}{R_{bond} \times u_s} = \frac{R_s \times \frac{\pi \times d^2}{4}}{\eta_1 \times \eta_2 \times R_{bt} \times \pi \times d} = \frac{R_s}{4 \times \eta_1 \times \eta_2 \times R_{bt}} \times d$$

- базовая длина анкеровки, которая, в свою очередь, зависит от  $R_s$  – расчетного сопротивления арматуры растяжению;

$A_s$  и  $u_s$  – площади поперечного сечения и периметра анкеруемого стержня;

$R_{bond} = \eta_1 \times \eta_2 \times R_{bt}$  - расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном ( $\eta_1$  – коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры:  $\eta_1=1,5$  – для арматуры класса А240,  $\eta_1=2$  – для арматуры класса В500,  $\eta_1=2,5$  – для арматуры классов А300, А400, А500;  $\eta_2$  – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры:  $\eta_2 =1$  при  $d_s \leq 32$  мм;  $\eta_2 =0,9$  при  $d_s=36$  мм и  $d_s=40$  мм, для арматуры классов А300, А400, А500 базовая длина анкеровки

равна  $l_{0,an} = \frac{R_s}{10 \times R_{bt}} \times d$  ( $R_s$  и  $R_{bt}$  смотри соответственно в таблице П5 и П6 приложения);

$A_{s,cal}$ ,  $A_{s,ef}$  – площадь поперечного сечения арматуры, требуемая, соответственно, по расчету и фактически установленная;

коэффициент  $\alpha$  для стержней периодического профиля с прямыми концами или гладких стержней с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств принимается равным 1,2 для растянутых стержней и 0,9 – для сжатых стержней. Приведенные значения коэффициентов  $\alpha$  назначаются при стыковке арматурных стержней в разбежку (в одном расчетном сечении элемента стыкуется не более 50% стержней периодического профиля или 25% гладкой арматуры). Допускается стыкование в одном расчетном сечении элемента всех стержней, но коэффициент  $\alpha$  в этом случае принимается равным 2,0.

$$l_{an} = \alpha \times l_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}},$$

Длина анкеровки арматуры определяется по формуле:

где  $\alpha=1$  для растянутых стержней,  $\alpha=0,75$  – для сжатых стержней. В любом случае фактическая длина анкеровки принимается не менее  $0,3l_{0,an}$ , а также не менее  $15d_s$  и 200 мм.

На рисунке 1.40 показано стыкование арматурных сеток, на рисунке 1.41 – сопряжение стержней колонны.

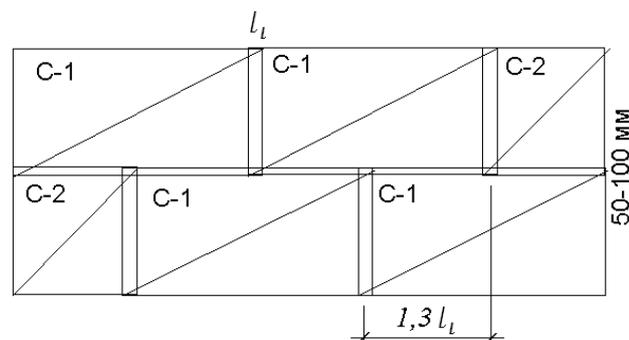


Рис. 1.40. Стыковка арматурных сеток (перепуск рабочей арматуры – II, конструктивной – 50...100 мм, площадь рабочих стержней, стыкуемых в одном месте, не более 50%).

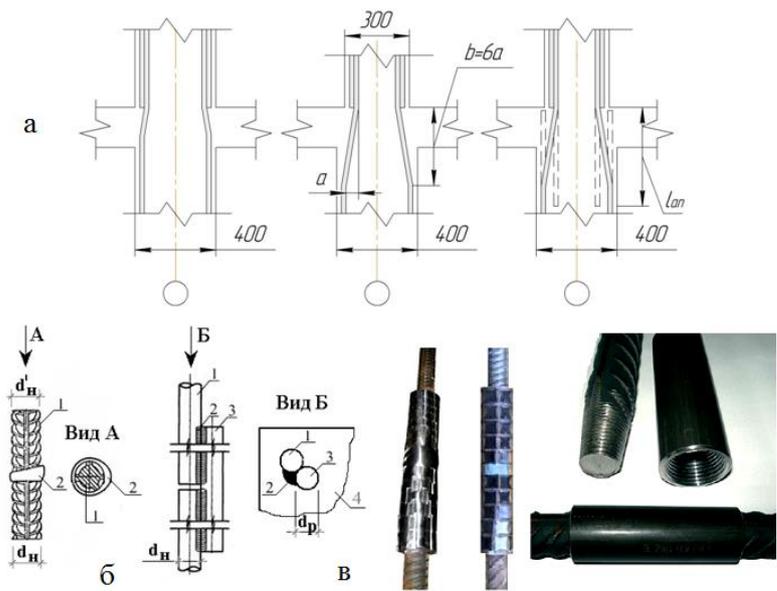


Рис. 1.41. Стыкование арматурных стержней колонны

Для обеспечения проектного положения арматуры и закладных деталей, а также нормативной величины защитного слоя в процессе бетонирования железобетонных конструкций используются специальные фиксаторы. Применяются фиксаторы нескольких видов (см. табл. 1.11).

Таблица 1.11

#### Виды фиксаторов арматуры

Вид фиксатора	Дополнительная характеристика фиксатора	Обозначение фиксатора
Растворный, бетонный, асбестоцементный	Малая поверхность контакта с опалубкой	РМ
	Большая поверхность контакта с опалубкой	РБ
Пластмассовый	Малая поверхность контакта с опалубкой	ПМ
	Большая поверхность контакта с опалубкой	ПБ
Стальной	Защищенные от коррозии	СЗ
	Незащищенные от коррозии	СН

При выборе вида фиксатора необходимо учитывать требования, предъявляемые к качеству поверхности, у которой они располагаются. Так для получения изделий с готовой лицевой поверхностью не подойдут фиксаторы РБ, ПБ, СН. Для железобетонных конструкций, эксплуатируемых на открытом воздухе, не следует применять незащищенные от коррозии стальные фиксаторы.

На рисунке 1.42 показаны пластмассовые фиксаторы.



Рис. 1.42. Пластмассовые фиксаторы

На рисунке 1.43 приведены растворные фиксаторы. Они могут выполняться из плотного цементно-песчаного раствора малой и большой поверхности контакта с опалубкой. Толщина фиксаторов соответствует толщине защитного слоя и должна быть кратна 5 мм. Расположение и число таких фиксаторов-подкладок в рабочих чертежах допускается не приводить, однако в примечаниях следует оговаривать необходимость их установки.

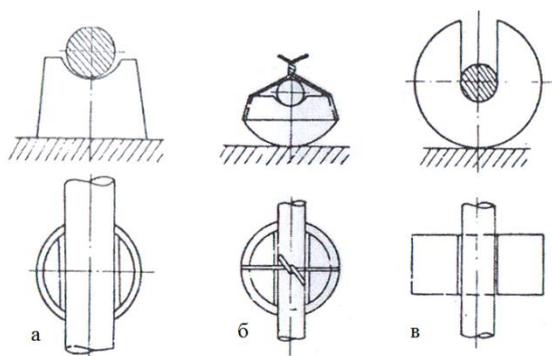


Рис. 1.43. Растворные фиксаторы: а) - РБ (большая поверхность контакта с опалубкой),

б), в) – БМ (малая поверхность контакта с опалубкой)

Для обеспечения проектного положения арматурных изделий и величины защитного слоя при бетонировании монолитных стен используются фиксаторы – сварные сетки типа «лесенка» Такие фиксаторы приводятся на рабочих чертежах, их включают в спецификацию.

При устройстве плоских монолитных перекрытий зданий установку нижних сеток в проектное положение можно выполнить с использованием пластмассовых фиксаторов. Для фиксации верхних сеток можно использовать стальные фиксаторы. Стальные фиксаторы приводятся на рабочих чертежах, их включают в спецификацию.

К достоинствам и недостаткам фиксаторов различных видов можно отнести следующее:

- растворные фиксаторы имеют эксплуатационные преимущества перед другими по огнестойкости и защите арматуры от коррозии, но они при вибрации могут изменять положение, вызывая нарушение толщины защитного слоя;

- пластмассовые фиксаторы обладают высокой точностью фиксации, они удобны при хранении и установке, но они подвержены старению, деформируются под нагрузкой, что приводит к образованию трещин;

- стальные фиксаторы широко используются при выполнении железобетонных конструкций, но они могут корродировать даже в помещениях с нормальной влажностью (для защиты можно применить защитные пластмассовые колпачки).

При выполнении опалубочных и арматурных чертежей железобетонных конструкций подробности конструктивного решения элементов показываются на узлах.

На рисунке 1.44 показано обозначение узлов на чертежах железобетонных конструкций: узел может быть непосредственно обведен на плане или разрезе (узел 8), а также обозначен как узел-сечение (узлы 30, 33).

При этом на выноске узла указывается порядковый номер и при необходимости в скобках дается ссылка на лист чертежа, где этот узел предполагается разместить. Над изображением узла на чертеже в кружке ( $d=12..14$  мм) записывается номер узла.

Если узел обозначен на другом чертеже, то дополнительно должен быть указывается номер листа, на котором обозначен рассматриваемый узел.

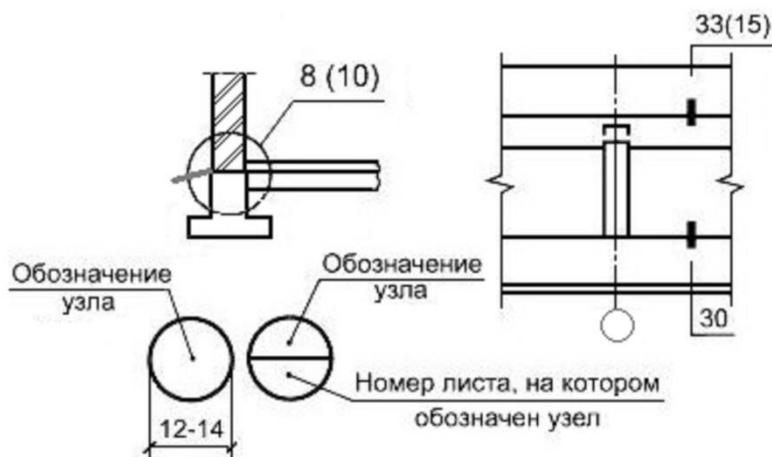


Рис. 1.44. Обозначение узлов на чертежах железобетонных конструкций

На чертежах узлов при необходимости показываются координатные оси и высотные отметки. Для повторяющихся узлов координатные оси могут быть показаны по рисунку 1.45. На схемах расположения железобетонных конструкций, опалубочных и арматурных чертежах обозначение координатных осей также может иметь упрощенный вид.

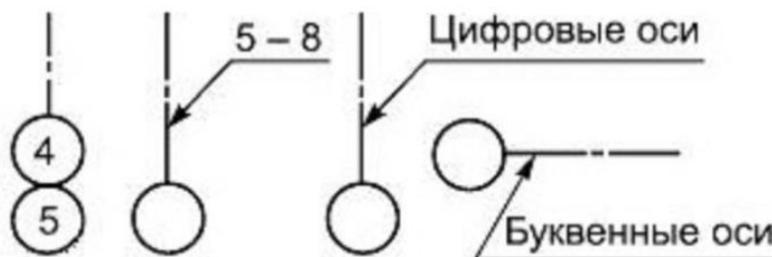


Рис. 1.45. Вид координатных осей на чертеже узлов железобетонных конструкций

По форме, приведенной выше, составляется спецификация материалов, куда наряду с арматурными изделиями, закладными деталями включаются другие материалы (прежде всего бетон), непосредственно входящие в специфицируемую конструкцию.

Пример заполнения спецификации материалов приведен в таблице 1.12.

Таблица 1.12

### Пример заполнения спецификации материалов

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., кг	Примечание
		<u>Свая БНС1</u>	10		
		<u>Детали</u>			
1	ГОСТ 5781-82	Хомут 10-А240 $l=550$	4	0,34	
2	ГОСТ Р 52544-2006	Спираль 5-В500С $l=7000$	1	10,78	
		<u>Стержни</u>			
3	ГОСТ Р 52544-2006	12-А500С $l=2780$	4	9,87	
		<u>Материалы</u>			
	ГОСТ 7473-2010	БСТ15П4F150W6		0,11	м <sup>3</sup>

Запись в таблице относится к буронабивным сваям марки БНС1 (см. рис. 1.46). На маркировочной схеме представлено 10 свай. На схеме армирования сваи показаны продольные прямые стержни и детали в виде хомутов и спирали (гнутые стержни), которые дополнительно должны быть изображены на чертеже или в таблице деталей с указанием геометрических размеров.

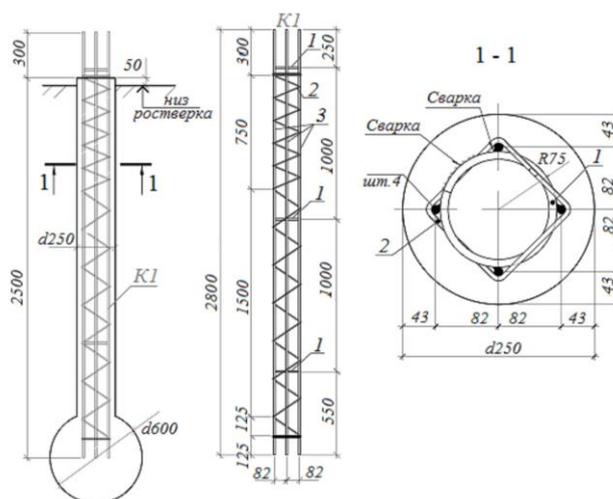


Рис. 1.45. Армирование сваи

В графах спецификации в столбце «поз.» – указывается позиция (марка) элемента по чертежу; в столбце «обозначение» – основной документ (стандарт) на материал (изделие); в столбце «наименование» – для арматурного стержня указываются диаметр, класс, длина (например, 12-А500С l=2780), для бетона – тип, например, бетон тяжелый по ГОСТ 26633-2012 класса по прочности на сжатие В25 (в примере записана бетонная смесь тяжелого бетона БСТ, далее в марке следуют класс по прочности на сжатие, марки по удобоукладываемости, морозостойкости и водонепроницаемости); в столбце «кол.» – записывается количество элементов по позициям; в столбце «масса ед., кг» – указывается масса в кг по позициям.

В столбце «примечание» – записываются дополнительные сведения, в том числе, единицы массы, если масса арматуры приводится в тоннах или единицы объема ( $m^3$ ) для фиксации в спецификации расхода бетона.

Отдельные прямые стержни включаются непосредственно в спецификацию арматуры, а гнутые стержни, наряду с включением в спецификацию дополнительно в виде эскиза, помещаются в ведомость деталей.

Строки и столбцы таблицы-ведомости деталей имеют вполне определенные размеры: ширина столбцов 20 мм и 70 мм (ширина таблицы 90 мм), высота строки заголовка – 15 мм, другие строки таблицы должны иметь высоту кратную 8 мм.

Завершает разработку арматурных чертежей составление ведомости расхода стали для арматурных изделий, а также при их наличии - закладных изделий и напрягаемой арматуры. Пример заполнения ведомости расхода стали для арматурных изделий приведен в таблице 1.13.

Строки и столбцы таблицы-ведомости расхода стали имеют вполне определенные размеры: ширина первого столбца составляет 40 мм, последующих – не менее 12 мм, высота строки заголовка – 40 мм (8 мм×5), другие строки таблицы должны иметь высоту 8 мм.

## Пример заполнения ведомости расхода стали

Ведомость расхода стали, кг						
Марка изделия	Изделия арматурные					Всего
	Арматура класса					
	А500С			А240		
	ГОСТ Р 52544-2006			ГОСТ 34028-2016		
	25	20	14	8	6	
Б1	551,0	–	–	120,1	–	671,1
Б2	239,5	–	–	46,1	–	285,6
Б3	805,1	–	121,8	257,8		1184,7
Б4	–	177,3	–	–	21,0	198,3
Б5	–	305,8	–	–	36,5	345,3
Перекрытие на отм. -0,050	–	–	80589	1733	11,2	82333

В строках заголовка таблицы-ведомости расхода стали указываются классы арматуры или марки стали проката и соответствующие стандарты или технические условия.

Ниже для арматуры указываются диаметры, а профилей – условное обозначение профиля (например,  $\perp 125 \times 80 \times 8$ ).

Сводная ведомость расхода стали – это выборка по спецификациям, приводимым на чертежах различных конструктивных элементов здания с назначенными марками (например, балки Б1...Б5).

## **РАЗДЕЛ 2. Автоматизированное проектирование железобетонных конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР**

### **Тема и содержание занятий:**

Основные сведения о компьютерном проектировании железобетонных конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР. Подготовка исходных данных для выполнения компьютерного расчета железобетонных конструкций. Технология компьютерного моделирования. Основные принципы и приемы построения расчетных схем. Построение и описание компьютерной модели при выполнении расчетов железобетонных конструкций в составе расчетного раздела проекта здания. Расчеты железобетонных конструкций расчетной схемы с учетом нелинейности. Построение пространственной расчетной схемы здание-основание с использованием модуля ГРУНТ. Расчеты пространственной модели здания при задании пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Построение компьютерной модели для этапа возведения здания. Представление результатов компьютерного расчета в виде отчета в составе расчетного раздела проекта зданий и сооружений. Подбор арматуры для элементов расчетной схемы.

### ***1.1. Основные сведения о компьютерном проектировании железобетонных конструкций с использованием ПК ЛИРА-САПР***

Современные нормы по проектированию железобетонных конструкций, в их числе СП 52-103-2007 «Железобетонные монолитные конструкции зданий», СП 335.1325800.2017 «Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования» и другие ориентируют проектировщиков на выполнение расчетов с использованием специализированных, сертифицированных в России программных комплексов, к которым, в том числе, относится программный комплекс ЛИРА. Важность выбора соответствующего компьютерного обеспечения диктуется необходимостью при проектировании объектов опираться на систему отечественной нормативной документации в строительстве.

Теоретической основой рассматриваемого программного продукта является метод конечных элементов, реализованный в форме перемещений. Выбор именно этой формы разработчики объясняют простотой алгоритмизации и физической интерпретации, возможностью создания единых методов построения матриц жесткости и векторов нагрузок для различных типов конечных элементов, возможностью учета произвольных граничных условий и сложной геометрии рассчитываемой конструкции.

Интерфейс программного комплекса ЛИРА является единой интуитивной графической средой пользователя. То есть пользователь, производя рас-

четы по различным программам комплекса, не покидает среду ЛИРЫ. Интуитивность в работе обеспечивается преемственностью интерфейса программного комплекса с базовым интерфейсом ОС Windows. Ведущей формой представления информации при выполнении расчетов является графическая.

Развитая библиотека конечных элементов программного комплекса позволяет моделировать плоские и объемные расчетные схемы зданий, сооружений и их частей, а также отдельных железобетонных конструкций из стержневых и пластинчатых элементов. Кроме того, программный комплекс содержит развитую библиотеку для расчетов на динамические воздействия (сейсмику, пульсирующую ветровую нагрузку и другие). И, что важно для железобетонных конструкций, при описании материалов можно задать график деформирования бетона и арматуры, а также указать положение арматуры в поперечном сечении конструкции.

Появление компьютерных программ устранило рутинную работу проектировщиков, повысило производительность их труда. Кроме того, возможности компьютерных программ позволили проектировщикам выполнять расчеты объемных моделей зданий с учетом работы их основания, учитывать геометрическую и физическую нелинейность, последовательность возведения здания и другое.

А необходимость выполнения более сложных расчетов потребовала как хорошего освоения технологии компьютерных расчетов, так и наличия широкого профессионального кругозора у проектировщиков.

При проектировании железобетонных и каменных конструкций выполняются прочностные расчеты (расчеты первой группы предельных состояний), в результате которых проверяется несущая способность конструкций, а для железобетонных конструкций в результате прочностного расчета подбирается рабочая арматура, которая совместно с бетоном конструктивного элемента обеспечивает несущую способность проектируемой железобетонной конструкции.

После проведения прочностных расчетов следуют расчеты второй группы предельных состояний с определением трещиностойкости, ширины раскрытия трещин и прогиба конструкций.

Для проведения расчетов железобетонных и каменных конструкций необходимо располагать сведениями об усилиях, действующих в расчетных сечениях конструкций, то есть иметь результаты статического расчета отдельного элемента конструкции (например балки) или конструкции в составе плоской или объемной расчетной схемы.

Программный комплекс ЛИРА включает в себя следующие программы, предназначенные для расчета железобетонных конструкций:

*ЛИР-ВИЗОР* - программа статического расчета, целью которой является определение напряжений и деформаций конструкций и конструктивных элементов систем зданий и сооружений. В этой программе осуществляется моделирование расчетных схем и представление результатов статического расчета.

*ЛИР-АРМ* - программа подбора арматуры железобетонных конструкций, определение ширины раскрытия трещин.

*ЛИР-КС* - программа определения геометрических характеристик и распределения напряжений в сечениях сложной формы.

В последних версиях программного комплекса ЛИРА пользователь уже не в столь очевидном виде, как в первых версиях, обращается к программам, входящим в состав программного комплекса. В настоящее время компьютерные расчеты железобетонных конструкций с использованием программного комплекса ЛИРА проводятся в единой графической среде, для управления которой предусмотрено несколько режимов работы. На рисунке 2.1 показаны позиции меню для переключения режимов работы программного комплекса ЛИРА.

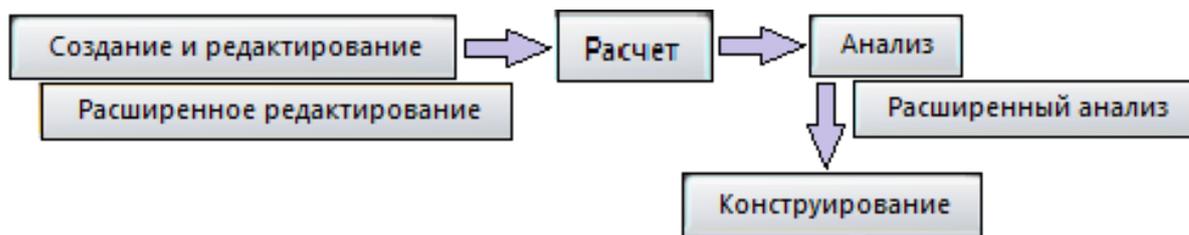


Рис. 2.1. Режимы единой графической среды

## ***2.2. Подковка исходных данных для выполнения компьютерного расчета железобетонных конструкций***

Исходные данные для выполнения компьютерного расчета берутся из задания на проектирование. При выполнении расчета они могут дополняться информацией, необходимой для выполнения конкретных расчетов в соответствии с нормативными документами, регламентирующими состав расчета и назначение дополнительных исходных данных.

Проведение численных расчетов зданий и сооружений с использованием программных комплексов, в том числе ПК ЛИРА, выполняется в следующей последовательности:

- выбор и моделирование расчетной схемы;
- выполнение статического расчета;
- анализ результатов статического расчета;
- выполнение расчета отдельных железобетонных конструкций и их конструирование.

В общем случае расчет железобетонных конструкций включает в себя прочностной расчет с подбором основной рабочей арматуры, определение ширины раскрытия трещин и прогибов конструктивных элементов расчетной схемы.

Подобранная в результате расчета рабочая арматура призвана обеспечить несущую способность рассчитываемым железобетонным конструкциям. Ширина раскрытия и прогибы железобетонных конструкций не должны пре-

вышать предельно допустимых значений по СП 63.13330 и СП 20.13330.2016.

При проектировании строительных объектов расчетная схема строится для конструктивной системы всего здания или сооружения. Она представляет собой совокупность основных несущих конструкций здания или сооружения, представленную в объемном виде.

Другими словами, для выполнения расчета необходимо моделировать объемную расчетную схему здания или сооружения. При этом рекомендуется учитывать работу объемной расчетной модели КС здания совместно с работой его основания. Для моделирования основания в ПК ЛИРА предусмотрен модуль ГРУНТ.

Однако на начальных этапах проектирования для назначения параметров железобетонных конструкций, которые моделируются в расчетной схеме, можно воспользоваться плоскими расчетными схемами для фрагментов объемной расчетной схемы.

К параметрам конструкции относятся ее геометрические размеры, классы бетона, процент армирования конструкции.

Расчетные схемы классифицируются:

- по характеру учета пространственной работы — плоские (рис 2.2, *а—д*) и объемные (рис. 2.2, *е, ж*);

- по характеру конструкции, положенной в основу расчетной схемы, — стержневые (рис. 2.2, *б, в, ж*), пластинчатые (рис. 2.2, *а, г, е*), комбинированные (рис. 2.2, *д*).

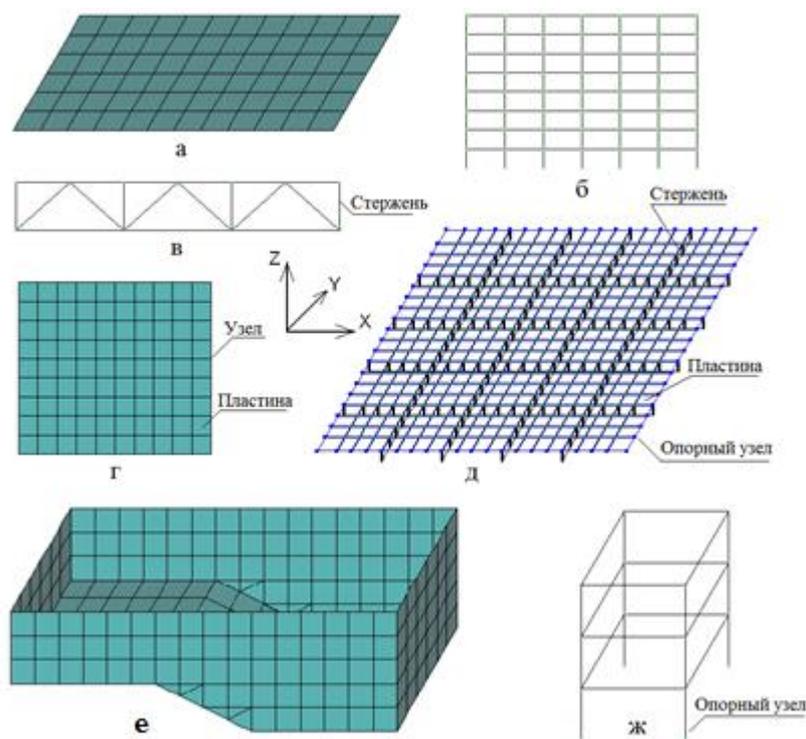


Рис. 2.2. Расчетные схемы: *a* — плиты перекрытия; *б* — поперечной рамы здания; *в* — фермы с шарнирными узлами; *г* — балки-стенки; *д* — балочного перекрытия; *е* — ванны бассейна; *ж* — объемной рамы при шарнирных узлах сопряжения элементов

Кроме того, расчетные схемы разделяются по виду неизвестных: — на дискретные, дискретно-континуальные и континуальные.

В континуальных расчетных схемах неизвестные силовые факторы или перемещения задаются в виде непрерывных функций. Направления действия силовых факторов и направления перемещений указываются вдоль координатных осей. Неизвестные функции определяются решением краевой задачи для системы дифференциальных уравнений в частных производных.

В дискретных расчетных схемах неизвестные усилия и перемещения определяются для конечного количества узлов решением систем алгебраических уравнений.

Примером плоской дискретно-континуальной расчетной схемы может служить расчетная модель диафрагмы крупнопанельного здания. В состав расчетной схемы входят: дискретные элементы - столбы с континуальными или непрерывными связями между ними.

Программный комплекс ЛИРА реализует метод конечных элементов в перемещениях и его расчетные схемы относятся к дискретным.

При составлении расчетной схемы должны быть описаны ее геометрия, сопряжение конструктивных элементов, закрепление опорных узлов, жесткость и материалы конструктивных элементов, а также показаны нагрузки на узлы и элементы расчетной схемы.

В таблице 2.1 перечисляются этапы построения расчетной схемы и приводятся команды, необходимые для ее построения.

Таблица 2.1.

Этапы построения расчетной схемы и команды для ее построения

№ п/п	Этапы	Команды	Кнопки команд
1	Геометрия	Генерация регулярных фрагментов и сетей	
2	Закрепление опорных узлов	Связи	
3	Жесткости и материалы	Жесткости и материалы	
4	Нагрузки	Нагрузки	

Геометрия расчетной схемы задается в соответствии с принятой конструктивной системой здания и разработанной к моменту выполнения расчетов габаритной схемой здания, включающей в себя планы, разрезы, детали архитектурно-конструктивного решения здания.

Для построения геометрии расчетной схемы используется набор команд программного комплекса ЛИРА, одна из этих команд (*генерация регулярных фрагментов и сетей*) представлена в таблице 2.1.

Опорные узлы расчетной схемы могут быть закреплены по-разному. Как закрепить опорный узел расчетной схемы — шарнирно или жестко — зависит от конструктивного решения этого узла в проекте здания.

На рис. 2.3 приведены конструктивные решения узлов сопряжения конструктивных элементов здания. Для организации жесткого сопряжения

конструктивных элементов, например плиты перекрытия и стены монолитного здания (рис. 2.3, *г*), необходимо при возведении плиты перекрытия выполнить следующее условие: верхняя продольная арматура плиты, которая является рабочей в опорном сечении, должна быть заведена в стену на длину, равную длине анкеровки ( $l_{an}$ ).

На длину анкеровки также должна быть заведена в стакан фундамента продольная рабочая арматура колонны, чтобы обеспечить жесткое сопряжение колонны и фундамента (рис. 2.3 *в*).

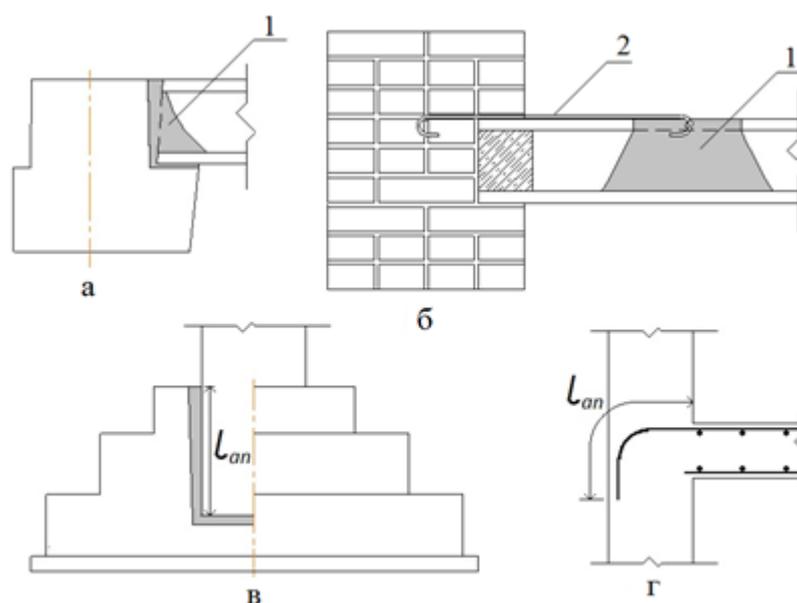


Рис. 2.3. Конструктивные решения узлов сопряжения железобетонных конструкций: а — шарнирное сопряжение многопустотной плиты с ригелем (1 — цементно-песчаный раствор); б — шарнирное сопряжение многопустотной плиты с кирпичной стеной (2 — анкер); в — жесткое сопряжение колонны с фундаментом; г — жесткое сопряжение монолитной плиты со стеной

Шарнирное сопряжение конструктивных элементов здания имеет место, например, при опирании многопустотной плиты перекрытия на полку ригеля (рис. 2.3, *а*).

Плита перекрытия опирается на слой цементно-песчаного раствора. Цементно-песчаным раствором заполняется также зазор между плитой и ригелем. Шарнирным считается стык при опирании многопустотной плиты перекрытия на кирпичную стену (рис. 2.3, *б*).

Закрепить узел шарнирно — значит указать в диалоговом окне команды *связи* для этого узла связи, препятствующие его смещению вдоль соответствующих координатных осей  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$ . Если требуется жестко закрепить опорный узел, то дополнительно вводится запрет на поворот вокруг координатных осей  $UX$ ,  $UY$ ,  $UZ$ .

Например, для жесткого закрепления опорного узла плоской рамы необходимо указать  $X$ ,  $Z$ ,  $UY$ ; для шарнирного закрепления опорного узла плоской фермы —  $X$ ,  $Z$ .

Следует отметить, что железобетон является комплексным строительным материалом. Несущая способность железобетонных конструкций обеспечивается за счет совместной работы бетона и стали. При этом в качестве неизвестного параметра выступает требуемая площадь рабочей арматуры рассчитываемой конструкции, а размеры поперечного сечения конструктивного элемента задаются как исходные данные при проведении расчетов железобетонных конструкций.

При выполнении численных расчетов с использованием программного комплекса ЛИРА размеры и вид (форма) поперечного сечения стержневых элементов, а также толщина пластинчатых элементов задаются в диалоговом окне команды *жесткости и материалы*.

Поперечные сечения сборных железобетонных конструкций многоэтажного каркасного здания могут назначаться, опираясь на опыт проектирования сборных железобетонных конструкций подобных зданий, в том числе, на материал, имеющийся в Российском Строительном каталоге (СК-3 — строительные конструкции и изделия).

На рис. 2.4 приведены размеры поперечных сечений сборных колонн и ригелей многоэтажных каркасных зданий (СК-3, серия 1.020.1).

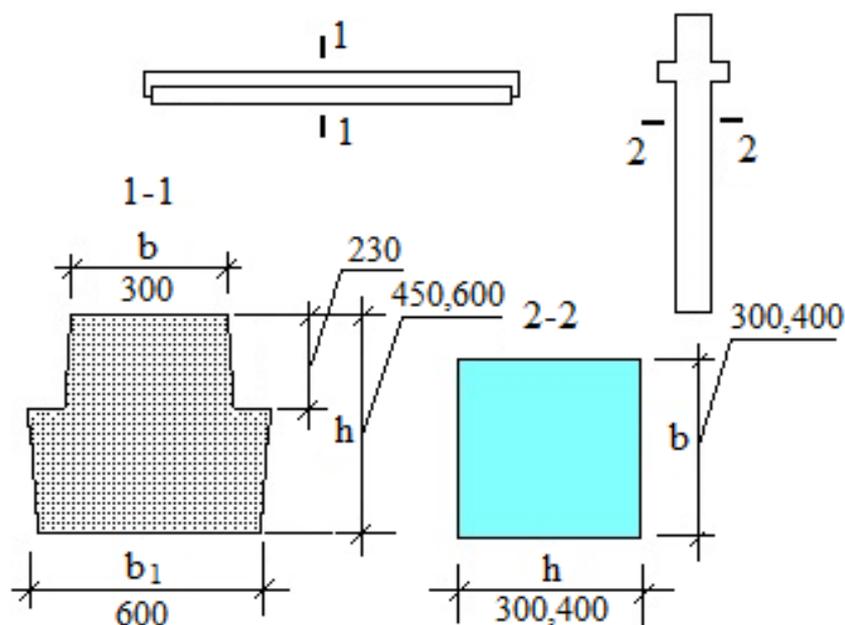


Рис. 2.4. Размеры поперечных сечений колонн и ригелей многоэтажных каркасных зданий

Размеры поперечного сечения колонны для стандартной сетки 6×6 м составляют 300×300, 400×400 мм. Они определяются высотой колонны и нагрузкой, передаваемой на колонну от перекрытий и покрытия здания, с учетом собственного веса колонн.

Поперечное сечение ригеля представляет собой перевернутый тавр. Типовой пролет ригеля  $L = 6$  м. Высота сечения ригеля  $h$  может составлять 450 или 600 мм.

При этом высота стенки принимается равной 230 мм, если ригель предназначен для опирания на него многопустотных плит перекрытия, и 300 мм - при опирании на полки ригеля ребристых плит.

Рекомендации по назначению размеров поперечных сечений вертикальных и горизонтальных несущих элементов монолитных жилых и общественных зданий стеновой и колонной конструктивных систем сведены в таблице 2.2.

Размеры поперечных сечений в таблице приведены в сантиметрах ( $h$  — высота сечения,  $b$  — ширина сечения). Поясняющие схемы представлены на рисунке 2.5.

**Размеры поперечных сечений вертикальных и горизонтальных несущих элементов многоэтажных монолитных зданий**

Стеновая система		Каркасная конструктивная система						
$H_{эт} = 2,80 \dots 4,20$ м		Высота этажа $H_{эт} = 2,80; 3,00; 3,30; 4,20; 4,50$ м						
Пролет $L \leq 7200$ мм		Пролет $L \leq 7200$ мм; консольный вынос $L_{кон} \leq 2400$ мм			Пролет $L \leq 18000$ мм ( $L_{кон} \leq 3000$ мм); шаг $B \leq 7200$ мм			
Плоское перекрытие (рис. 1.6, а)		Плоское перекрытие (рис. 1.6, б)			Балочное (ребристое) перекрытие (рис. 1.6, в)			
$h_{пер}$	$h_{вн.стен}$	$h_{пер}$	$h_{кол}$	$b_{кол}$	$h_{пл}$	$h_{бал}$	$h_{кол}$	$b_{кол}$
12, 14, 16, 18, 22	12, 14, 16, 18, 20, 22, 24	20, 22, 24	30...45	30, 40	20, 30, 40	30, 40 50, 60, 80, 100	30... 150	30, 40

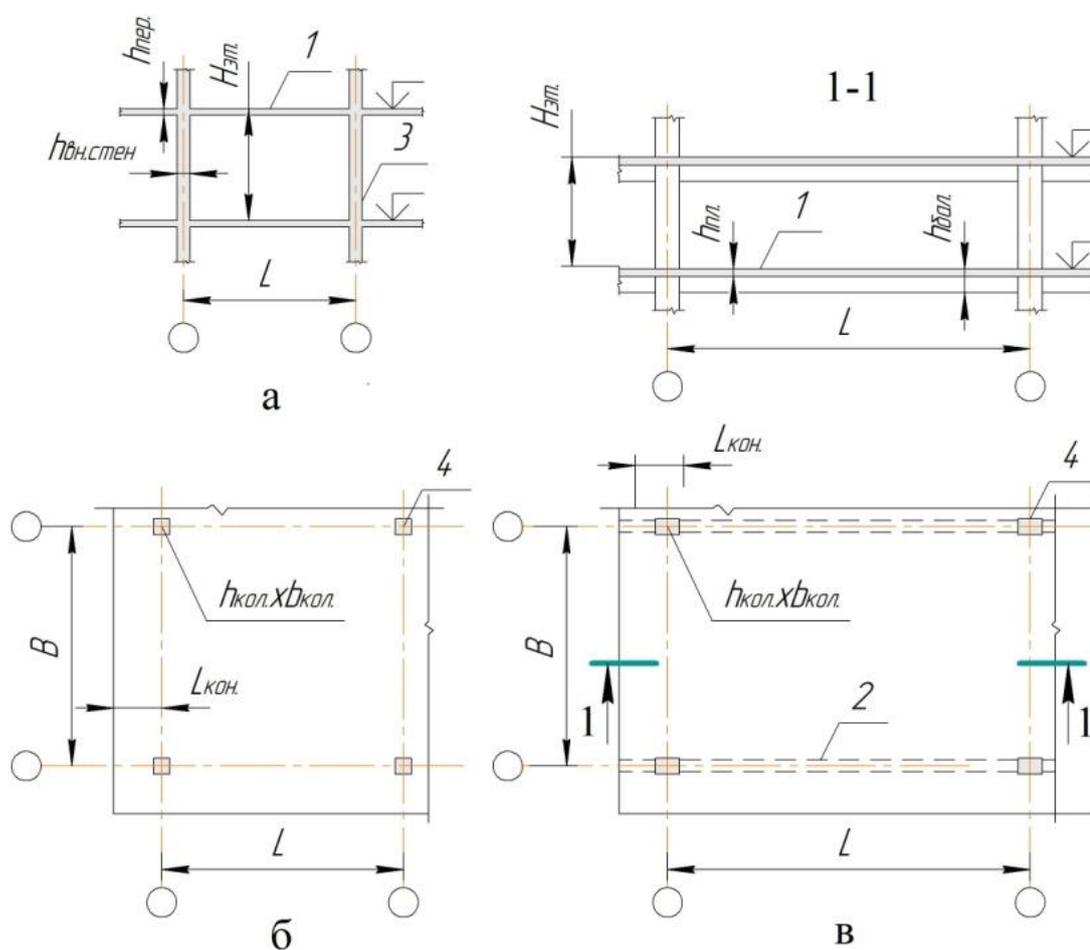


Рис. 2.5. Варианты конструктивных решений монолитных зданий:  
 а — стеновая конструктивная система (1 — плоская плита перекрытия; 3 — внутренняя несущая стена); б и в — каркасная конструктивная система (1 — плоское перекрытие; 2 — ребристое перекрытие; 4 — колонна)

Размеры поперечных сечений конструктивных элементов зданий могут назначаться с учетом размера их пролета. Так, толщина плоских плит перекрытий сплошного сечения по рекомендациям СП 52-103-2007 назначается не менее  $1/30$  длины наибольшего пролета и не более 25 см.

Жесткость элемента является произведением модуля упругости бетона на момент инерции поперечного сечения элемента ( $E_b \times I$ ). При задании вида и размеров поперечного сечения элемента его момент инерции вычисляется автоматически.

В диалоговом окне жесткости указывается также объемный вес железобетона, равный  $25 \text{ кН/м}^3$ , что позволяет автоматически вычислять нагрузку от собственного веса для элементов расчетной схемы.

Начальный модуль упругости бетона зависит от назначенного класса бетона (см. табл. ПЗ Приложения) и имеет место для зон конструктивного элемента, где напряжения не превышают  $0,2R_b$ . С увеличением напряжений модуль упругости бетона уменьшается, что учитывается введением понижающих коэффициентов:  $k=0,2\dots 0,3$  – для горизонтальных несущих конструкций,  $k=0,6$  – для вертикальных. Различие коэффициентов  $k$  показывает существенное (из-за образования трещин) снижение жесткости изгибаемых плитных элементов по сравнению с внецентренно сжатыми вертикальными несущими конструкциями здания.

В диалоговом окне команды *жесткости* для пластинчатых элементов расчетной схемы должен быть указан коэффициент поперечной деформации бетона  $\nu_{b,p}=0,2$  (для бетона всех классов).

Материалы для железобетонных элементов можно назначить, активизируя кнопку *ж/б* в диалоговом окне *жесткости и материалы* и последовательно задавая: тип элемента расчетной схемы (стержень, плита), классы и некоторые другие характеристики для бетона и арматуры.

Приложение нагрузок завершает формирование расчетной схемы. Для приложения нагрузок необходимо выбрать следующие позиции меню функций: *нагрузки*  $\Rightarrow$  *нагрузки на узлы и элементы*.

В отрывающемся диалоговом окне *задание нагрузок*, показанном на рисунке 2.6а, можно выбрать одну из закладок: узел, стержневой или пластинчатых элемент, чтобы стало возможно прикладывать нагрузку к конкретным элементам расчетной схемы. При этом предварительно должен быть выделен узел (элемент), к которому прикладывается нагрузка.

Можно задавать и удалять нагрузки на узлы и элементы расчетной схемы (рис. 2.6б).

При выборе кнопки *тип нагрузки* будет открыто вложенное диалоговое окно, к котором можно указать численное значение нагрузки.

Нагрузка прикладывается по направлению координатных осей X, Y, Z (момент - UX, UY, WZ) в глобальной или местной системе координат (см. рис 2.6в, г)

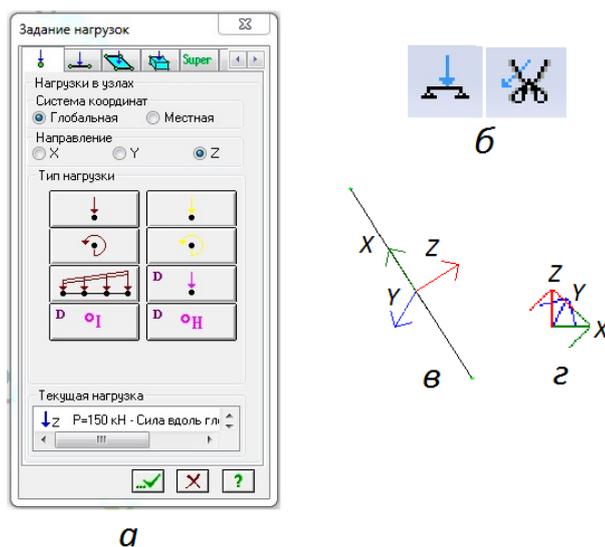


Рис. 2.6. Приложение нагрузок к узлам и элементам расчетной схемы: а - диалоговое окно *задание нагрузок*; б - кнопки приложения нагрузки на узлы и элементы и кнопка удаления нагрузок, в - местные оси стержневого элемента расчетной схемы (если система координат - местная, то при приложении нагрузок принимается во внимание положение местных осей), г - глобальные координатные оси. Положительное значение силы - действие против оси. Положительное значение момента – направление вращения по часовой стрелке, если смотреть с конца оси

Типы нагрузок на кнопках диалогового окна выделены разным цветом:

- коричневый цвет - кнопки для задания статической нагрузки (сосредоточенных и распределенных силы и момента), равномерного или неравномерного нагрева;

- желтый цвет - кнопки для задания смещения ( $\Delta$ ) и поворота ( $\varphi$ ).

При обращении к кнопкам *тип нагрузки* открывается диалоговое окно для задания параметров нагрузок. Приложенные нагрузки отражаются на поле списка нагрузок (*текущая нагрузка*).

Под смещением опорного узла расчетной схемы подразумевается принудительное его перемещение или поворот по направлению одной из степеней свободы (например, осадка опорного узла поперечной рамы по направлению  $Z$ ). При этом в задаче могут иметь место другие загрузения, для которых необходимо предусмотреть нулевое смещение  $\Delta$  в направлении оси  $Z$ . Для реализации осадки опорного узла в вертикальном направлении должна отсутствовать связь в узле по оси  $Z$ .

На рисунке 2.7а показано диалоговое окно для задания смещения опорного узла рамы, на рисунке 2.7б - эпюра момента  $M_y$  в раме от смещения опоры.

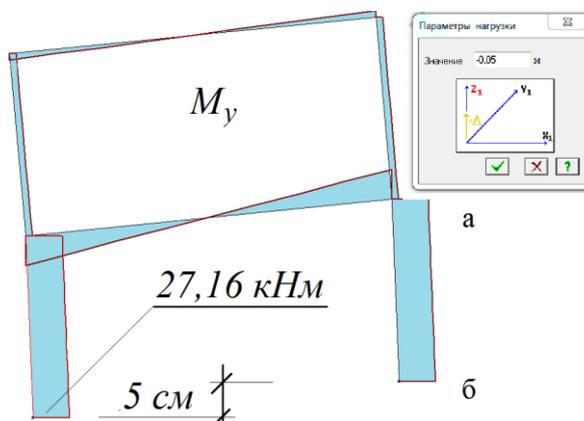


Рис 2.7. Задание смещения опорного узла рамы в диалоговом окне (а) и эпюра момента  $M_y$  в раме от смещения опоры (б)

К расчетной схеме можно приложить все действующие нагрузки (расчетное значение нагрузок) и выполнить расчет. Затем по усилиям, определяемым по результатам статического расчета, подобрать арматуру.

Но с учетом того, что расчеты II-й группы предельных состояний ведутся по нормативным усилиям (нормативным полным и нормативным пониженным), то будут получены завышенные результаты вычислений.

Поэтому в ПК ЛИРА из нагрузок сначала в *редакторе загружений* формируется таблица загружений. Отдельные нагрузки в таблице различаются по типу: постоянные, временные длительные, кратковременные и некоторые другие. В пределах конкретного типа, например, постоянные и временные длительные нагрузки различаются по коэффициентам надежности по нагрузке ( $\gamma_f$ ), а кратковременные - дополнительно различаются по долям длительности. Доля длительности постоянных и временных длительных нагрузок равна единице.

Из отдельных загружений могут быть сформированы таблицы РСУ и (или) РСН, в которых указываются коэффициенты  $\gamma_f$  и доля длительности для перечисляемых в таблицах нагрузок. При заполнении таблиц должен быть указан нормативный документ, по рекомендации которого определяются нагрузки, коэффициенты  $\gamma_f$ , доля длительности и другое (СП 20.13330.2016).

Расчет по РСУ позволяет оценить невыгодные сочетания нагрузок для элементов расчетной схемы. Но так как нагружения, входящие в РСУ для различных элементов (сечений элементов) не коррелированы (не связаны по набору загружений), то после выполнения расчета по РСУ нельзя, например, построить деформированную схему, а также нельзя выполнять расчеты железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности.

Перечисленные недостатки снижают ценность расчетов по РСУ. Расчеты по РСН свободны от недостатков, присущих расчетам по РСУ, так как в полной мере возможна визуализация результатов расчета, а также допустимо решение задач в нелинейной постановке, но все же вероятность упущения опасных сочетаний для некоторых элементов расчетной схемы имеет место. Поэтому в подавляющем большинстве случаев при выполнении расчетов составляют как таблицу РСУ, так и РСН.

**2.3. Технология компьютерного моделирования. Основные принципы и приемы построения расчетных схем. Построение и описание компью-**

## ***терной модели при выполнении расчетов железобетонных конструкций в составе расчетного раздела проекта здания***

Технология компьютерного моделирования включает в себя средства, методы и приемы, позволяющие создавать расчетные схемы, осуществлять проектирование и анализировать результаты проектирования, в том числе железобетонных конструкций зданий и сооружений, в соответствии с действующими нормативными документами. Именно нормативные документы устанавливают перечень расчетов и определяют необходимый состав получаемых результатов.

Для реализации возможности подробного анализа ответственных мест расчетной схемы с точки зрения осмысления работы конструктивной системы или отдельных ее элементов в ПК ЛИРА предусмотрен набор приемов и методов, таких как стратификация, фрагментация, суперэлементы.

Прием *стратификации* (разделение системы на группы элементов) может быть использован при построении расчетной модели, предназначенной для исследования деформативности вертикальных несущих элементов (колонн и диафрагм) высотного здания на действие ветровой нагрузки.

В такой модели плиты перекрытий могут быть разбиты достаточно крупно, а диафрагмы моделироваться стержневыми элементами, так как высота диафрагм значительно превышает размеры поперечных сечений. Использование упрощенной расчетной модели оправдано тем, что расчет на ветровое воздействие с учетом динамической составляющей требует значительных ресурсов, а ввиду допустимости приближенного характера такой расчет может выполняться на упрощенной модели.

Принцип *фрагментации* в отличие от принципа *стратификации* основан на рассмотрении не всей схемы, а отдельного фрагмента.

Взаимодействие фрагмента с остальной конструкцией заменяется действием силовых или деформационных факторов в местах примыкания отброшенной части.

При выполнении расчета плиты перекрытия с регулярной сеткой колонн для уменьшения размерности выполняемой задачи можно сформировать расчетную схему с учетом симметрии.

На узлы, лежащие в плоскости прямой симметрии, накладываются связи, ортогональные этой плоскости.

В таблице 2.3 показано, по каким направлениям степеней свободы на узлы, лежащие в плоскости прямой симметрии, накладываются связи.

Таблица 2.3

Связи, накладываемые на узлы плоскости симметрии

Плоскости симметрии	$XOZ$	$XOY$	$YOZ$
Накладываемые связи	$Y, UX, UZ$	$Z, UX, UY$	$X, UY, UZ$

При использовании суперэлементной расчетной модели основная расчетная модель разделяется на несколько расчетных схем, которые называются схемами суперэлементов.

Узлы стыковки суперэлементов с основной схемой называются суперузлами. Использование суперэлементной расчетной схемы практически уменьшает размерность больших задач.

В отличие от приемов *стратификации* и *фрагментации*, которые призваны упрощать расчетные схемы, суперэлементная расчетная схема может быть очень подробной и включать большое число узловых неизвестных, но в условиях наличия в расчетной схеме одинаковых суперэлементов, количество вычислений можно существенно сократить при распространении результатов вычислений одного суперэлемента на другие того же типа.

Например, в качестве суперэлемента может выступать плита перекрытия здания. В качестве основной схемы — колонны здания. В этом случае суперузлы — это узлы сопряжения плиты перекрытия с колоннами.

При этом три узла из числа суперузлов объявляются базисными. С помощью базисных узлов задается ориентация суперэлемента на основной схеме. Базисные узлы суперэлемента не должны лежать на одной прямой.

На рисунке 2.8 представлено диалоговое окно *суперузлы* (*схема*  $\Rightarrow$  *суперузлы*), позволяющее назначить суперузлы и объявить узлы базисными.

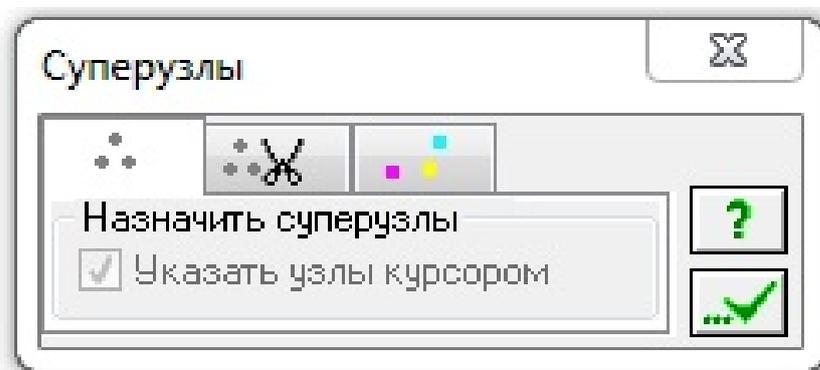


Рис. 2.8. Диалоговое окно суперузлы: первая закладка: назначение суперузлов с предварительным их выделением (узлы изменяют цвет на серый), вторая закладка: отмена статуса суперузлов, третья закладка: назначение трех базисных суперузлов с указанием на них мышкой (узлы изменяют цвет на фиолетовый, желтый и голубой)

Создание основной расчетной схемы с суперэлементами осуществляется в следующей последовательности:

- создание основной схемы без суперэлементов;
- создание суперэлементов в отдельном файле;
- назначение суперузлов для суперэлементов;
- установка суперэлемента в основную расчетную схему.

На рисунке 2.9а показана расчетная схема, моделирующая колонны и плиту перекрытия здания.

Основная расчетная схема включает в себя четыре колонны. Для колонн-элементов задается жесткость и закрепляются опорные узлы.

Затем задается и сохраняется в отдельном файле суперэлемент-плита. Для суперэлемента задаются геометрия, жесткость и нагрузка. При этом необходимо также назначить суперузлы и объявить базисные узлы.

Затем выполняется установка суперэлемента в основную расчетную схему. По команде *создание*  $\Rightarrow$  *добавить суперэлемент* в основную расчетную схему из четырех стержней-колонн вставляется суперэлемент-плита.

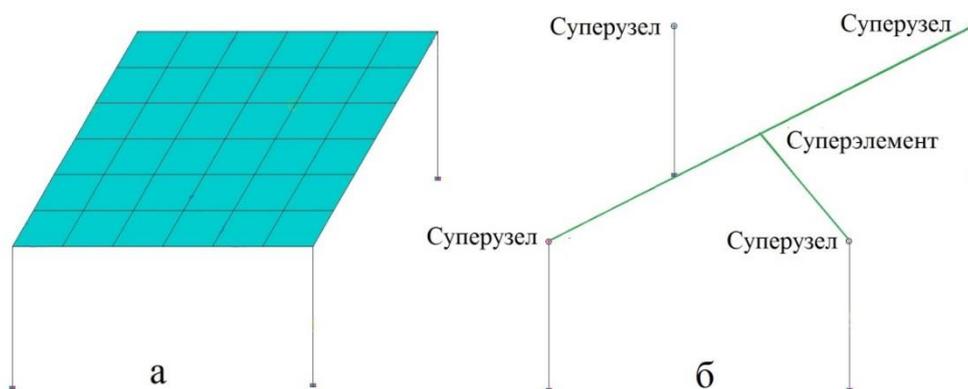


Рис. 2.9. Расчетная схема с суперэлементом: а — суперэлемент (плита) в развернутом виде; б — суперэлемент в свернутом виде

На рисунке 2.10 представлено диалоговое окно команды *добавить суперэлемент*.

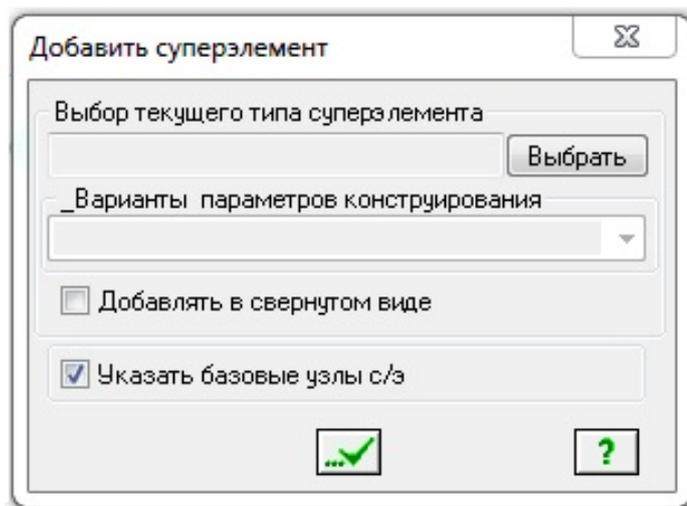


Рис. 2.10. Диалоговое окно команды *добавить суперэлемент*

Диалоговое окно содержит кнопку *выбрать*, при обращении к которой открывается каталог, содержащий файлы с расширением *lir*. Из каталога выбирается файл с требуемым для присоединения к основной схеме суперэлементом.

Установленный в диалоговом окне флажок *указать базовые узлы суперэлемента* позволяет отметить на основной схеме три базовых узла, которые после команды *подтвердить* будут совмещены с базисными узлами суперэлемента-плиты.

После завершения формирования основной расчетной схемы с суперэлементом выполняется команда *упаковать*.

Другой вариант введения в расчетную схему суперэлемента: плита перекрытия может быть объявлена суперэлементом (*редактирование*  $\Rightarrow$  *преобразовать фрагмент* схемы в суперэлемент).

На рисунке 2.9а суперэлемент (плита) показан в развернутом, а на 2.9б суперэлемент представлен в свернутом виде. Суперэлемент в свернутом виде на основной расчетной схеме изображается в виде трехлучевой звезды с центром в геометрическом центре суперэлемента и лучами между центром и базисными узлами.

Операция для визуализации суперэлемента входит в меню *вид*. Суперэлемент может быть представлен в составе расчетной схемы в свернутом или развернутом виде (*вид*  $\Rightarrow$  *показать отмеченный суперэлемент в свернутом (развернутом) виде*).

Следует отметить, что нагрузка на суперэлемент должна быть приложена еще до того момента, когда состоится включение суперэлемента в основную расчетную схему.

После формирования основной расчетной схемы, назначаются нагрузки в основной схеме с перечислением номеров загрузки. В первом загрузке описывается нагрузка на суперэлемент, для чего следует обратиться к пунктам меню: *нагрузки*  $\Rightarrow$  *нагрузки на узлы и элементы*  $\Rightarrow$  диалоговое окно *задание нагрузок* (шестая закладка — *super*).

В открывающемся диалоговом окне необходимо указать номер загрузки (№ 1) для текущего (выделенного) суперэлемента и коэффициент, с которым должна учитываться нагрузка (супернагрузка).

На рисунке 2.11 представлено диалоговое окно *супернагрузка*. Номер заданного для суперэлемента загрузки соответствует супернагрузке. Тип суперэлемента является условным цифровым кодом.

Активизируя следующие номера загрузки, можно приложить другие нагрузки на основную расчетную схему. Затем из перечисленных под номерами нагрузок составляется таблица РСУ и выполняется расчет.

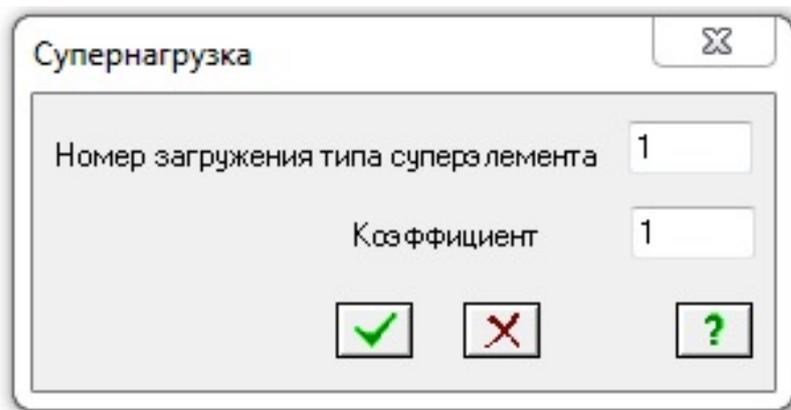


Рис. 2.11. Супернагрузка для основной расчетной схемы

В программном комплексе ЛИРА реализована технология *сборки* расчетной схемы. Расчетную схему можно создать (собрать) из предварительно созданных в отдельных файлах расчетных схем. Одна расчетная схема является *базовой*. На базовой расчетной схеме будет производиться сборка. Другая расчетная схема считается *присоединяемой*. При этом необходимо, чтобы собираемые схемы располагались на экране одновременно (*окно*  $\Rightarrow$  *упорядочить все*).

На рис. 2.12 приведены две расчетные схемы, предназначенные для сборки финальной расчетной схемы. При сборке к базовой расчетной схеме (раме) будут присоединены три стены для моделирования диафрагмы жесткости рамы.

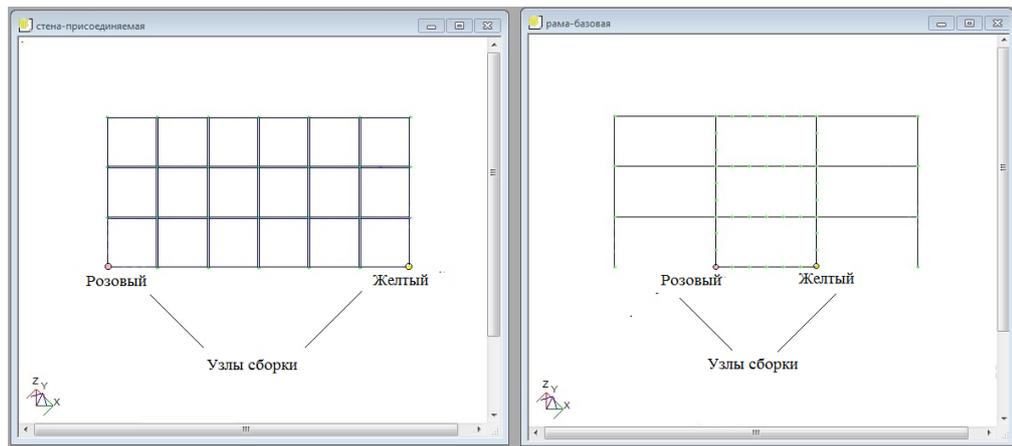


Рис. 2.12. Расчетные схемы, подготовленные для сборки финальной расчетной схемы

На рис. 2.13а. показано диалоговое окно сборки финальной расчетной схемы (*схема  $\Rightarrow$  сборка  $\Rightarrow$  сборка схем*).

Для выполнения операции *сборка*, находясь в окне текущей расчетной схемы при помощи радио-кнопок необходимо определить схему, как присоединяемую или базовую, а также указать тип сборки — на плане или в пространстве.

При этом для сборки на плане необходимо указать два узла, для сборки в пространстве — три узла. Первые два узла являются узлами сборки. Эти узлы окрашиваются, соответственно, в розовый и желтый цвета. Третий узел служит для определения плоскости стыковки и окрашивается в голубой цвет. Для отметки узлов сборки (стыковки) должен быть установлен флажок *указать узлы*.

После указания всех параметров сборки становится доступной кнопка *собрать* в диалоговом окне *сборка схем*. Собранную расчетную схему необходимо *упаковать*.

На рис. 2.13б. показана финальная расчетная схема плоской рамы с диафрагмой жесткости.

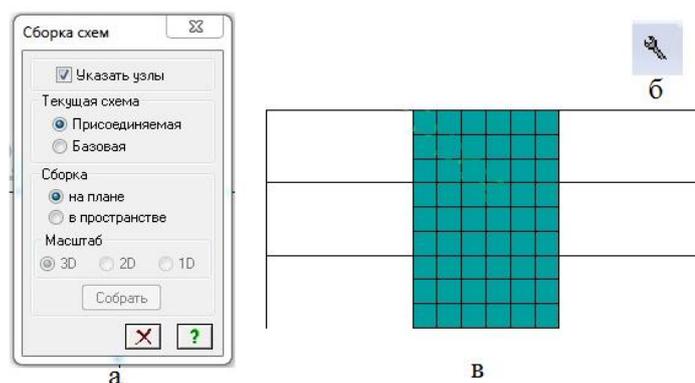


Рис. 2.13. Сборка расчетной схемы: а — диалоговое окно *сборка схем*; б — кнопка диалогового окна *сборка схем*; в — собранная (финальная) расчетная схема

Построение геометрии расчетных схем в программном комплексе ЛИ-РА может быть реализовано с использованием нескольких приемов:

- построение ведется с использованием команды *генерация регулярных фрагментов и сетей*, в диалоговом окне которой задаются параметры плоских расчетных схем и шаг вдоль координатных осей для тиражирования плоских расчетных схем. В диалоговом окне также можно задать угол поворота плоской расчетной схемы вокруг оси  $Z$ . Для тиражирования плоских расчетных схем можно воспользоваться командой *копирование*, а при необходимости *перемещение*. Объединение плоских расчетных схем в объемную можно выполнить с использованием команды *добавить элемент*. Например, добавить соединительные стержни между плоскими рамами. Пример выполнения построения смотри в материалах практического занятия;

- построение ведется с использованием команды *объект, заданный перемещением или вращением образующей*. Построение ведется с учетом того, что при перемещении точки (узла расчетной схемы) можно моделировать стержень. Например, на расчетной схеме фундаментной плиты можно выделить узлы в местах расположения колонн и в диалоговом окне команды *объект, заданный перемещением или вращением образующей* задать перемещение узлов вверх по оси  $Z$  на высоту этажа. Выполнение команды приведет к построению колонн в пределах рассматриваемого этажа здания.

При перемещении или вращении линии (стержня расчетной схемы) можно построить пластинчатый элемент расчетной схемы, например, плиту с

прямоугольным очертанием контура или с линией контура по окружности. Примером использования операции *объект, заданный перемещением или вращением образующей*, может служить построение объемной расчетной схемы лестницы с прямыми маршами (рис. 2.14.).

Для построения расчетной схемы сначала в диалоговом окне *создание плоских фрагментов и сетей* строятся плоские плиты этажных и промежуточных площадок.

В качестве исходных данных при генерации плит площадок необходимо указать длину и количество элементов, составляющих плиты площадок, соответственно, по осям  $X$  и  $Y$ , а также координаты первого узла площадок (принимая во внимание, что первый узел первой построенной площадки совпадает с началом глобальных осей координат).

На рис. 2.14а показан начальный этап построения расчетной схемы — построение этажной и промежуточной площадок.

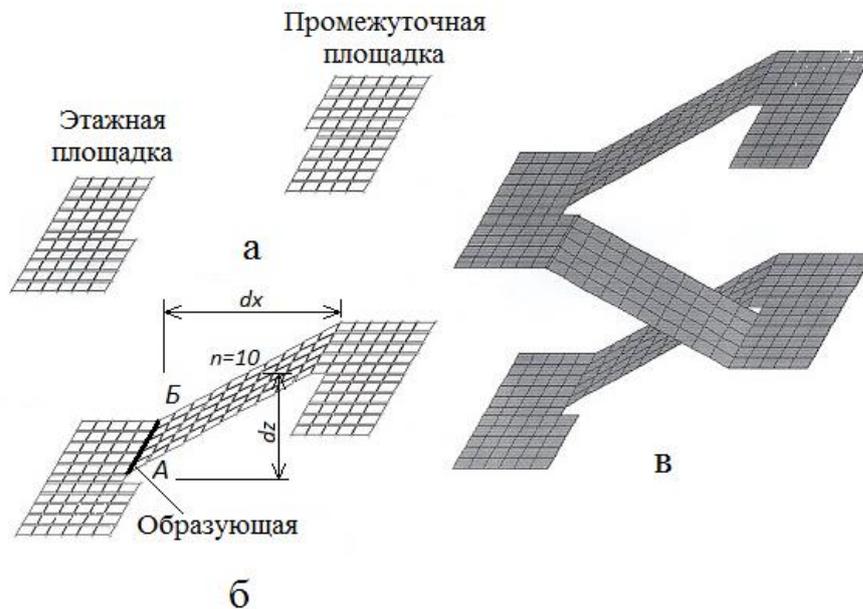


Рис. 2.14. Последовательность построения объемной расчетной схемы лестницы с прямыми маршами: а — построение этажной и промежуточной площадок; б — построение лестничного марша перемещением образующей АБ; в — построенная модель

Моделирование лестничного марша между площадками начинается с построения образующей — составного стержня между узлами элементов плиты площадки (*создание*  $\Rightarrow$  *добавить элемент*).

В диалоговом окне выбирается *стержень* и делаются отметки: *указать узлы курсором* (точки А и Б), *учитывать промежуточные узлы* (стержень между точками А и Б становится составным). Затем перемещением образующей в программе выполняется построение марша. В диалоговом окне *перемещение образующей* указываются следующие параметры:  $dx$ ,  $dz$ ,  $n$  (рис. 2.14б).

На рисунке 2.14в представлена финишная компьютерная модель лестницы с прямыми маршами.

После окончания построения расчетной схемы необходимо проверить направления местных осей элементов (*флаги рисования*  $\Rightarrow$  *показать местные оси пластин*). Если возникает необходимость изменить направление оси, то выбираются следующие позиции меню функций: *редактирование*  $\Rightarrow$  *местные оси пластин* и для отмеченных элементов плиты применяются команды *сонаправить* и *инверсно*.

С использованием команды *объект, заданный перемещением или вращением образующей* можно построить расчетную схему из объемных конечных элементов, так как перемещение образующей в виде плоского пластинчатого элемента приведет к моделированию объемных конечных элементов.

Примером построения расчетной схемы из объемных элементов с использованием команды *объект, заданный перемещением или вращением образующей* может быть выполнение компьютерной модели отдельного ступенчатого фундамента из объемных конечных элементов. При этом имеет место следующая последовательность действий (признак расчетной схемы - 5):

- создать две пластины с разбиением их на конечные элементы (первая пластина - для формирования подколонника, вторая — для формирования

плитной части фундамента). Разместить первую пластину на уровне обреза фундамента, а вторую - на уровне подошвы фундамента;

- выделить первую пластину в диалоговом окне команды *перемещение образующей* (рис. 2.15а) и переместить пластину вниз с созданием объемного элемента подколонника, после чего удалить пластину, выделить вторую пластину и переместить вверх для создания объемного элемента плитной части фундамента;

- задать жесткость для объемных КЭ;

- наложить связи по шести направлениям в четырех точках на обреза фундамента (угловые точки сечения колонны, опирающейся на обрез фундамента);

- приложить нагрузку по подошве фундамента (давление грунта) по нижней грани объемных элементов, а также приложить нагрузку от веса грунта на плитную часть фундамента и *добавить собственный вес*.

На рисунке 2.15б показана компьютерная модель фундамента, а на рисунках 2.15 в,г представлены результаты статического расчета.

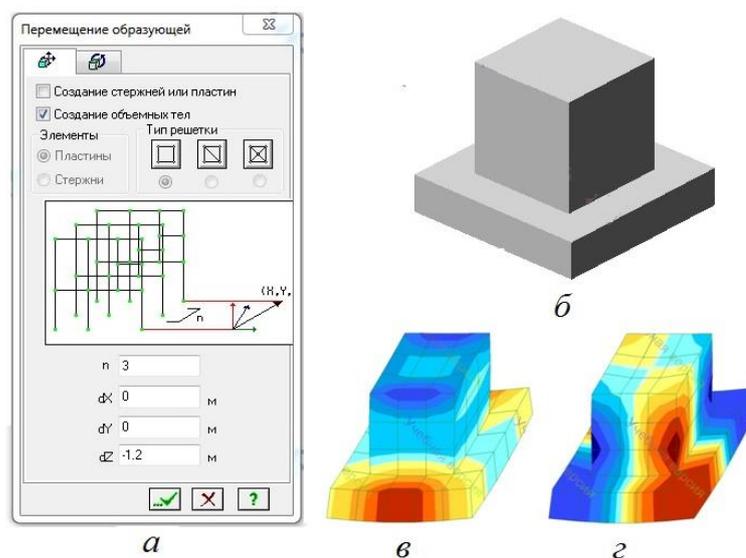


Рис. 2.15. К построению расчетной модели из объемных элементов (б) с заданием параметров в диалоговом окне *перемещение образующей* (а) и получением результатов расчета (в, г)

Плиты перекрытия современных многоэтажных зданий, плиты в составе инженерных сооружений в большинстве случаев имеют отверстия и сложное очертание в плане. В таком случае расчетную схему можно строить на сети (*команда генерация регулярных фрагментов и сетей*  $\Rightarrow$  закладка *сеть*).

Разбивка сети выполняется таким образом, чтобы на ней можно было отметить узлы внешнего и внутреннего контуров плиты (*команда*  $\Rightarrow$  *добавить узел*  $\Rightarrow$  вторая закладка *на сети*). Внешний и внутренний контуры плиты обводятся по узлам, предварительно указанным на сети.

Команда *создание и триангуляция контуров* позволяет создать внешний и внутренний контуры плиты и выполнить разбиение плиты на конечные элементы.

На рис. 2.16 приведена расчетная схема плиты покрытия коммуникационного резервуара. Плита покрытия имеет сложный план и круглое отверстие. Расчетная схема строится на *сети*.

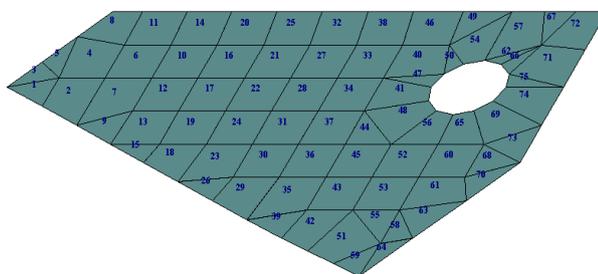


Рис. 2.16. Расчетная схема плиты покрытия резервуара со сложным планом и круглым отверстием

Последовательность действий при использовании для построения расчетной схемы команды *создание и триангуляция контуров* следующая (диалоговые окна команды смотри на рисунке 2.17):

- перед созданием и триангуляцией контуров в открывающемся диалоговом окне № 1 (рис. 2.17а) надо выбрать вторую закладку — *контур с отверстиями*, указать плоскость расположения формируемой расчетной схемы плиты ( $XOY$ ) и один из узлов на сети (узел плоскости). После выполнения

команды (кнопка *применить*) система переходит в окно создания и триангуляции контура с отверстиями;

- затем следует обратиться к кнопкам меню окна *ввод внешнего контура*, *ввод внутреннее контура*, *триангулировать контур* (рис. 2.17б). При вводе сначала внешнего, затем внутреннего контура курсором отмечаются узлы, принадлежащие контуру. При этом контур сначала окрашивается в красный цвет, а при замыкании контура цвет меняется на синий. Обращение к кнопке *триангулировать контур* приводит к вызову диалогового окна № 2 (рис. 2.17в), в котором указывается вид триангуляции и конечных элементов, а также шаг сетки узлов. После выполнения команды *применить* плита покрытия резервуара разбивается на конечные элементы. Выход из окна *создания и триангуляции контура с отверстиями* осуществляется путем обращения к меню функций *операция*  $\Rightarrow$  *возврат*.

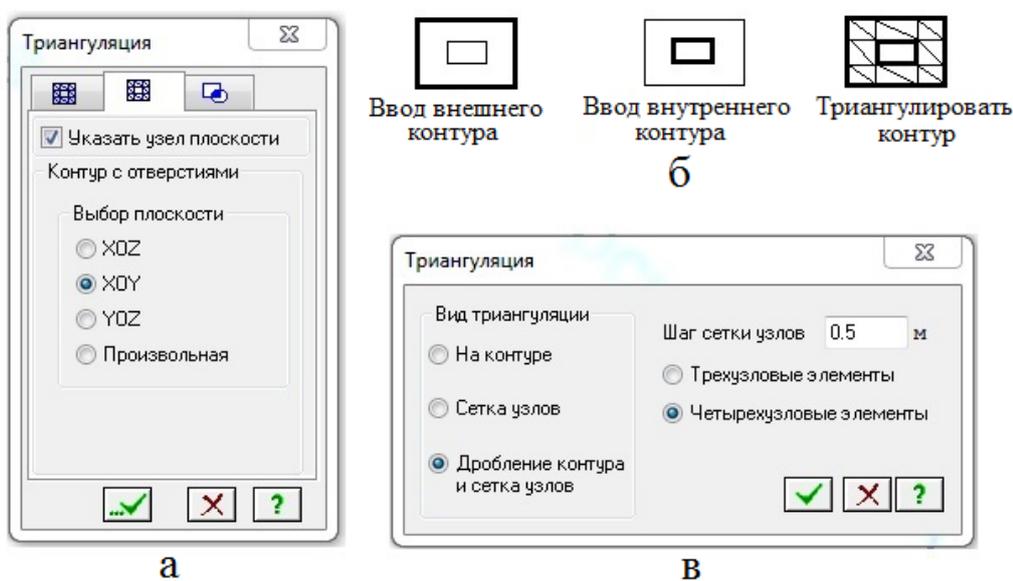


Рис. 2.17. К описанию последовательности использования команды *создания и триангуляции контуров*: а — диалоговое окно № 1; б — кнопки меню окна *создание и триангуляция контуров*; в — диалоговое окно № 2

Опцию *создание и триангуляция контуров* можно также применить, вставляя в первоначально созданную расчетную схему из стержневых элементов пластинчатые элементы. Например, это можно сделать при модели-

ровании в раме многоэтажного здания стен жесткости или при формировании расчетной схемы решетчатой стропильной балки.

На рисунке 2.18а представлен общий вид решетчатой балки. При задании геометрии расчетной схемы (рис. 2.18б) предварительно создается стержневая расчетная схема. Затем стержни № 1 и 16 делятся на пять частей, а № 17 и 18 — на три части (команда *добавить элемент*, четвертая закладка *разделить на N равных частей*) и с помощью команды *создание и триангуляция контуров* на приопорных участках балки вставляются пластинчатые элементы.

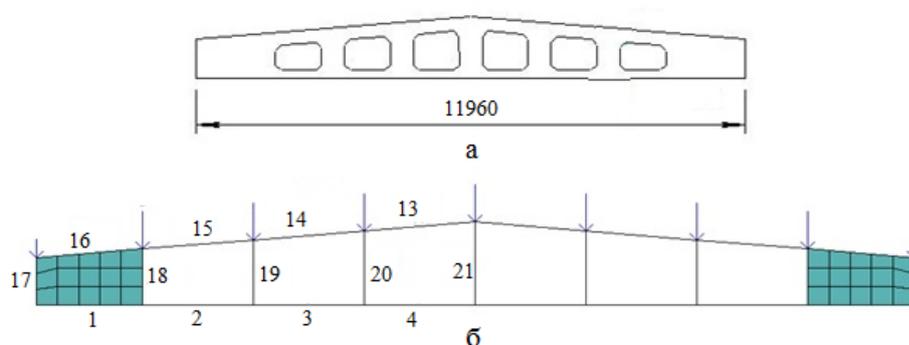


Рис. 2.18. Общий вид конструкции – решетчатой балки (а) и расчетная схема из стержневых элементов со вставкой пластинчатых фрагментов (б)

В состав команд программного комплекса ЛИРА входят команды, позволяющие непосредственно выполнять построение объемных расчетных схем. К таким командам относится команда *поверхности вращения*.

На рисунке 2.19 показаны кнопки команд *поверхности вращения* и *вкладки*, позволяющие вызывать диалоговые окна для моделирования геометрии цилиндра, конуса, сферы и тора.

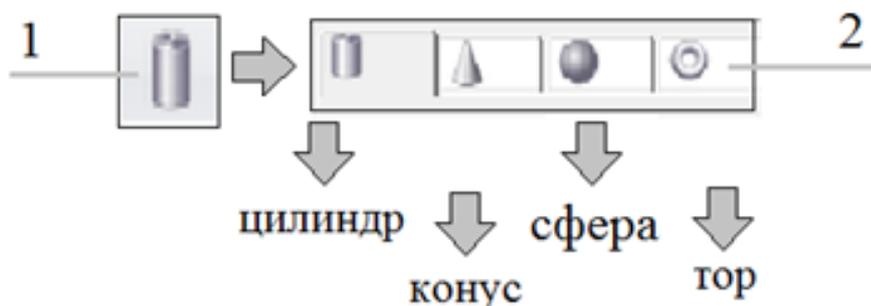


Рис. 2.19. Кнопки команд *поверхности вращения* (1) и *вкладки* (2)

Для моделирования *цилиндра* задаются тип решетки, элементы, из которых будет сгенерирован цилиндр (пластины или стержни) и параметры цилиндра (радиус  $R = 2$  м, высота  $H = 3$  м, количество элементов по длине  $n1 = 6$  и по окружности  $n2 = 24$ , угол раскрытия  $f_i = 360^\circ$ ).

Диалоговое окно и пространственная модель цилиндра представлены на рисунке 2.20.

Для моделирования *конуса* задаются параметры конуса (малый радиус  $r = 0,5$  м (для усеченного конуса), радиус основания  $R = 2$  м, высота  $H = 3$  м, количество элементов по высоте  $n1 = 6$  и по окружности  $n2 = 24$ , угол раскрытия  $f_i = 360^\circ$ ).

Диалоговое окно и пространственная модель конуса представлена на рисунке 2.21.

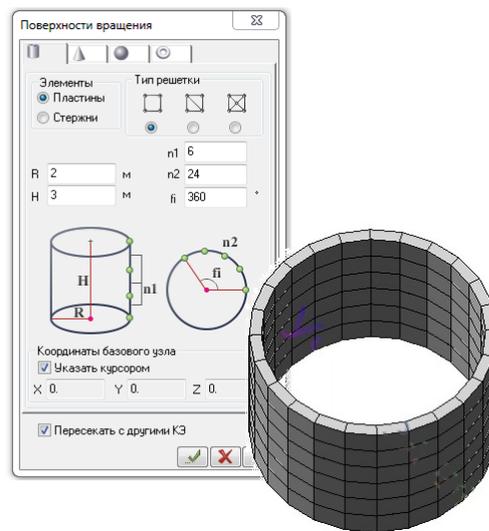


Рис. 2.20. Диалоговое окно и пространственная модель цилиндра

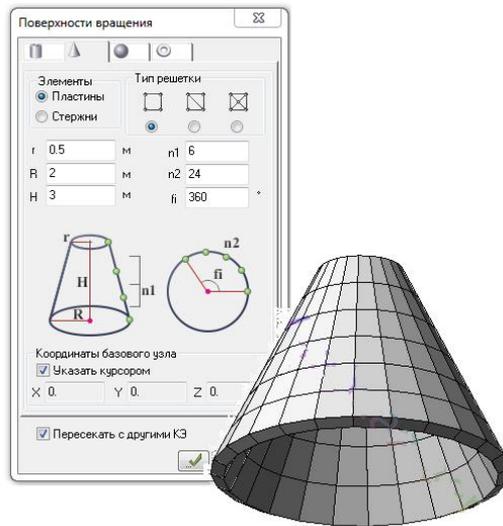


Рис. 2.21. Диалоговое окно и пространственная модель конуса

В программном комплексе ЛИРА реализовано построение пространственной модели поверхности, описываемой зависимостью  $z = f(x, y)$ . На рисунке 2.22 приведены диалоговое окно и пространственная модель поверхности.

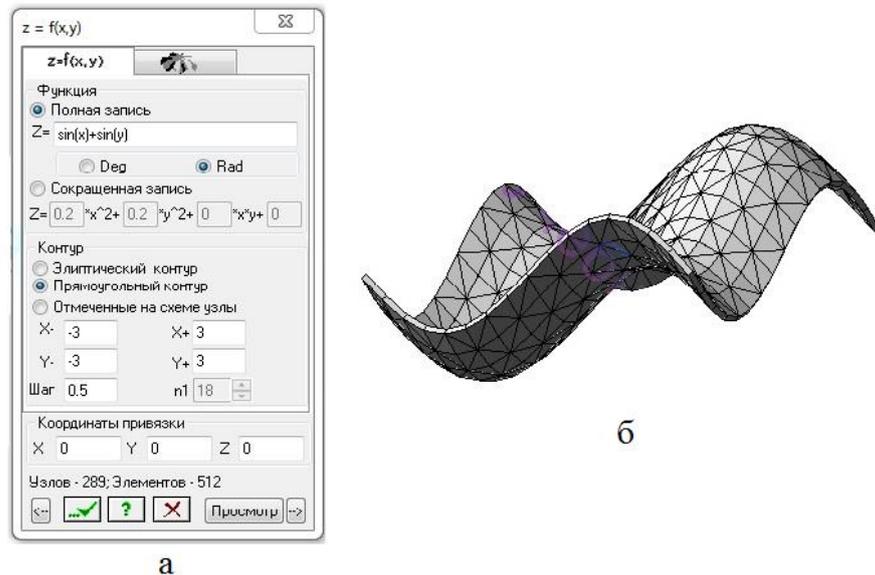


Рис. 2.22. Пространственная модель поверхности, описываемая формулой: а — диалоговое окно  $z = f(x, y)$ ; б — визуализация пространственной модели

В составе команд для создания объемных расчетных моделей имеет место команда *геодезический купол* (см.рис.2.23).

В диалоговом окне команды задаются радиус купола; частота разбивки и координаты привязки центра купола; а также элементы для создания купола: стержневые или пластинчатые; вид многогранника для выполнения разбиения: икосаэдр, октаэдр, тетраэдр; наименование объекта построения: сферический треугольник или полная сфера; при необходимости можно задать I-й II-й класс разбиения, которые характеризуют густоту разбиения.

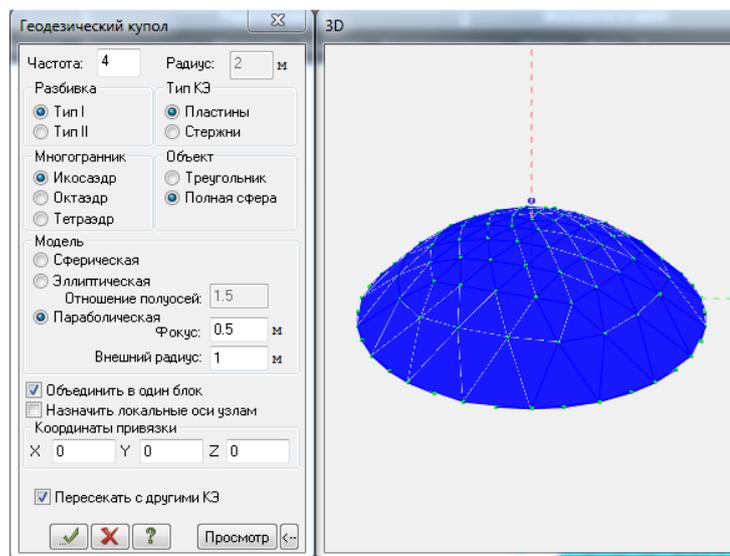


Рис. 2.23. Диалоговое окно и 3D-модель команды *геодезический купол*

В программном комплексе ЛИРА можно моделировать объемные (пространственные) рамы. В диалоговом окне *генерация пространственной рамы* можно задать: шаг колонн вдоль осей X и Y; плиты перекрытия с междуколонными балками-стержнями и с разбивкой этих стержней; задать фундаментную плиту (разбивку плиты на элементы, размеры свесов плиты и разбивку свесов на элементы); указать высоту этажей по оси Z, а также высотную привязку этажей, закрепить опорные узлы колонн.

На рисунке 2.24 представлены расчетная модель и 3D-модель монолитного здания колонной конструктивной системы, сформированные с использованием команды *пространственная рама*.

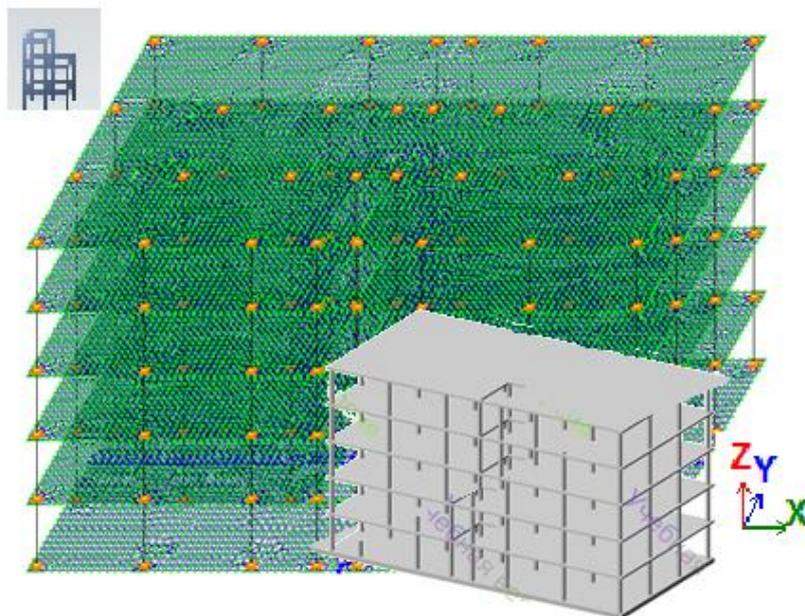


Рис. 2.24. Расчетная модель и 3D-модель монолитного здания колонной конструктивной системы, сформированные с использованием команды *пространственная рама*

Технология построения расчетной модели, например, включающей в себя два элемента: цилиндр и плита, при моделировании днища цилиндра из прямоугольной плиты предполагает выделение из плиты части, которая станет днищем цилиндра и части плиты вне опорной площади цилиндра, которую надо удалить как лишнюю в расчетной схеме.

Для построения днища цилиндра из прямоугольной плиты в программном комплексе ЛИРА предусмотрена команда *операции с блоками*, в данном случае операция *пересечь блоки*. Следует отметить, что при генерации плиты и цилиндра они моделируются как блоки. Кроме того, в блок можно собрать отдельно элементы расчетной схемы. После выделения собираемых в блок элементов надо выполнить действие *создать блок* из команды *операции с блоками*.

С *блоками* также можно произвести следующие действия (см. диалоговое окно команды рис. 2.25):

- *объединить* блоки в новый блок (отметить блоки в списке можно путем выделения блоков на расчетной схеме или путем отметки нескольких блоков в поле списка. Это выполняется левой кнопкой мыши при нажатой клавише CTRL);

- *перенумеровать* - упорядочить номера блоков в поле списка;
- *отменить* признак блока – снять статус блока с отмеченного в поле списка;

- *удалить* блоки, отмеченные в поле списка.

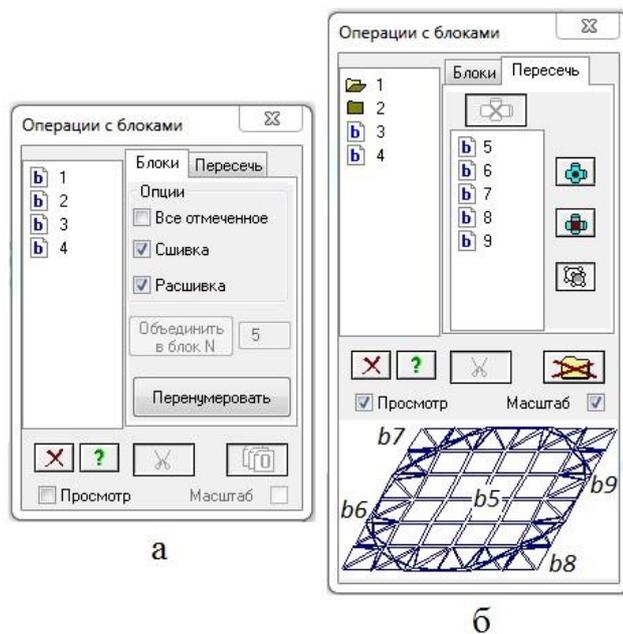


Рис. 2.25. Диалоговое окна команды *операции с блоками* b1, b2, b3, b4: а — закладка *блоки*; б — закладка *пересечь*

При выполнении команды *объединить* блоки можно установить флажок *все отмеченное*, тогда в новый блок объединятся не только блоки, отмеченные в поле списка, но также элементы, не входящие в блоки, но отмеченные на расчетной схеме.

Если установить флажок *сшивки*, то совпадающие узлы объединяемых блоков заменяются одним узлом (сшиваются).

Если установить флажок *расшивки*, то узлы нового блока, совпадающие с узлами, не входящими в этот блок, дублируются (расшиваются).

Операция *пересечь блоки* (рис. 2.25б) приведет к появлению новых блоков с новыми номерами в списке и согласованию сети конечных элементов в местах пересечения блоков. Так пересечение блока *b1* (плиты) и блока *b2* (цилиндра) привело к появлению в плите пяти блоков *b5...b9*, а в левом поле

списка обозначение блока  $b_1$  заменилось на *пиктограмму портфеля*. Портфель разворачивается двойным щелчком левой кнопки мыши. При этом в правом поле списка появляется перечень всех содержащихся в нем блоков. Для портфеля 1 — блоки  $b_5 \dots b_9$ . Для портфеля 2 — блок  $b_{10}$ .

В этом диалоговом окне также можно:

- отметить на схеме узлы пересечения с помощью кнопки *отметить узлы пересечения*;

- отметить на схеме элементы пересечения с помощью кнопки *отметить элементы пересечения*;

- отметить фрагмент схемы, в котором находятся узлы с совпадающими координатами с помощью кнопки *отметить область наложения элементов пересечения*;

- показать в левом поле списка все блоки  $b_3 \dots b_{10}$  с помощью кнопки *все блоки одним списком*;

- открыть окно визуализации отмеченного блока (в данном случае блоков портфеля 1) с помощью установленного флажка *просмотр*;

- регулировать масштаб отображения просматриваемого блока с помощью установленного флажка *масштаб*.

При выполнении расчета монолитного балочного перекрытия формирование расчетной схемы (рис. 2.26а) имеет свои особенности:

- сначала моделируется плиты;

- затем в местах расположения балок между узлами пластинчатых элементов плиты (например А и Б) прокладываются стержни (команда *добавить элемент*, закладка *стержень*, в диалоговом окне делаются отметки: *указать узлы курсором*, *учитывать промежуточные узлы*;

- после чего стержни-балки опускаются вниз (подвешиваются на жестких вставках) с использованием команды *жесткие вставки стержней*.

Следует отметить, что пластинчатые и стержневые элементы объединяются в расчетной схеме монолитного балочного перекрытия по горизонтальной линии, проходящей через центры тяжести поперечного сечения пли-

ты и балки, в результате чего верхние грани плиты и балок не совпадают. Необходимо опустить балку вниз на величину  $\Delta = (h_{\text{балки}} / 2) - (h_{\text{плиты}} / 2)$ .

В диалоговом окне *жесткие вставки стержней* (см. рис. 2.26б) указан вычисленный размер жестких вставки  $\Delta = (-0,1 \text{ м})$ . Знак «-» в размере жесткой вставки указывает на то, что с помощью жестких вставок балки-стержни опускаются вниз. Балки-стержни опускаются вниз вдоль местной оси Z1 конечных элементов плиты. Положительное направление оси Z1 — вверх. Жесткие вставки могут быть установлены в узлах на одном или на двух краях стержня.

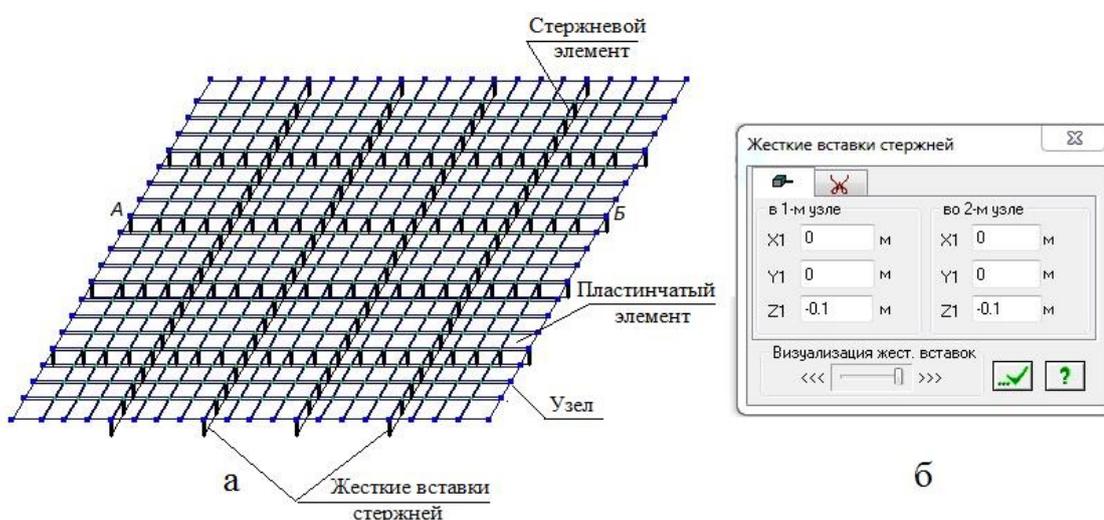


Рис. 2.26. Расчетная схема (а) и диалоговое окно команды *жесткие вставки стержней* (б) при моделировании монолитного балочного перекрытия

При проектировании плоского монолитного перекрытия в здании колонной конструктивной системы в зоне сопряжения плиты с колоннами может быть выполнено утолщение плиты (капитель).

Моделировать плоскую плиту перекрытия с капителями можно с использованием команды *жесткие вставки пластин*. На рисунке 2.27 представлен фрагмент пространственной модели перекрытия с капителью ( $h_{\text{плиты}} = 0,2 \text{ м}$ ,  $h_{\text{плиты капители}} = 0,5 \text{ м}$ ), а также диалоговое окно *жесткие вставки пластин*, в котором указываются размеры жестких вставок  $\Delta = (-0,15 \text{ м})$ .

При наличии отрицательной жесткой вставки пластинчатый элемент с направленной вверх местной осью Z1 будет опущен под узлы расчетной схе-

мы. В диалоговом окне *жесткие вставки пластин* направление перемещения вдоль оси  $Z1$  подразумевается.



Рис. 2.27. Фрагмент расчетной схемы (а) и диалоговое окно команды *жесткие вставки пластин* (б) при моделировании монолитного безбалочного перекрытия с капителями

Команда абсолютно жесткое тело (АЖТ) может использоваться при построении плоской расчетной схемы плиты перекрытия, опертой на колонны. В этом случае команда АЖТ позволяет моделировать тело колонн при закреплении плиты перекрытия в центре поперечного сечения колонн в базовом узле (см. рис. 2.27).

Диалоговое окно (рис. 2.28б) предназначено для моделирования работы фрагментов расчетной схемы как абсолютно жестких тел (АЖТ). Абсолютно жесткое тело АЖТ1 (номер АЖТ фиксируется *счетчиком жестких тел*), и включает в себя узлы № 19... №27.

Создание АЖТ выполняется при помощи отметки на схеме соответствующих узлов и присвоения одному из них (узлу №20) статуса базового узла.

Следует отметить, что после назначения базового узла все операции над АЖТ1 будут производятся только с базовым узлом №20, в данном случае - это закрепление базового узла №20 путем наложения связей в направлениях  $Z$ ,  $UX$ ,  $UY$  (жесткое сопряжение).

Диалоговое окно содержит счетчик номеров АЖТ и поле для ввода базового узла, принадлежащего текущему АЖТ. Предусмотрено три способа

назначения базового узла: отметить базовый узел первым; установить флажок *указать базовый узел* (в поле ввода номер базового узла появится автоматически); убрать флажок *указать базовый узел* и указать номер узла в поле ввода.

Назначенный базовый узел окрашен на схеме желтым цветом. В диалоговом окне команды АЖТ предусматривается также удаление созданного абсолютно жесткого тела.

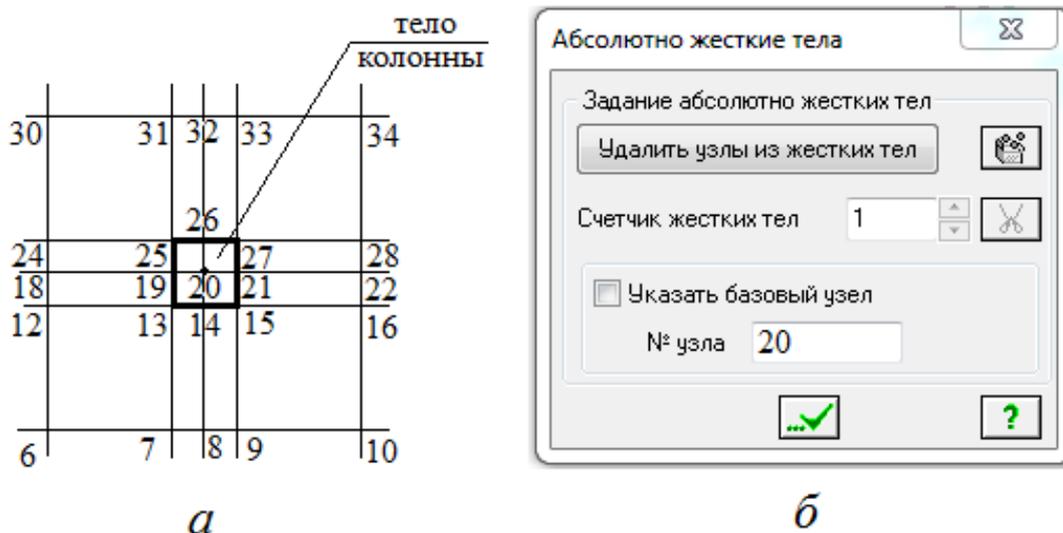


Рис.2.28. Фрагмент расчетной схемы (а) и диалоговое окно команды АЖТ (б)

**2.4. Расчеты железобетонных конструкций расчетной схемы с учетом нелинейности.. Построение пространственной расчетной схемы здание-основание с использованием модуля ГРУНТ. Расчеты пространственной модели здания при задании пульсационной составляющей ветровой нагрузки. Построение компьютерной модели для этапа возведения здания.**

Моделирование геометрической и физической нелинейности при расчете плоской рамы, выделенной в здании стеновой конструктивной системы, связано с необходимостью учета изменяющейся геометрии конструкции и изменяющегося значения модуля упругости бетона по мере возрастания напряжений в конструктивных элементах рамы.

При выполнении компьютерного расчета в программном комплексе ЛИРА для решения геометрически и физически нелинейных задач строительной механики шаговым методом используется процессор ЛИР-СТЕП.

Механизм реализации учета физической нелинейности при выполнении компьютерного расчета железобетонных конструкций заключается в следующем. Так как бетон является неупругим материалом, то прямая упругих деформаций на графике зависимости  $\sigma_b - \varepsilon_b$  будет иметь место лишь в пределах изменения напряжений в бетоне от  $\sigma_b = 0$  до  $\sigma_b = 0,2 \dots 0,3 R_{b,n}$  (нормативного сопротивления бетона сжатию).

Прямая упругих деформаций определяет начальный модуль упругости бетона (см. рис. 2.17а):

$$E_b = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_1} = \operatorname{tg} \alpha .$$

Начальный модуль упругости определяется по назначенному классу бетона для проектируемой конструкции здания (таблица ПЗ *Приложения*).

Значения модуля упругости для точек криволинейного участка графика могут быть вычислены после описания диаграммы  $\sigma_b - \varepsilon_b$  в виде функции. При выполнении компьютерного расчета железобетонных конструкций с использованием программного комплекса ЛИРА, из библиотеки законов нелинейного деформирования материалов выбирается закон нелинейного деформирования, например № 21 библиотеки законов - экспоненциальный (нормативная прочность) закон деформирования. В диалоговом окне *законы нелинейного деформирования материалов* (рис. 2.17б) при выборе закона № 21 необходимо указать класс бетона (В25) и тип бетона (ТА - тяжелый бетон атмосферного твердения). Для других законов деформирования, например № 15 - экспоненциальный закон деформирования железобетона, указываются параметры ( $E_b, \sigma_b, \varepsilon_b, \sigma_{bt}, \varepsilon_{bt}$ ).

При проведении расчета матрица жесткости линеаризованной физически нелинейной системы формируется на основании переменных интегральных жесткостей, получаемых при решении упругой задачи на конкретном

шаге. Количество шагов задается пользователем. На рисунке 2.29а показаны назначенные четыре шага и касательные модули для каждого из шагов.

В соответствии с рекомендациями СП 63.13330.2012 в качестве диаграмм  $\sigma_b - \epsilon_b$  наряду с криволинейными диаграммами могут быть использованы двух и трехлинейные упрощенные кусочно-линейные диаграммы с параметрами, отвечающими поведению бетона.

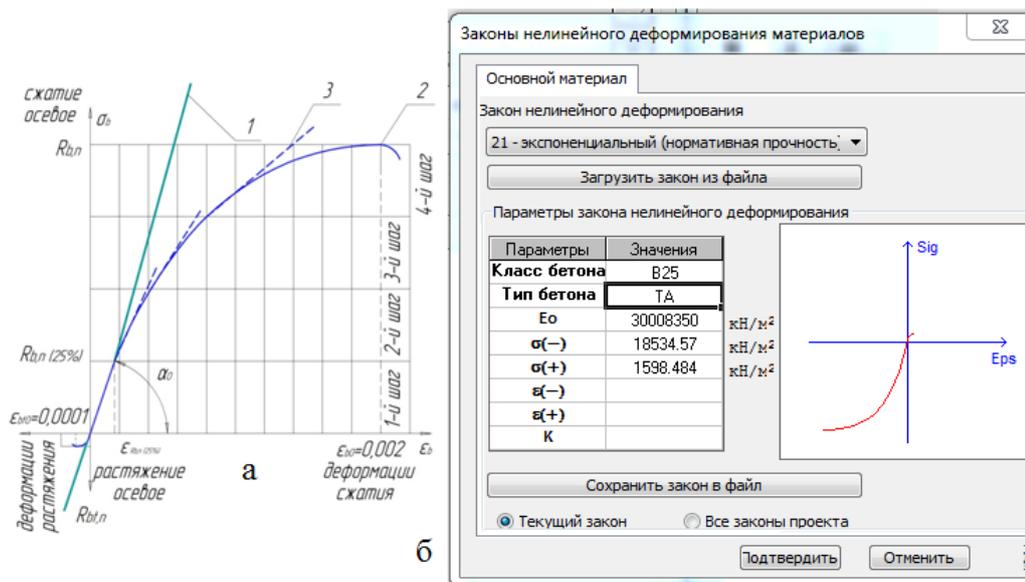


Рис. 2.29. График зависимости  $\sigma_b = E \times \epsilon_b$  (а) и диалоговое окно для задания закона нелинейного деформирования основного материала - бетона (б): 1 – прямая упругих деформаций; 2 – кривая зависимости  $\sigma_b - \epsilon_b$ ; 3 – касательный модуль для 4-го шага

На рисунке 2.30 приведены трехлинейная (а) и двухлинейная (б) расчетные диаграммы сжатого бетона.

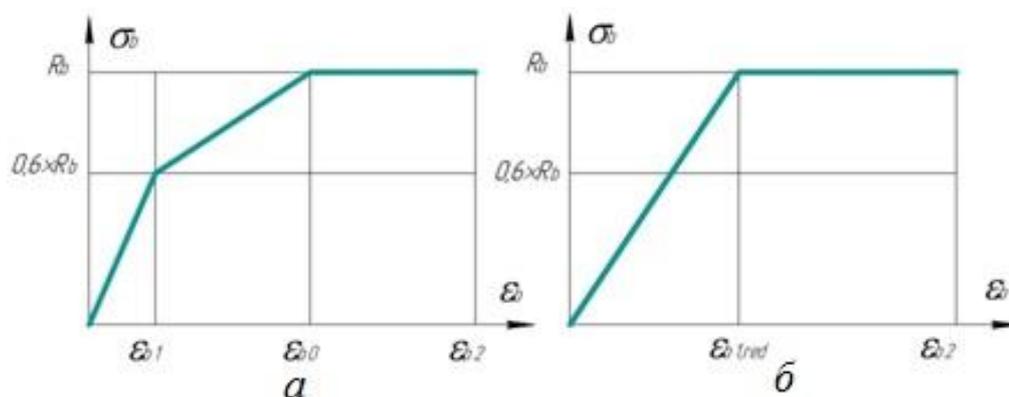


Рис. 2.30. Трехлинейная и двухлинейная кусочно-линейные диаграммы сжатого бетона

После задания закона нелинейного деформирования основного материала (бетона) следует описать (задать) закон нелинейного деформирования армирующего материала (например, арматура класса А400).

На рисунке 2.31 представлен график зависимости  $\sigma - \varepsilon$  горячекатаной арматуры класса А400 (а) и диалоговое окно для задания закона нелинейного деформирования армирующего материала (б).

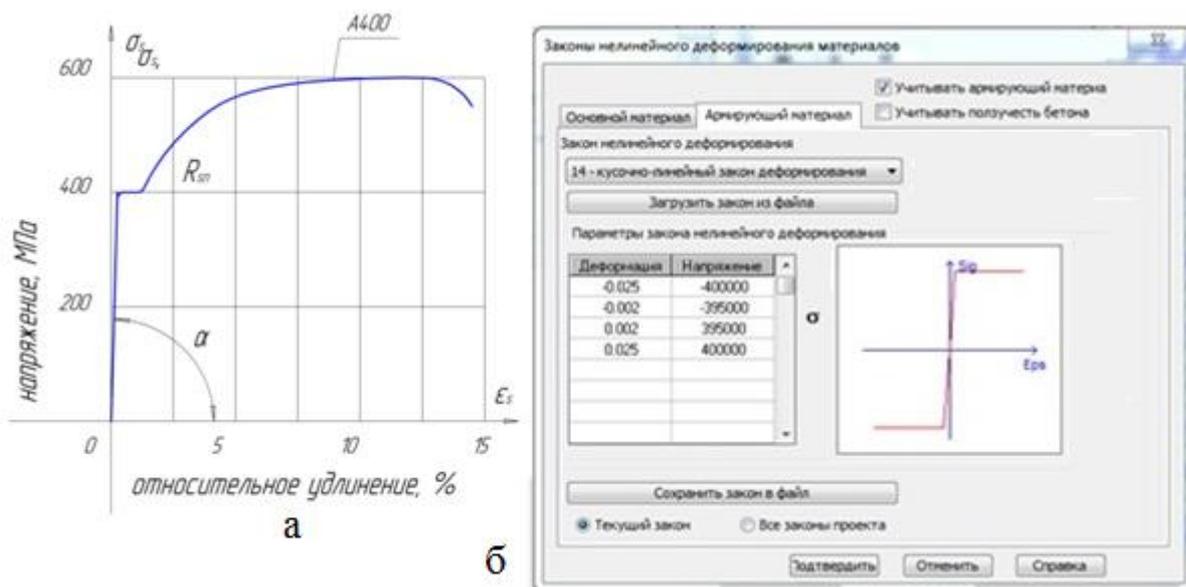


Рис. 2.31. Графики зависимости  $\sigma_s - \varepsilon_s$  для горячекатаной арматуры класса А400 (а) и диалоговое окно для задания закона нелинейного деформирования армирующего материала (б)

В качестве расчетной диаграммы состояния (деформирования) арматуры, устанавливающей связь между напряжениями  $\sigma_s$  и относительными деформациями  $\varepsilon_s$  для арматуры с физическим пределом текучести классов А400, А500, В500, используется двухлинейная диаграмма без учета упрочнения за площадкой текучести.

На рисунке 2.31б приведена трехлинейная диаграмма. Для сближения трехлинейной и двухлинейной диаграммы задаются  $\sigma_1^- \approx \sigma_2^-$  и  $\sigma_3^+ \approx \sigma_4^+$ , и вводятся следующие параметры диаграммы состояния арматуры на рисунке 5.1.2б:  $\sigma_1^- = -400000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varepsilon_1^- = -0,025$ ;  $\sigma_2^- = -395000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varepsilon_2^- = -0,002$ ;  $\sigma_3^+ = 395000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varepsilon_3^+ = 0,002$ ;  $\sigma_4^+ = 400000 \text{ кН/м}^2$ ,  $\varepsilon_4^+ = 0,025$ .

Для выполнения нелинейного расчета необходимо описать армирование конструктивных элементов расчетной схемы. Например, для описания

армирования стержня-колонны (рис. 2.32) выбирается: тип дробления поперечного сечения; затем для выбранного описания армирования задается площадь и координаты расположения арматурных стержней (см. рис. 2.32).

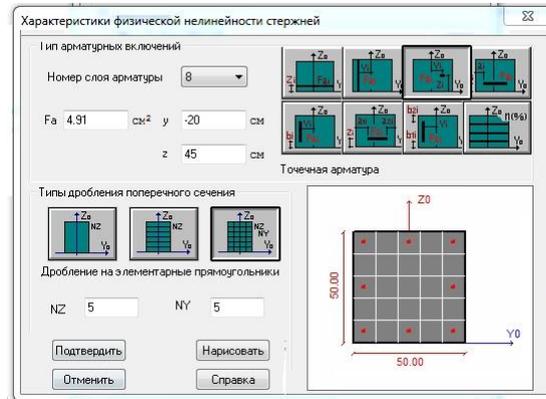


Рис. 2.32. Описание армирование конструктивных элементов (стержня-колонны) расчетной схемы

Созданная плоская расчетная схема составлена из конечных элементов КЭ10. Однако жесткость с учетом нелинейности может быть присвоена только конечным элементам определенного типа.

Конечный элемент К210 является физически нелинейным конечным элементом. Для замены КЭ10 на КЭ210 необходимо выполнить следующие действия: *редактирование*  $\Rightarrow$  *смена типа конечного элемента*.

В диалоговом окне *моделирование нелинейного нагружения конструкции* из шести загрузений формируется история нагружения.

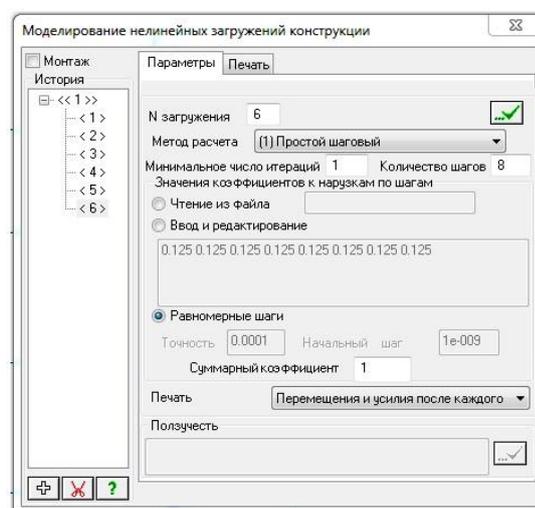


Рис. 2.33. Формирование истории нагружения

Результаты расчета в программе ЛИР-СТЕП можно получить через диалоговое окно *параметры расчетного процессора* (см. рис.2.34), которое открывается в режиме *расчет* при обращении к команде *параметры расчетного процессора*.

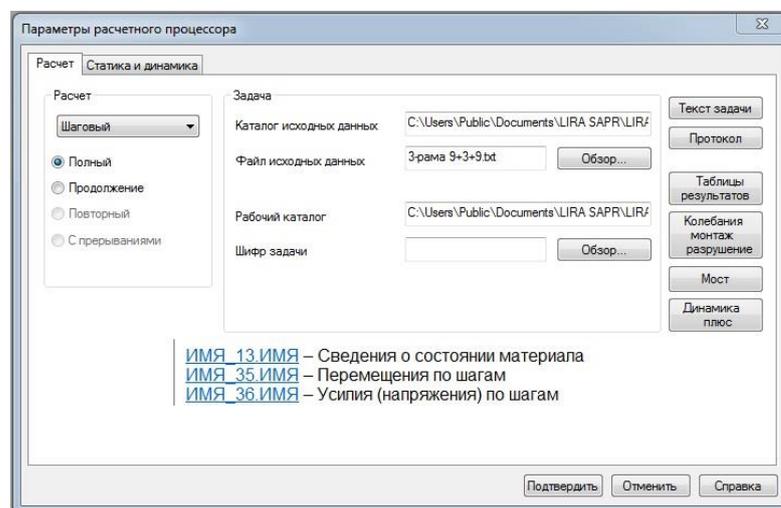


Рис. 2.34. Результаты расчета в программе ЛИР-СТЕП (диалоговое окно *параметры расчетного процессора*)

В программном комплексе ЛИРА предоставляется возможность выполнять расчет на динамические воздействия.

При формировании таблицы в *редакторе загрузений* задается вид загрузки, например, сейсмическое или мгновенное (для пульсационной составляющей ветровой нагрузки). Затем в диалоговом окне *задание характеристик для расчета на динамические воздействия* для выбранного в диалоговом окне типа динамического загрузения описываются его параметры. Кроме того, заполняется диалоговое окно *формирование динамических загрузений из статических*, в котором связываются номера таких вертикальных нагрузок на расчетную схему, как собственный вес несущих конструкций и частей здания, временных нагрузок на перекрытие и снеговой нагрузки на покрытие с номером динамического загрузения.

Эти диалоговые окна открываются в режиме *расчет* при обращении к команде *таблица динамических нагрузжений* и команде *учет статических нагрузжений*

После уточнение вида динамического нагружения и описания его параметров в таблице нагружений для динамических нагружений выводится краткое обозначение модуля динамики: ПУЛЬС – пульсация, ГАРМ – гармоническое, УДАР – ударное, СЕЙСМ – сеймика и АКСЕЛ – акселерограмма. При этом цвет шрифта, которым отображается имя нагружения становится фиолетовым.

## ***2.5. Построение пространственной расчетной схемы здание-основание с использованием модуля грунт***

После построения расчетной схемы монолитного многоэтажного здания, каркас которого опирается на фундаментную плиту (см.рис.2.24), необходимо задать для конечных элементов фундаментной плиты коэффициенты постели  $C1$  и  $C2$ .

В диалоговом окне команды *задание коэффициентов  $C1$  и  $C2$*  может быть реализовано тремя вариантами:

- в поле 1 диалогового окна команды (рис.2.35а) необходимо ввести в соответствующие поле значения коэффициентов  $C1$  и  $C2$ . Значение коэффициентов упругого основания  $C1$  и  $C2$  можно определить приближенно в зависимости от вида грунта по таблице 2.4 и использовать на начальных этапах проектирования;

- в поле 2 диалогового окна команды надо воспользоваться кнопкой *Расчет  $C1$ ,  $C2$*  и задать последовательно в двух вложенных диалоговых окнах информацию по конструктивному решению фундаментной плиты и геологии основания под ней. При этом необходимо располагать сведениями о сосредоточенной вертикальной нагрузке на подошву фундаментной плиты. После выполнения вычислений заполняется поле 1 (рис.2.35в).

Вид грунта	Коэффициент упругого основания (на сжатие)	Коэффициент упругого основания (на сдвиг)	Коэффициент поперечной деформации	Модуль упругости, МПа	Расчетное сопротивление грунта
	C1, кН/м <sup>3</sup>	C2, кН/м	$\nu$	E, МПа	R, МПа
Крупнообломочные грунты	$(5..10) \times 10^4$	$C2 = \frac{C1 \times H_c^2 (1 - 2\nu^2)}{6(1 + 2\nu)}$	0,27	40...60	0,35...0,6
Пески и супеси	$(1...4) \times 10^4$		0,30...0,35	18...50	0,1...0,5
Суглинки	$(2...6) \times 10^4$		0,35...0,37	16...33	0,1...0,3
Глины твердые полутвердые пластичные	$(10...20) \times 10^4$		0,2...0,3	12...28	0,4...0,6
	$(1...4) \times 10^4$		0,3...0,38	9...24	0,2...0,5
				0,38...0,45	7...16

$H_c$  - средняя глубина сжимаемой толщи под фундаментной плитой, при ширине фундамента  $b=1...5$  м  $H_c=2,5$  м, при  $b=10$  м  $H_c=5$  м, при  $b=20$  м  $H_c=6$  м, при  $b=30$  м  $H_c=7$  м, при  $b=40$  м  $H_c=8$  м, при  $b=50$  м  $H_c=9$  м, при  $b=100$  м  $H_c=10$  м,

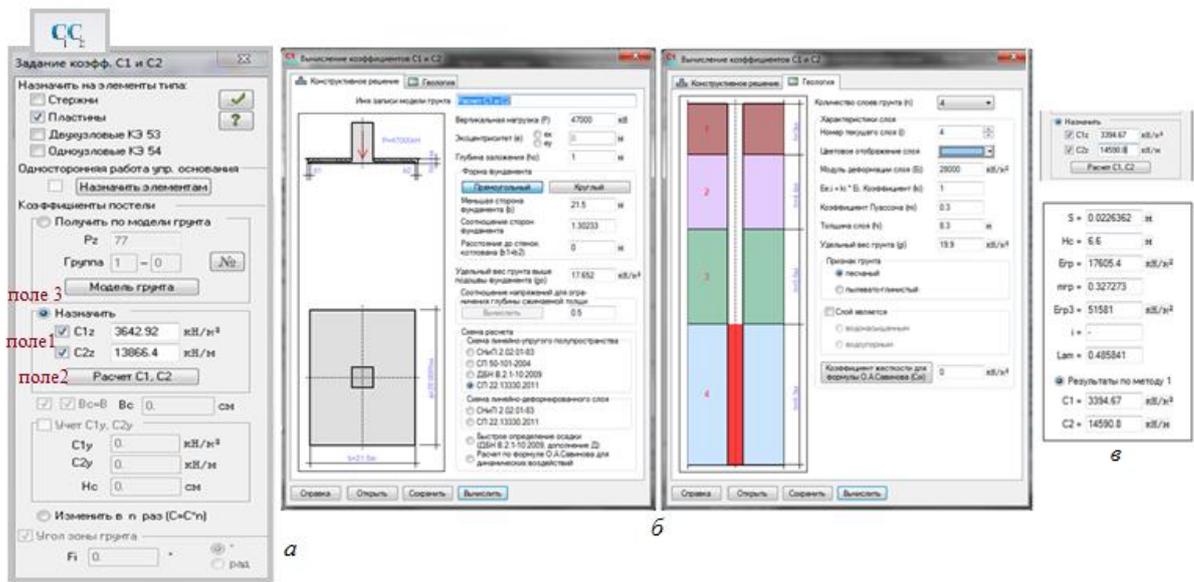


Рис. 2.35. Последовательность определения коэффициентов постели C1 и C2 для фундаментной плиты здания: а – диалоговое окно команды *Задание коэффициентов C1 и C2*, б – вложенные диалоговые окна *конструктивное решение* и *геология*, в – результаты определения коэффициентов постели C1 и C2 с занесением в поле 1

Технические характеристики слоев грунта под подошвой фундамента рассчитываемого здания могут быть такими, как приведены в таблице 2.5.

Таблица 2.5

Технические характеристики слоев грунта под подошвой фундамента				
Толщина слоя, м	Наименование грунта	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформации E, МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$
3,0	Песок мелкий	18,7	22	0,3
4,4	Суглинок мягкопластичный $I_L = 0,6$	19,6	15	0,35
5,6	Суглинок моренный $I_L =$	20,7	40	0,35

	0,4			
8,3	Песок пылеватый	19,9	28	0,3

- в поле 3 диалогового окна команды необходимо указать, что коэффициенты постели следует *Получить по модели грунта*, после чего станет возможно задать нагрузку, передаваемую плитой на грунт основания, для чего необходимо выделить фундаментную плиту и задать равномерно распределенную нагрузку  $P_z$ . В самом простом варианте задается одинаковая нагрузка  $P_z$  на основание, но также возможно последовательно выделять фрагменты плиты и, перебирая *группы* в поле 3, задавать нагрузку для выделяемого фрагмента фундаментной плиты. После нажатия на кнопку *Модель грунта* и заполнения первого блока диалогового окна (рис. 2.36) выполняется переход в программный модуль *Грунт*. Диалоговое окно предназначено для вызова и управления параметрами работы программного модуля *Грунт*. При первоначальном обращении после нажатия на кнопку *Подключить модуль грунта* в диалоговое окно вносится имя рассчитываемой задачи. Если файл грунта уже создан, то вход в него осуществляется нажатием на кнопку *Редактировать модель грунта*. Можно также воспользоваться командой *Отключить модель грунта*. С помощью кнопки *Получить модель грунта из системы Грунт* модель грунта копируется в текущую задачу ЛИРА-САПР (система *Грунт* открыта для редактирования). Кнопка *Пересчитать C1, C2* предназначена для вычисления  $C1, C2$  непосредственно в текущей задаче ЛИРА-САПР (система *Грунт* закрыта для редактирования). Кроме возможности в диалоговом окне задавать команды через кнопки, в нем предусмотрена установка флажков:

- *Передать в Грунт плиты с ненулевым  $P_z$  как группу нагрузок* (позволяет управлять импортом нагрузки или нагрузок  $P_z$ );
- *Не обновлять нагрузки на грунт* (устанавливается после назначения нагрузок  $P_z$  для всех конечных элементов рассчитываемой фундаментной плиты);
- *Передать параметры из закладки "Расчет C1, C2"* (при выборе одного из методов расчета  $C1, C2$ );

- Разместить расчетную схему на модели грунта согласно закладке "Привязка" (привязка выполняется во втором блоке диалогового окна – см. рис. 2.37).

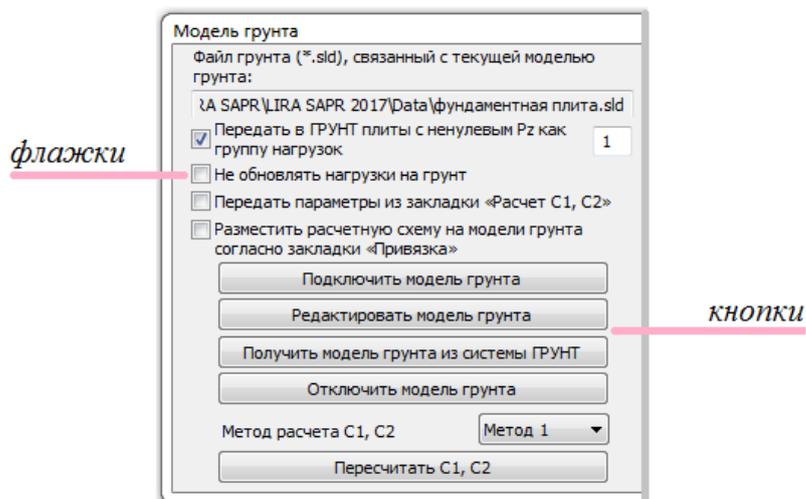


Рис. 2.36 Диалоговое окно (первый блок) для вызова и управления параметрами работы программного модуля *Грунт*, выбора метода вычисления коэффициентов постели, выполнения их расчета и пересчета

Во втором блоке диалогового окна на рис.2.37 имеется две закладки *Расчет C1, C2* и *Привязка*.

В первой закладке *Расчет C1, C2* можно указать нормативный документ, в соответствии с которым будут определяться коэффициенты постели. При этом надо указать параметры расчета. Здесь можно также установить флажки:

- *Вес грунта выше отметки приложения нагрузки*, то есть учесть вес выше подошвы фундамента;
- *Вычислить результаты в пределах площадки импортированных нагрузок по укрупненной прямоугольной сетке* (в открывающемся окне ввести шаг сетки в м);
- *Заменить смежные и близкие по величине нагрузки одной нагрузкой с усредненным значением* (открывается доступ к счетчику диапазонов объединяемых нагрузок с выбором требуемого числа).

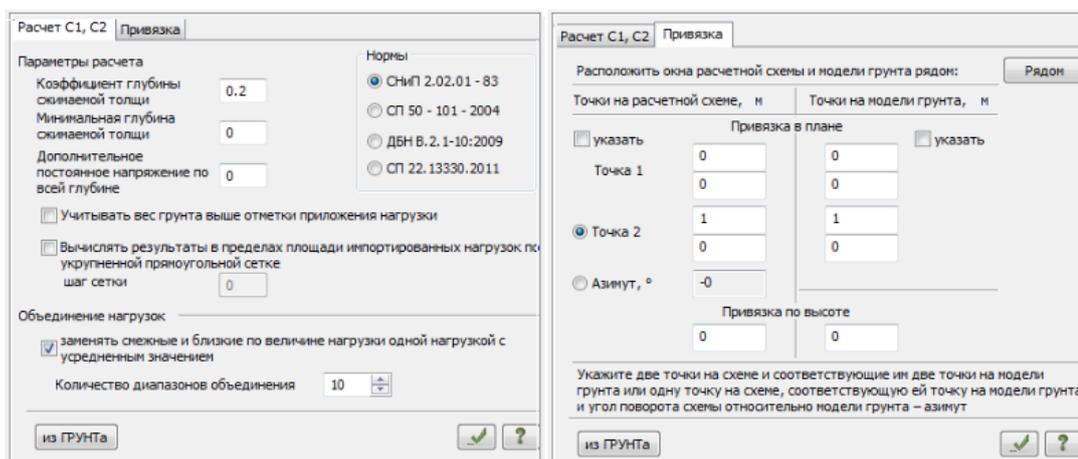


Рис. 2.37. Диалоговое окно (второй блок) с двумя закладками для выполнения расчетов коэффициентов постели и для увязки координат расчетной схемы и модели грунта

С использованием кнопки *из Грунта* можно получить измененные параметры модели грунта из системы *Грунт*. При обращении к кнопке *Рядом* на экране можно расположить расчетную схему и модель грунта и при установленных флажках *Указать* отметить на расчетной схеме и модели грунта два соответствующих узла. Для расчетной схемы поле ввода *Привязки по высоте* заполняется автоматически, а для модели грунта требуется заполнение соответствующего поля ввода.

После задания в диалоговом окне *Модели грунта* требуемых параметров можно перейти в окно программного модуля (системы) *Грунт*, представленное на рис.2.38. Модель грунта на рисунке привязана к разбивочной сети расчетной модели. В системе *Грунт* предусмотрена также команда *Сети*, в диалоговом окне которой можно задать сетку (сетки) для всей модели грунта или ее частей (рис.2.39а). Отметка флажка *Верхняя* подавляет рисование точек других сетей модели грунта при пересечении их с текущей сетью.

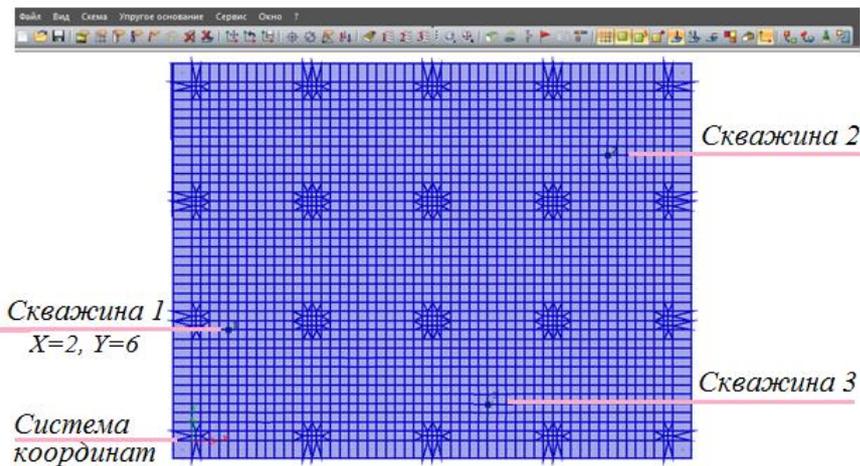


Рис. 2.38. Окно программного модуля (системы) *Грунт* с расположением трех скважин в обозначенной системе координат

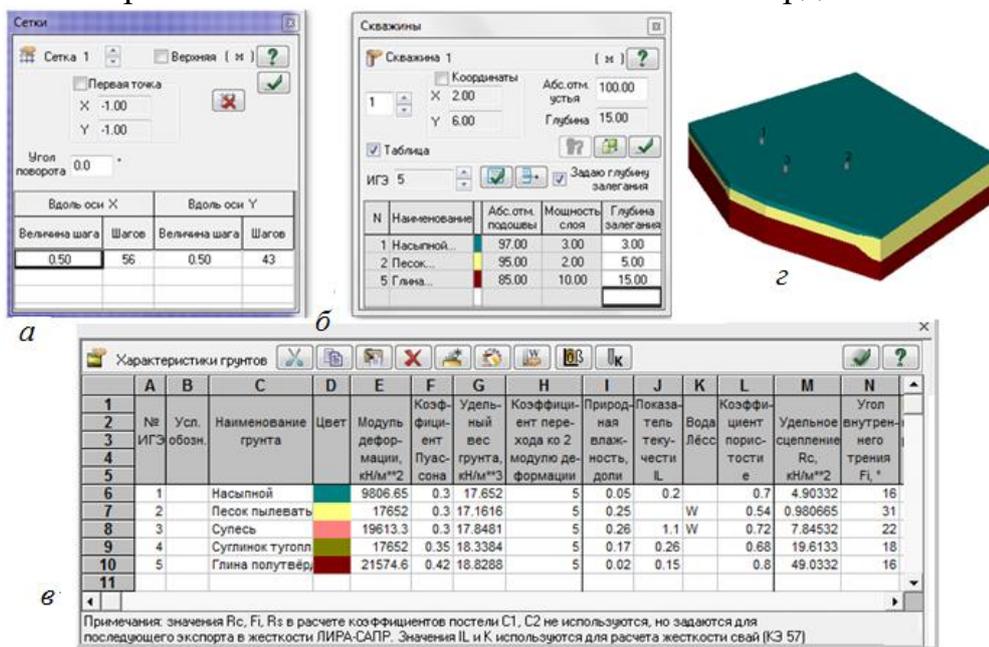


Рис. 2.39. К созданию файла модели грунта основания для расчетной схемы монолитного каркасного здания: *а, б* – диалоговые окна команд *Сетки* и *Скважины*, *в* – таблица *Характеристики грунтов*, *г* – представление модели грунта в 3D-графике

С использованием команды *Скважины* можно описать грунт основания в предварительно расставленных скважинах. Для построения модели грунта должны быть заданы хотя бы одна скважина и один слой грунта в ней. Скважины задаются по координатам X, Y относительно текущего положения системы координат в диалоговом окне команды *Скважины* (рис.2.39б). Геология скважины задается в таблице. С помощью счетчика *инженерно-геологический элемент* (ИГЭ) для текущей строки последовательным перебором выбирается грунт слоя из списка ИГЭ. Этот список предварительно

должен быть задан в таблице *Характеристики грунтов* (рис. 2.39в). В последней ячейке таблицы с описанием геологии скважины указывается глубина залегания слоя или абсолютная отметка подошвы слоя в зависимости от состояния флажка. На рис. 2.39г представлена модель грунта в 3D-графике.

Таким образом, значение коэффициентов постели  $C1$  и  $C2$  вычисляемых через систему *Грунт*, будут разными для конечных элементов фундаментной плиты, так как в системе *Грунт* можно подробно описать нагрузки на грунтовое основание фундаментной плиты и, располагая скважины в пределах площади фундаментной плиты, задавать и корректировать технические характеристики слоев грунта в назначенных скважинах.

Результаты определения коэффициентов постели  $C1$  и  $C2$ , а также напряжений  $R_z$  с использованием модуля грунта в графическом представлении приведены на рис. 2.40.

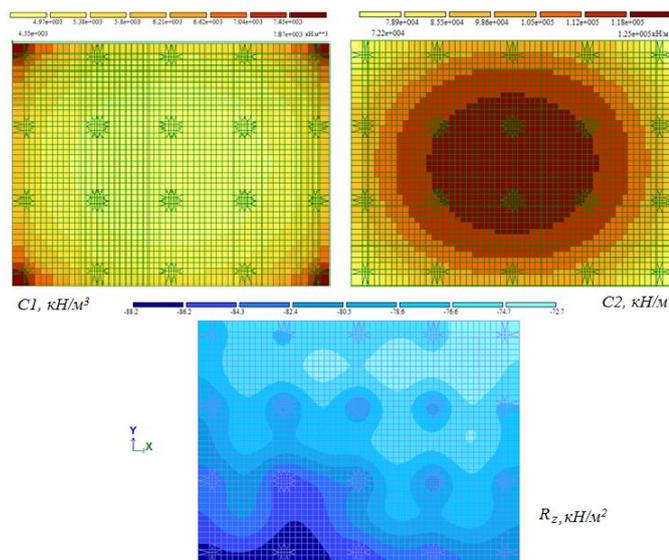


Рис. 2.40. Результаты определения изополя напряжений  $R_z$ ,  $\text{кН/м}^2$  под подошвой фундаментной плиты; коэффициентов постели  $C1$   $\text{кН/м}^3$ ,  $C2$   $\text{кН/м}$  для присвоения конечным элементам фундаментной плиты с использованием системы *Грунт*

## 2.6. Расчеты пространственной модели здания при задании пульсационной составляющей ветровой нагрузки

Динамические (пульсационные) составляющие ветровой нагрузки по направлениям  $X$  и  $Y$  строятся на основе статических составляющих по

направлениям  $X$  и  $Y$ . Статические загрузки (№9) и по (№11) объявляются как неактивные, а пульсационные загрузки (№10) и по (№12) – как мгновенные. На рис. 2.41а приведен пример заполнения таблицы динамических загрузок при пульсационном воздействии ветровой нагрузки на здание. Указывается связь пульсационного нагружения (в примере №12) со статическим нагружением (в примере №11). Кроме того, должно быть задано количество учитываемых форм колебаний.

С соответствии с СП 20.13330.2016 при выполнении расчета с учетом пульсационных ветровых воздействий допускается учитывать динамическую реакцию здания по трем первым формам колебаний. В общем случае количество учитываемых форм колебаний  $s$  связано с ветровым районом для площадки строительства здания. В табл. 2.6 приведены предельные значения частоты собственных колебаний в I...VI ветровых районах для железобетонных и каменных зданий. Значение логарифмического декремента колебаний  $\delta$  для железобетонных и каменных зданий составляет 0,3. Количество учитываемых форм колебаний  $s$  или пульсационных составляющих ветровой нагрузки определяется в ПК ЛИРА автоматически из условия  $f_s < f_{lm} < f_{s+1}$ . Например, можно задать в таблице динамических загрузок  $s=10$ . По результатам расчета пространственной рамы можно получить значения частот колебаний для всех заданных десяти форм колебаний и проверить выполнение условия  $f_s < f_{lm} < f_{s+1}$ .

Таблица 2.6

Ветровой район	Предельное значение собственной частоты $f_{lm}$	Ветровой район	Предельное значение собственной частоты $f_{lm}$
I	0,95	VI	1,4
II	1,1	V	1,6
III	1,2	VI	1,7

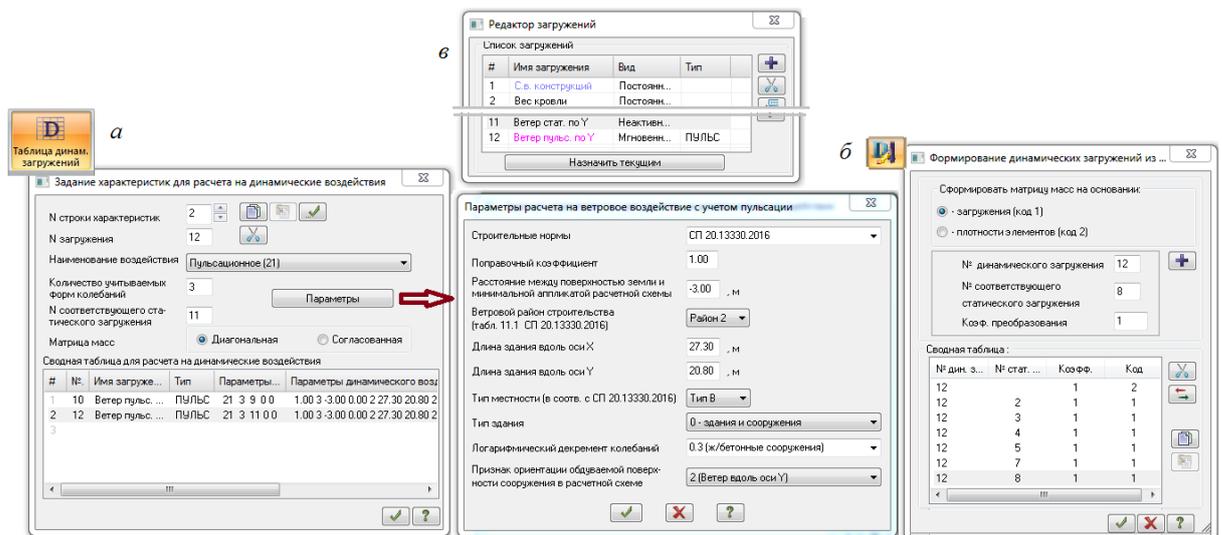


Рис. 2.41. Последовательность описания динамического (пульсационного) воздействия ветра на расчетную модель по направлению глобальных осей X и Y: а – задание характеристик и параметров, б – формирование динамических нагружений из статических, в – представление пульсационной ветровой нагрузки в редакторе загружений после ее описания как динамического (пульсационного) воздействия

После перечисления всех нагрузок в редакторе загружений при активации каждого из нагружений выполняется приложение нагрузок к узлам и элементам расчетной схемы, после чего записи нагружений становятся четкими, надпись в строке 1 становится сиреневой (нагрузка задана по команде *добавить собственный вес*), а надпись в строке 12 после задания характеристик для расчета на пульсационное ветровое воздействие (см. рис.2.41в) окрашивается в фиолетовый цвет и в столбце *тип* появится запись ПУЛЬС.

Кроме того, для задания пульсационной составляющей ветровой нагрузки необходимо сформировать динамическое нагружение из статических вертикальных нагрузок, перечисленных в редакторе загружений (рис.2.41б). При этом у перечисляемых нагрузок будут разные коды: 2– для нагрузки, задаваемой по команде *добавить собственный вес*, 1 – для всех остальных нагрузок. Следует отметить, что собственные частоты допускается определять при действии нормативных значений учитываемых нагрузок, поэтому в качестве коэффициентов преобразования выступают коэффициенты надежности по соответствующей нагрузке.

## 2.7. Построение компьютерной модели для этапа возведения здания

На рис.2.42 представлены диалоговые окна, в которых для предварительно созданной рамы задаются четыре стадии ее возведения. Сначала в диалоговом окне команды *редактора загрузжений* последовательно записываются четыре стадии загрузки, затем дополнительно вызывается диалоговое окно команды *моделирование нелинейного загрузжения конструкции* (закладка *стадии*). Таким образом, на поле компьютера должны быть расположены два диалоговых окна и расчетная схема рамы. Теперь в диалоговом окне команды *моделирование нелинейного загрузжения конструкции* надо, перебирая стадии, выделять части расчетной схемы, которые входят в ту или иную стадию. При этом счетчик стадий должен быть установлен для текущей стадии. Также во *флагах рисования* сделать отметку *показать стадии* монтажа (см.рис.2.42). После ранжирование частей расчетной схемы по стадиям возведения в диалоговом окне команды *редактора загрузжений* перечень стадий загрузки проявляется. Теперь можно приложить нагрузки, которые имеют место при возведении здания, и выполнить расчет на каждой стадии возведения

. Перед выполнением расчета при упаковке расчетной схемы должна быть установлена отметка *не сшивать*, так как расчетная схема теперь разбита по стадиям возведения (см.рис.2.42).

В диалоговом окне команды *моделирование нелинейного загрузжения конструкции* (закладка *стадии*) можно увидеть список монтируемых для рассматриваемой стадии возведения здания элементов, среди которых могут быть, например, монтажные стойки, которые на последующих стадиях возведения могут быть демонтированы. Демонтируемые элементы отражаются в соответствующем списке.

На рис.2.43а показано построение расчетной схемы. Признак расчетной схема – 5, колонны с размером поперечного сечения 30×30 см, ригель 30×45 см, монтажные стойки 10×10 см (марка по средней плотности D1000). Первоначально задается расчетная схема законченного здания. Она соберет

как монтируемые, так и демонтируемые элементы. При этом демонтаж элементов может быть выполнен только один раз.

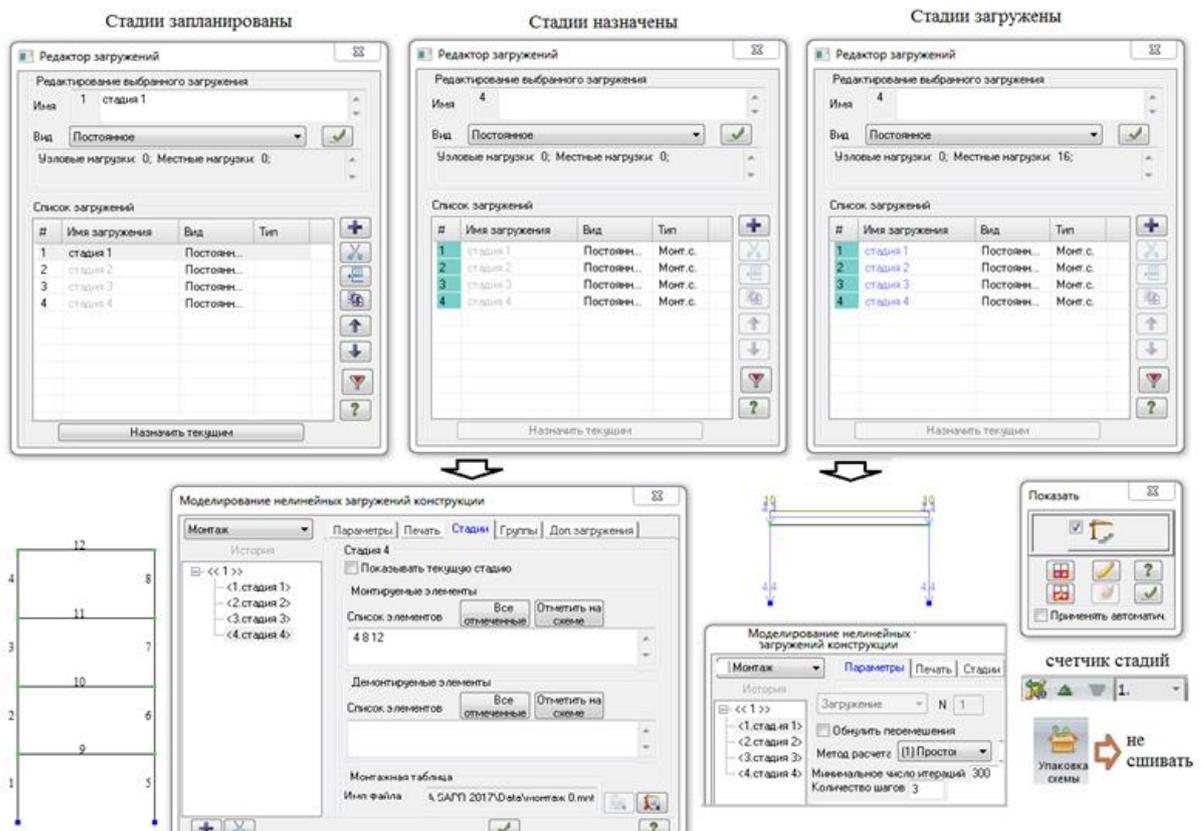


Рис.2.42. Последовательность задания исходных данных при компьютерном расчете с учетом стадийности возведения здания

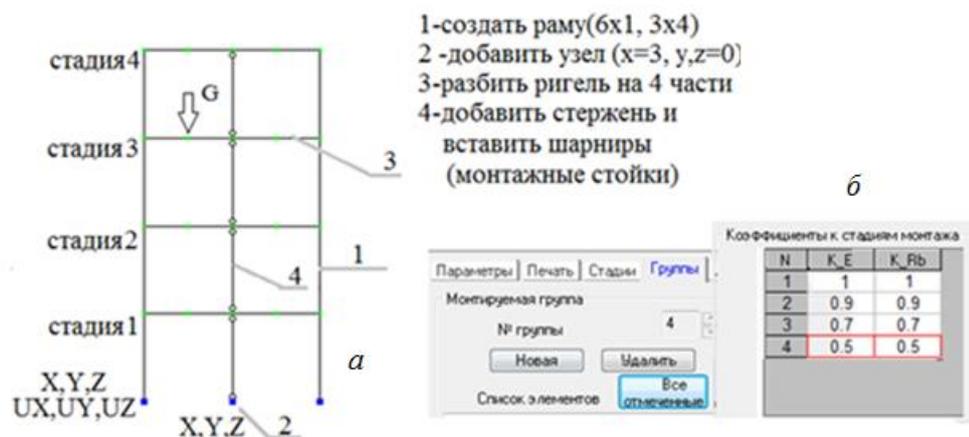


Рис.2.43. Построение расчетной схемы (а), задание коэффициентов к прочностным и деформационным характеристикам бетона для стадий монтажа, для которых набор прочности еще не реализовался.

**2.8. Представление результатов компьютерного расчета в виде отчета в составе расчетного раздела проекта зданий и сооружений . Подбор арматуры для элементов расчетной схемы.**

После удачного завершения расчета необходимо перейти в окно графической среды режима *анализ (расширенный анализ)*. Перечень и назначение кнопок этого меню операций приведены в таблице 2.7.

Результаты расчета могут быть представлены в графической или в табличной форме. Также может быть сформирован отчет по результатам принятого расчета. Для представления результатов расчета используется модуль – *документатор*.

Таблица 2.7

Кнопки меню операций (режим - результаты расчета)

№ п/п	Кнопки	Наименование	Примечание
1		1 - переход в окно документатора, 2 - копирование для документатора,	Экран документатора позволяет: - открывать листы для последующего размещения на них результатов расчета ( <i>редактировать</i> ⇒ <i>ввести новый лист</i> ); - размещать на листе скопированную для документатора информацию ( <i>редактировать</i> ⇒ <i>разместить копию</i> ). Копию можно двигать по листу, уменьшать или увеличивать ее размеры; - выполнять следующие действия: заполнять или убирать штамп; на листах размещать текст ( <i>редактировать</i> ⇒ <i>текст</i> ); сохранять и выводить на печать созданные в графическом редакторе листы.
2		3 - интерактивные таблицы, 4 - пояснительная записка, 5 - отчет	Кроме интерактивных таблиц можно вызвать стандартные таблицы: <i>окно</i> ⇒ <i>стандартные таблицы</i> ⇒ выбрать, например, <i>усилия</i> . Пояснительная записка формируется автоматически
3		1 - исходная схема, 2 - исходная и деформированная схемы,	Численные значения перемещений: <i>деформации</i> ⇒ <i>в глобальной системе</i> ⇒ <i>узловые перемещения (изополя перемещений)</i>

4	 <p>1 2 3</p>	<p>1 - эпюры усилий с стержнях,  2 - изополя напряжений в пластинчатых элемента,  3 - эпюра по сечению пластинчатого элемента</p>	<p>После обращения к кнопке, например, <i>эпюры усилий в стержнях</i> можно для расчетной схемы построить эпюры N, Q, M. Затем можно распечатать эпюры через документатор или, используя стандартные программы Paint и Ножницы, сформировать графические файлы</p>
---	--	---	--

При обращении к команде *флаги рисования* открывается диалоговое окно (см.рис. 2.44), в котором можно сделать отметку для отображения на расчетной схеме необходимой информации.

Так, можно показать на расчетной схеме номера узлов и элементов расчетной схемы. Такая информация может быть полезна при табличной форме представления результатов статического расчета, а также результатов подбора арматуры для связи результатов в таблице с элементами расчетной схемы.

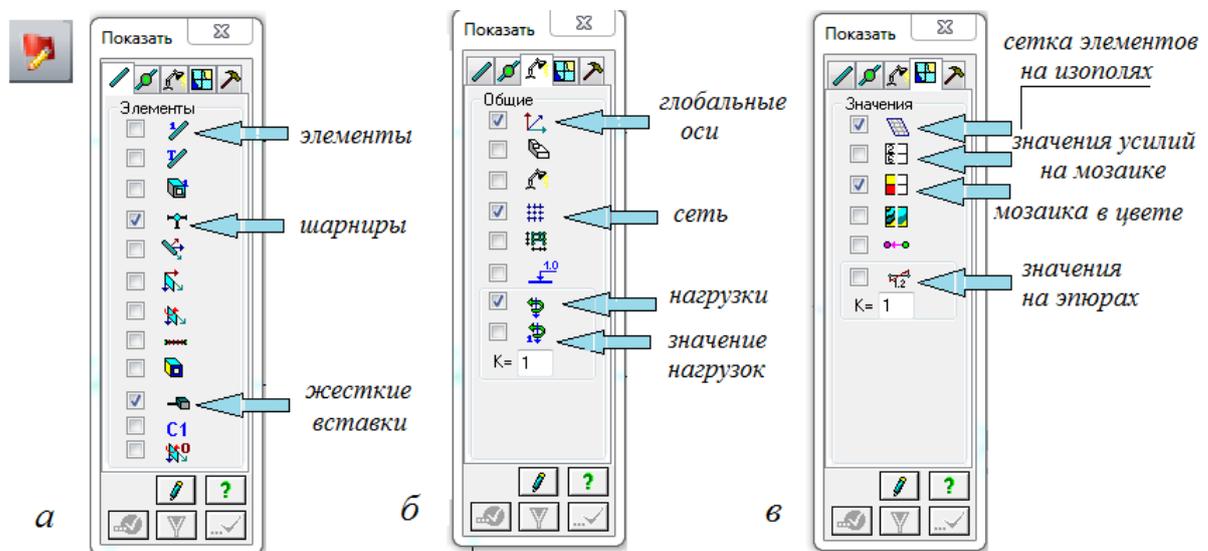


Рис. 2.44. Диалоговое окно команды *флаги рисования*: закладка *элементы* (а), закладка *общие* (б), закладка *значения* (в)

Некоторые отметки в диалоговом окне установлены по умолчанию. Они указаны галочками в диалоговом окне каждой из трех закладок на рисунках 2.44а, 2.44б и 2.44в. Другие отметки можно установить в диалоговом окне для текущей расчетной модели.

Например, часто востребованы отметки значений нагрузок при задании нагружений расчетной схеме в режиме *расчетная схема* и отметки значений усилий на мозаике и на эпюрах при выводе на экран результатов статического расчета в режиме *результаты расчета*.

В режиме *результаты расчета* на экран можно вывезти результаты статического расчета в виде эпюр напряжений  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  (графическое представление результатов расчета).

На рисунке 2.45 в качестве примера показана эпюра  $M_y$  для отдельного нагружения (собственный вес конструкций). Для того, чтобы увидеть значения усилий на эпюрах  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  необходимо сделать отметку в диалогом окне *флаги рисования*. При этом эпюры будут представлены либо последовательно для всех видов нагружения при переключении номеров нагружения, либо будут представлены суммарные эпюры по РСУ.

Эпюра  $M_y$  (РСН суммарная) показана на рисунке 2.46. Для вывода на экран суммарных эпюр напряжений  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  по РСН необходимо обратиться к *меню операций* в режиме *результаты расчета* (кнопка *перейти к анализу результатов по РСУ*).

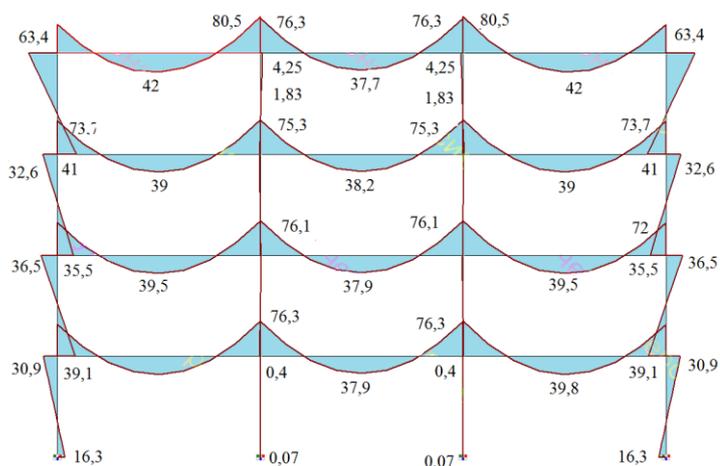


Рис. 2.45. Эпюра  $M_y$  по РСУ – собственный вес конструкций, единицы измерения – кНм

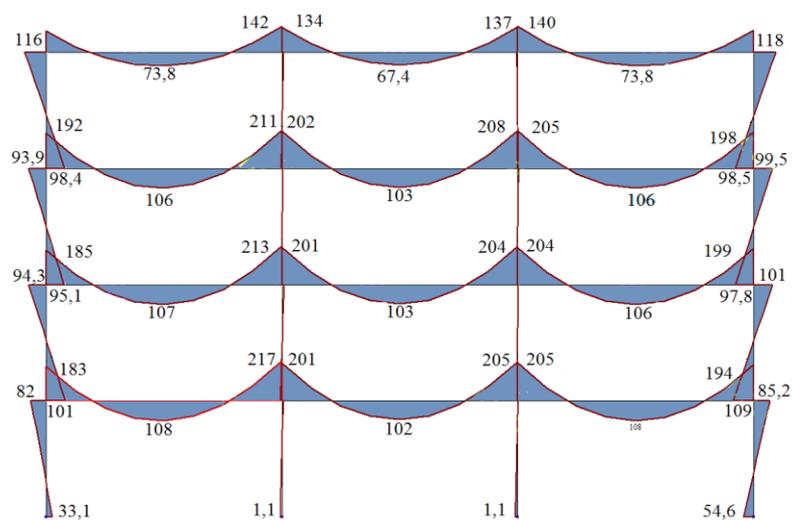


Рис. 2.46. Эпюры  $M_y$  (РСН суммарная), единицы измерения - кНм

Результатами статического расчета являются также деформации (перемещения) узлов конструктивных элементов расчетной схемы (рис. 2.47).

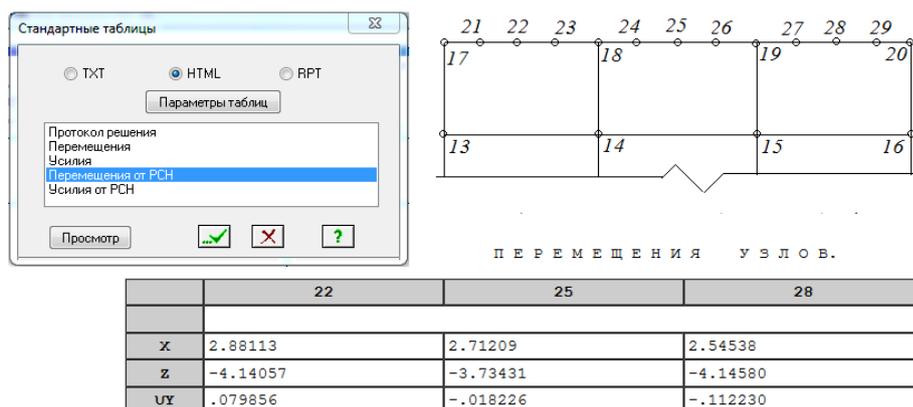


Рис. 2.47. Табличное представление результатов перемещения узлов ригеля поперечной рамы

Перечень расчетов, необходимых при проектировании железобетонных конструкций зданий, включает в себя:

- прочностные расчеты с определением или проверкой рабочей арматуры конструктивных элементов зданий в режиме программного комплекса ЛИРА *железобетонные конструкции*;
- определение деформаций (прогибов) конструктивных элементов и сравнение полученных прогибов с максимально допустимыми прогибами по СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия» в режиме *результаты расчета*;
- определение ширины раскрытия трещин и сравнение полученных величин ширины раскрытия трещин с предельно допустимыми по СП

63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения» в режиме *железобетонные конструкции*.

В таблице 2.8 приведены результаты подбора арматуры и определения ширины непродолжительного и непродолжительного раскрытия трещин.

Результаты подбора арматуры и определения ширины раскрытия трещин

Таблица 2.8

Сечение	Симметрия	Продольная арматура, см <sup>2</sup>									Поперечная, см <sup>2</sup>		Шир.трещин, мм	
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	ASW1	ASW2	кратк	длит
Колонна 4; Прямоугольник; В=40.00; Н=40.00 см; L=3.00 м														
Бетон В20; Арматура: продольная А400; поперечная А400														
1	С	4.08	4.08	4.08	4.08					1.02			0.31	0.24
		4.08	4.08	4.08	4.08					1.02				
2	С	4.8	4.8	4.8	4.8					1.2			0.27	0.25
		4.8	4.8	4.8	4.8					1.2				
Балка 28; Тавр полка внизу; В=30.00; Н=45.00; В1=60.00; Н1=22.00 см; L=6.00 м														
Бетон В20; Арматура: продольная А400; поперечная А400														
1	Н			5.33	5.33					0.53	3.46		0.31	0.3
				5.13	5.13					0.51				
2	Н	2.71	2.71							0.27			0.29	0.28
		2.71	2.71							0.27				
3	Н			4.32	4.32					0.43	3.06		0.3	0.27
				4.32	4.32					0.43				

Настройки пользователя для графики и таблиц можно установить, используя позиции меню *опции*.

По результатам статического расчета можно сформировать и вывести на печать отчет. Диалоговое окно команды *отчет* представлено на рисунке 2.48.

Перед обращением к команде *отчет* необходима сформировать и записать таблицу результатов, например, таблицу усилий.

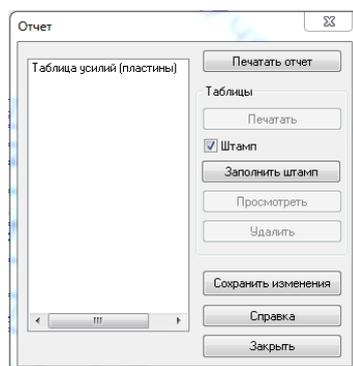


Рис.2.48. Диалоговое окно команды *отчет*. Кнопки: *печатать отчет* - вывод на печать отчета о текущей задаче в виде набора таблиц, содержащихся в списке, и пояснительной записки; *заполнить штамп* - заполнение появляющейся таблицы-штампа; *просмотреть (удалить)* - корректировка таблиц из списка

Для вывода графической информации предусмотрена подсистема *Документатор*. Столбец *Примечание* строки команды *Документатор* в таблице содержат описание последовательности работы в подсистеме *Документатор*.

На рисунке 2.49 показан лист, скомпонованный в подпрограмме *Документатор* по результатам проведенного компьютерного расчета.

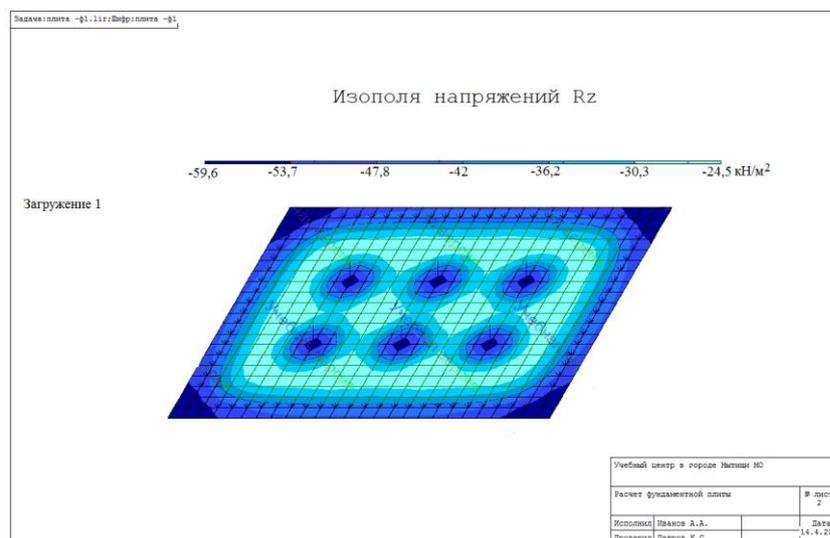


Рис. 2.49. Графическое представление результатов статического расчета в подпрограмме *Документатор*

После создания расчетной схемы, выполнения статического расчета и анализа результатов статического расчета можно перейти в режим *конструирование* и выполнить расчет (подбор арматуры) по данным из текущего расчета. Хотя, если заданы материалы (с использование команды *жесткости и материалы*), то в режиме *расчет* будет выполнен полный расчет, включающий в себя статический расчет и расчет железобетонных конструкций. Результаты статического расчета можно увидеть в режиме *анализ*, а расчета железобетонных конструкций расчетной схемы – в режиме *конструирование*.

Таким образом, перед подбором арматуры железобетонных конструкций должны быть назначены материалы (команда *жесткости и материалы*, закладка ж/б). При назначении материалов в диалоговом окне должен быть выбран нормативный документ, по которому ведется расчет железобетонных конструкций (СП 63.13330.2012). Расчет может выполняться по *PCУ*, по *PCН*, по *усилиям*.

Как отмечалось выше, материалы (точнее параметры для железобетонных конструкций) можно задать в режиме *расчетная схема*. Однако востребованной информация о материалах становится только в режиме подбора арматуры. Поэтому задать параметры материалов можно также в окне подбора арматуры через позицию меню *жесткости и материалы*, закладка *ж/б*.

Параметры для железобетонных конструкций, используемые при подборе арматуры, можно задать (добавить), изменить и отменить для выделенных элементов расчетной схемы. Параметры для железобетонных конструкций разделены на три группы: *тип, бетон, арматура*.

Первая группа параметров *тип* включает в себя:

- *модуль армирования*. При назначении модуля армирования необходимо выбрать из списка стержень, балку-стенку, плиту, оболочку. На рисунке 2.50 показано расположение и обозначение арматуры в стержне, балке-стенке, плите и оболочке. Отличие модуля армирования плиты от модуля армирования оболочки заключается в наборе усилий, по которым подбирается арматура. Для плиты - набор усилий  $M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y$ , а для оболочки -  $M_x, M_y, M_{xy}, Q_x, Q_y, N_x, N_y, \tau_{xy}$ ;

- *вид армирования*. Для стержней можно выбрать несимметричное, симметричное и одновременно оба вида армирования. Для колонн обычно выбирается симметричное армирование, для балок можно назначить несимметричное или оба вида армирования.

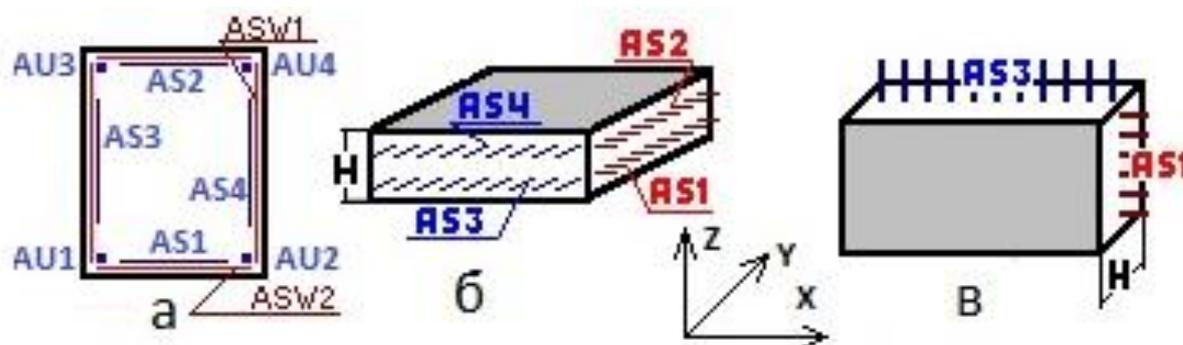


Рис. 2.50. Расположение и обозначение арматуры в стержне (а), плите и оболочке (б), балке-стенке (в).

Определение толщины защитного слоя бетона в зависимости от условий эксплуатации конструкций зданий

<i>Условия эксплуатации конструкций зданий</i>	<i>Толщина защитного слоя бетона, мм</i>
В закрытых помещениях при нормальной или пониженной влажности	20
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий) в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

- привязка центра арматуры, процент армирования. Для определения расстояния от грани железобетонного элемента до центра тяжести арматуры ( $a$ ) необходимо определить (в зависимости от условий эксплуатации конструкций) толщину защитного слоя (таб. 2.9) и предварительно назначить максимальный диаметр арматуры. В колоннах может быть установлена арматура диаметром до 40 мм, в балках - до 32 мм. При проектировании железобетонных конструкций стремятся к уменьшению размеров поперечного сечения, что приводит к увеличению диаметра рабочей арматуры и процента армирования. Минимальный процент армирования необходимо соблюдать, например, для зон плиты перекрытия с небольшими усилиями  $M$ ,  $Q$ . Минимальный процент армирования для изгибаемых элементов - 0,1% ( $A_s$ ), для фундаментной плиты - 0,3%, для внецентренно сжатых элементов - 0,1... 0,25% ( $A_s = A_s'$ ) в зависимости от гибкости элемента. Максимальный процент армирования, например, для колонн составляет 5%. При этом необходимо соблюдение минимального расстояния между стержнями: не менее наибольшего диаметра стержня и не менее 25-50 мм (в зависимости от расположения стержней в конструкции). При стесненных условиях арматурные стержни можно располагать группами-пучками без зазора между стержнями. Расстояние между пучками - не менее приведенного диаметра стержня, эквивалентного площади сечения пучка арматуры. Поэтому определение значения  $a$  может носить более сложный характер;

- *конструктивные особенности стержней*. Указывается вид конструктивного элемента: *балка, колонна-пилон, колонна рядовая, колонна первого этажа*;

- *длина элемента, расчетная длина*. При расчете сжатых элементов необходимо указать длину элемента  $l$ , а также коэффициент расчетной длины  $k$  или расчетную саму длину  $l_0$ . Расчетная длина определяется в зависимости от заделки концов элемента (табл. 2.10);

- *выбор системы* (СО - статически определимая, СНО - статически неопределимая);

- *выбор расчетов II-й группы предельных состояний* приводит к выполнению расчетов по продолжительному и непродолжительному раскрытию трещин. При этом можно задать предельно допустимую ширину раскрытия трещин. По умолчанию в диалоговом окне установлена предельно допустимая ширина раскрытия трещин из условия обеспечения сохранности арматуры (конструкции без предварительного напряжения арматуры): 0,3 мм - при продолжительном раскрытии трещин; 0,4 мм - при непродолжительном раскрытии трещин. Уменьшить ширину раскрытия трещин можно, например, уменьшая диаметр арматурных стержней. Плиты перекрытия и стены здания армируются сетками. Шаг арматурных стержней сеток назначается из ряда: 100, 150, 200, 250, 300 мм. После определения требуемой по расчету площади арматуры  $A_s$  подбирается арматурная сетка. Для уменьшения диаметра арматурных стержней необходимо уменьшить шаг стержней сетки.

Таблица 2.10

Определение расчетной длины в зависимости от характера закрепления

<i>Характер закрепления</i>	<i>Расчетная длина <math>l_0=k \times l</math></i>
1) шарнирное опирание на двух концах.....	$1,0 \times l$
2) жесткая заделка на одном конце при незакрепленном другом конце.....	$2,0 \times l$
3) шарнирное опирание на одном конце и жесткой заделке другого конца.....	$0,7 \times l$
или при податливой заделке другого конца.....	$0,9 \times l$
4) податливое шарнирное опирание на одном конце и жесткой заделке – на другом.....	$1,5 \times l$
или при податливой заделке – на другом.....	$2,0 \times l$

5) несмещаемые заделки на двух концах:	
жесткие.....	0,5x1
податливые.....	0,8x1
б) ограниченно смещаемые заделки на двух концах:	
жесткие.....	0,8x1
податливые.....	1,2x1

Вторая группа параметров *бетон* включает в себя:

- класс бетона;
- диаграмму состояния. Осуществляется выбор одной из двух диаграмм состояния: двухлинейной и трехлинейной;

- коэффициенты условия работы бетона. Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b1}$  вводится к расчетным значениям сопротивлений  $R_b$  и  $R_{bt}$ . Он учитывает влияние длительности действия статической нагрузки:  $\gamma_{b1} = 1,0$  при непродолжительном (кратковременном) действии нагрузки;  $\gamma_{b1} = 0,9$  при продолжительном (длительном) действии нагрузки. Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b2}$ . Он вводится для бетонных конструкций к расчетному значению сопротивления бетона сжатию  $R_b$  и учитывает характер разрушения бетонных конструкций ( $\gamma_{b2} = 0,9$ ). Коэффициент условий работы бетона  $\gamma_{b3}$ . Он вводится к расчетному значению сопротивления бетона сжатию  $R_b$  железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м ( $\gamma_{b3} = 0,85$ );

- случайные эксцентриситеты. Случайный эксцентриситет  $e_a$  принимается не менее:  $1/600$  длины элемента  $l$  (или длины элемента, равной расстоянию между его сечениями, закрепленными от смещения); либо  $1/30$  высоты сечения  $h$ ; либо 10 мм (выбирается большее из трех перечисленных значений). Случайный эксцентриситет учитывается при расчете статически определимых конструкций. Для статически неопределимых конструкций он принимается во внимание, если эксцентриситет  $e_0=M/N$  приложения продольной силы  $N$  окажется меньше случайного эксцентриситета  $e_a$ .

Третья группа параметров *арматура* включает в себя задание классов продольной и поперечной арматуры, а также назначение максимального диаметра арматурных стержней.

Расчет арматуры может выполняться для одного или нескольких вариантов конструирования расчетной схемы (*редактирование*  $\Rightarrow$  *варианты конструирования основной схемы*). Варианты конструирования обычно формируются в режиме *расчетная схема*, а дополняются и корректируются в режиме *железобетонные конструкции*.

Варианты конструирования дают возможность в одной задаче получить результаты по схеме с различными конструктивными характеристиками; проводить расчет по иностранным и российским нормативным документам (СП 63.13330.2018. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003), выполнять расчеты по РСУ, РСН или по усилиям.

Причем при проведении расчета по усилиям требуется задание среднего значения коэффициента надежности по нагрузке и среднего значения доли длительности. Для двух других вариантов расчета они задаются при составлении таблиц РСУ и РСН.

Среднее значение коэффициента надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимается равное 1,15. Доля длительности имеет место для временных нагрузок. Для большинства временных нагрузок на перекрытие доля длительности принимается 0,35. Для снеговой нагрузки она составляет 0,7. Для ветровой нагрузки доля длительности равна нулю. Постоянная нагрузка является нагрузкой длительного действия.

Следует отметить, что в программном комплексе ЛИРА при формировании расчетной схемы к элементам расчетной схемы прикладываются нормативные нагрузки. В режиме *железобетонные конструкции* арматура подбирается по расчетным усилиям, для определения которых требуется коэффициент  $\gamma_f$ .

В режиме *железобетонные конструкции* также определяется ширина раскрытия трещин (их продолжительное и непродолжительное раскрытие).

При выполнении расчетов по продолжительному раскрытию трещин востребована средняя доля длительности.

Перед расчетом армирования элементов рам можно сформировать дополнительные исходные данные, которые будут включать в себя:

- конструктивные элементы. Объединение отдельных балок-элементов в единый конструктивный элемент (балка КБ1, КБ2...) и отдельных колонн-элементов также в единый конструктивный элемент (колонна КК1, КК2...) производится при обращении к следующим позициям меню функций: *редактирование* ⇒ *конструктивные элементы*;

- унифицированные конструктивные элементы. Для унификации конструктивных элементов (балка УКБ1, УКБ2..., колонна УКК1, УКК2....) необходимо обратиться к следующим позициям меню функций: *редактирование* ⇒ *унификация элементов*.

С помощью кнопки *флаги рисования* можно задать обозначение назначаемых элементов на расчетной схеме.

Конструктивный элемент - это совокупность нескольких элементов расчетной схемы, которые при конструировании будут рассматриваться как единое целое. Если конструктивный элемент состоит из элементов типа *балка*, то на схеме он будет обозначаться КБ. Если конструктивный элемент состоит из элементов типа *колонна*, то на схеме он будет обозначен КК. Тип конструктивного элемента расчетной схемы предварительно определяется в диалоговом окне опции *жесткости и материалы*

В конструктивный элемент могут входить только элементы с одинаковым сечением. При этом формируемые элементы не должны иметь разрывов, они должны иметь один тип жесткости, не входить в другие конструктивные элементы и унифицированные группы, а также иметь общие узлы и лежать на одной прямой.

Для назначения конструктивного элемента необходимо выделить группу стержней на расчетной схеме и активизировать команду *конструктивные*

*элементы* из меню *редактирование*. После активизации команды *конструктивные элементы* откроется диалоговое окно *конструктивные элементы*.

По умолчанию конструктивные элементы и унифицированные группы конструктивных элементов создаются для текущего варианта конструирования или для всех вариантов, если установлен флажок *для всех*.

С помощью счетчика можно изменить номер варианта конструирования, для которого будут создаваться конструктивные элементы или унифицированные группы конструктивных элементов.

Новый конструктивный элемент создается при нажатии кнопки *создать*. Удаление конструктивных элементов производится при нажатии кнопки *удалить* с учетом состоянию флажка *для всех*.

Унификация элементов предназначена для объединения выделенных элементов в унифицированные группы. Унификация элементов нужна для уменьшения количества расчетных сочетаний усилий (PCY) в элементах. Сокращение количества PCY в элементах расчетной схемы достигается за счет того, что при подборе арматуры элементов одной унифицированной группы учитываются не все PCY.

Унификация элементов позволяет автоматически получить только важнейшие PCY в унифицированных элементах, беря на себя основную работу по их выборке. Другим положительным моментом унификации является возможность значительного сокращения продолжительности расчета арматуры и возможность подбирать одинаковую арматуру во всех элементах одной унифицированной группы.

Список уже существующих конструктивных элементов и унифицированных групп конструктивных элементов можно просмотреть в нижней части соответствующих диалоговых окон.

Результаты подбора арматуры могут быть представлены в графической и табличной форме.

После выполнения подбора арматуры формируются таблицы результатов. Таблицы могут быть сформированы для всех или только для выбранных элементов в текстовом формате.

Таблица 2.11 является таблицей результатов расчета колонн рамы для выбранного элемента (4) в сечениях 1 и 2. Расположение и обозначение арматуры в колонне показано на рисунке 2.51.

Площадь одного стержня продольной арматуры в  $\text{см}^2$   $AU1 = AU2 = AU3 = AU4$  в угловых зонах поперечного сечения колонны.

Таблица 2.11

### Результаты расчета колонн рамы

23 Oct 14		рама-1 (СНиП 52-01-2003)															
Э Л Е М Е Н Т	С Е Ч Е Н И Е	ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА								ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА						ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН (мм)	
		Угловая ( $\text{см}^2$ )				У граней сечения ( $\text{см}^2$ )				ASW1 ( $\text{см}^2$ ) при шаге (см)			ASW2 ( $\text{см}^2$ ) при шаге (см)				
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	%	15	20	30	15	20	30	крат
РАСЧЕТ ПО УСИЛИЯМ или РСН    ОСНОВНАЯ СХЕМА																	
СТЕРЖЕНЬ																	
ПРЯМОУГОЛЬНИК В = 30.0 Н = 30.0 (см)																	
БЕТОН: В20 ; АРМАТУРА: ПРОДОЛЬНАЯ А400 ; ПОПЕРЕЧНАЯ А400																	
КОЭ= 3, ВИД= КОЛОННА																	
4	1 С	1.35	1.35	1.35	1.35					0.60							
		1.35	1.35	1.35	1.35					0.60							
	2 С	1.68	1.68	1.68	1.68					0.75							
		1.68	1.68	1.68	1.68					0.75							

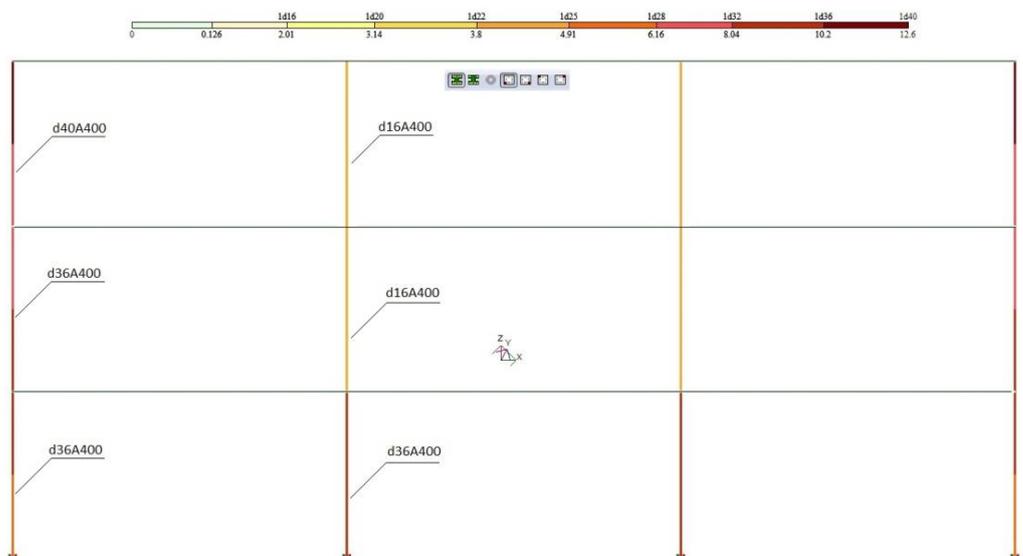


Рис. 2.51. Результаты подбора арматуры колонн рамы (симметричное армирование, площадь одного стержня продольной арматуры в  $\text{см}^2$   $AU1 = AU2 = AU3 = AU4$  в угловых зонах поперечного сечения колонны)

При расчете стержневых элементов определение усилий и подбор арматуры ведется для двух сечений по концам стержней. Наличие двух сечений в стержневом элементе оказывается достаточно для стержней-колонн.

Для стержней-балок необходимо предусмотреть дополнительное расчетное сечение в середине пролета балки.

Таблица 2.12 является таблицей результатов расчета плиты для выбранных элементов (242, 409).

Таблица 2.12

### Результаты расчета плиты

21 Oct 14		плита-пример-ар (СНиП 52-01-2003)															
Э Л Е М Е Н И Т	С Е Ч Е Н И Е	ПРОДОЛЬНАЯ АРМАТУРА								ПОПЕРЕЧНАЯ АРМАТУРА						ШИРИНА РАСКРЫТИЯ ТРЕЩИН (мм)	
		Угловая (см <sup>2</sup> )				У грани сечения (см <sup>2</sup> )				ASW1 (см <sup>2</sup> ) при шаге (см)			ASW2 (см <sup>2</sup> ) при шаге (см)				
		AU1	AU2	AU3	AU4	AS1	AS2	AS3	AS4	ξ	15	20	30	15	20	30	крат
РАСЧЕТ ПО УСИЛИЯМ или РСН ОСНОВНАЯ СХЕМА																	
БАЛКА-СТЕНКА Н = 0.20 (м)																	
БЕТОН:В20 ; АРМАТУРА: ПРОДОЛЬНАЯ X А400 , Y А400 ; ПОПЕРЕЧНАЯ А400																	
242					1.52	1.00	1.04	1.00									
					1.52	1.00	1.04	1.00									
409					1.00	1.00	1.87	1.00									
					1.00	1.00	1.87	1.00									

Для подбора арматуры задается шаг арматурных стержней, например, S=250 мм (четыре стержня на один погонный метр). Затем, исходя из требуемой для обеспечения несущей способности плиты площади арматуры AS1=1,52 см<sup>2</sup>/м и AS3=1,87 см<sup>2</sup>/м, по сортаменту для армирования плиты в элементах 242 и 409, можно подобрать 4Ø8A400 (A<sub>s</sub>=2,01 см<sup>2</sup>/м).

Расположение и обозначение арматуры в плите показано на рисунке 2.52 (AS1 - площадь арматуры в см<sup>2</sup> на погонный метр плиты по оси X у нижней грани; AS2 - площадь арматуры в см<sup>2</sup> на погонный метр плиты по оси X у верхней грани; AS3 - площадь арматуры в см<sup>2</sup> на погонный метр плиты по оси Y у нижней грани; AS4 - площадь арматуры в см<sup>2</sup> на погонный метр плиты по оси Y у нижней грани).

На рисунке 2.52 также показаны результаты подбора арматуры плиты перекрытия, представленные в графической форме.

Приведена площадь арматуры в см<sup>2</sup>/м, достаточная для обеспечения несущей способности плиты в разных ее зонах, а также подобрана арматура этих зон (диаметр и шаг арматурных стержней).

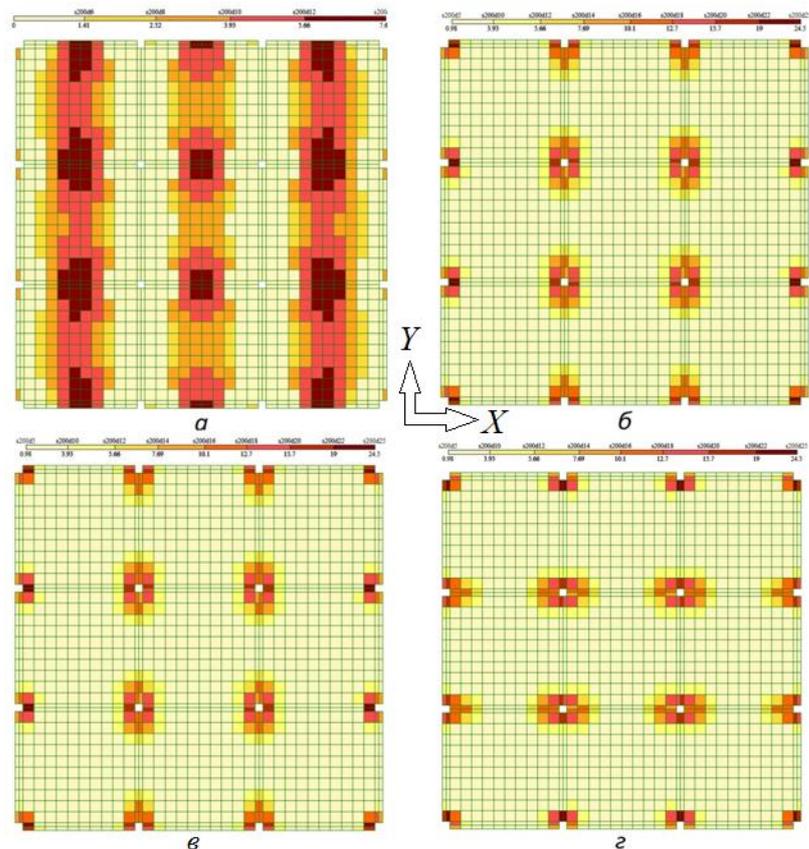


Рис. 2.52. Результаты подбора арматуры плоской плиты перекрытия, опертой на колонны:

- а - площадь арматуры в  $\text{см}^2$  на погонный метр плиты по оси X у нижней грани (AS1);
- б - площадь арматуры в  $\text{см}^2$  на погонный метр плиты по оси X у верхней грани (AS2);
- в - площадь арматуры в  $\text{см}^2$  на погонный метр плиты по оси Y у нижней грани (AS3);
- г - площадь арматуры в  $\text{см}^2$  на погонный метр плиты по оси Y у нижней грани (AS4)

Армирование плоской монолитной плиты перекрытия производится продольной арматурой в двух направлениях (вдоль осей X и Y). Арматура располагается у верхней и нижней граней плиты.

При этом в необходимых в соответствии расчетом случаях может устанавливаться дополнительная поперечная арматура у колонн, стен и по площади плиты

Нижняя арматура плиты устанавливается одинаковой по всей площади плиты. Нижняя арматура плиты принимается -  $\varnothing 14A400$  с шагом  $S=200$  мм (смотри рис. 2.52а,в).

Основную верхнюю арматуру рекомендуется принимать такой же, как и нижнюю, а у колонн и стен рекомендуется устанавливать дополнительную верхнюю арматуру, которая в сумме с основной должна соответствовать требуемой площади арматуры в опорных зонах плиты.

Из приведенного примера видно (рис. 2.52), что в надколонной зоне плиты по расчету требуется установить арматурные стержни  $\varnothing 25A400$  с шагом  $S=200$  мм с требуемой площадью арматуры  $A_s=24,54$  см<sup>2</sup>. В этой зоне плиты уже установлены стержни основной арматуры  $\varnothing 14A400$  с шагом  $S=200$  мм ( $A_s=7,69$  см<sup>2</sup>). Требуемая площадь стержней дополнительной арматуры  $A_s=24,54 - 7,69=16,85$  см<sup>2</sup> ( $\varnothing 22A400$  с шагом  $S=200$  мм).

Длина стержней дополнительной арматуры определяется с учетом анкеровки дополнительных стержней  $l_{an}$  в бетоне плиты, начиная с сечения, где дополнительная арматура не требуется по расчету:

$$l_{an} = \alpha \times l_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = \alpha \times \frac{R_s}{10 \times R_{bt}} \times d \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 \times \frac{350}{10,5} \times 22 \times 1 = 733,5 \text{ мм},$$

где

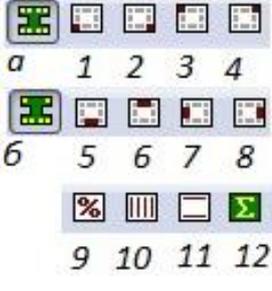
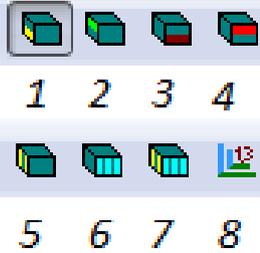
$\alpha=1$  (растянутая арматура),  $R_s=350$  МПа (A400),  $R_{bt}=1,05$  МПа (B25),  $d=22$  мм,  $A_{s,cal}/A_{s,ef}=1$  (запас по арматуре).

Перечень и назначение кнопок меню операций (режим - железобетонные конструкции) приведены в таблице 2.12

Таблица 2.12

Кнопки меню операций (режим - железобетонные конструкции)

№ п/п	Кнопки	Наименование
1	 <b>1 2 3 4</b>	Кнопки формирования исходных данных; 1 - жесткости и материалы, 2 - конструктивные элементы, 3 - унификация элементов, 4 - варианты конструирования
2	 <b>1 2</b>	Кнопки выбора режимов: 1 - режим расчета арматуры, 2 - переход в локальный режим армирования (после выбора кнопки щелкнуть на элемент расчетной схемы для расчета или проверки подобранной арматуры)

3		Кнопка представления результатов подбора арматуры в табличной форме
4		Кнопки представления результатов в графической форме: 1 - результаты для стержней, 2 - результаты для пластин 3 - параметры шкалы
5		а, б - симметричное и несимметричное армирование 1...4 - вывод на экран площади одного стержня продольной арматуры в см <sup>2</sup> AU1, AU2, AU3, AU4 в угловых зонах поперечного сечения стержня, 5...8 - распределенная арматура AS1, AS2, AS3, AS4, 9 - процент армирования, 10, 11 - поперечная арматура AW1, AW2, 12 - суммарная арматура
6		1...4 - вывод на экран площади продольной арматуры в см <sup>2</sup> на погонный метр в двух направлениях у верхней и нижней граней пластины AS1, AS2, AS3, AS4, 5, 6, 7 - поперечная арматура в двух направлениях AW1, AW2 и на один квадратный метр, 8-отображение арматуры в виде отрезков (после выбора кнопки становится доступно отобразить верхнюю и нижнюю арматуру по двум направлениям раскладки арматурных пластин)
7		Кнопки конструирования: 1 - конструирование балки, 2 - конструирование колонны. а, б, в - кнопки <i>чертеж</i> , <i>расчетное армирование</i> , <i>расчетная записка</i> (кнопки становятся доступными после выбора кнопок конструирования)
8		Кнопки локального режима армирования: 1...4 - <i>исходные данные</i> (рассматриваемый элемент расчетной схемы, <i>характеристики бетона и арматуры, усилия и сочетания, расстановка арматуры в сечении</i> , 5, 6 - подбор арматуры, проверка на заданное армирование 7 - вывод на экран пояснительной записки (два варианта)

Для вызова *локального режима армирования* надо выбрать *Элементы расчетной схемы* и нажать кнопку перехода в локальный режим армирования из меню операций режима *железобетонные конструкции* (см. таб. 2.12), после чего возникает экран *локального режима армирования* со своим меню функций и кнопками меню операций. При этом *локальный режим армирования*

ния автоматически настраивается на армирование выделенных элементов расчетной схемы.

На рисунке 2.53 представлено диалоговое окно элемента расчетной схемы (стержня-колонны). Геометрические характеристики в диалоговое окно для выделенных элементов расчетной схемы 1, 2, 3 и т.д. вносятся автоматически, но их можно корректировать. Вызов диалогового окна *стержень* производится из меню функций (позиция *геометрия*).

Для описания армирования элементов расчетной схемы предусмотрены диалоговые окна команды *армирование* (*заданное армирование* и *расстановка арматуры*). В диалоговом окне *заданное армирование* устанавливается номер элемента и сечение элемента, для которого будет выполнена расстановка арматуры в одноименном диалоговом окне.

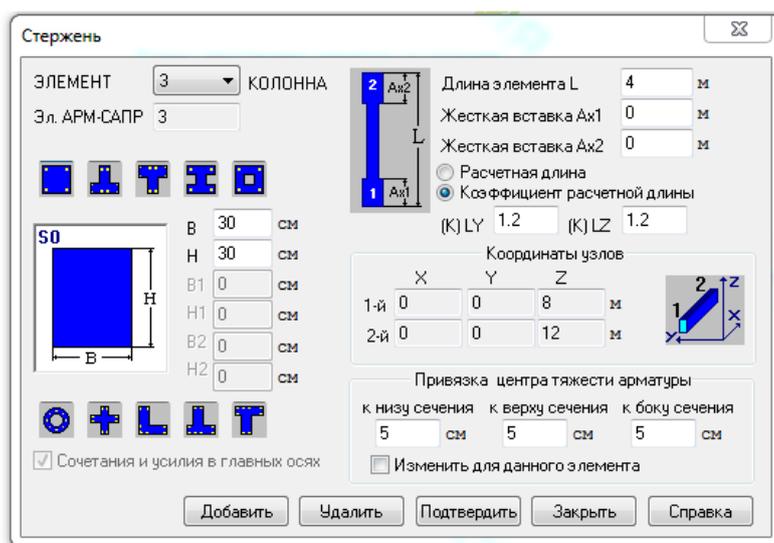


Рис. 2.53. Диалоговое окно с описанием геометрических характеристик стержня-колонны (кнопка подтвердить - ввод данных)

На рисунке 2.54 для элемента 2 (сечение 2) - стержня-колонны с размером сечения 30×30 см, задается расположение продольной арматуры  $d_s=32$  мм с указанием привязки правых стержней нижнего ряда ( $y=5$  см,  $z=5$  см) и верхнего ряда ( $y=5$  см,  $z=30-5=25$  см).

Расстояние от наружной грани до центра тяжести поперечного сечения арматурного стержня принимается 5 см ( $a=1.5d_s=32\times 1,5=4,8$  см).

После ввода диаметра продольных стержней в диалоговом окне появляется сообщение о проценте армирования колонны  $\mu\%=3,8\%$ . При проценте армирования  $\mu\%>3\%$ . поперечной арматуры принимается  $S_w=10 d_s=320$  мм (принимается 300 мм), диаметр стержней поперечной арматуры принимается  $0,25d_s=8$  мм.

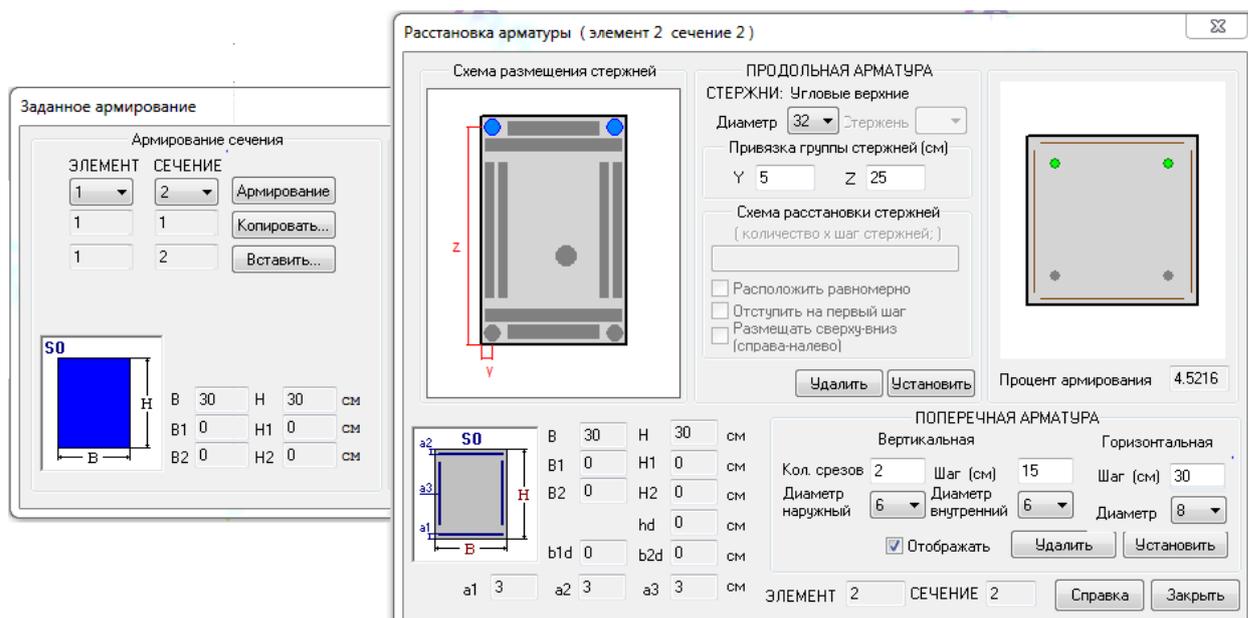


Рис. 2.54. Диалоговые окна задания армирования элементов расчетной схемы  
Последовательность работы в диалоговых окнах следующая:

- на счетчике элементов и счетчике сечений устанавливается: элемент №1, сечение 1;
- при нажатии кнопки *армирование* открывается второе окно, где задается армирование элемента №1 в сечении 1;
- после закрытия диалогового окна *расстановка арматуры*; необходимо выполнить *копирование*;
- на счетчике сечений устанавливается сечение 2 и нажимается кнопка *вставить*, сечению 2 присваивается армирование сечения 1.

В режиме локального армирования можно выполнить следующие расчеты: подбор теоретической арматуры, проверка на заданное армирование.

В отчете по результатам расчета содержится информация о том, подходит или не подходит сечение, а также указывается коэффициент запаса (недостачи) по прочности.

Конструирование колонн и балок с представлением результатов конструирования в виде чертежей выполняется после подбора арматуры в программе ЛИР-АРМ (режим *железобетонные конструкции*). Кнопки команд *конструирование балки* и *конструирование колонны* представлены в таблице 2.12.

После выбора команд необходимо указать на элемент расчетной схемы, конструирование которого предстоит выполнять. В открывающемся экране конструирования железобетонных конструкций (колонны, балки) можно задать параметры чертежа: изменять толщину линий и высоту букв надписей на чертеже, записи в таблицах и другое, а также цвет элементов чертежа (см. рис. 2.55). На рисунке 2.56 показано диалоговое окно для заполнения штампа чертежа.

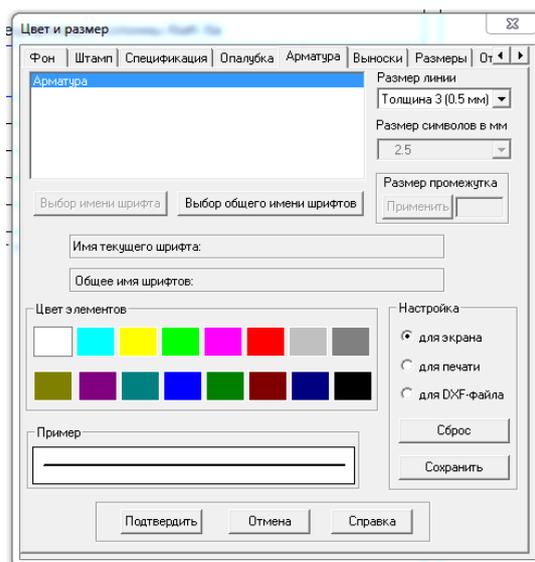


Рис. 2.55. Диалоговое окно цвет и размер (установлена толщина линии и цвет отображения арматуры на чертеже)

На рисунке 2.56 приведены фрагменты чертежа: продольный разрез, поперечный разрез, таблица-спецификация, штамп и т.п.

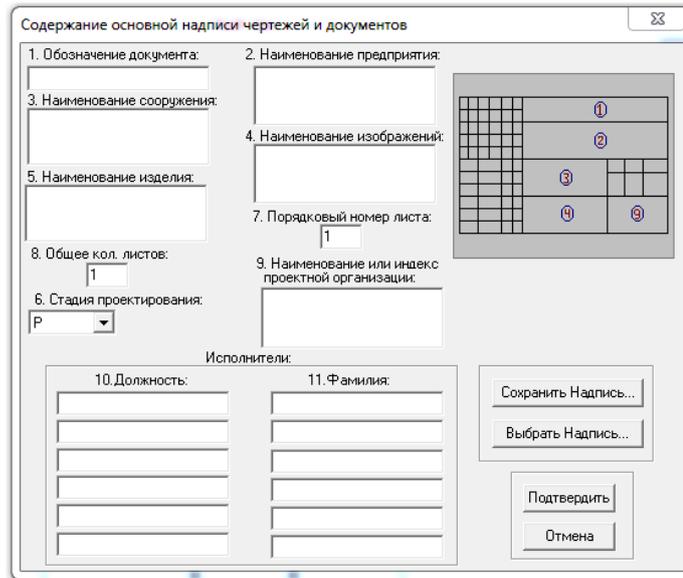


Рис. 2.56. Диалоговое окно содержание основной надписи чертежей и документов (заполнение штампа чертежа)

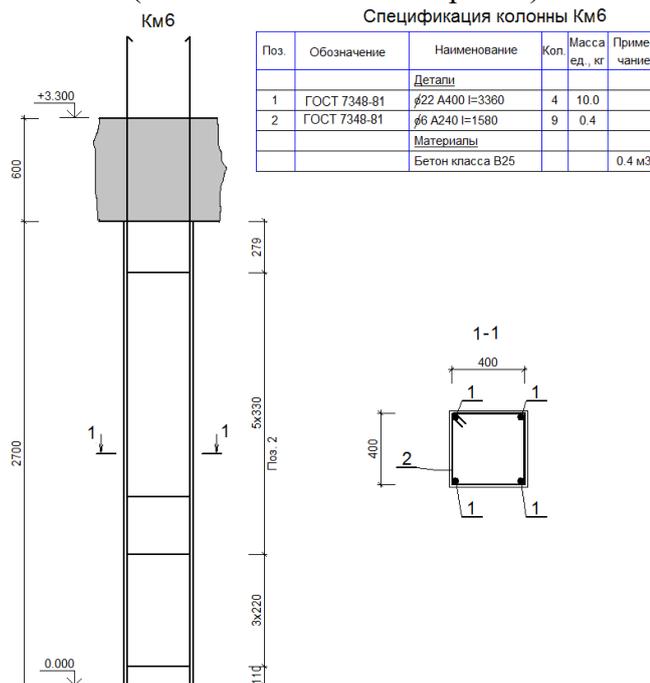


Рис. 2.57. Фрагменты чертежа колонны КМ6, выполненного с использованием команды конструирование колонны

Для каждого из фрагментов на листе чертежа отводится определенная область. Масштаб фрагмента выбирается, исходя из размеров области, отведенной под фрагмент. Имеется возможность менять размеры областей фраг-

ментов, перемещать фрагменты на листе, удалять фрагменты, добавлять новые фрагменты из перечня возможных.

По команде *чертеж* из меню *результаты* представляются опалубочный и арматурный чертежи (*расчет*  $\Rightarrow$  *чертеж*) в автоматическом компоновочном режиме.

Можно сохранить чертеж для экрана или для печати, а также как dxf-файл для последующего редактирования.

## **РАЗДЕЛ 3. Железобетонные конструкции монолитных зданий**

### **Тема и содержание занятий:**

Классификация конструктивных систем многоэтажных монолитных зданий. Здания каркасной, стеновой и ствольной конструктивной системы. Обоснование выбора конструктивного решения монолитного многоэтажного здания, проектирование с учетом содержания технического задания и нормативных требований к объекту проектирования. Виды конструкций, основные конструктивные параметры, схемы и узлы армирования несущих элементов зданий. Выбор и моделирование расчетных схем для выполнения статического расчета монолитных многоэтажных зданий колонной и стеновой конструктивных систем и расчета железобетонных конструкций зданий. Аналитические и численные расчеты на прогрессирующее обрушение Расчет на продавливание плоского перекрытия в зданиях колонной конструктивной системы.

### ***3.1. Классификация конструктивных систем многоэтажных монолитных зданий. Здание каркасной, стеновой и ствольной конструктивной системы. Обоснование выбора конструктивного решения монолитного многоэтажного здания, проектирование с учетом содержания технического задания и нормативных требований к объекту проектирования.***

На предпроектном этапе проектирования принимаются организационные и технические решения, в том числе: назначение главного инженера и главного архитектора проекта; комплектование новых проектных групп или же формулирование заданий существующим группам; разработка ТЭО на проектирование; разработка и утверждение задания на проектирование; выдача заданий на инженерные изыскания и их проведение и др. (см. материалы лекций по разделу 5).

На этапе проектирования, который осуществляется в одну или в две стадии, для разработки эффективного проектного решения любого строительного объекта, в том числе монолитных многоэтажных зданий, на основании технического задания и с учетом нормативных требований к железобетонным конструкциям монолитных зданий (СП 52-103-2007) выполняется вариантное проектирование объекта.

Разработке конструктивного раздела проекта здание предшествует разработка архитектурного раздела. Описание конструкций, а также частей зданий (кровля, полы, перегородки и других) первоначально задается в архитектурном разделе проекта. В конструктивном разделе проекта, в частности в разделе КЖ, рассматриваются, разрабатываются и описываются железобе-

тонные конструкции проектируемого здания. Несущие элементы здания объединяются в конструктивную систему, которая обеспечивает зданию прочность и устойчивость.

Ненесущие наружные стены здания, устанавливаемые на междуэтажные перекрытия, ненесущие внутренние стены (перегородки), а также такие части здания, такие как полы в различных помещениях проектируемого здания и кровля являются нагрузкой на несущие конструкции конструктивной системы здания.

В конструктивном разделе проекта выполняется статический расчет конструктивной системы зданий, на основании которого в соответствии с нормами проектирования (СП 63.13330.2016) выполняется расчет несущих железобетонных конструкций проектируемого здания.

В графической части конструктивного раздела проекта выполняется комплект чертежей марки КЖ, в котором приводятся схемы расположения конструктивных элементов зданий и спецификации к схемам, разрабатываются чертежи общего вида, схемы расположения строительных конструкций, узлы армирования и спецификации материалов.

Комплект чертежей марки КЖ является рабочей документацией, в соответствии с которой возводятся железобетонные конструкции зданий.

В соответствии с СП 52-103-2007 конструктивное решение здания включает в себя строительную и конструктивную системы.

**Строительная система** здания определяется материалом из которого изготовлены основные несущие строительные конструкции здания, а также технологией их возведения

**Конструктивная система здания** (КС) представляет собой совокупность взаимосвязанных несущих конструктивных элементов, обеспечивающих прочность, устойчивость и необходимый уровень эксплуатационных качеств, таких как допустимые значения прогибов и ширина раскрытия трещин в конструктивных элементах зданий.

На рисунке 3.1 представлена классификация зданий по различным признакам, относящимся к строительной и конструктивной системам.

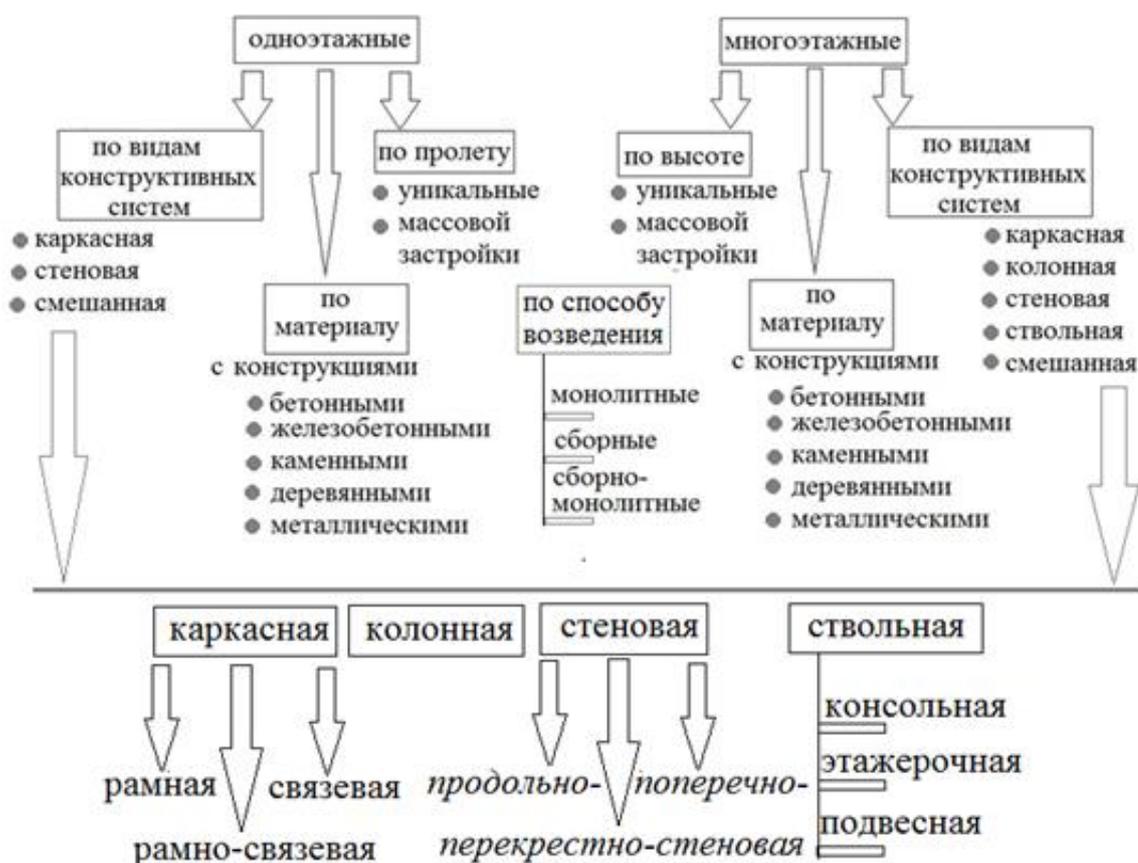


Рис. 3.1. Классификация зданий

Из рисунка видно, что здания могут классифицироваться по нескольким признакам (критериям): виду конструктивных систем; по этажности; по высоте, по пролету; по материалу; по способу возведения.

Так, по материалу здания могут быть с несущими бетонными и железобетонными конструкциями, каменными конструкциями, металлическими или деревянными конструкциями. По этому критерию здания могут иметь также смешанные несущие конструкции, например, железобетонные, металлические и каменные.

По способу возведения железобетонные здания бывают: монолитные, сборные и сборно-монолитные.

Можно выделить следующие основные виды конструктивных систем: каркасная, колонная, стеновая, ствольная. Каждый из этих видов конструктивных систем может быть подразделен на *конструктивные схемы*.

Например, в стеновой конструктивной системе могут быть выделены схемы с продольным расположением несущих стен, с поперечным расположением, а также с перекрестным расположением несущих стен. Ствольная конструктивная система может иметь консольную, этажерочную или же подвесную конструктивные схемы. В каркасной конструктивной системе выделяют рамную, связевую и рамно-связевую конструктивные схемы.

Следует отметить, что здания каркасной конструктивной системы являются сборными зданиями. Каркас здания в сборном железобетоне включает в себя рамы, которые в многоэтажном каркасном здании состоит из колонн и ригелей. Конструктивными элементами каркаса одноэтажного здания выступают колонны и стропильные конструкции, такие как балки, фермы и другие.

Здания стеновой конструктивной системы могут проектироваться как монолитные, так и в сборном железобетоне (полносборные крупнопанельные здания).

Здания *ствольной конструктивной системы*, как правило, проектируются монолитными. Немногочисленные из построенных зданий относятся к этой конструктивной системе.

Для многоэтажных зданий, в том числе многоэтажных монолитных зданий, важна классификация зданий по высоте (этажности). В таблице 3.1 представлена отечественная и международная классификация зданий по высоте (этажности).

В соответствии с ГОСТ 27751-2014 (Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения) устанавливается класс сооружения и уровень ответственности проектируемых зданий.

Таблица 3.1

## Классификация многоэтажных зданий по высоте (этажности)

Российская классификация		Классификация международной общественной организации инженеров и архитекторов СІВ	
1-2 этажа	малоэтажные	до 30 м	здания повышенной этажности
3-5 этажей	средней этажности	до 50 м	1-я категория многоэтажных зданий
6-12 этажей	многоэтажные	до 75 м	2-я категория многоэтажных зданий
до 25 этажей включительно	повышенной этажности	до 100 м	3-я категория многоэтажных зданий
более 25 этажей	высотные	свыше 100 м	Высотные здания

При высоте многоэтажных зданий более 75 м здания имеют повышенный уровень ответственности (класс сооружений КС-3).

Отнесение многоэтажных зданий к классу уникальных зданий (см. таб.3.2) диктует повышенные требования к профессиональному уровню проектировщиков, к составу и методикам расчетов при проектировании, к технологии строительства и к ряду других факторов, а также диктует необходимость научного сопровождения проектирования.

Для таких зданий обязательно построение расчетной схемы: с учетом совместной работы здания и основания; последовательности возведения здания; обязательными являются оценка сопротивляемости конструктивных систем прогрессирующему разрушению и учет физических нелинейных процессов в строительных конструкциях.

## Классы зданий и сооружений

Класс сооружений	Уровень ответственности	$\gamma_n$	Отнесенные к классу здания, сооружения
КС-3	Повышенный	1,1 (1,2)	Строительные объекты $H > 100$ м, с заглубленной подземной частью $> 15$ м, с консольными конструкциями $> 20$ м, большепролетные покрытия $L > 100$ м, при проектировании которых использованы новые не апробированные материалы и технологии ( $H > 250$ м, пролете $L > 120$ м)
КС-2	Нормальный	1,0	Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)
КС-1	Пониженный	0,8	Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, временные склады, летние павильоны и т.п.)

Кроме того, проектируемые уникальные здания после возведения должны обладать повышенным сроком службы (см. табл. 3.3), что предъявляет, в том числе, повышенные требования к выбору материалов для основных несущих конструкций уникальных зданий и к разработке мероприятий по защите конструктивных элементов зданий от негативного воздействия окружающей среды.

Конструктивные системы зданий многоэтажных зданий классифицируются по типу вертикальных несущих конструкций.

Монолитные многоэтажные здания с колоннами в качестве несущих вертикальных конструкций в соответствии с СП 52-103-2007 (Железобетонные монолитные конструкции зданий) следует отнести к **колонной конструктивной системе**.

Таблица 3.3

## Примерные сроки службы зданий и сооружений

Наименование объекта	Примерный срок службы
Временные здания и сооружения (бытовки строительных рабочих и вахтового персонала, временные склады, летние павильоны и т.п.)	10 лет
Сооружения, эксплуатируемые в условиях сильноагрессивных сред (сосуды и резервуары, трубопроводы предприятий нефтеперерабатывающей, газовой и химической промышленности, сооружения в условиях морской среды и т.п.)	25 лет (не менее)
Здания и сооружения массового строительства в обычных условиях эксплуатации (здания жилищно-гражданского и производственного строительства)	50 лет (не менее)
Уникальные здания и сооружения (здания основных музеев, хранилищ национальных и культурных ценностей, произведения монументального искусства, стадионы, театры, здания высотой более 75 м, большепролетные сооружения и т.п.)	100 лет (и более)

В зданиях колонной конструктивной системы имеют место стены жесткости. Причем при определении их количества в конструктивной системе здания следует учитывать, что стыки вертикальных и горизонтальных элементов конструктивной системы здания могут считаться жесткими только при наличии капителей в плитах перекрытия и вутов - в балках перекрытия.

Стыки колонн с гладкими балками или балками без вутов считаются условно жесткими.

После образования наклонных трещин в зоне сопряжения плит и колонн податливость стыков возрастает и это обстоятельство необходимо учитывать при расчете конструктивной системы многоэтажных монолитных зданий.

По классификации, приведенной в СП 52-103-2007, конструктивные системы монолитных железобетонных многоэтажных зданий, определяемые типом вертикальных несущих конструкций, подразделяются на **колонные** и **стеновые**.

Горизонтальные несущие конструкции зданий колонной конструктивной системы могут представлять собой безбалочные перекрытия в виде гладких плит сплошного поперечного сечения.

В СП 52-103-2007 также приведены требования по конструктивным параметрам элементов монолитных многоэтажных зданий, соблюдение которых обеспечивает их надежное и рациональное проектирование.

Здания **со стенами** в качестве несущих вертикальных несущих конструкций относятся к **стеновой конструктивной системе**.

Кроме несущих стен в зданиях имеют место **самонесущие** стены. Несущие и самонесущие стены опираются на фундамент, но в отличие от несущих стен, которые воспринимают нагрузку от перекрытий, самонесущие стены воспринимают нагрузку от собственного веса, а также нагрузку, например, от балконов здания.

Самонесущими могут быть наружные стены здания, внутренняя стена с вентиляционными блоками, стены лифтовых шахт.

**Ненесущие** стены опираются на несущие конструктивные элементы здания. К ним относятся перегородки, наружные стены, поэтажно устанавливаемые на перекрытия здания.

На рисунке 3.2 представлены варианты конструктивного решения наружных стен многоэтажных зданий.

В зависимости от схемы расположения стен на плане здания и от характера опирания на стены перекрытий различают перекрестно-стеновую, поперечно-стеновую и продольно-стеновую конструктивные схемы.

В зданиях с **перекрестно-стеновой** конструктивной схемой наружные стены проектируются ненесущими (навесными и устанавливаемыми на пере-

крытие) и несущими, а плиты перекрытия, соответственно, проектируются опертыми по трем сторонам или по контуру.

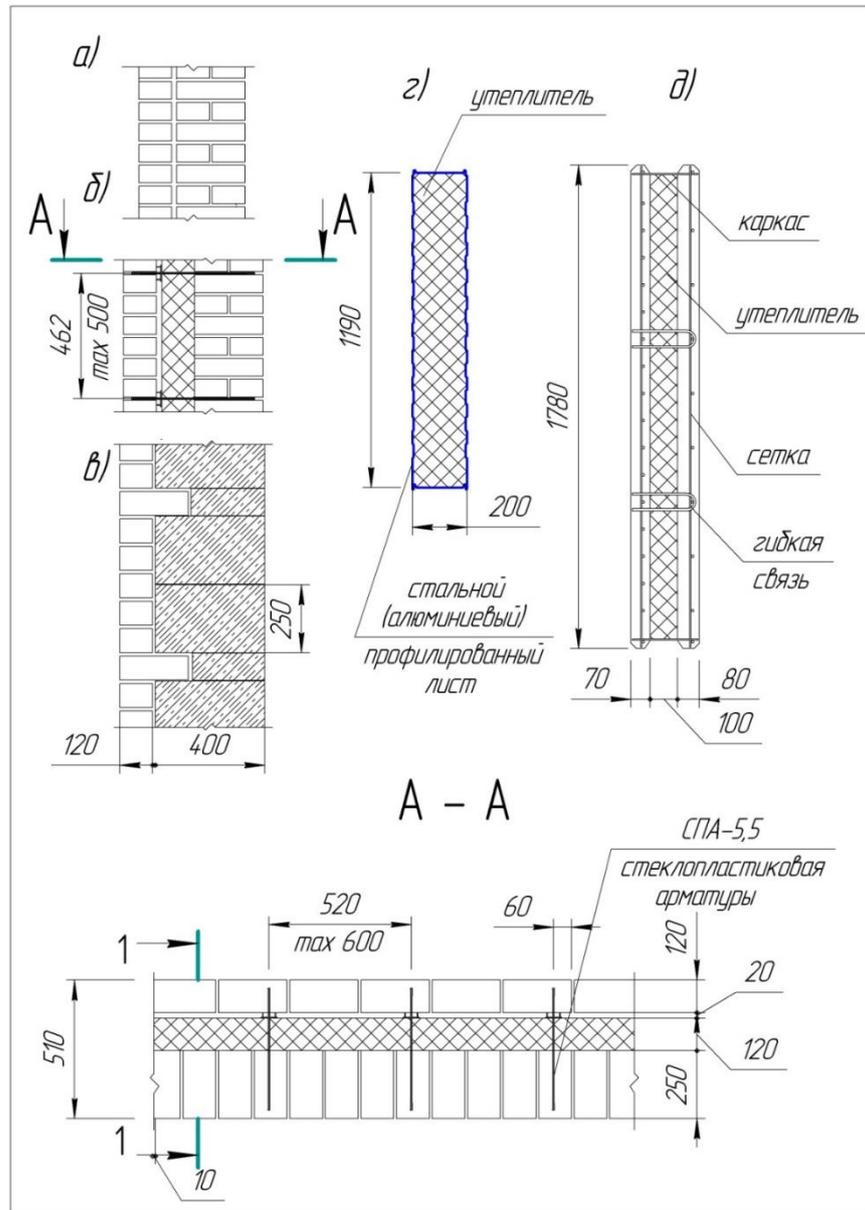


Рис. 3.2. Типы конструктивного решения наружных стен многоэтажных зданий:  
 а - несущая кирпичная стена, б, в - многослойные ненесущие стены, устанавливаемые на перекрытия многоэтажных зданий, г, д - навесные панели (сендвич-панели, и трехслойные железобетонные)

Перекрестно-стеновая конструктивная схема обладает большой пространственной жесткостью и способностью перераспределять усилия между конструктивными элементами здания.

В зданиях с *поперечно-стеновой* конструктивной схемой вертикальная нагрузка от перекрытия передается в основном на поперечные несущие стены, а плиты перекрытия работают преимущественно по балочной схеме с опиранием по двум противоположным сторонам.

Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются продольными диафрагмами жесткости. В качестве продольных диафрагм жесткости могут выступать стены лестничных клеток, отдельные участки продольных наружных и внутренних стен.

Для повышения жесткости здания, плиты перекрытия, примыкающие к продольным диафрагмам, должны опираться на них.

В зданиях с *продольно-стеновой* конструктивной схемой плиты перекрытия также работают преимущественно по балочной схеме с опиранием на две противоположные продольные стены.

Для повышения жесткости здания должны предусматриваться поперечные диафрагмы с опиранием на них плит перекрытия здания.

Эффективность работы плит перекрытий в двух направлениях связана с уменьшением значений возникающих в плите изгибающих моментов, что в свою очередь, позволяет проектировать плиты меньшей толщины и, соответственно, веса.

Чтобы плиты считались работающими в двух направлениях, важно соотношение размеров их сторон.

Так, у плит, опертых по контуру, соотношение размеров длинной и короткой сторон должно составлять 3:1 и менее.

У плит, опертых по трем сторонам, соотношение размеров стороны, расположенной вдоль параллельно размещенных опор, и стороны, расположенной вдоль свободного края, должно составлять 1,5:1 и менее.

Для зданий стеновой конструктивной системы применяются следующие виды горизонтальных стыков стен и плит перекрытия (см. рис. 3.4):

- платформенный (а), монолитный (б), контактный (в) для полносборных зданий; при выполнении расчетов такие стыки считаются шарнирными;
- контактный (г, д) и платформенный (е) для монолитных и сборно-монолитных зданий; при выполнении расчетов такие стыки считаются условно жесткими.

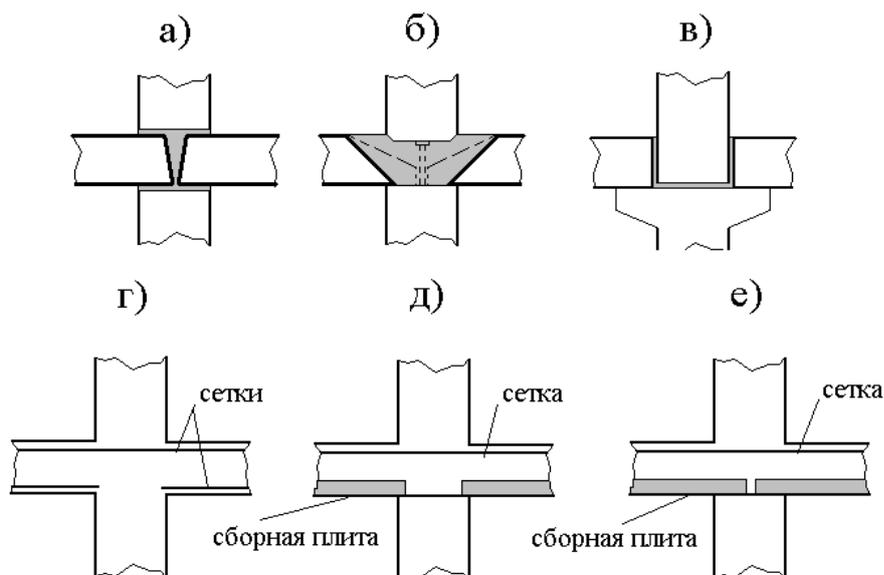


Рис. 3.4. Стыки стен и плит перекрытий зданий стеновой конструктивной системы:

платформенный (а), монолитный (б), контактный (в) для полносборных зданий;  
 контактный (г, д) и платформенный (е) для монолитных и сборно-монолитных зданий

Следует отметить, что здания с поперечно-стеновой и с продольно стеновой конструктивными схемами не обладают такой способностью перераспределять между собой вертикальные нагрузки, как здания с перекрестно-стеновой конструктивной схемой. Поэтому здания с такими конструктивными схемами проектируются высотой до 17-ти этажей, не более.

Если на каждом этаже здания применяются два типа вертикальных несущих конструкций, то они упоминаются в названии конструктивной системы, например, **колонно-стеновая конструктивная система**.

При смене (чередовании) вертикальных несущих элементов по высоте здания конструктивная система называется **комбинированной**. Например, при расположении на нижних этажах здания торговых предприятий, библио-

тек автостоянок в нижних этажах может применяться каркасная конструктивная система, в верхних – стеновая.

Следующим видом конструктивных систем многоэтажных монолитных зданий является не столь распространенная, но все же применяемая **ствольная конструктивная система**

В ствольных конструктивных системах вертикальными несущими конструкциями являются **стволы**, образуемые преимущественно стенами лестнично-лифтовых шахт, на которые непосредственно или через распределительные ригели опираются перекрытия. По способу опирания междуэтажных перекрытий различают ствольные конструктивные схемы:

- с консольным опиранием этажей;
- с этажерочным опиранием этажей;
- с подвесным опиранием этажей.

Здания со ствольными конструктивными системами применяются тогда, когда необходимо иметь свободное пространство под зданием или при сложных инженерно-геологических условиях площадки строительства.

На рисунке 3.5 представлены три вида многоэтажных зданий ствольной конструктивной системы.

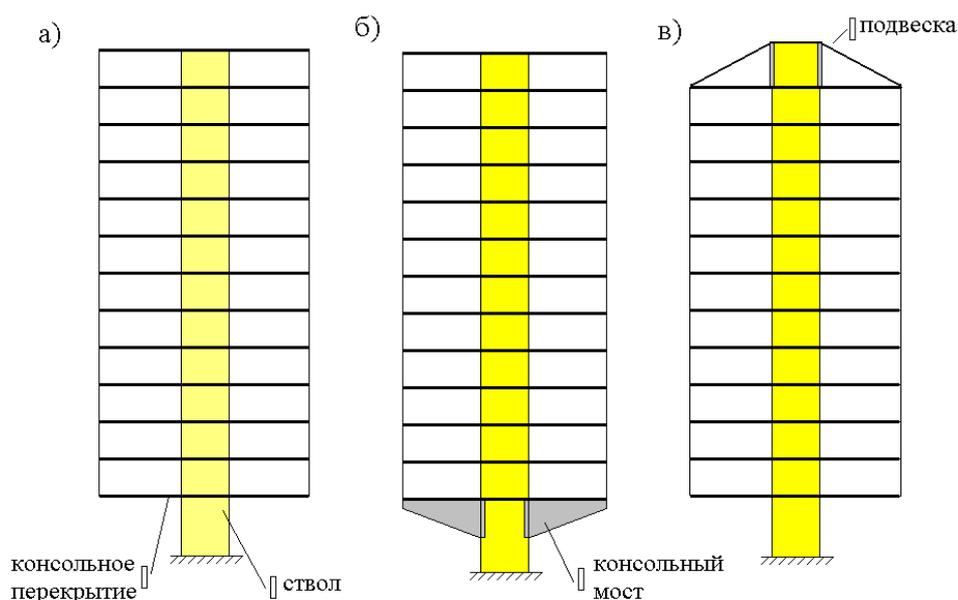


Рис.3.5. Ствольные конструктивные системы:  
 а) – консольная, б) – этажерочная, в) - подвесная

Природные факторы, такие как изменение температуры и влажности наружного воздуха, параметры микроклимата в помещениях внутри здания оказывают влияние на напряженно-деформированное состояние элементов конструктивных систем, в том числе многоэтажных зданий.

Протяженные здания должны быть разделены температурно-усадочными швами на блоки. Расстояние между температурно-усадочными швами, как правило, должно устанавливаться расчетом.

Между тем, нормы определяют максимальное расстояние между температурно-усадочными швами в зависимости от конструктивного решения зданий и климатических условий строительства.

В таблицах 3.4 и 3.5 приведены максимальные расстояния в метрах между температурно-усадочными швами для многоэтажных железобетонных зданий.

Таблица 3.4

Расстояния между температурно-усадочными швами, м  
 в каркасной, колонной и стеновой конструктивных системах

Конструктивное решение многоэтажных железобетонных зданий		
Сборное	Монолитное и сборно-монолитное	
Каркасная конструктивная система	Колонная конструктивная система	Стеновая конструктивная система
60	50	40

Таблица 3.5

Расстояния между температурно-усадочными швами, м  
 в перекрестно-стеновой конструктивной системе  
 при монолитных перекрытиях

Несущие наружные и внутренние стены	40
-------------------------------------	----

Для зданий в сборном железобетоне по сравнению с монолитными зданиями увеличивается длина температурно-усадочного отсека, что объясняется меньшим стеснением возникающих температурно-усадочных деформаций в сборных зданиях.

Кроме того, если в зданиях каркасной (колонной) конструктивной системы сопряжение колонн с фундаментом всегда считается жестким, то в зданиях стеновой конструктивной системы соединение вертикальных несущих конструкций с фундаментами в монолитных зданиях рассматривается как жесткое, а в сборных зданиях может быть шарнирное, что также оказывает влияние на длину температурно-усадочного отсека.

Выполнение конструктивных нормативных требований относительно максимального расстояния между температурно-усадочными швами позволяет отказаться от расчета зданий на температурно-влажностные воздействия, а наличие температурно-усадочных швов приводит к уменьшению усилий в конструкциях и к ограничению раскрытия в них трещин до безопасного уровня.

По пути разрезки зданий на температурно-усадочные отсеки без выполнения расчетов, но с соблюдением конструктивных нормативных требований относительно назначения максимально возможного расстояния между температурно-усадочными швами идут во многих случаях при проектировании протяженных зданий.

В панельных зданиях вертикальные деформационные швы выполняются в виде спаренных поперечных стен, располагаемых на границе температурно-усадочных блоков. Поперечные стены выполняются аналогично торцевым стенам панельных зданий, но без отделки.

Температурно-усадочные швы закрываются металлическими или пластмассовыми компенсаторами из коррозиестойчивых материалов во из-

бежание попадания в них атмосферной влаги и мусора. Ширина вертикальных швов принимается не менее 20 мм.

В зданиях колонной конструктивной системы по границам смежных блоков устанавливаются колонны, а температурно-усадочный шов разделяет плиты перекрытий и наружные продольные стены соседних блоков.

На рисунке 3.6 приведен пример конструктивного решения температурно-усадочного шва при устройстве его в кровле, устроенной по железобетонной плите покрытия здания.

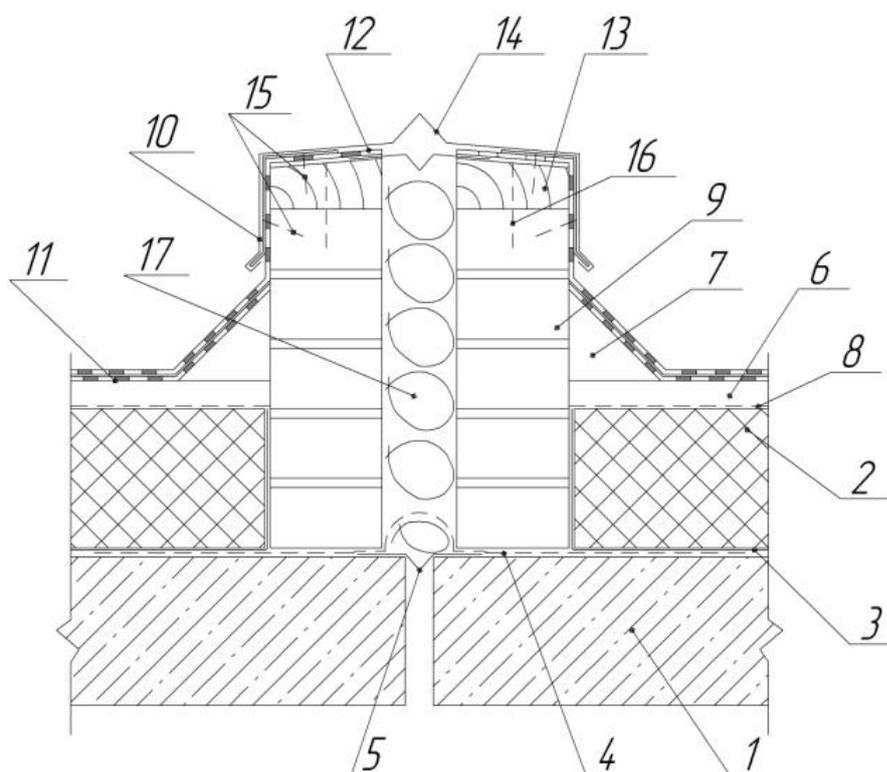


Рис. 3.6. Деформационный шов (кровля): 1-железобетонная плита, 2-утеплитель, 3-пароизоляция, 4-дополнительный слой пароизоляции, 5-стальной компенсатор, 6-выравнивающая стяжка, 7-бортик, 8-разделительный слой, 9-кирпичная кладка, 10-костыль, 11-основной водоизоляционный ковер, 12-дополнительный водоизоляционный ковер, 13 – деревянный брус, 14-защитный фартук из оцинкованной стали, 15, 16 – элементы крепления, 17 – минеральная вата

На рисунке 3.7 показано конструктивное решение температурно-усадочного шва в наружных ненесущих стенах, устанавливаемых на перекрытия здания.

Следует отметить, что решающим моментом в сохранности заполнения температурно-усадочных швов, разделяющих здание на блоки, является заполнение швов материалами, обеспечивающими свободное перемещение конструкций соседних блоков.

И хотя это утверждение является очевидным, в возведенных, в том числе в последние годы, многоэтажных жилых зданиях имеют место дефекты заполнения температурно-усадочных швов.

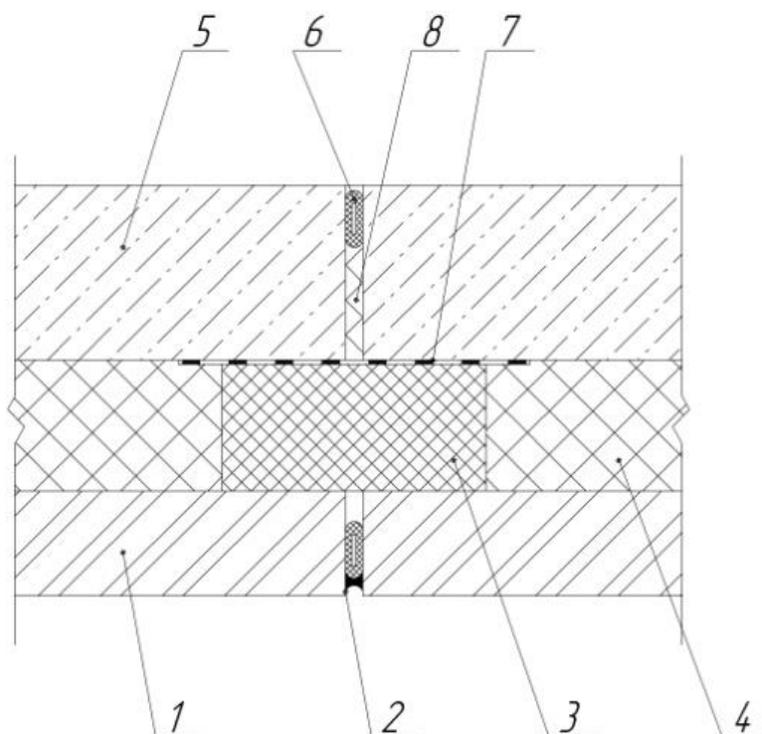


Рис.3.7. Деформационный шов (наружная стена): 1- кирпичная стена, 2 - мастика, 3 - противопожарная рассечка из минераловатных плит, 4- утеплитель (пенополистирол), 5 - стена из бетонных камней, 6 - прокладка уплотняющая трубчатая Вилатерм – СМ, 7 - пароизоляции, 8 - минеральная вата. Деформационный шов (наружная стена): 1- кирпичная стена, 2 - мастика, 3 - противопожарная рассечка из минераловатных плит, 4 - утеплитель (пенополистирол), 5 - стена из бетонных камней, 6 - прокладка уплотняющая трубчатая Вилатерм – СМ, 7 - пароизоляции, 8 - минеральная вата

### ***3.2. Виды конструкций, основные конструктивные параметры, схемы и узлы армирования несущих элементов зданий***

Несущая конструкция монолитного железобетонного здания состоит из фундамента, опирающихся на него вертикальных несущих конструкций (колонн и стен) и объединяющих их в единую пространственную систему горизонтальных несущих элементов здания (плиты перекрытий и покрытия).

Несущие элементы здания характеризуются конструктивными параметрами, включающими в себя: геометрические размеры поперечных сечений конструкции, классы материалов конструкции (бетона и арматуры, а также процент армирования железобетонного конструктивного элемента.

Размеры поперечного сечения проектируемой конструкции определяются геометрией конструктивной схемы здания, то есть зависят от размеров сетки колонн или шага несущих стен, а также от этажности здания и высоты этажей.

Рекомендации по назначению размеров поперечного сечения несущих элементов многоэтажного монолитного здания, вида и классов материалов, а также информация о минимально допустимом проценте армирования приведены в СП 52-103-2007 (Железобетонные монолитные конструкции зданий) и СП 63.13330.2012 (Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения).

В процессе проектирования для несущих элементов зданий рекомендуется принимать оптимальные конструктивные параметры, устанавливаемые на основе технико-экономического анализа.

Ниже рассматриваются конструктивные решения, конструктивные параметры, схемы и узлы армирования основных несущих конструкций многоэтажных монолитных зданий колонной и стеновой конструктивной системы.

#### ***Фундаменты***

Конструктивное решение фундаментов многоэтажных зданий определяется нагрузками, передаваемыми зданием на грунтовое основание. Оно зависит от конструктивного решения здания и связано с инженерно-геологическими условиями площадки строительства.

Основным материалом для фундаментов в настоящее время является железобетон. Железобетонные фундаменты подразделяются на следующие типы:

- отдельные фундаменты под колонны;
- ленточные фундаменты под колонны и стены;
- сплошной фундамент в виде железобетонной плиты под всем зданием или его частью.;
- отдельные, ленточные фундаменты и фундаменты в виде железобетонной плиты с использованием свай.

Фундаменты современных монолитных многоэтажных зданий, в большинстве случаев, выполняются в виде фундаментных плит. Фундаментные плиты могут проектироваться сплошными, ребристыми и коробчатыми.

Армирование сплошной плоской фундаментной плиты выполняется сетками, расположенными у верхней и нижней грани плиты. Важным элементом армирования фундаментной плиты являются поддерживающие каркасы (см. рис. 3.8).

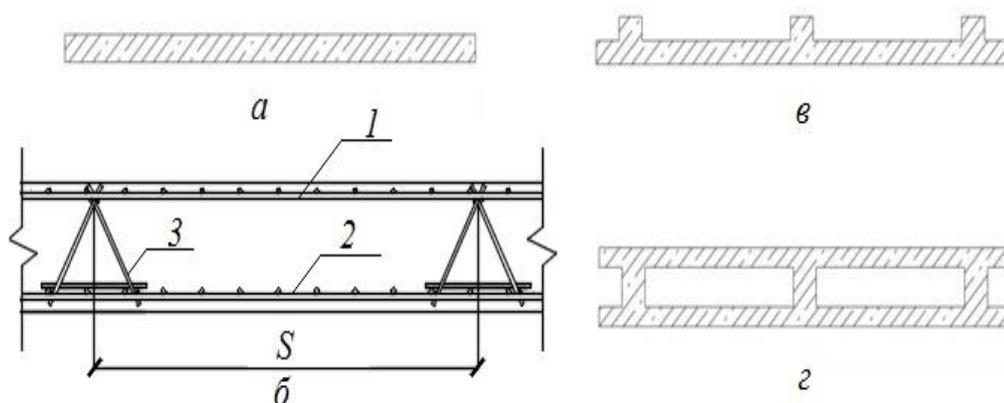


Рис.3.8. Виды фундаментных плит многоэтажных монолитных зданий: а, б - сплошная (1 – верхняя сетка армирования фундаментной плиты, 2 – нижняя сетка армирования фундаментной плиты, 3 – поддерживающие каркасы), в – ребристая, в – коробчатая

Составными элементами ребристой фундаментной плиты являются балки-ребра и плиты, монолитно связанные с балками. Балки-ребра фундаментной плиты армируются каркасами (см. рис. 3.9).

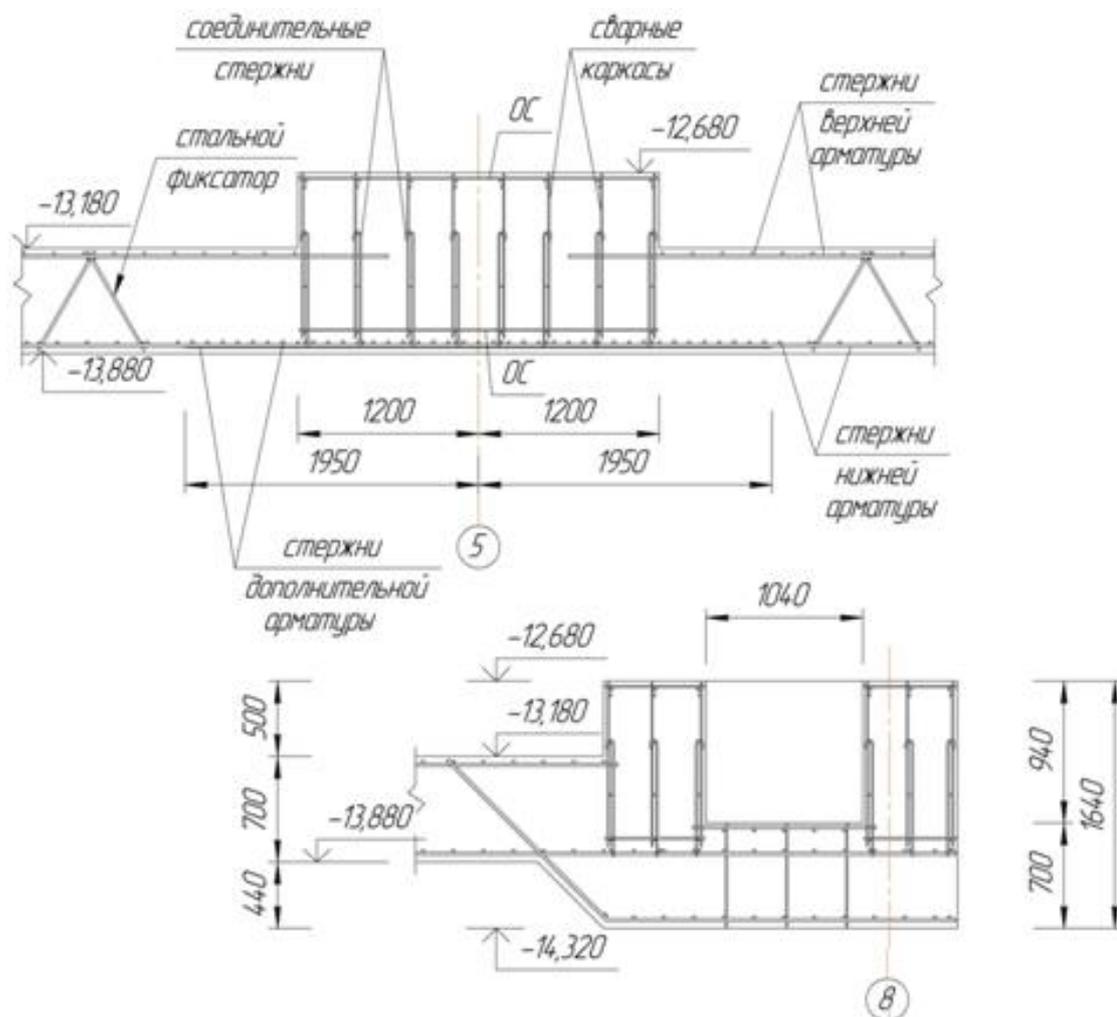


Рис.3.9. Армирование ребристой фундаментной плиты многоэтажного здания колонной конструктивной системы

Коробчатые фундаментные плиты состоят из плитных и стеновых элементов. Фундаментные плиты этого вида, в основном, находят место при проектировании высотных зданий.

Минимальную толщину сплошной фундаментной плиты рекомендуется принимать не менее 500 мм для сплошных плит и не более 2 м для коробчатых плит (или более двух метров – при организации подземного техниче-

ского этажа), класс бетона – не менее В20 (марку по водонепроницаемости – не менее W6), процент армирования – не менее 0,3% .

Для сокращения расхода арматуры при армировании фундаментной плиты рекомендуется сначала установить рабочую арматуру, исходя из минимального процента армирования, а на участках, где действующие усилия превышают усилия, воспринимаемые этой арматурой, установить дополнительную арматуру. Однако такой подход приводит к более сложному армированию, требующему более тщательный контроль за выполнением арматурных работ

Фундаментные плиты сплошного сечения армируются сетками. Арматурные сетки могут быть сварными и вязанными.

Сетки располагаются у нижней и верхней поверхностей плиты. В толстых фундаментных плитах должна быть уложена промежуточная сетка в средней по высоте зоны плиты.

Это требование аналогично требованию по размещению в больших поперечных сечениях балок и колонн дополнительных стержней продольной арматуры.

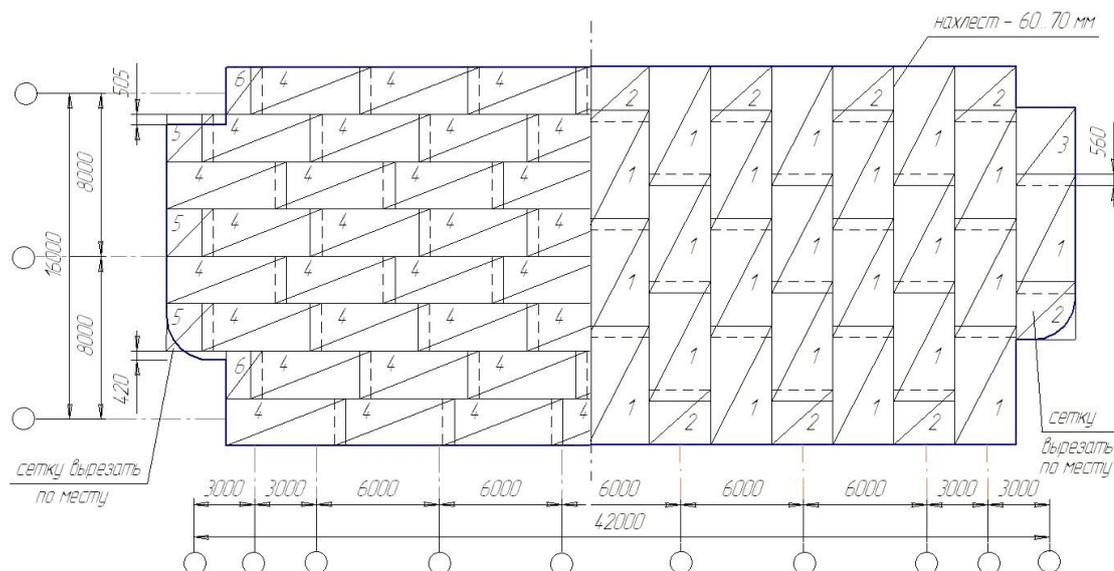


Рис.3.10. Схема раскладки унифицированных сварных сеток в два слоя при армировании фундаментной плиты

На рисунке 3.10 приведен пример армирования сплошной фундаментной плиты сварными сетками. Применение сварных унифицированных сеток позволяет уменьшать трудоемкость выполнения арматурных работ при устройстве фундаментной плиты.

Сетки имеют рабочую арматуру в одном (продольном) направлении. Они укладываются друг на друга в два слоя в направлении координатных осей обоих направлений. Таким образом обеспечивается армирование плиты рабочей арматурой в двух направлениях.

Применение сварных сеток, укладываемых в два слоя и имеющих рабочую арматуру только в продольном направлении, позволяет упростить стыкование рабочей арматуры сеток.

Требование по стыкованию арматуры в разбежку приводит к необходимости смещения сеток относительно друг друга в продольном и поперечном направлениях.

На схеме армирования, приведенной на рисунке 3.10, стержни сетки рабочего направления перепускаются на длину перепуска  $l_1$ , а конструктивные стержни другого направления достаточно было перепустить на 50...100 мм.

Сетки армирования в два слоя укладываются у верхней и нижней грани плиты. Для фиксации в проектном положении нижних сеток армирования фундаментной плиты и обеспечения необходимого защитного слоя арматуры (40 мм) применяются пластмассовые или бетонные фиксаторы.

Для фиксации верхних сеток в проектном положении (толщина защитного слоя – 25 мм) применяются арматурные (поддерживающие) каркасы. Один из вариантов конструктивного решения поддерживающего каркаса приведен на рисунке 3.11.

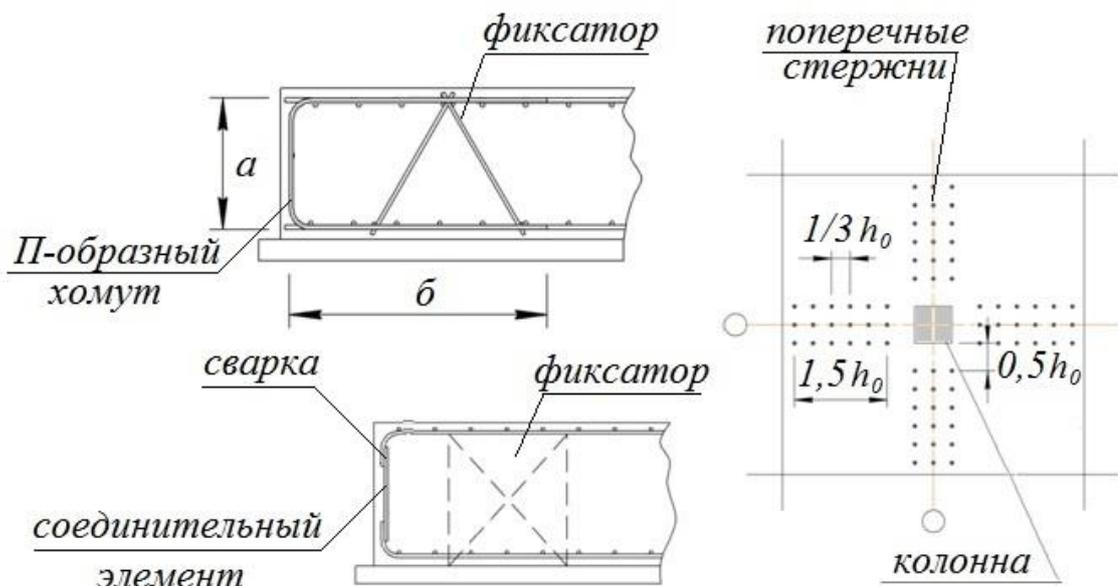


Рис.3.11. Узлы армирования плоской сплошной фундаментной плиты (установка соединительных элементов по периметру фундаментной плиты и поперечных стержней в зоне сопряжения плиты с колонной)

Выше, на рисунке 3.9, приведен пример смешанного армирования ребристой фундаментной плиты. При армировании фундаментной плиты используются вязаные и сварные арматурные изделия. Составная часть ребристой конструкции плоской плиты армируется отдельными стержнями, объединенными вязальной проволокой в сетки.

Вязальная проволока должна быть диаметром  $d = 1$  мм. Концы арматурных стержней закрепляются не менее чем в двух-трех пересечениях арматурных стержней подряд. В средних полях они должны закрепляться в шахматном порядке через два-три пересечения.

Ребра фундаментной плиты армируются сварными плоскими каркасами. Плоские каркасы объединяются в объемные каркасы отдельными стержнями ОС, как правило, также с применением вязальной проволоки.

Дополнительная арматура объединяет арматуру каркасов ребер с арматурой нижних сеток армирования фундаментной плиты.

Как указано выше, нижние сетки армирования плиты устанавливаются в проектное положение с применением пластмассовых (или растворных)

фиксаторов. Для обеспечения проектного положения верхних сеток используются стальные фиксаторы (поддерживающие каркасы).

В рассмотренном на рис. 3.11 примере стальные фиксаторы выполнены из арматуры -  $\text{Ø}16\text{A}500\text{C}$ . Поперечные стержни соединяются в каркасах под углом  $60^\circ$  и установлены с шагом 400 мм.

Для исключения провисания арматурных стержней на участках между стальными фиксаторами они должны устанавливаться с шагом:  $S = 1000$  мм при диаметре арматурных стержней  $d \leq 16$  мм;  $S = 2000$  мм при диаметре арматурных стержней  $d = 16 - 25$  мм;  $S = 3000$  мм при диаметре арматурных стержней  $d > 25$  мм.

Следует также отметить, что при применении тяжелых сеток с арматурными стержнями больших диаметров необходимо предусматривать применение устойчивых поддерживающих каркасов - стальных фиксаторов.

Важным моментом при проектировании фундаментной плиты является проработка узлов армирования.

На рисунке 3.11 показаны узлы армирования. На концевых участках фундаментной плиты устанавливается поперечная арматура в виде П-образных хомутов.

При этом длина П-образных хомутов ( $b$ ) должна в два раза превышать их высоту ( $a$ ). Поперечные хомуты обеспечивают восприятие крутящих моментов у края плиты и необходимую анкерровку концевых участков продольной арматуры.

Другим вариантом армирования концевых участков фундаментной плиты является приварка соединительных элементов (поперечных стержней) к стержням нижних и верхних сеток армирования плиты, которая осуществляется по периметру фундаментной плиты.

При проектировании плоской сплошной фундаментной плиты обязательным является выполнение расчета армирования зоны сопряжения плиты с колонной.

Опираение колонн на фундаментную плиту сопряжено с концентрированным приложением усилий – сосредоточенных силы и изгибающего момента, а также с возможным появлением здесь трещин и разрушений.

Для предотвращения этих явлений в зоне продавливания фундаментной плиты должна устанавливаться поперечная арматура.

По конструктивным требованиям, изложенным в СП 63.13330.2012, поперечная арматура в плитах в зоне продавливания устанавливается с шагом  $S$  не более  $\frac{1}{3}h_0$  и не более 300 мм.

Стержни, ближайшие к контуру колонны, располагаются на расстоянии  $\frac{1}{3}h_0 \dots \frac{1}{2}h_0$  от этого контура на длине  $1,5 h_0$ . Стержни поперечной арматуры принимаются не менее  $\varnothing 6A240$ .

Поперечные стержни в зоне продавливания могут быть равномерно распределены или устанавливаться крестообразно (рис. 3.11). При этом поперечные стержни должны быть приварены к продольной арматуре или охватывать ее.

На рисунке 3.12 приведен узел армирования прямка сплошной фундаментной плиты.

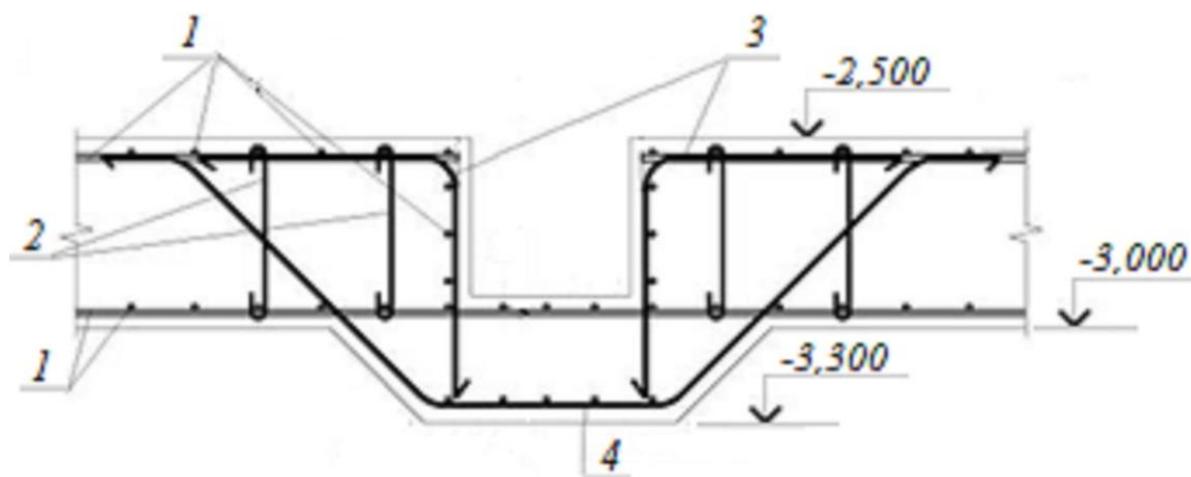


Рис.3.12.. Армирование прямка сплошной фундаментной плиты: 1 – стержни основной рабочей арматуры, 2 – шпильки, 3 – гнутые стержни обрамления прямка, 4 – гнутые стержни армирования зоны утолщения фундаментной плиты

## Колонны

Основными конструктивными параметрами колонн являются: высота колонны, размеры ее поперечного сечения, классы материалов, из которых колонна изготовлена, процент армирования.

Колонны могут иметь поперечное сечение квадратное, прямоугольное, круглое, кольцевое, крестовое, но наиболее распространены колонны с квадратным или прямоугольным поперечным сечением.

Для квадратных поперечных сечений колонн минимальный рекомендуемый размер стороны составляет 300 мм.

Прямоугольные колонны (пилоны) с вытянутым поперечным сечением имеют соотношение большей стороны к меньшей не более 4. Более вытянутые в плане колонны следует рассматривать и армировать как стены.

Для колонн (пилонов) с вытянутым поперечным сечением размер меньшей стороны должен приниматься не менее 200 мм.

Класс бетона для колонн, как правило, принимается В25...В60. Классы продольной рабочей арматуры, используемой для армирования колонн, принимаются, как правило, А400, А500, А600.

Минимальный процент армирования колонн как внецентренно сжатых элементов зависит от их гибкости (см. табл. 3.6). Максимальный процент армирования (включая участки с нахлестным соединением арматуры) должен составлять не более 10%.

Таблица 3.6

Минимальный процент армирования  $\mu_s\%$ , min

Гибкость $\lambda$ сжатого элемента	$\mu_s\%$	Гибкость $\frac{l_0}{h}$ сжатого элемента	$\mu_s\%$
$\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 5$	0,2	$\lambda = \frac{l_0}{h} \geq 25$	0,5

Колонны армируются продольной, как правило, симметричной арматурой, расположенной в углах (по контуру) поперечного сечения, а в необходимом случае – внутри поперечного сечения.

Для того, чтобы поперечная арматура могла предотвращать выпучивание сжатых продольных стержней и обеспечивать восприятие поперечных сил по высоте колонны, она должна располагаться с шагом  $S=15d$  ( $S=10d$ ).

Правила конструирования колонн регламентируют:

- минимальное количество продольных стержней в поперечном сечении колонны, заданное при проведении расчета;
- диаметр и шаг поперечных стержней.

На рисунке 3.13 приведены размеры поперечного сечения колонн и показано, какое количество продольных стержней рабочей арматуры должно быть установлено в сечении колонн для обеспечения совместной работы арматуры и бетона.

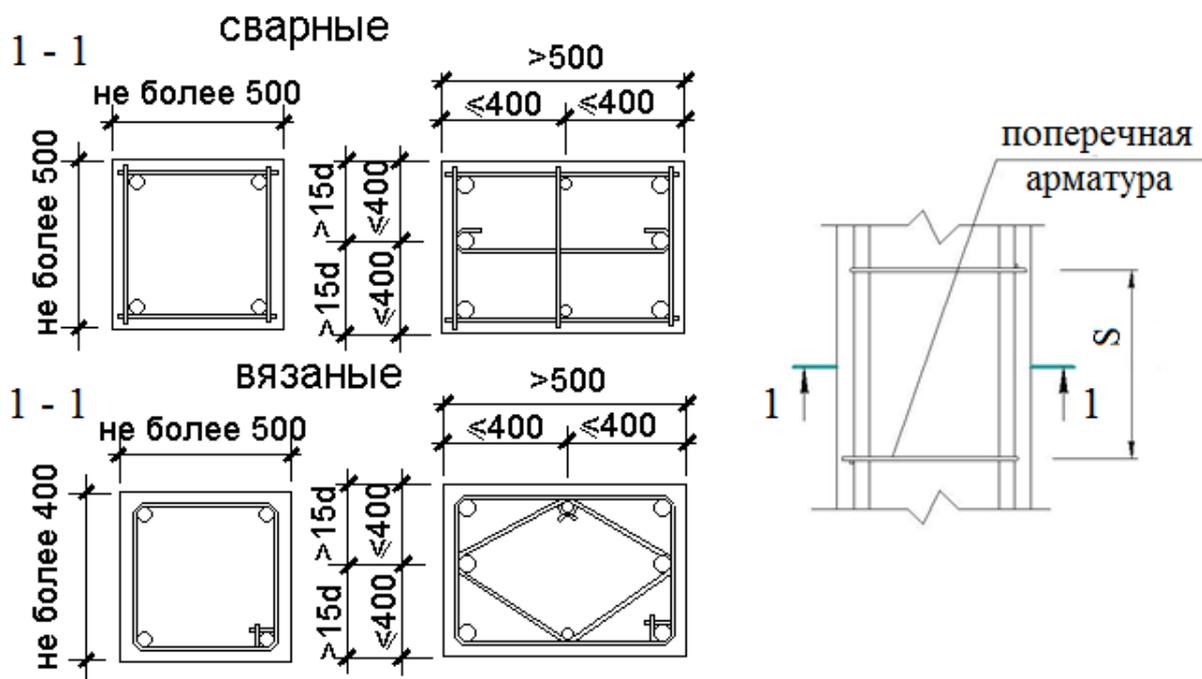


Рис. 3.13. Конструктивные требования к минимальному количеству продольных стержней в поперечном сечении колонны

Конструктивные требования в отношении диаметра и шага поперечных стержней, а также усиления концевых участков, следующие:

- во внецентренно сжатых элементах продольная арматура объединяется поперечной (хомутами), установленными с шагом ( $S$ ) для закрепления продольных стержней от бокового выпучивания. Диаметр хомутов должен быть не менее  $0,25$  наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее  $6$  мм для вязанных каркасов;

- с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры шаг поперечной арматуры должен не превышать  $15d$  и быть не более  $500$  мм;

- диаметр поперечной арматуры для сварных каркасов определяется из условия свариваемости с продольной арматурой сжатого элемента;

- в местах стыкования рабочей арматуры внахлестку без сварки хомуты устанавливаются с шагом  $10d$ ;

- при проценте армирования свыше  $1,5\%$  у одной из граней элемента хомуты устанавливаются с шагом  $10d$  и не более  $300$  мм.

В монолитных многоэтажных зданиях стыки продольной арматуры колонн выполняются в уровне верха перекрытий. Устройство стыков связано с выбором способа стыкового соединения стержней, а также с выполнением ряда конструктивных требований (см. рис.14).

Основными способами соединения стержней являются:

- стыки арматурных стержней внахлестку без сварки;
- стыкование арматуры с применением сварки;
- стыки арматурных стержней с применением специальных механических устройств, например, отпрессованных или резьбовых муфт.

Для снижения расхода стали и облегчения технологической возможности бетонирования колонн при диаметре арматурных стержней  $20$  мм и более следует выполнять стыкование арматуры в торец с помощью ванной сварки или обжимных муфт.

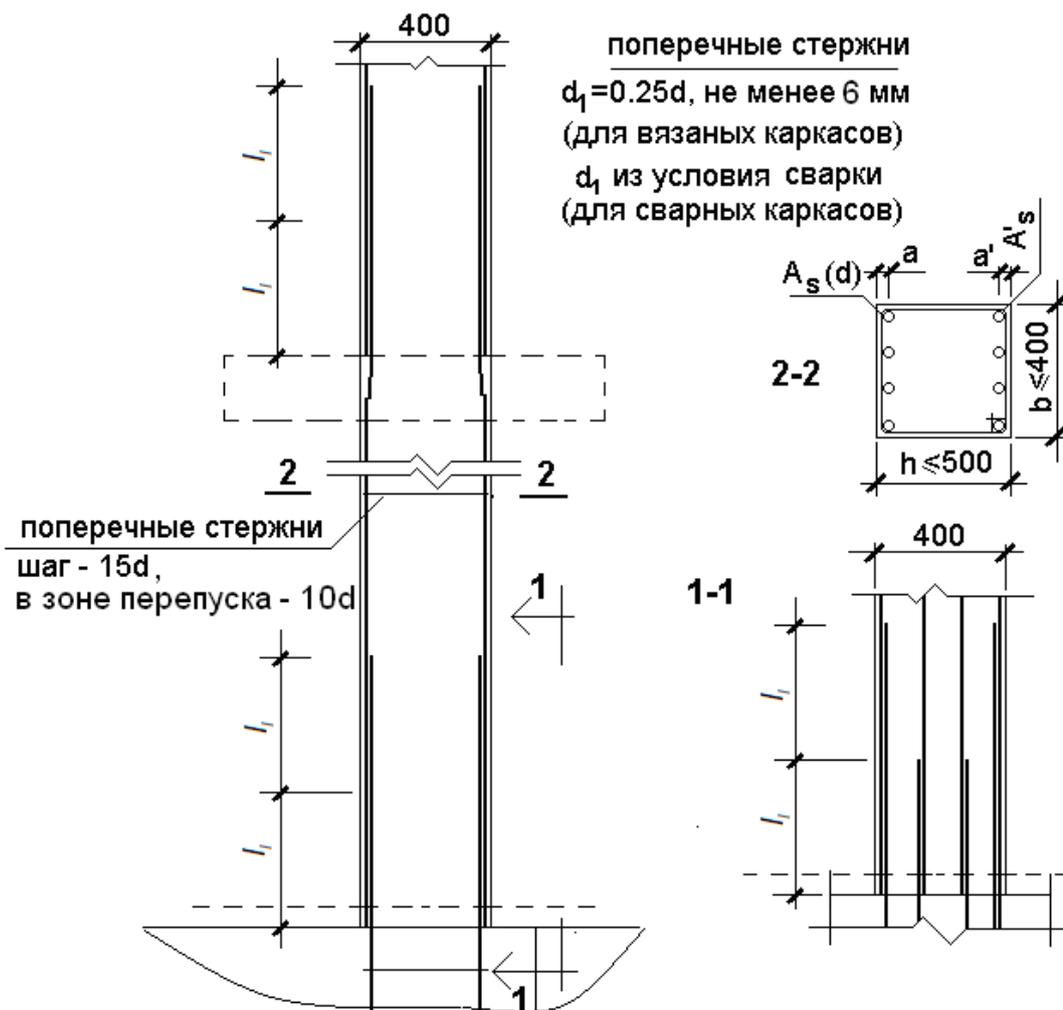


Рис.3.14. Схема армирования монолитной колонны многоэтажного здания (стыкование продольных стержней с использованием перепуска арматуры)

## Стены

Основными конструктивными параметрами стен являются:

- толщина стен (принимается не менее 18 см);
- класс бетона по прочности на сжатие – не менее В20;
- процент армирования в любом сечении стены (включая участки с нахлестным соединением арматуры) - не более 10%.

При высоких процентах армирования максимальная крупность заполнителя в бетонной смеси при возведении стен не должна превышать 10 мм.

Стены наряду с колоннами являются вертикальными несущими конструкциями зданий. Конструктивные требования к армированию стен отличаются от конструктивных требований к армированию колонн.

Стены монолитных зданий армируются вертикальными (продольными) и горизонтальными (поперечными) стержнями, объединенными в сетки.

Сетки располагаются у противоположных боковых поверхностей стены и соединяются между собой шпильками. Стыкование продольных стержней по высоте здания производится в уровне перекрытий внахлестку без сварки, как это показано на рисунке 3.15.

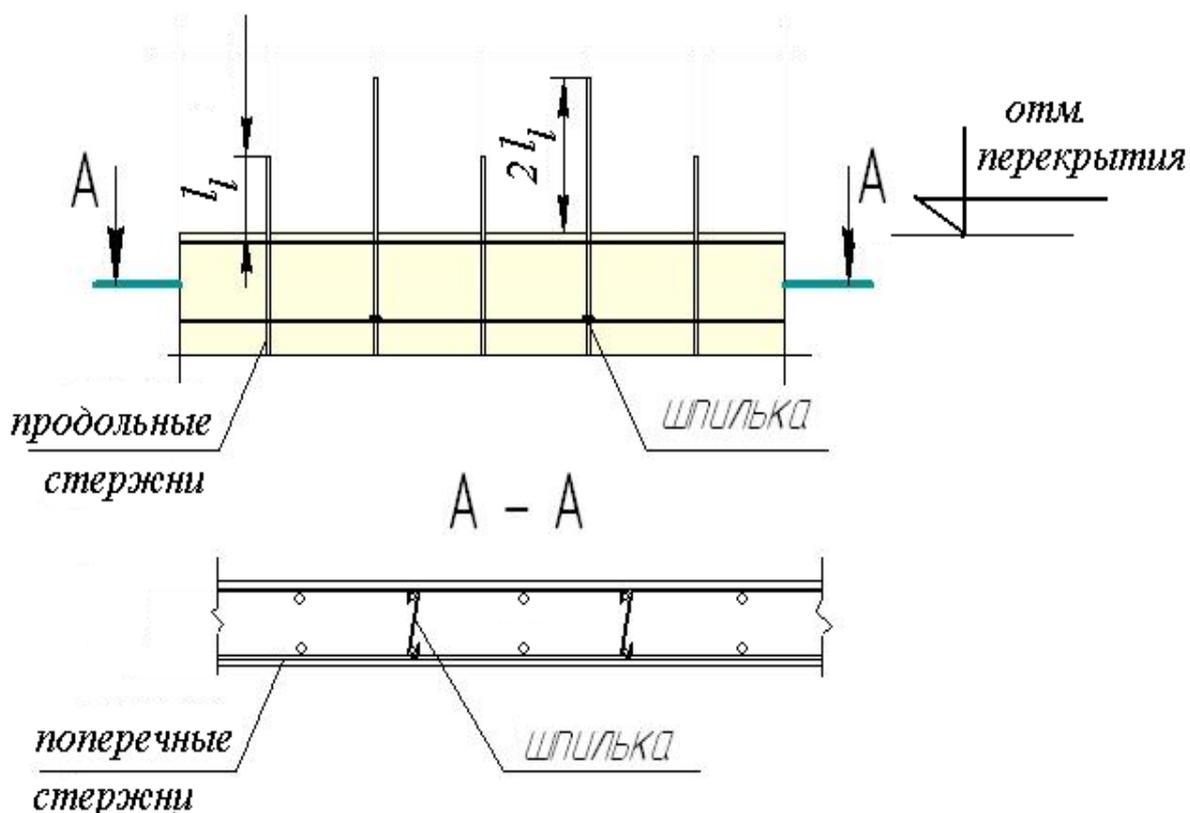


Рис. 3.15. Схема армирования несущих стен монолитных зданий

Конструктивные требования к армированию стен зависят от насыщенности поперечного сечения стен продольной рабочей арматурой, то есть от процента армирования  $\mu\%$  стены:

- в железобетонных стенах поперечные стержни, нормальные плоскости стены (шпильки), должны иметь шаг по вертикали не более  $20d$  (для предотвращения выпучивания продольной рабочей арматуры), а по горизонтали - не более 600 мм;

- если требуемая по расчету продольная арматура имеет насыщение меньше минимального процента армирования, то поперечные стержни можно располагать на расстояниях по вертикали не более 600 мм, а по горизонтали не более 1000 мм;

- при высоком насыщении продольной арматурой железобетонных стен ( $\mu\% > 2\%$ ) поперечные стержни должны располагаться на расстоянии по вертикали не более  $15d$  и не более 500 мм, а по горизонтали - не более 400 мм и не более 2-х шагов вертикальных стержней ( $d$  – диаметр вертикальных стержней).

В вертикальных сечениях узлов сопряжения продольных и поперечных несущих стен монолитного железобетонного здания стеновой конструктивной системы действуют усилия отрыва.

Усилия отрыва возникают из-за разности перемещений продольных и поперечных несущих стен, обусловленных различным нагружением стен, а также проявлением усадочных и температурных деформаций.

Для уменьшения разности вертикальных перемещений несущих стен рекомендуется их выполнять из разных бетонов, отличающихся видом и классом, а также оптимизировать толщины сопрягаемых стен.

Зона контакта продольных и поперечных стен армируется по высоте стен П-образными или гнутыми хомутами (рис. 3.16).

При этом сечение арматурных связей проектируется из условия восприятия ими усилий отрыва, а тип вертикального соединения сопрягаемых стен определяется последовательностью их возведения.

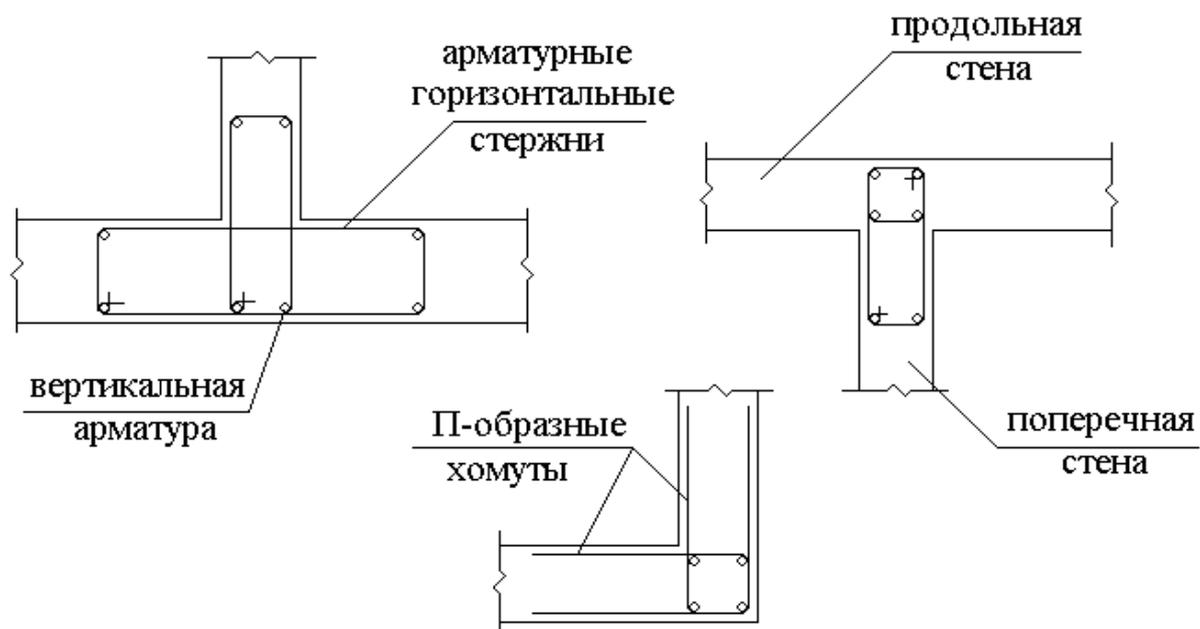


Рис. 3.16. Схема армирования зоны контакта продольных и поперечных стен

На рисунке 3.17 представлены узлы армирования стен подземной части многоэтажного здания.

Наружные стены испытывают действие бокового давления грунта. Рабочей является вертикальная (1) и горизонтальная (2) арматура стен. Вертикальные и горизонтальные стержни с использованием вязальной проволоки объединены в арматурные сетки. П-образные хомуты (3) и фиксаторы-скобы (4) устанавливаются по конструктивным требованиям.

Вертикальные грани дверных и иных проемов в несущих монолитных стенах обрамляются по высоте проема П-образными или замкнутыми хомутами (рис. 3.18).

Хомуты обеспечивают анкеровку концевых участков горизонтальных стержней и предохраняют крайние вертикальные стержни от выпучивания.

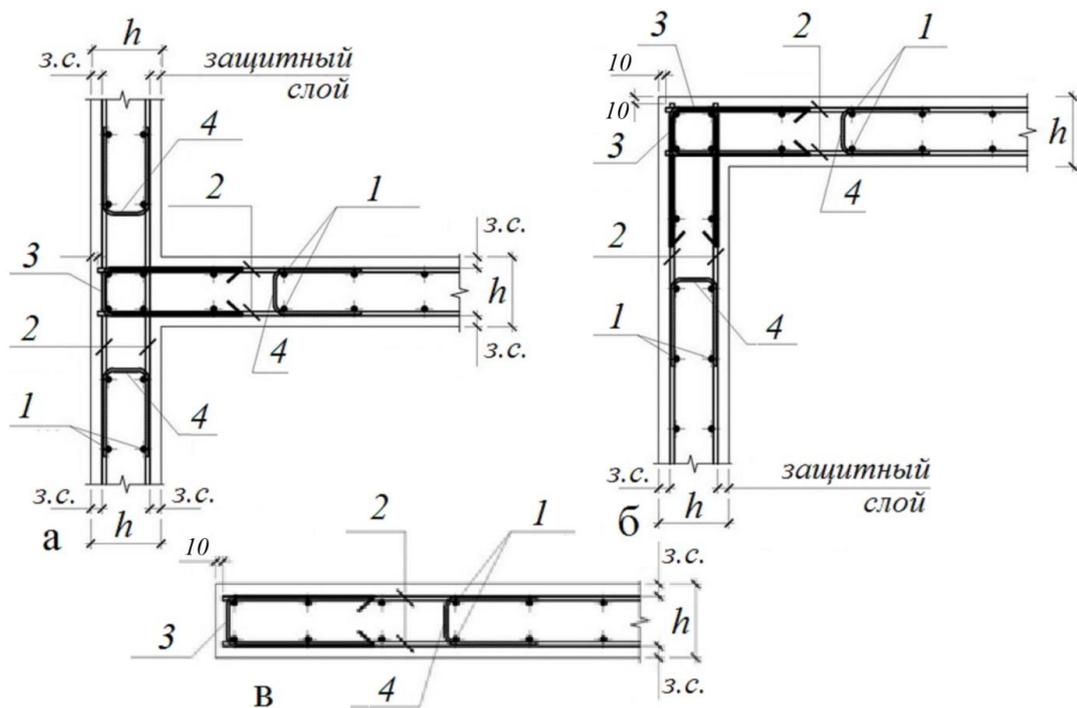


Рис. 3.17. Узлы армирования пересечения стен (а, б) и торца стены (в) подземной части многоэтажного здания: 1 – вертикальная арматура, 2 – горизонтальная арматура, 3 – П-образные хомуты, 4 – фиксаторы-скобы из арматурных стержней 8-А500С с шагом 600 мм в шахматном порядке.

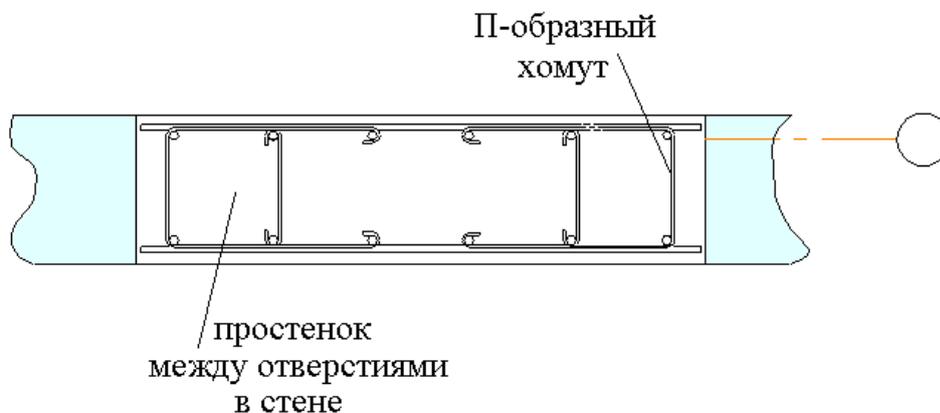


Рис. 3.18. Схема армирования простенка стены с применением П-образных хомутов

В надземной части монолитных зданий колонной конструктивной системы наружные стены устанавливаются на междуэтажные перекрытия. Стены подземных этажей здания - несущие монолитные.

На рисунке 3.19 показан пример армирования монолитных стен подвальных этажей здания (узел сопряжения стены и колонны).

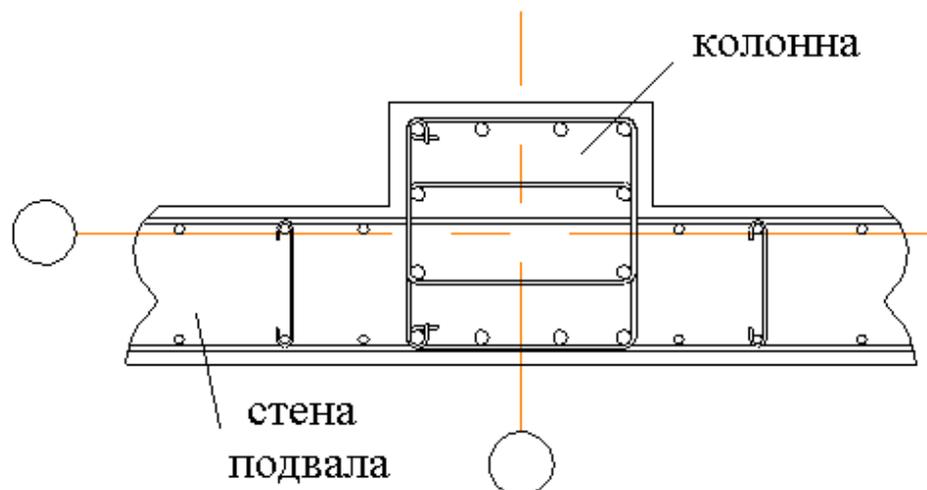


Рис. 3.19. Схема армирования несущих стен (узел сопряжения стены и колонны)

Перекрытки монолитных стен многоэтажных зданий изгибаются под действием нагрузок, передаваемых на них от плит перекрытий.

Перекрытки испытывают перекос от продольного изгиба столбов, расположенных справа и слева от перекрычек при воздействии на расчетную схему здания горизонтальной (ветровой) нагрузки, а также вертикальных (постоянных и временных) нагрузок на перекрытие.

Перекрычки армируются по результатам расчета с учетом конструктивных требований, предъявляемым к армированию изгибаемых элементов.

На рисунке 3.20 показано армирование перекрычки.

Стержни продольной рабочей арматуры устанавливаются у нижней и верхней граней перекрычки. Как правило, применяется симметричное армирование.

Дополнительные продольные стержни необходимы тогда, когда высота сечения перекрычки  $h > 700$  мм. Продольные стержни рабочей арматуры должны быть заведены в столбы на длину анкеровки  $l_{an}$  и не менее чем на 500 мм.

Поперечные стержни устанавливаются с шагом не более  $h_0/2$  и не более 300 мм. Продольные и поперечные стержни объединяются в плоские каркасы.

сы. Шпильки используются для соединения плоских каркасов в объемный каркас.

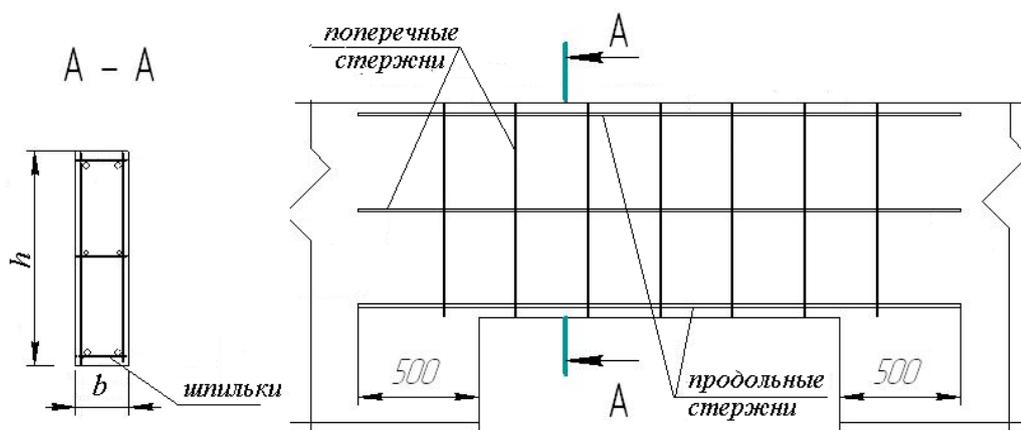


Рис. 3.20. Схема армирования перемычек монолитных стен:

### **Перекрытия и покрытия**

Основными конструктивными параметрами плоских плит перекрытий являются толщина плит (для балочных перекрытий конструктивными параметрами также являются размеры поперечного сечения балок), классы материалов, из которых изготовлены плиты, и процент содержания продольной арматуры.

Перекрытия в многоэтажных монолитных зданиях колонной КС бывают:

- безбалочные в виде гладких (плоских) плит;
- безбалочные в виде плоских плит с капителями;
- безбалочные в виде гладких (плоских) плит с контурными балками по периметру здания;
- безбалочные в виде плоских плит с капителями с контурными балками по периметру здания;
- балочные с межколонными балками, расположенными в одном или двух направлениях;

- балочные кессонные перекрытия с опиранием на межколонные балки двух направлений.

Следует отметить, что в классическом варианте монолитного балочного перекрытия ребра балок направлены вниз. В этом случае при работе балок в пролете их расчетное поперечное сечение принимается как тавровое, так как в работу вовлекаются части плиты перекрытий. Это приводит к уменьшению площади продольной рабочей арматуры в нижнем сечении балок.

В опорных сечениях многопролетных балок монолитного перекрытия расчетное сечение балок – прямоугольное, поэтому для обеспечения несущей способности балок в опорных сечениях требуется большая площадь верхней продольной арматуры по сравнению с нижней арматурой балок.

Плоская верхняя поверхность монолитного балочного перекрытия с ребрами вниз облегчает устройство полов современных конструктивных решений. А для балочных перекрытий с ребрами вверх для устройства пола требуются более сложные решения, например, укладка лаг. Но зато в этом случае имеет место гладкая поверхность потолка, а полости в конструкции пола можно использовать, например, для размещения инженерных коммуникаций.

В таблице 3.7 приведены рекомендации СП 52-103-2007 по назначению типа перекрытия в зависимости от размера пролета перекрытий в монолитных многоэтажных зданиях стеновой и колонной конструктивных систем.

Таблица 3.7

Рекомендации по выбору типа перекрытия монолитного многоэтажного здания колонной и стеновой конструктивных систем

№ п/п	Вид монолитного перекрытия	Рекомендуемые расстояния между опорами перекрытия
1	Плоское перекрытие по колоннам или стенам	до 6...8 м
2	Плоское перекрытие по капителям колонн	более 7..8 метров
3	Ребристое перекрытие с межколонными балками или с опиранием балок на стены	от 7..8 до 12 м

4	Кессонное ребристое балочное перекрытие или кессонная пустотная плита перекрытия с опиранием на четыре стороны (балки или стены)	12-15 м (зальные помещения)
---	--	-----------------------------

В соответствии с СП 52-103-2007 рекомендуется принимать толщину плоской плиты перекрытия не менее 16 см и не менее  $1/30$  длины наибольшего пролета, но не более 25 см.

Высота сечений многопролетных балок монолитного перекрытия принимается ( $1/15...1/18$ ) пролета балок, для балок кессонного перекрытия -  $1/20$  пролета.

Минимальный класс бетона для изготовления перекрытий принимается В20. Для армирования монолитных перекрытий используется арматура классов А400, А500, А600.

Минимальный процент армирования изгибаемых конструкций составляет 0,1%. Значение максимального процента армирования изгибаемых элементов связано со значениями коэффициентов  $\xi$  и  $A_0$ , которые определяются при расчете, характеризуют высоту сжатой зоны бетона и ограничиваются граничными значениями коэффициентов. Граничные значения коэффициентов  $\xi_R$  и  $A_R$  приведены в таблице П6 *Приложения*.

В СП 52-103-2007 изложены основные подходы (конструктивные требования) к армированию плоских монолитных плит перекрытия в зданиях колонной конструктивной системы. Эти подходы состоят в следующем:

- для нерегулярной конструктивной системы нижняя арматура устанавливается одинаковой по всей площади плиты перекрытия в соответствии с максимальным значением усилий в пролетах плиты; основная верхняя арматура принимается такая же, как нижняя, а у колонн и стен жесткости должна быть установлена дополнительная верхняя арматура, которая в сумме с основной воспринимает опорные усилия в плите;

- для регулярной конструктивной системы продольную арматуру рекомендуется устанавливать по надколонным и межколонным полосам в двух

взаимно перпендикулярных направлениях с учетом действующих в этих полосах усилий; нормами допускается установка части арматуры плит в виде сварных непрерывных каркасов в надколонных полосах плиты в двух направлениях (скрытые балки), при этом каркасы должны быть пропущены сквозь тело колонн;

- с целью сокращения расхода арматуры рекомендуется стержни нижней и верхней арматурных сеток плиты (фоновой арматуры) подбирать по минимальному проценту армирования ( $\mu\% = 0,1\%$ ), а на участках, где действующие усилия превышают усилия, воспринимаемые фоновой арматурой, устанавливается дополнительная арматура, которая в сумме с фоновой будет воспринимать максимальные усилия, возникающие в плите под нагрузкой.

Кроме того, при конструировании плоской плиты перекрытия необходимо выполнение следующих конструктивных требований:

- для фиксации в проектном положении нижней сетки армирования плиты используются стандартные пластмассовые фиксаторы, для фиксации в проектном положении верхней сетки армирования плиты разрабатываются и применяются стальные фиксаторы (рис. 3.21), которые включаются в спецификацию арматуры плиты;

- в зоне продавливания поперечная арматура устанавливается в плитах в направлениях, перпендикулярных направлениям сторон расчетного контура, с шагом  $S_w$  не более  $h_0/3$  (допускается увеличение шага  $S_w \leq h_0/2$ ) и не более 300 мм. При этом стержни, ближайšie к контуру грузовой площади, должны располагаться не ближе  $h_0/3$  и не далее  $h_0/2$  от этого контура и на длине от контура грузовой площади не менее  $1,5 h_0$ . Вдоль сторон расчетного контура шаг поперечной арматуры  $S_w$  должен быть меньше или равен  $1/4$  длины соответствующей стороны расчетного контура (см. материал лекции ниже);

- на краевых участках плоских плит должна быть установлена поперечная арматура в виде П-образных хомутов, которые обеспечивают восприятие

крутящих моментов, возникающих у края плиты. Также необходимо предусматривать анкеровку концевых участков продольной арматуры (рис. 3.22). Если плита перекрытия примыкает к стене (диафрагме жесткости), то рабочая арматура плиты должна быть заведена в стену на длину анкеровки  $l_{an}$  (рис. 3.23). Если для защиты плиты от промерзания по наружному контуру плиты устанавливаются термовкладыши, то армирование плиты в зоне установки термовкладышей выполняется по рисунку 3.25;

- при обрамлении отверстий в плите (рис. 3.24) учитывают, что по периметру отверстия должна быть предусмотрена установка стержней рабочей арматуры, которые предусматривались по расчету плиты как сплошной и были вырезаны отверстием. Обрамляющие стержни должны укладываться с шагом  $S=50$  мм. У противоположных граней отверстия должно быть установлено минимум по два стержня. Стержни обрамления отверстий должны быть заведены за края отверстия на длину стыковочного перепуска арматуры  $l_l$ . По периметру отверстия у края плиты должна быть предусмотрена установка поперечной арматуры, выполняемой либо из разрезанных по месту в пределах отверстия стержней, отогнутых в тело плиты, либо в виде специально установленной поперечной арматуры, в том числе П-образных хомутов.

На рисунке 3.21 приведены два варианта подставок-фиксаторов для установки в проектное положение верхних сеток плоских перекрытий здания.

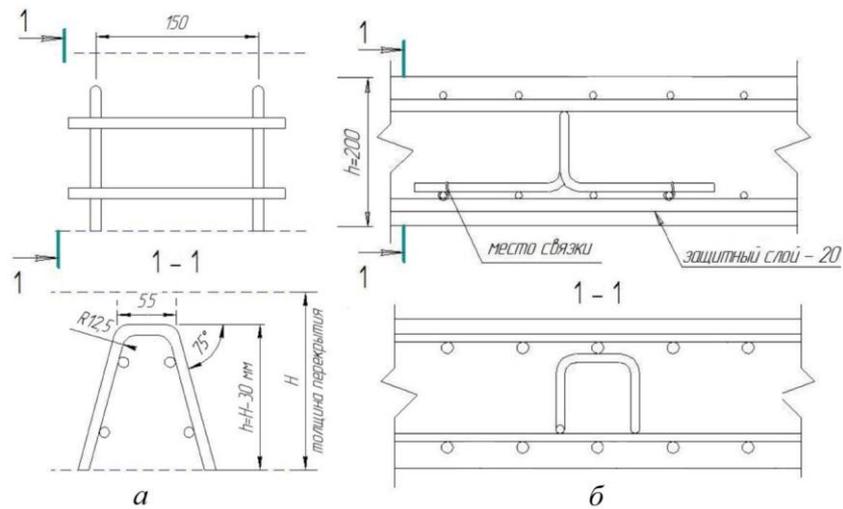


Рис. 3.21. Подставка-фиксатор для установки в проектное положение верхних сеток плоских перекрытий зданий: *а* — стальной фиксатор, устанавливаемый на опалубку плоской плиты перекрытия; *б* — стальной фиксатор, устанавливаемый на нижнюю сетку армирования плоской плиты перекрытия

Стальные фиксаторы верхних арматурных сеток плоских плит перекрытия устанавливаются в шахматном порядке с шагом, исключающим провисание арматурных стержней на участках между стальными фиксаторами. По рекомендациям, изложенным в [6], шаг фиксаторов  $S$  при диаметре арматурных стержней  $d_s < 16$  мм должен составлять не более 1000 мм, при диаметре арматурных стержней  $16 \text{ мм} \leq d_s \leq 25$  мм - шаг фиксаторов должен составлять не более 2000 мм,  $d_s = 28 \dots 36$  мм - шаг фиксаторов принимается не более 3000 мм.

Подставки-фиксаторы, представленные на рисунке 3.21а, устанавливаются непосредственно на опалубку перекрытия, поэтому в условиях эксплуатации конструкции даже в помещениях с нормальной влажностью стальные фиксаторы могут подвергаться коррозии. Для защиты от коррозии стальных фиксаторов можно применить защитные пластмассовые колпачки. Кроме того, стальные фиксаторы могут быть марки СН - незащищенные от коррозии и марки СЗ - защищенные от коррозии

На рисунке 3.22 представлено конструктивное решение узла армирования плоской плиты перекрытия на концевых участках. Краевые зоны плиты усиливаются П-образными стержнями (хомутами) с заведением стержней от

края вглубь плиты не менее чем на  $2h$  ( $h$  - толщина плиты). П-образные хомуты объединяют стержни арматурных сеток плиты перекрытия (верхней С1 и нижней С2).

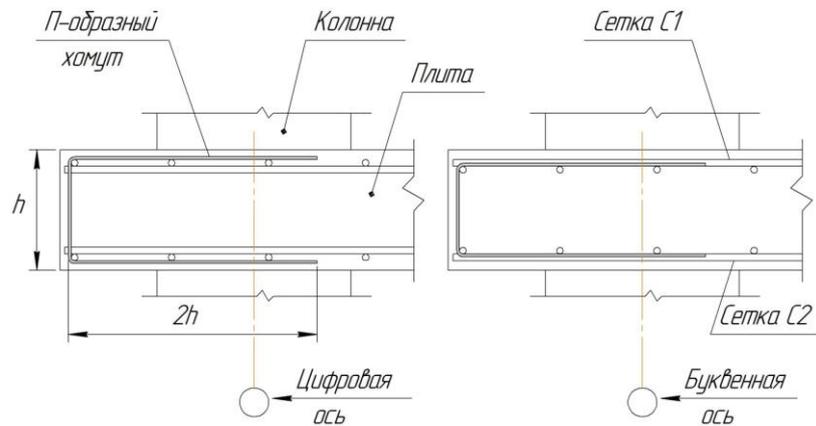


Рис.3.22. Усиление краевых зон плоской плиты перекрытия П-образными хомутами

На рисунке 3.23 показан узел примыкания плоской плиты перекрытия к стене здания. Верхние и нижние стержни армирования плиты перекрытия должны быть заведены в стену.

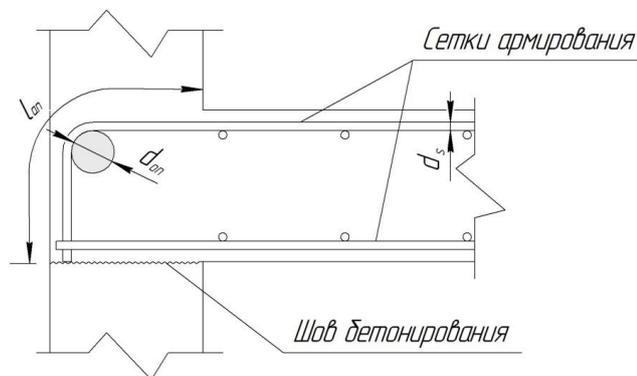


Рис.3.23. Узел примыкания плоской плиты перекрытия к стене здания (армирование стены условно не показано)

Для конструирования стыка плиты со стеной необходимо определить длину анкеровки  $l_{an}$ , которая определяется по формуле:

$$l_{an} = \alpha \times l_{0,an} \times \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \text{ где}$$

$\alpha$  – коэффициент ( $\alpha = 1,0$  – для растянутых стержней,  $\alpha = 0,75$  – для сжатых стержней),

$\frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}$  – запас по арматуре (отношение площади поперечного сечения арматуры, требуемой по расчету и фактически установленной),

$l_{an}$  – базовая длина анкеровки, которая в свою очередь определяется по формуле:

$$l_{0,an} = \frac{R_s \times A_s}{R_{bond} \times u_s},$$

Для термомеханически упрочненной арматуры периодического профиля и при диаметре стержней для сеток армирования плиты  $d_s \leq 32$  мм формула базовой длины анкеровки будет иметь вид:  $l_{0,an} = 0,1 \times (R_s / R_{bt}) \times d_s$ .

Во всех случаях фактическая длина анкеровки должна приниматься не менее  $15d_s$  и не менее 200 мм.

На рисунке 3.23 показано, что при выполнении анкеровки стержней верхних сеток армирования плиты анкеруемый стержень загибается.

Загиб концов анкеруемых стержней необходимо выполнять с использованием специальной оправки, минимальный диаметр  $d_{оп}$  которой принимается в зависимости от диаметра арматурного стержня  $d_s$ , который должен быть не менее:

- для гладких стержней  $d_{оп} = 2,5 d_s$  (при  $d_s < 20$  мм),  $d_{оп} = 4 d_s$  (при  $d_s \geq 20$  мм);

- для стержней периодического профиля  $d_{оп} = 5 d_s$  (при  $d_s < 20$  мм),  $d_{оп} = 8 d_s$  (при  $d_s \geq 20$  мм).

Диаметр специальной оправки может также приниматься в соответствии с техническими условиями на конкретный вид арматуры. Уменьшение диаметра оправки может привести к раскалыванию бетона внутри загиба или разрушению самого стержня при его загибе.

В плитах перекрытий, как правило, имеются отверстия разнообразного назначения и различных размеров. Отверстия в плитах перекрытия следует обрамлять. Исключение составляют отверстия с размером сторон до 300 мм, которые не требуют обрамления.

Нормами предусмотрены общие конструктивные требования к обрамлению отверстий в плитах перекрытия здания:

- по периметру отверстия вдоль сторон отверстия должны быть установлены стержни рабочей арматуры, которые требовались по расчету плиты как сплошной и были вырезаны отверстием;

- обрамляющие стержни должны устанавливаться с шагом  $S=50$  мм. У противоположных граней отверстия должно быть установлено минимум два стержня;

- дополнительные стержни обрамления отверстий должны быть заведены за края отверстия на длину стыковочного перепуска арматуры. Длина стыковочного перепуска арматуры для растянутых стержней из арматуры классов А400, А500 при диаметре арматурных стержней  $d_s \leq 32$  мм и отсутствии запаса по арматуре определяется по формуле  $l_l = \frac{0,12 \times R_s}{R_{bt}} d_s$  ( $R_s$  – расчетное сопротивление арматуры растяжению,  $R_{bt}$  – расчетное сопротивление бетона растяжению,  $d_s$  – диаметр обрамляющих отверстие стержней);

- у края плиты по периметру отверстия должна быть установлена поперечная арматура, которая может выполняться либо из разрезанных по месту в пределах отверстия стержней, отогнутых в тело плиты, либо в виде специально установленной поперечной арматуры, в том числе П-образных или замкнутых хомутов;

- отверстия в плитах значительных размеров могут обрамляться балками-ребрами, размеры и армирование которых определяются на основании расчетов.

На рисунке 3.24 приведен пример обрамления арматурными стержнями вентиляционного отверстия в монолитной плите перекрытия, примыкающей к лестничной клетке.

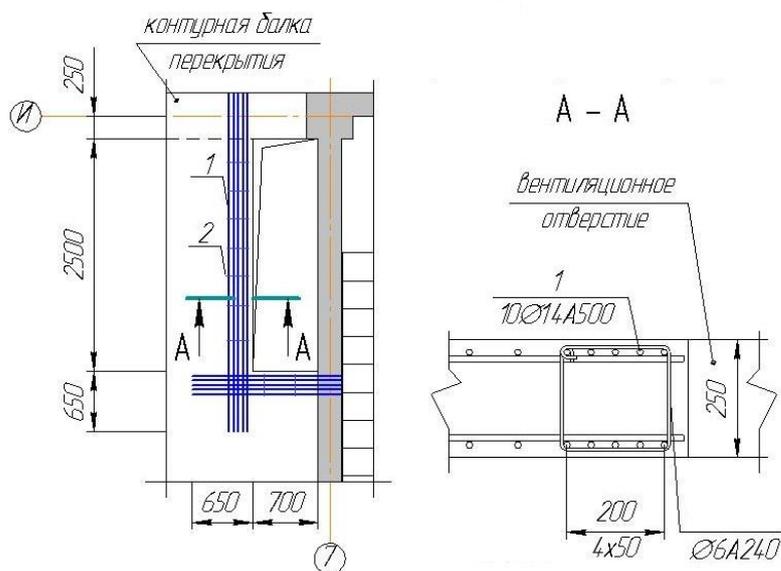


Рис. 3.24. Обрамление отверстий в плите перекрытия

В современных монолитных зданиях колонной конструктивной системы наружные стены являются несущими и устанавливаются на этажные перекрытия. При применении для проектируемого здания навесных фасадов утеплитель закрывает от зимнего промерзания как наружные стены, установленные на перекрытие, так и торцы плит перекрытий, выходящие на фасады здания (рис. 3.25).

Другой вариант конструктивного решения стенового наружного ограждения здания предполагает установку трехслойных несущих стен на перекрытия. При этом торцы плит перекрытий выходят на фасады зданий и не защищены от зимнего промерзания. В этом случае необходима теплоизоляция перекрытий, для чего при бетонировании по периметру плиты устраиваются сквозные отверстия, в которые затем помещаются термовкладыши (рис. 3.25 б).

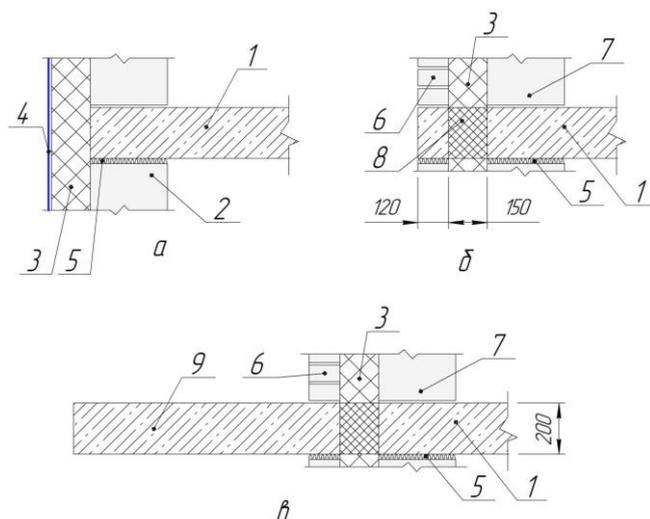


Рис. 3.25. Конструктивное решение наружных стен, установленных на перекрытие здания: а – наружная стена с навесным фасадом, б – наружная стена с облицовкой из кирпича, в – наружная стена при наличии балкона (1 – монолитная плита перекрытия, 2 – бетонные блоки, 3 – утеплитель, 4 – навесной фасад, 5 – упругая прокладка, 6 – облицовка из кирпича, 7 – ячеистые блоки, 8 – термовкладыши, 9 – балкон)

Устройство в плитах перекрытий отверстий с термовкладышами необходимо при обоих вариантах конструктивного решения наружных стен зданий, если перекрытия включают в себя балконы (рис. 3.25в).

На рисунке 3.26 приведен фрагмент плиты перекрытия в зоне установки термовкладышей. Кладка из ячеистых блоков выполняется в межколонном пространстве. Утеплитель закрывает снаружи стены из ячеистых блоков и колонны. В свою очередь, утеплитель защищен от природных воздействий кирпичной стеной. С учетом толщины слоев наружной стены здания определяется привязка края плиты перекрытия к координатной оси крайнего ряда колонн.

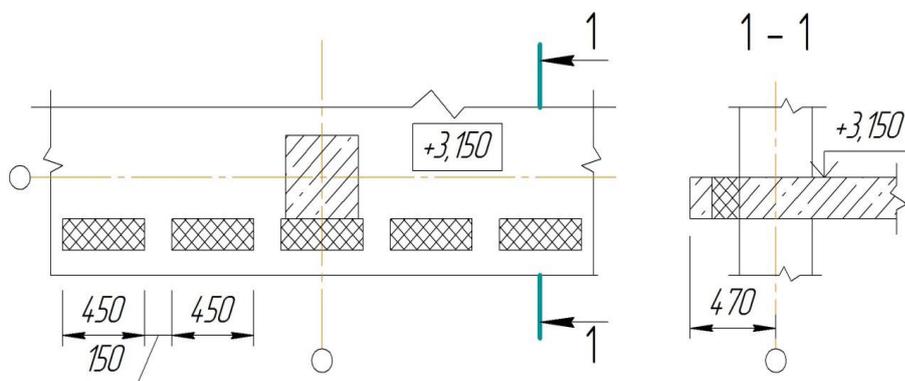


Рис.3.26. Фрагмент плиты перекрытия в зоне установки термовкладышей

Армирование плиты в зоне установки термовкладышей представлено на рисунке 3.27. Стержни верхней и нижней сеток армирования плиты С1 и С2 доводятся до отверстий, предназначенных для установки термовкладышей, и обрываются; для обрамления отверстий и сопряжения частей плиты используются каркасы К1, К2 и К3.

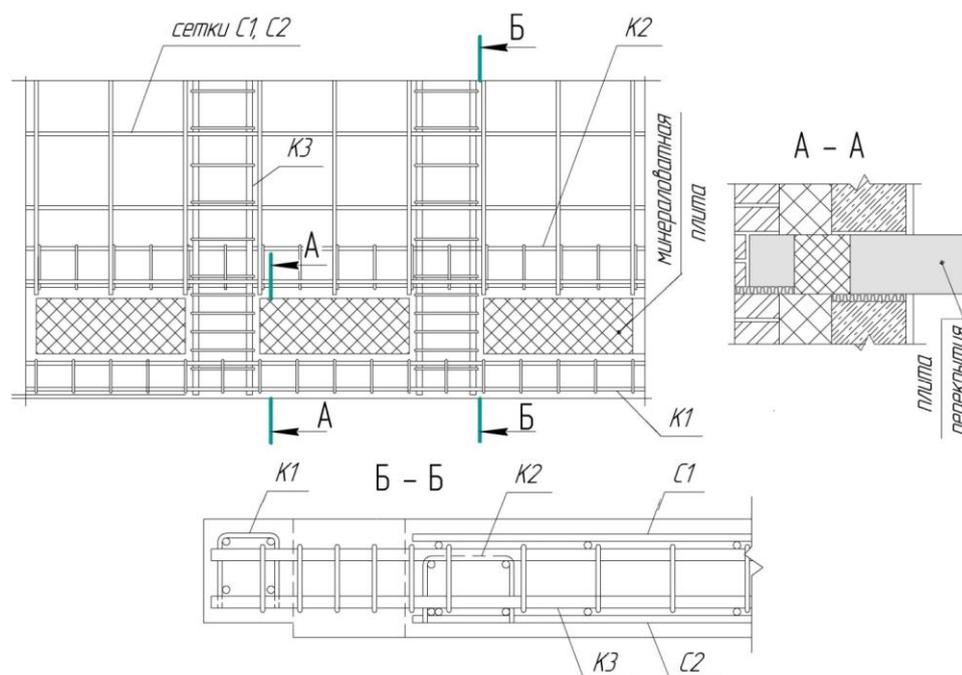


Рис.3.27. Армирование плиты в зоне установки термовкладышей

При проектировании ребер-балок монолитного балочного перекрытия должны выполняться конструктивные требования по армированию балок.

Правила конструирования железобетонных балок (ребер) касаются требований (смотри рис. 3.28):

- по установке минимального количества плоских каркасов (1..3 штук), которые должно быть размещены в балке заданной ширины поперечного сечения (b);

- по установке дополнительного (промежуточного) продольного стержня (стержней) по высоте плоского каркаса при высоте балки  $h > 700$  мм. Стержни устанавливаются так, чтобы расстояние между ними не превышало бы 400 мм;

- по установке поперечной арматуры. В балках высотой 150 мм и более должна предусматриваться поперечная арматура, то есть устанавливаться каркасы.

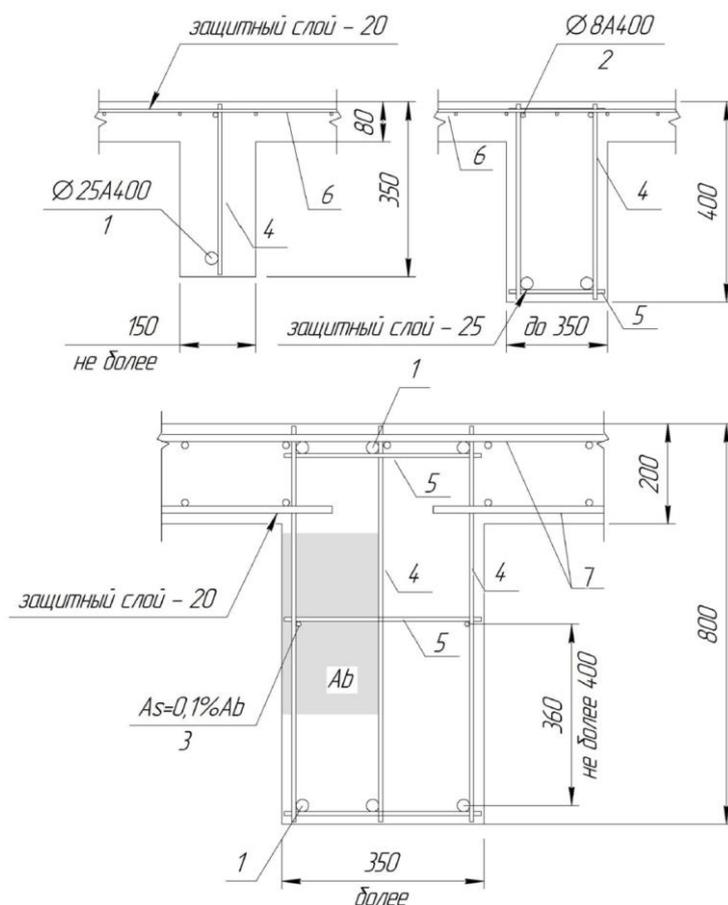


Рис.3.28. Расположение арматуры в поперечном сечении балки при различных размерах ее поперечного сечения: 1 – верхняя и нижняя продольная рабочая арматура многопролетной балки, 2 – верхняя конструктивная продольная рабочая арматура однопролетной шарнирно опертой балки, 3 – промежуточная конструктивная продольная арматура при высоте поперечного сечения балки более 700 мм, 4 – рабочая поперечная арматура, 5 – конструктивная арматура (шпильки) для объединения плоских каркасов в объемный, 6 – сетка непрерывного армирования плиты монолитного балочного перекрытия, 7 – верхняя и нижняя сетки армирования плиты монолитного балочного перекрытия

Шаг стержней поперечного армирования определяется расчетом, но при назначении шага стержней поперечной арматуры  $S_w$  руководствуются следующими конструктивными требованиями:

- если по расчету поперечная сила не может быть воспринята только бетоном  $Q > Q_b$ , то  $S_w \leq 0,5h_0$  (не более 300 мм);

- если по расчету поперечная сила может быть воспринята только бетоном  $Q \leq Q_b$ . то  $S_w \leq 0,75h_0$  (не более 500 мм).

### ***3.3. Выбор и моделирование расчетных схем для выполнения статического расчета монолитных многоэтажных зданий колонной и стеновой конструктивных систем и расчета железобетонных конструкций зданий***

При выполнении расчетов железобетонных конструкций в рамках проектирования монолитных многоэтажных зданий с несущими вертикальными элементами стенами или колоннами должен сначала быть выполнен статический расчет соответственно стеновой или колонной конструктивной системы, а затем уже по результатам статического расчета может быть выполнен расчет элементов расчетной схемы - железобетонных конструкций проектируемого здания.

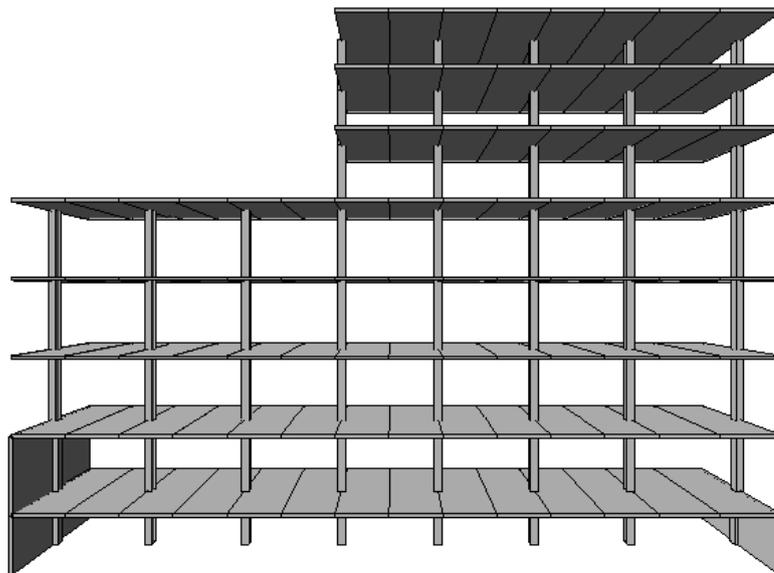
Выбор расчетной схемы для выполнения статического расчета монолитного многоэтажного здания колонной или стеновой конструктивной системы выполняется с учетом рекомендаций СП 52-103-2007 и зависит от вида конструктивной схемы и стадии проектирования.

На первой стадии проектирования может быть рассмотрена расчетная схема здания в виде консольного стержня (бруса) для выполнения расчета на горизонтальную ветровую нагрузку с учетом ее динамической (пульсационной) составляющей.

Для выполнения статического расчета колонной и стеновой КС могут быть выбраны плоские расчетные схемы.

Так, расчет регулярной колонной конструктивной системы может быть выполнен методом замещающих (эквивалентных) рам, которые формируются путем выделения отдельных рам вертикальными сечениями, проходящими через середины шага колонн, в каждом из двух взаимно перпендикулярных направлений. Плоские рамы рассчитываются независимо друг от друга и со-

ставлены из стержней- колонн и стержня-ригеля (условный ригель – полоса плоской плиты перекрытия). Изгибающие моменты и поперечные силы в опорных и пролетных сечениях условного ригеля распределяют между надколонными и межколонными полосами плиты перекрытия. На рисунке 3.29 приведена расчетная модель плоской рамы в 3D-графике.



*Рис. 3.29. Плоская расчетная схема здания регулярной колонной конструктивной системы с плоским перекрытием*

При расчете многоэтажных монолитных зданий стеновой конструктивной системы с перекрестными несущими стенами можно выполнять расчет отдельно для продольной и поперечной диафрагм. На рисунке 3.30 приведена расчетная схема поперечной диафрагмы со столбами из пластинчатых элементов и перемычками из стержневых элементов.

Окончательный расчет несущей конструктивной системы проводится в пространственной постановке с учетом совместной работы надземных и подземных конструкций, фундамента и основания под ним.

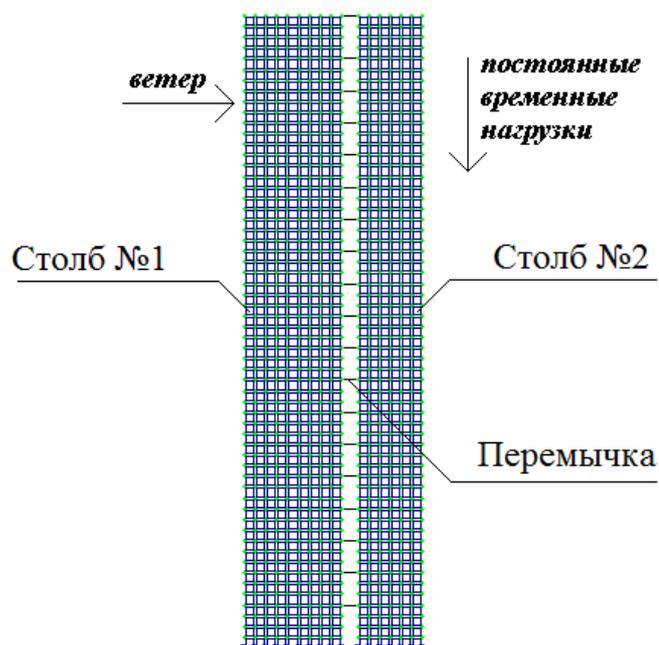


Рис. 3.30. Плоская расчетная схема поперечной диафрагмы здания стеновой конструктивной системы

Согласно СП52-103-2007 расчет несущих конструктивных систем многоэтажных монолитных зданий включает в себя:

- определение усилий в вертикальных (колоннах, стенах) и горизонтальных (плитах перекрытий и покрытий, фундаментных плитах) элементах конструктивной системы здания;

- определение несущей способности основания здания;

- определение перемещений конструктивной системы в целом (прогиб верха здания) и отдельных ее элементов (прогибы плит перекрытий и покрытий, осадка или разность осадок для фундаментных плит), а также ускорений колебаний перекрытий верхних этажей при действии пульсационной составляющей ветровой нагрузки;

- расчет устойчивости положения конструктивной системы. При расчете на устойчивость положения, против опрокидывания удерживающий момент от вертикальной нагрузки должен превышать опрокидывающий момент от горизонтальной нагрузки в 1,5 раза. При расчете устойчивости от сдвига удерживающая горизонтальная сила должна превышать действующую сдвигающую силу в 1,2 раза). Расчет устойчивости формы связан с оценкой по

СП 20.13330.2016 параметров форм колебаний, которые возникают в конструктивной системе при действии на здание пульсационной составляющей ветровой нагрузки;

- оценка сопротивляемости конструктивной системы прогрессирующему разрушению (цель расчет – проверка прочности и устойчивости конструктивной системы с учетом нормативных значений сопротивления материалов, принимая линейные жесткости элементов конструктивной системы, при выходе из строя одного из составляющих ее несущих элементов от действия нормативных вертикальных нагрузок и при возможном последующем разрушении близлежащих элементов конструктивной системы).

Расчет несущей КС монолитного многоэтажного здания необходимо выполнять для всех последовательных стадий возведения и для эксплуатационной стадии.

После выполнения статического расчета и определении усилий, действующих в несущих элементах конструктивной системы, выполняется их расчет в соответствии с алгоритмами расчета, содержащихся в нормах по проектированию бетонных и железобетонных конструкций СП 63.13330.2012.

#### ***3.4. Аналитические и численные расчеты на прогрессирующее обрушение*** ***Расчет на продавливание плоского перекрытия в зданиях колонной конструктивной системы***

Для выполнения численного расчета с использованием ПК ЛИРА пространственная модель строится для монолитного многоэтажного здания и его основания. Автоматизированное построение основания (модели грунта) по заданным геологическим условиям выполняется в системе ГРУНТ. Вычисление коэффициентов постели  $C_1$  и  $C_2$  грунтового основания осуществляется в программном комплексе ЛИРА с использованием диалогового окна команды *коэффициенты постели  $C_1$  и  $C_2$*  (см. рис.3.31).

В программном комплексе ЛИРА реализованы две технологии вычисления коэффициентов постели:

- первая технология распространяется на все элементы, перечисленные в поле (1), при этом для плиты коэффициенты постели, вычисленные в поле (4), предполагают одинаковую равномерно распределенную нагрузку и одинаковые грунтовые условия под подошвой плиты;

- по второй технологии выполняется расчет пластин (плит) с помощью вызова системы ГРУНТ, и для вычисленных коэффициентов постели может иметь место разнообразие нагрузок и грунтовых условий для конечных элементов фундаментной плиты.

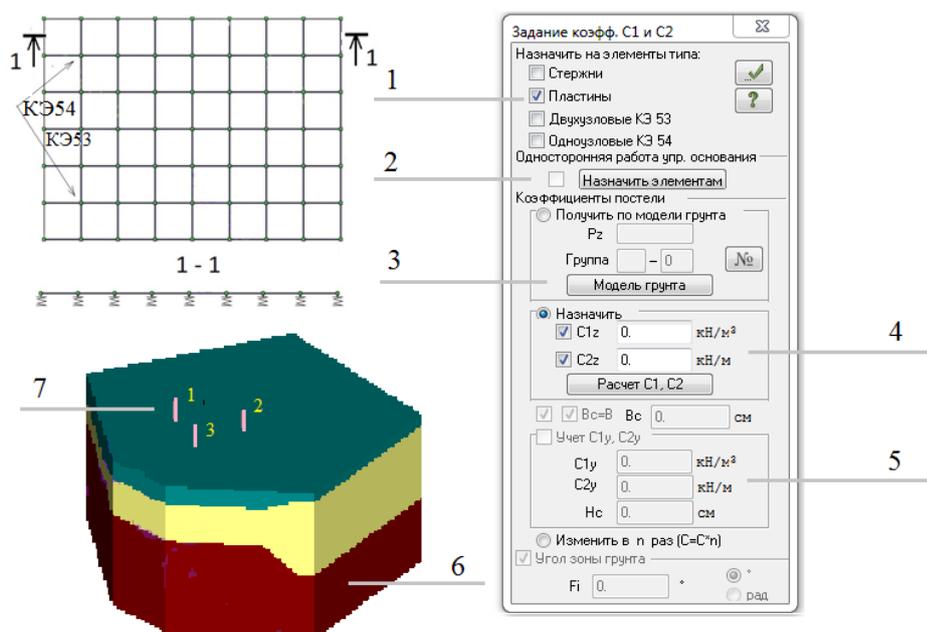


Рис.3.31. Диалоговое окно команды *коэффициенты C1 и C2*: 1 – поле выбора типа элемента, 2 – назначение свойств для линейных КЭ, 3 – вызов системы ГРУНТ для построения модели грунта (6) после задания координат скважин 1...3 (7) и характеристик грунта в них (см. табл.3.8), 4 – поле заранее известных значений коэффициентов постели (без назначения C1 и C2 можно нажать на клавишу *Расчет C1, C2* и , задав параметры фундамента и грунтов получить расчетные значения коэффициентов постели), 5 – поле задания для стержней коэффициентов постели вдоль местной оси стержня Y (горизонтальный опор грунта)

При выполнении расчета в поле (4) диалогового окна команды *коэффициенты постели C1 и C2* необходимо внести данные в открывающихся окна.

В диалоговом окне *конструктивное решение* необходимо указать вертикальную нагрузку  $P$  (кН); глубину заложения, форму и размеры фундамента; удельный вес грунта выше подошвы; соотношение напряжений для ограничения сжимаемой толщи (0,2), а также выбрать *схему расчета* для вычисления коэффициентов постели  $C1$  и  $C2$ .

При этом коэффициенты  $C1$  и  $C2$  вычисляются для точки в центре площади загрузки  $F$ , в предположении действия равномерно распределенной нагрузки  $p = P/F$  (кН/м<sup>2</sup>) и одинаковых грунтовых условий под подошвой плиты.

В диалоговом окне *геология* необходимо назначить количество слоев; для каждого слоя указать толщину, модуль деформации, коэффициент Пуассона и удельный вес грунта; сделать отметку о виде грунта (глинистые или песчаные) и указать, является ли описываемый слой водонасыщенным (водоупорным). Удельный вес грунтов, залегающий ниже уровня подземных вод, но выше водоупора, при проведении расчета принимается с учетом взвешивающего действия воды.

Таблица 3.8 содержит данные для диалогового окна *геология* - характеристики грунта, залегающие непосредственно под подошвой фундамента.

Таблица 3.8

Физико-механические характеристики слоев грунта под подошвой фундамента

Толщина слоя, м	Наименование грунта	Удельный вес $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформации $E$ , МПа	Коэффициент Пуассона $\nu$
2,05	Глина с прослойками песка	20,2	21	0,4
1,1	Песок мелкий глинистый	19,1	21	0,35
2,5	Песок средней крупности	19,4	27	0,35
0,7	Песок мелкий однородный	19,3	23	0,35
1,5	Песок средней крупности	19,4	27	0,35

При этом суммарная толщина слоев должна согласовываться с толщиной линейно-деформируемого слоя  $H$ , для нижней границы которого выполняется условие:  $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$  ( $\sigma_{zp}$  - дополнительное вертикальное напряжение на глубине  $H$ ,  $\sigma_{zg}$  - вертикальное напряжение от собственного веса грунта).

Толщина слоев при ширине фундамента  $b$  более 10 м и среднем значении модуля деформации грунта более 10 МПа вычисляется по формуле:

- для оснований, сложенных песчаными грунтами:  $H_n = (6+0,1b) \times k_p$ ;
- для оснований, сложенных пылевато-глинистыми грунтами:  $H_c = (9+0,15b) \times k_p$ ;
- для комбинированных оснований:  $H = H_n + H_c / 3$ .

Коэффициент  $k_p$  равен 0,8 при среднем давлении под подошвой фундамента 0,1 МПа, и равен 1,2 - при среднем давлении под подошвой фундамента 0,5 МПа. При промежуточных значениях он определяется по интерполяции.

Глубина сжимаемой толщи  $H$  в программе вычисляется автоматически. Если  $H >$  суммарной толщины слоев, то не все слои будут востребованы для вычисления осадки основания. В противном случае программа затребует ввода дополнительных сведений о грунтах сжимаемой толщи.

После внесения данных в диалоговые окна *конструктивное решение и геология* необходимо выполнить следующие действия: *вычислить* значения коэффициентов  $C1$  и  $C2$  (не покидая диалогового окна, указать на результаты расчета с использованием одного из трех методов)  $\Rightarrow$  *Применить*  $\Rightarrow$  назначить коэффициенты  $C1$  и  $C2$  для выделенных элементов фундаментной плиты.

Следует отметить, что при выполнении расчета фундаментной плиты конечные элементы КЭ53 и КЭ54 устанавливаются в узлы фундаментной плиты. Им не присваивается жесткость, так как они не обладают жесткостью (при отображении номеров жесткости показывается ноль). Этим элементам присваиваются параметры основания, которое они моделируют (для КЭ53 – коэффициенты  $C1$  и  $C2$ , для КЭ54 - коэффициент  $C2$ ). Значение коэффициентов постели может быть задано, либо вычислено. Графическую информацию

о коэффициентах постели можно получить через пункт меню *мозаика коэффициентов постели*.

Возможность выполнения расчета конструктивной системы здания с учетом последовательности его возведения реализуется в ПК ЛИРА с использованием системы МОНТАЖ. То есть эта программа позволяет учесть изменения напряженно-деформированного состояния конструкций здания в ходе его строительства.

Последовательность выполнения расчета однопролетной четырехэтажной рамы (в качестве примера) приведена на рисунках 3.32 и 3.33:

- для расчетной схемы назначается 4 стадии возведения;
- в *таблице загрузки* перечисляются 4 стадии возведения как загрузки;
- в диалоговом окне системы МОНТАЖ при выбранной кнопке *стадии* выполняются следующие действия: на расчетной схеме рамы отмечаются элементы 1-й стадии (две колонны и ригель первого этажа), в диалоговом окне в *список элементов* записываются *все отмеченные* элементы; затем последовательно аналогично описываются другие стадии возведения;
- используя два диалоговых окна, в *таблице загрузений* выбирается 1-я стадия загрузки; в таблице монтажа – аналогичная стадия; во втором окне через кнопку *отметить на схеме* выделяются элементы 1-й стадии, для которых надо выполнить загрузение (собственный вес и монтажная нагрузка на ригель); затем следует загрузить элементы других стадий;
- составляется таблица РСУ, выполняется расчет и как результат расчета по РСУ можно видеть деформации и напряжения на каждой стадии.

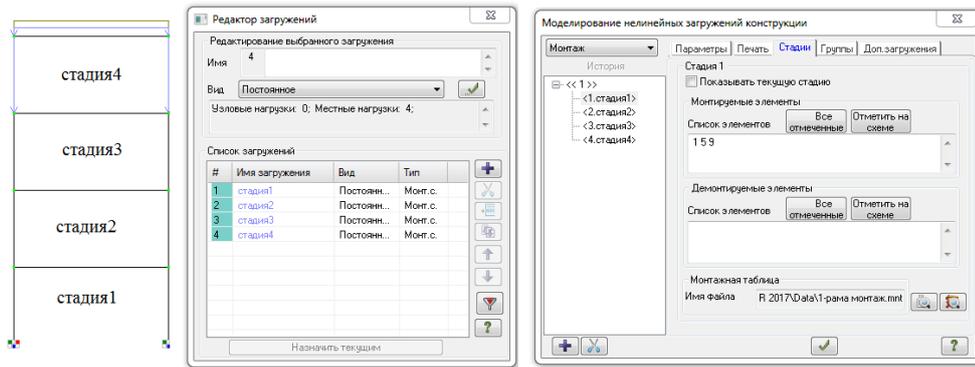


Рис.3.32. Стадии монтажа и их описание в редакторе загружений и в диалоговом окне системы МОНТАЖ

На рисунке 3.33 приведены эпюры  $M_y$  для элементов рамы: с учетом стадийности возведения и без учета стадийности возведения при аналогичном нагружении.

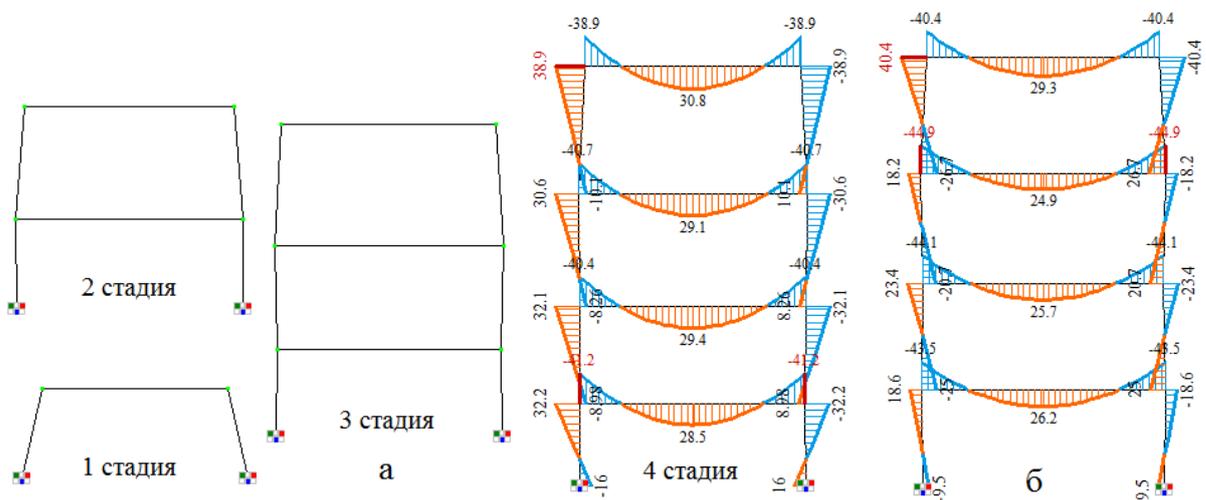


Рис. 3.33. Эпюры  $M_y$  для элементов рамы с учетом стадийности возведения и без учета стадийности возведения при аналогичном нагружении

Для расчетов конструктивной системы на прогрессирующее разрушение используются численные и аналитические методы расчета.

При удалении элемента изменяются геометрия расчетной схемы и характер работы других конструктивных элементов расчетной схемы, примыкающих к месту разрушения. Должны быть изменены жесткостные характеристики элементов расчетной схемы и выполнено описание связей между ними, что представляет определенную сложность из-за неопределенности количественной оценки этих параметров расчетной схемы. По результатам

статического расчета определяются усилия в конструктивных элементах расчетной модели с удаленным вертикальным элементом.

Устойчивость здания против прогрессирующего разрушения будет обеспечена при выполнении условия:  $F \leq S$ , где  $F$  – усилие в конструктивном элементе (из статического расчета),  $S$  – несущая способность конструктивного элемента.

Кроме численных методов применяется энергетический (кинематический) метод определения предельного равновесия конструкции для проверки устойчивости зданий против прогрессирующего разрушения отдельных конструктивных элементов здания. При обеспечении пластичной работы конструктивной системы здания в предельном состоянии расчет на прогрессирующее разрушение рекомендуется проводить именно энергетическим (кинематическим) методом теории предельного равновесия, дающим наиболее экономичное решение. В этом случае допускается проверять устойчивость лишь элементов, расположенных над локальным разрушением, и расчет здания при каждой выбранной схеме локального разрушения сводится к следующей процедуре:

- задаются наиболее вероятные механизмы прогрессирующего обрушения конструкций здания, потерявших опору. При этом считается, что задать механизм разрушения — значит определить все разрушаемые связи и найти возможные обобщенные перемещения ( $w_i$ ) по направлению усилий в этих связях;

- для каждого из выбранных механизмов прогрессирующего обрушения определяются прочности всех пластично разрушаемых связей ( $S_i$ ). Для этого находятся равнодействующие внешних сил, приложенных к отдельным звеньям механизма, то есть к отдельным неразрушаемым элементам или их частям ( $G_i$ ), а также перемещения по направлению их действия ( $u_i$ );

- определяется работа внутренних сил ( $W$ ) и внешних нагрузок ( $U$ ) на возможных перемещениях рассматриваемого механизма

$$W = \sum_i S_i \omega_i;$$

$$U = \sum_i G_i u_i.$$

и проверяется условие равновесия  $W \geq U$ .

В качестве примера рассмотрим вероятный механизм прогрессирующего разрушения монолитного балочного перекрытия здания колонной конструктивной системы.

Механизм прогрессирующего обрушения в пределах четырех ячеек здания приведен на рисунке 3.34. При этом колонна  $i$ -го этажа удалена, а колонна  $(i+1)$ -го этажа опускается вниз, не разрушаясь.

Предельная несущая способность монолитных балок в кНм при образовании пластического шарнира определяется по формуле:

$$M = A_s \times R_{sn} \times z = 18,47 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 \times 0,51 = 376,79 \text{ кНм}, \text{ где}$$

$$x = \frac{R_{sn} \times A_s}{R_{bn} \times b} = \frac{400 \times 18,47}{18,5 \times 40} = \frac{7344}{710} = 10,4 \text{ см} = 0,1 \text{ м} - \text{высота сжатой зоны балки,}$$

ки,

$$z = h - a - 0,5 \times x = 0,6 - 0,04 - 0,05 = 0,51 \text{ м} - \text{плечо внутренней пары сил.}$$

Размеры поперечного сечения  $0,4 \times 0,6$  ( $h$ ) м, площадь арматуры  $3\emptyset 28$   $A_s = 18,47 \text{ см}^2$ ,  $R_{sn} = 400 \text{ МПа}$ ,  $R_{bn} = 18,5 \text{ МПа}$ .

Внутренние силы, препятствующие вертикальному перемещению:

$$S_1 = M/3 = 376,79/3 = 125,6 \text{ кН}; S_2 = M/3 = 376,79/9 = 41,87 \text{ кН};$$

Работа внутренних сил ригеля при возможных перемещениях  $\omega = 1$  для шарниров IX, X и XI, XII:  $W_{IX,X} = 125,6 \times 1 = 125,6 \text{ кН}$ ,  $W_{XI,XII} = 41,87 \times 1 = 41,87 \text{ кН}$ .

Предельная несущая способность монолитной плиты перекрытия определяется с использованием программного комплекса ЛИРА. С учетом перераспределения усилий и использования для армирования монолитной плиты перекрытия двух сеток (верхней и нижней) с арматурными стержнями, рас-

положенными в обоих направлениях ( $\varnothing 12A400$  с шагом 200 мм,  $10\varnothing 12 A_s = 5,65\text{см}^2$ ), принимается:

$$m = m_1 = m_1' = m_2 = m_2' = 5,65 \times 10^{-4} \times 400 \times 10^3 \times 0,15 = 33,9 \text{ кНм}$$

Для шарниров *I* и *II* при вертикальном перемещении  $\omega = 1$  работа внутренних сил на возможные перемещения конструктивной системы вычисляется по формуле:

$$W_I = W_{II} = \left(m \times \frac{B}{L} + m \times \frac{L}{B}\right) \times \omega = 33,9 \times \left(\frac{6}{9} + \frac{9}{6}\right) \times 1 = 73,4 \text{ кН},$$

где  $L = 9$  м,  $B = 6$  м – соответствующие размеры пластических шарниров *I* и *II* в плане.

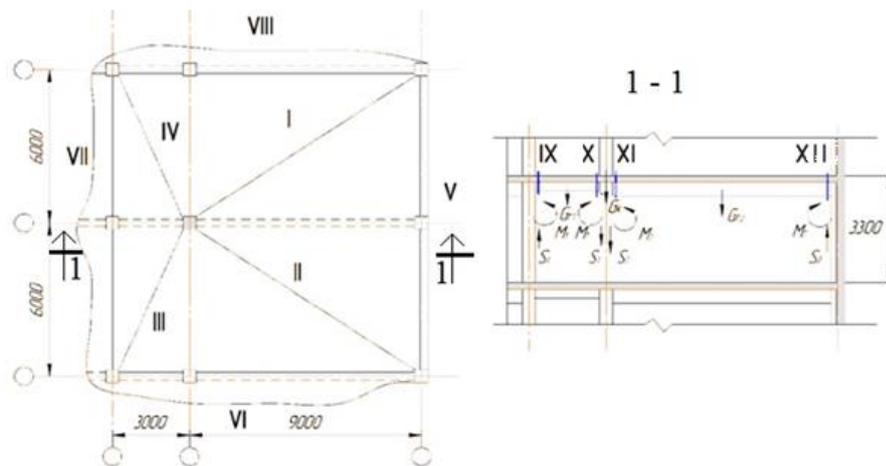


Рис. 3.34. Механизм разрушения плиты и ригеля при утрате несущей колонны

$$W_{III} = W_{IV} = \left(m \times \frac{l}{B} + m \times \frac{B}{l}\right) \times \omega = 33,9 \times \left(\frac{3}{6} + \frac{6}{3}\right) \times 1 = 84,6 \text{ кН}.$$

Для других пластических шарниров в плите перекрытия:

$$W_V = m \times 2B \times \frac{1}{L} \times \omega = 33,9 \times 12 + \frac{1}{9} \times 1 = 45,2 \text{ кН},$$

$$W_{VI} = m \times 2B \times \frac{1}{l} \times \omega = 33,9 \times 12 + \frac{1}{3} \times 1 = 135,6 \text{ кН},$$

$$W_{VII} = W_{VIII} = m \times (L + l) \times \frac{1}{B} \times \omega = 33,9 \times 12 \times \frac{1}{6} \times 1 = 67,8 \text{ кН},$$

Суммарная работа внутренних сил ( $W$ ) на возможных перемещениях:  
 $\Sigma W = 843$  кН.

Суммарная работа внешних сил  $U$  на возможных перемещениях конструктивной системы определяется от действующих нагрузок с учетом веса ригеля и колонны как внешней нагрузки:  $\Sigma U = 492 + 33,6 + 13,2 = 538,8$  кН.

Собственный вес ригеля:  $G_p = 25 \times 0,6 \times 0,4 \times (2,6 + 8,6) = 67,2$  кН.

Собственный вес колонны:  $G_k = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,3 = 13,2$  кН.

Суммарная нагрузка на перекрытие:  $1,75 + 5,5 + 0,6 + 2,4 = 10,25$  кН/м<sup>2</sup>.

Работа от внешних сил:

$U_p = 67,2 \times 0,5 \times 1 = 33,6$  кН.  $U_k = 13,2 \times 1 = 13,2$  кН.

$U_n = 10,25(12 \times 9 \times 0,5 \times (1/3) + 12 \times 3 \times 0,5 \times (1/3) + 12 \times 6 \times 0,5 \times (1/3) + 12 \times 6 \times 0,5 \times (1/3))$   
 $= 10,25 \times 48 = 492$  кН.

Условие необрушения выполняется:  $W \geq U$  ( $843$  кН  $>$   $538,8$  кН).

Для обеспечения защиты многоэтажных зданий от прогрессирующего разрушения при их проектировании требуется соблюдение конструктивных требований. Конструктивные требования к элементам несущей системы многоэтажных зданий касаются использования арматуры, пластические свойства которой после возникновения в здании локального разрушения в предельном состоянии допускают перераспределение усилий между работоспособными конструкциями с блокированием процесса развития прогрессирующего разрушения. Так как термомеханическое упрочнение арматуры сопряжено с утратой ею пластических свойств, одним из перспективных направлений развития стальной арматуры для железобетонных конструкций является повышение прочностных свойств арматуры при сохранении ее пластичности.

Желательно включать в пространственную работу конструктивной системы здания ненесущие элементы здания, например наружные стеновые панели, что позволяет повысить защиту здания от прогрессирующего разрушения. При этом горизонтальные связи бетонных или железобетонных навесных наружных панелей с несущими элементами здания должны воспринимать при высоте этажа 3,0 м растягивающие усилия не менее 10 кН на погонный метр длины панели, а при высоте этажа 3,5 м – 12 кН на погонный метр длины панели. Объемная компьютерная модель конструктивной системы здания может включать и другие ненесущие элементы.

Продольная рабочая арматура вертикальных несущих конструкций

здания должна воспринимать растягивающие усилия не менее 10 кН на каждый квадратный метр грузовой площади колонны, пилона или стены.

Соединения сборных элементов с монолитными конструкциями, препятствующие прогрессирующему разрушению зданий, должны проектироваться неравнопрочными. Элемент, предельное состояние которого обеспечивает наибольшие пластические деформации соединения, должен быть наименее прочным. При этом соединительные элементы, кроме наиболее пластичного, должны рассчитывать на усилие в 1,5 раза большее, чем несущая способность самой связи.

Предпочтительно применять в зданиях стеновой конструктивной системы монолитные перекрытия, сопрягаемые со стенами стальными связями. При этом требуется выполнение связей из пластичной листовой или арматурной стали для того, чтобы они допускали развитие деформаций без разрушения.

### ***3.5. Расчет на продавливание плоского перекрытия в зданиях колонной конструктивной системы***

В плоской монолитной плите перекрытия в зоне ее возможного продавливания – в узле сопряжения плиты и колонны, должна быть установлена поперечная арматура (см. рис. 3.35).

В соответствии с конструктивными требованиями к расположению поперечной арматуры в зоне продавливания устанавливается поперечная арматура с шагом  $S_w$  в направлении, перпендикулярном расчетному контуру (поз. 2 на рис. 3.36 и рис. 3.37).

Для плиты перекрытия с высотой поперечного сечения  $h=200$  мм ( $h_0 = 166$  мм при толщине защитного слоя 20 мм и диаметре стержней сетки армирования 14 мм – см. рис.3.37) шаг должен быть не более  $S_w=h_0/3$  и не более 300 мм ( $h_0 = 166$  мм,  $S_w = h_0/3 = 166/3 = 55,3$  мм,  $S_w = 50$  мм).

Стержни, ближайшие к контуру площади приложения нагрузки (поз. 3 на рис. 3.36 и рис. 3.37), располагаются не ближе  $h_0/3$  ( $h_0/3 = 166/3 = 55,3$  мм) и не далее  $h_0/2$  ( $h_0/2 = 166/2 = 83$  мм).

Шаг поперечной арматуры ( $S_w$ ) в направлении, параллельном сторонам расчетного контура, должен быть не более  $0,25 \times a_1$  и не более  $0,25 \times b_1$  ( $a_1, b_1$  – длины стороны контура площади приложения нагрузки).

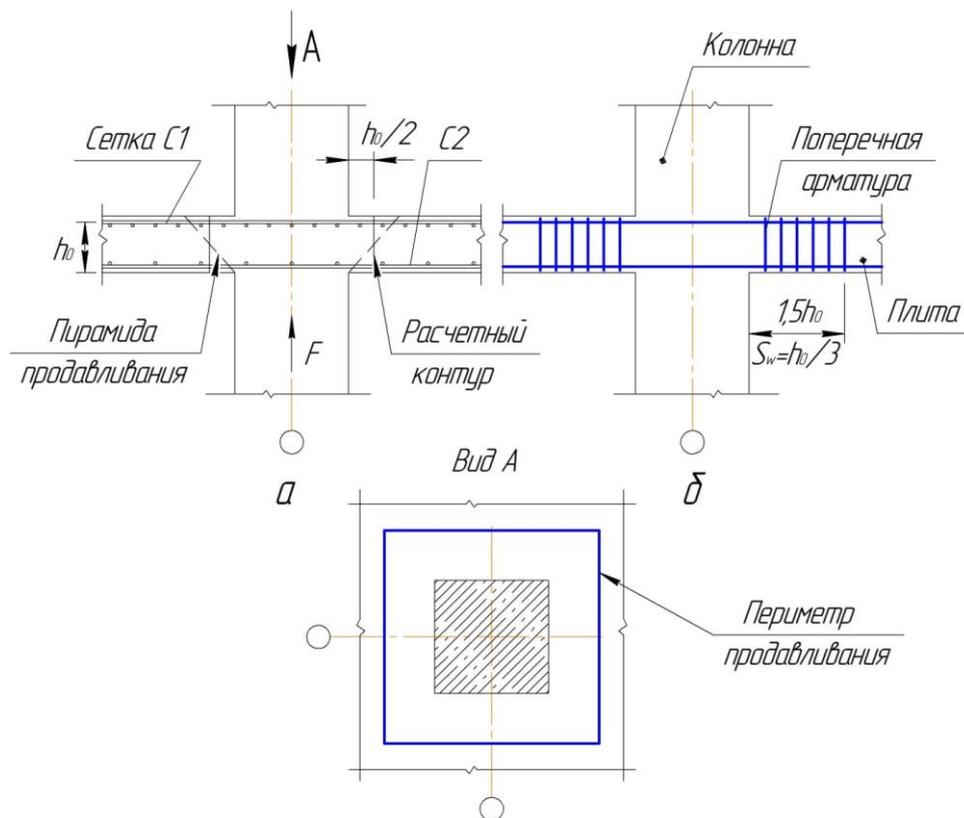


Рис.3.35. Армирование плиты в зоне сопряжения колонны и плоской плиты перекрытия: а — условная модель стыка (С1 - сетка верхнего армирования плиты, С2 - сетка нижнего армирования плиты), б — установка поперечной арматуры в зоне сопряжения колонны и плиты

При размерах поперечного сечения колонны  $400 \times 400$  мм шаг поперечных стержней принимается  $S_w = 0,25 \times 400 = 100$  мм.

Сосредоточенная сила  $F$ , продавливающая плиту перекрытия, принимается равной нагрузке, передаваемой от перекрытия на колонну (например,  $F = 18,5 \times 6,4 \times 6,4 = 757,76$  кН при нагрузке на плиту перекрытия, включая собственный вес плиты и сетки колонн  $6,4 \times 6,4$  м).

На рисунке 3.36 приведена схема с указанием расчетного поперечного сечения (1), контура расчетного поперечного сечения (2) и контура площади приложения нагрузки (3).

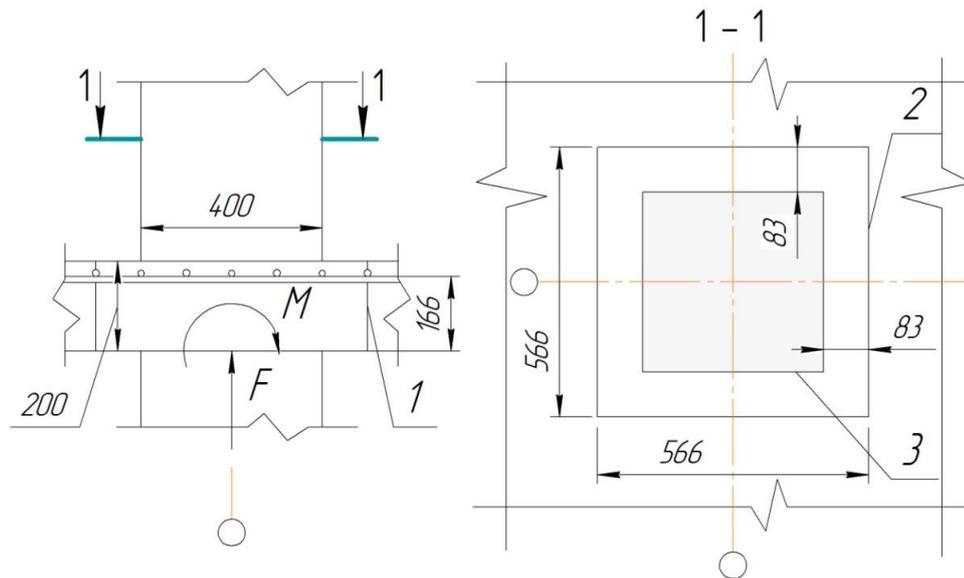


Рис.3.36. Схема к расчету на продавливание с указанием расчетного поперечного сечения (1), контура расчетного поперечного сечения (2) и контура площади приложения нагрузки (3)

*Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы  $F$  проводится из условия:  $F \leq F_{b,ult}$ , где:*

$F$  – сосредоточенная сила от внешней нагрузки ( $F = 757,76$  кН);

Расчет ведем для бетона класса В25.

$F_{b,ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое бетоном ( $F_{b,ult} = \gamma_{b1} \times R_{bt} \times u \times h_0$ ,  $R_{bt} = 1050$  кН/м<sup>2</sup>;  $R_{bt} = 0,9 \times 1050$  кН/м<sup>2</sup> – расчетное сопротивление бетона растяжению с учетом коэффициента условий работы бетона  $\gamma_{b1} = 0,9$ ;

$u = 566 \times 4 = 2,264$  м – периметр  $F_{b,ult}$ ;

$h_0 = 0,166$  м - приведенная рабочая высота сечения плиты ( $h_0 = h_{01} + h_{02}$ );

$F_{b,ult} = 0,9 \times 1050 \times 2,264 \times 0,166 = 355,15$  кН)

Условие  $F \leq F_{b,ult}$  ( $757,76$  кН  $>$   $355,15$  кН) не выполняется.

Требуется установка поперечной арматуры.

Расчет элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы  $F$  проводится из условия:  $F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ , где:

$F$  – сосредоточенная сила от внешней нагрузки ( $F = 757,76$  кН);

$F_{b,ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое бетоном ( $F_{b,ult} = 355,15$  кН);

$F_{sw,ult}$  – предельное усилие, воспринимаемое арматурой при продавливании.

При выполнении расчета на продавливание учитывается площадь поперечной арматуры  $A_{sw}$ , расположенной в пределах расстояния  $0,5 \times h_0$  по обе стороны контура расчетного поперечного сечения, то есть суммарно в пределах  $h_0$  (см. рис. 3.37).

На рисунке 3.38 показана расстановка равномерно распределенной поперечной арматуры в зоне продавливания плиты перекрытия. Отмечены стержни поперечной арматуры, площадь которых ( $A_{sw}$ ) учитывается при проведении расчета плиты перекрытия на продавливание, а также показан шаг стержней поперечной арматуры  $S_w$ .

Перед определением предельного усилия  $F_{sw,ult}$ , воспринимаемого арматурой при продавливании, необходимо задать диаметр и класс поперечной арматуры ( $\text{Ø}8\text{A}400$ ), определить площадь сечения поперечной арматуры в пределах шага стержней  $S_w = 0,1$  м ( $A_{sw} = 1,01 \times 10^{-4}$  м<sup>2</sup> для двух стержней диаметром 8 мм), определить по назначенному классу арматуры (A400) расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению  $R_{sw} = 28 \times 10^4$  кН/м<sup>2</sup>, определить распределенное усилие в поперечной арматуре.

Распределенное усилие в поперечной арматуре определяется по формуле:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \times A_{sw}}{S_w} = \frac{28 \times 10^4 \times 1,01 \times 10^{-4}}{0,1} = \frac{28,28}{0,1} = 282,8 \text{ кН / м.}$$

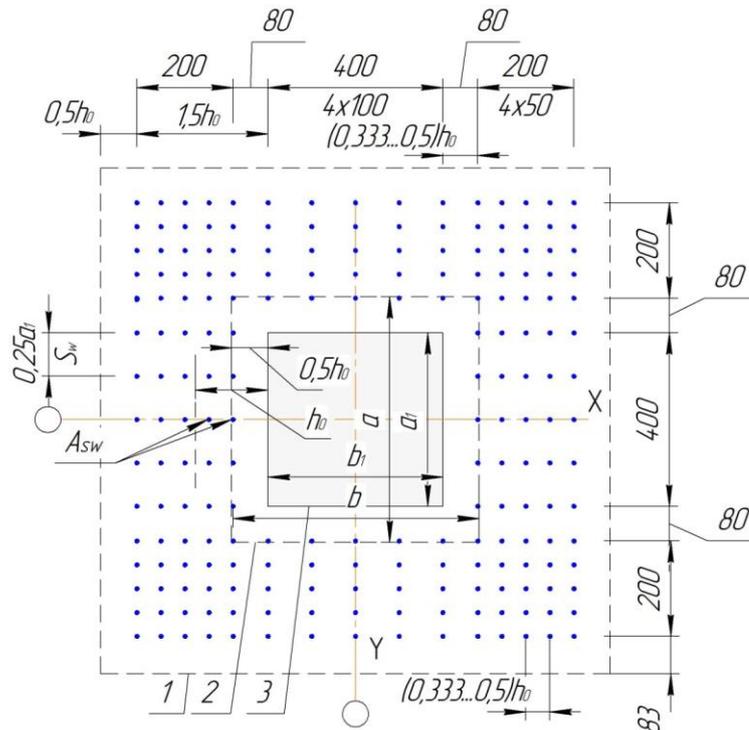


Рис.3.37. Расстановка равномерно распределенной поперечной арматуры в зоне продавливания (1–контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры, 2– контур расчетного поперечного сечения, 3– контур площади приложения нагрузки)

Предельное усилие  $F_{sw,ult}$ , воспринимаемое арматурой при продавливании, с учетом периметра контура расчетного поперечного сечения  $u = 2,264$  м, определяется по формуле:

$$F_{sw,ult} = 0,8 \times q_{sw} \times u = 0,8 \times 282,8 \times 2,264 = 512,2 \text{ кН.}$$

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult} \cdot$$

$$757,76 \text{ кН} < 355,15 \text{ кН} + 512,2 \text{ кН. } 757,76 \text{ кН} < 867,35 \text{ кН.}$$

Прочность плиты перекрытия на продавливание при действии сосредоточенной силы  $F$  и при равномерно распределенной поперечной арматуре в зоне продавливания обеспечена.

Но, кроме проверки условия прочности на продавливание плиты с поперечной арматурой по формуле  $F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ , необходимо также оценка прочности плиты на продавливание вне зоны армирования.

В этом случае расчет ведется без учета поперечной арматуры, и при этом рассматривается контур расчетного поперечного сечения, обозначенный

как позиция 1 на рисунке 3.38. Периметр контура равен 6,1 м ( $u = (0,083+0,2+0,08+0,4+0,08+0,2+0,083) \times 4 = 6,1$  м).

Предельное усилие, воспринимаемое бетоном  $F_{b,ult}$ , составляет 956,91 кН ( $F_{b,ult} = F_{b,ult} = \gamma_{bt} \times R_{bt} \times u \times h_0 = 0,9 \times 1050 \times 6,1 \times 0,166 = 956,91$  кН).

Условие продавливания по контуру расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры:  $F \leq F_{b,ult}$ ,  $757,76 < 956,91$  – выполняется.

При крестообразном расположении поперечной арматуры в зоне продавливания периметр контура  $u$  для вычисления предельной несущей способности поперечной арматуры  $F_{sw,ult} = 0,8 \times q_{sw} \times u$  принимается по фактической длине участков расположения поперечной арматуры  $L_{swx}$  и  $L_{swy}$  по расчетному контуру продавливания (см. рис. 3.38).

Периметр контура  $u = 2 \times (L_{swx} + L_{swy}) = 1,6$  м. Предельное усилие, воспринимаемое арматурой при продавливании  $F_{sw,ult} = 0,8 \times q_{sw} \times u = 0,8 \times 282,8 \times 1,6 = 361,98$  кН. Предельное усилие, воспринимаемое бетоном  $F_{b,ult} = 355,15$  кН.

Условие прочности  $F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ .

$757,76$  кН  $>$   $355,15$  кН  $+ 361,98$  кН.  $757,76$  кН  $>$   $717,13$  кН – условие не выполняется.

Для выполнения условия прочности необходимо увеличить класс бетона на две ступени. Для бетона класса В35  $R_{bt} = 1300$  кН/м<sup>2</sup>,  $F_{b,ult} = 0,9 \times 1300 \times 2,264 \times 0,166 = 436,7$  кН.

$436,7$  кН  $+ 361,98$  кН =  $798,68$  кН  $>$   $757,76$  кН – условие выполняется.

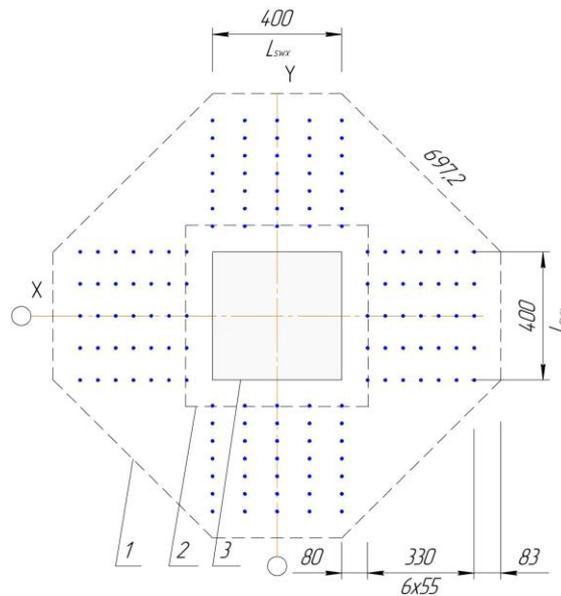


Рис. 3.38. Крестообразное расположение поперечной арматуры в зоне продавливания (1—контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры, 2— контур расчетного поперечного сечения, 3— контур площади приложения нагрузки)

Наличие в плите перекрытия отверстия, расположенного в непосредственной близости от колонны, может привести к необходимости уменьшить периметр расчетного поперечного сечения (поз. 2 на рис. 3.39).

Если отверстие в плите перекрытия расположено на расстоянии менее  $6h$  от угла или края контура площадки передачи нагрузки (поз. 1 на рис. 3.40), то часть периметра  $u$  расчетного контура (поз. 3 на рис. 3.39) не учитывается при проведении расчета плиты перекрытия на продавливание. Эта часть расчетного контура расположена между двумя касательными к отверстию, проведенными из центра тяжести площадки передачи нагрузки.

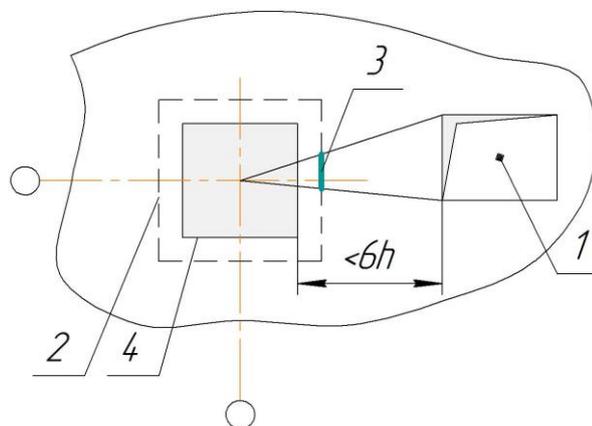


Рис. 3.39. Уменьшение (3) периметра расчетного контура (2) при наличии в плите отверстия (1), близко расположенного к колонне (4)

На рисунке 3.40 показано расположение арматурных каркасов K1 и K2, включающих в себя поперечную арматуру в зоне продавливания.

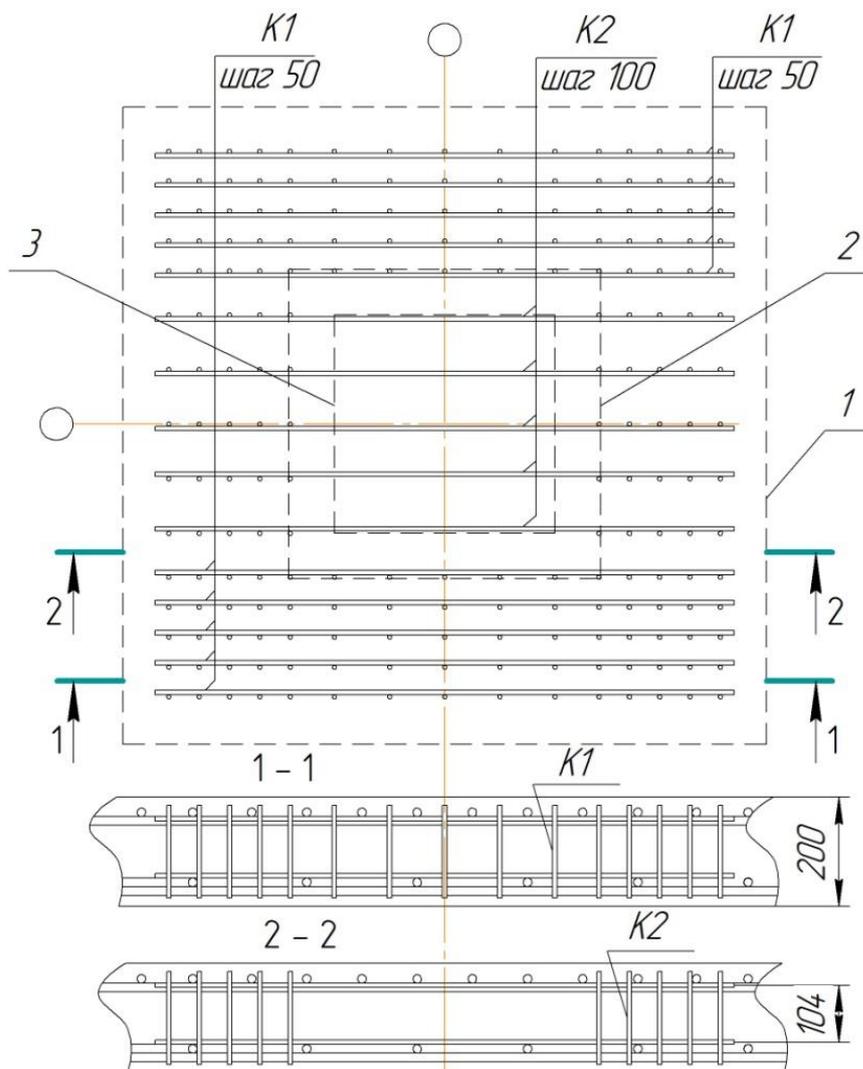


Рис. 3.40. Схема расположения арматурных каркасов K1 и K2, включающих в себя поперечную арматуру в зоне продавливания (1 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры, 2 – контур расчетного поперечного сечения, 3 – контур площади приложения нагрузки)

## **РАЗДЕЛ 4. Железобетонные конструкции сборных зданий**

### **Тема и содержание занятий:**

Классификация конструктивных систем (схем) многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне. Подбор сборных конструкций по каталогу. Компоновочные схемы и спецификации элементов для зданий в сборном железобетоне. Оптимизация конструктивных параметров несущих элементов здания на основе технико-экономического сравнения рассматриваемых вариантов конструктивного решения. Виды сборных железобетонных конструкций, основные конструктивные параметры, схемы армирования для многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий. Температурные блоки и виды связей в пределах блока. Конструктивные решения стыков сборных каркасных зданий, и их моделирование при выполнении расчетов. Выбор и построение расчетных схем. Перечень расчетов при проектировании одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий. Полносборные крупнопанельные здания, основные конструктивные параметры несущих элементов, схемы их армирования. Классификация стыков и определение их податливости. Моделирование плоских и объемных расчетных схем. Перечень расчетов и чертежей комплекта КЖ, выполняемые при проектировании крупнопанельных зданий. Аналитические расчеты крупнопанельных зданий: стен – на основе расчетной схемы в виде вертикального составного стержня; плит перекрытия, опертых по контуру – на основе метода предельного равновесия

### ***4.1. Классификация конструктивных систем (схем) многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне. Подбор сборных конструкций по каталогу. Компоновочные схемы и спецификации элементов для зданий в сборном железобетоне. Оптимизация конструктивных параметров несущих элементов здания на основе технико-экономического сравнения рассматриваемых вариантов конструктивного решения***

Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания, выполненного в сборном железобетоне, являются колонны и ригели, объединенные в поперечные рамы, многопустотные или ребристые плиты перекрытий, соединяющие рамы в продольном направлении, а также связевые панели, диафрагмы и ядра жесткости, предназначенные для восприятия и передачи на фундамент горизонтальных нагрузок.

Несущие элементы многоэтажного каркасного здания объединяются в конструктивную систему, которая обеспечивает зданию прочность и устойчивость.

В соответствии с СП 356.1325800.2017 (Конструкции каркасные железобетонные многоэтажных зданий. Правила проектирования) конструктивные системы многоэтажных каркасных зданий по способу восприятия карка-

сами усилий и организации узлов сопряжения горизонтальных и вертикальных элементов каркаса делятся на три конструктивные схемы:

- связевые;
- рамно-связевые;
- рамные.

*Связевая конструктивная схема* предполагает шарнирное сопряжение горизонтальных и вертикальных элементов каркаса для продольных и поперечных рам объемного каркаса. В связевых каркасах его устойчивость обеспечивается элементами жесткости, воспринимающими горизонтальные нагрузки.

В *рамном пространственном каркасе* узлы сопряжения элементов продольных и поперечных рам являются жесткими и обеспечивают устойчивость здания.

В *рамно-связевом пространственном каркасе* узлы сопряжения ригелей с колоннами для поперечных рам являются жесткими. В продольном направлении горизонтальные и вертикальные элементы сопряжены шарнирно. Связевые элементы нужны для восприятия горизонтальных усилий, действующих, прежде всего, на рамы продольного направления.

На рисунке 4.1 приведены три варианта конструктивного решения узла сопряжения ригелей с колонной многоэтажного каркасного здания.: шарнирный (а), полужесткий (б) и жесткий (в).

В таблице 4.1 дана классификация пространственных рам многоэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне в зависимости от вида узлов сопряжения продольных и поперечных рам.

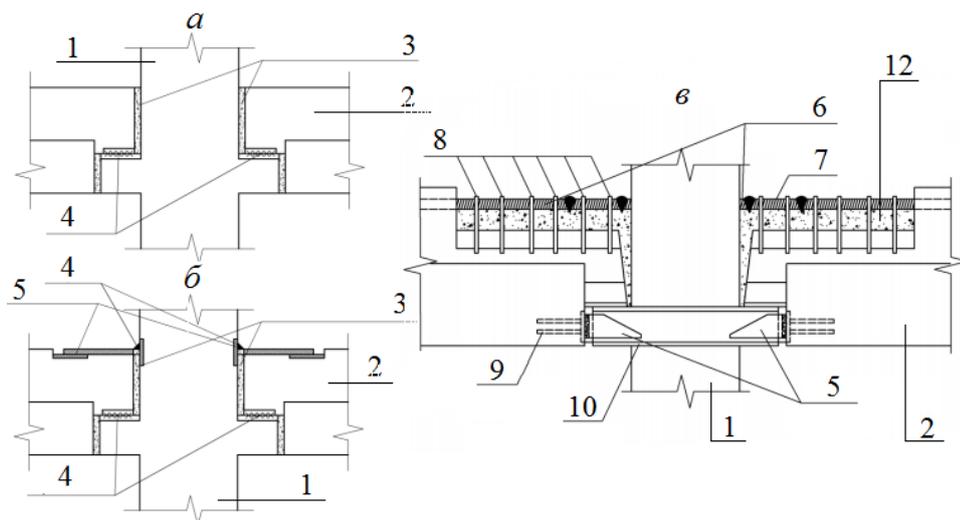


Рис. 4.1. Варианты конструктивного решения узла сопряжения ригелей и колонной: а – шарнирный узел, б – полужесткий, в – жесткий. 1 – колонна, 2 – ригель. 3 – бетон омоноличивания, 4 – сварные швы, 5 – соединительные пластины, 6 – арматурные выпуски из ригеля и колонны, 7 – вставка арматуры, 8 – хомуты, 9 – закладная деталь ригеля, 10 – закладная деталь консоли колонны.

Таблица 4.1.

Типы рамы	Схемы каркасов		
	Связевые	Рамно-связевые	Рамные
Поперечные			
Продольные			
Обозначения: 1 – колонна; 2 – перекрытие; 3 – шарнирный узел; 4 – жесткий узел.			

Основными несущими конструкциями одноэтажного каркасного здания являются колонны и стропильные элементы (стропильные балки и фермы с ребристыми плитами, опертые на стропильные конструкции). Другой вариант стропильной системы здания – подстропильные балки (фермы) с большепролетными плитами на пролет. Проектирование несущих конструкций одноэтажных каркасных зданий производится в соответствии с СП

355.1325800.2017 (Конструкции каркасные железобетонные сборные одноэтажных зданий производственного назначения. Правила проектирования). Для покрытий одноэтажных каркасных зданий могут применяться пространственные конструкции, прежде всего, оболочки различного вида, которые проектируются в соответствии с СП 387.1325800.2018 (Железобетонные пространственные конструкции покрытий и перекрытий. Правила проектирования)

Как уже отмечалось, основными конструктивными элементами сборного многоэтажного каркасного здания являются колонны, ригели и плиты перекрытий (см. рис. 4.2). Конструктивные элементы сборных зданий подбираются по строительному каталогу.

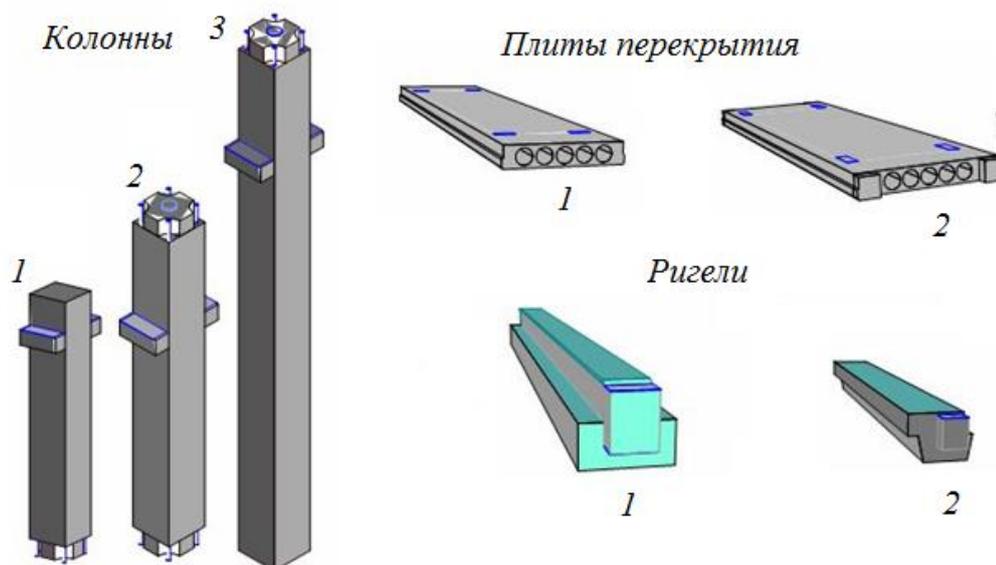


Рис. 4.2. Основные конструктивные элементы сборного многоэтажного каркасного здания: колонны (1-верхняя, 2 – средняя, 3 – нижняя), плиты перекрытия (1 –рядовая, 2 – связевая), ригели (1 – двухполочный, 2 – однополочный)

Перед включением вновь разработанных сборных железобетонных конструкций в строительный каталог им присваиваются марки. Марки по требованиям ГОСТ 23009 должны содержать цифровые и буквенные символы, отражающие информацию о виде, размерах, несущей способности конструкций, об используемых материалах (бетоне, арматуре), а также дополни-

тельных характеристиках (стойкость к воздействию агрессивных сред, сейсмостойкость и др.).

Например:

**Т Р.Р.Р-НАВ-ДД**, где

**Т** – тип конструкций;

**Р.Р.Р** – габаритные размеры;

**Н** – несущая способность;

**А** – класс напрягаемой арматуры;

**В** – вид бетона;

**ДД** – дополнительные сведения.

Для того, чтобы назначить марки элементов сборного перекрытия необходимо знать размеры и несущую способность подбираемых конструктивных элементов.

Длина многопустотных плит перекрытия назначается с учетом ширины поперечного сечения ригеля поверху (см. рис. 4.19) -  $300 \text{ мм}: 6000-300 = 5700 \text{ мм} = 57 \text{ дм}$ .

При назначении ширины связевой плиты  $1500 \text{ мм} = 15 \text{ дм}$  ширина рядовой плиты вычисляется следующим образом:  $(6600-1500)/3 = 1700 \text{ мм} = 17 \text{ дм}$ . Ширина крайней плиты составляет  $950 \text{ мм}$  (округленно  $9 \text{ дм}$ ).

При определении длины ригеля принимается во внимание, что ригель располагается между двумя колоннами поперечного сечения  $400 \times 400 \text{ мм}$ :  $6600-400 = 6200 \text{ мм} = 62 \text{ дм}$ .

Стандартная высота поперечного сечения ригеля может составлять  $450 \text{ мм}$  или  $600 \text{ мм}$  (в марке ригеля округленно  $4$  или  $6 \text{ дм}$ ).

В марке конструктивных элементов многоэтажного каркасного здания (см. таб. 4.2) должна указываться их несущая способность. Например, если марка многопустотной плиты перекрытия ПК56.15-8Р-А400, то расчетная нагрузка на плиту без учета ее собственного веса составляет  $8,0 \text{ кН/м}^2$  (вес

пола – 1,8 кН/м<sup>2</sup>, вес временные перегородки – 0,6 кН/м<sup>2</sup>, временная нагрузка на перекрытие 4,8 кН/м<sup>2</sup>,  $\Sigma=1,8+0,6+4,8=7,2$  кН/м<sup>2</sup>).

Для определения несущей способности ригеля надо собрать равномерно распределенную расчетную нагрузку без учета собственного веса ригеля (вес пола – 1,8 кН/м<sup>2</sup>, вес временных перегородок – 0,6 кН/м<sup>2</sup>, собственный вес многопустотной плиты перекрытия - 3,2 кН/м<sup>2</sup>, временная нагрузка на перекрытие – 4,8 кН/м<sup>2</sup>,  $\Sigma=1,8+0,6++3,2+4,8=10,4$  кН/м<sup>2</sup>) и умножить ее на ширину грузовой полосы  $B=6$  м ( $10,4 \times 6=62,4$  кН/м).

На рисунке 4.3 показаны грузовая полоса для ригеля и грузовая площадь колонны, необходимые для определения несущей способности элементов при формировании их марки.

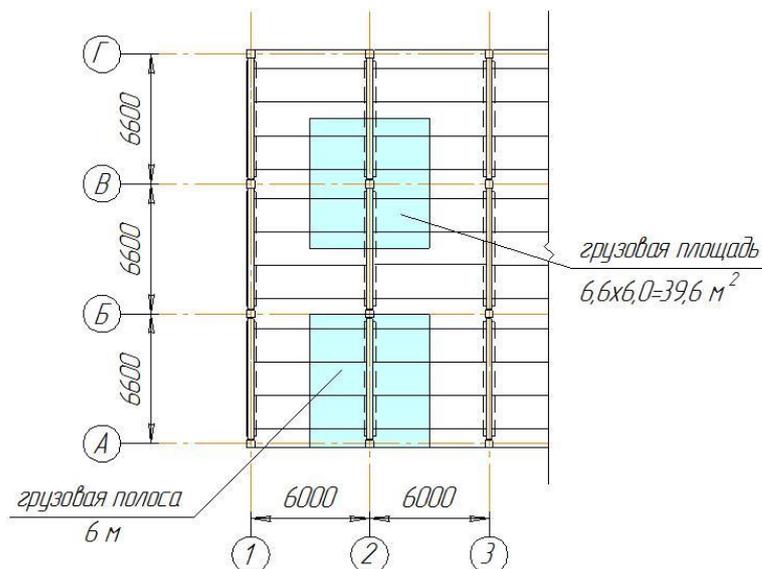


Рис. 4.3. К определению грузовой полосы и площади

В таблице 4.2 приведены марки конструктивных элементов многоэтажного каркасного здания.

Таблица 4.2

Марки конструктивных элементов многоэтажного каркасного здания

Наименование, серия каталога СК-3, марка сборной железобетонной конструкции	Расшифровка марки
Многопустотные плиты перекрытия, серия 1.041.1 Марки:	ПК - пустотная плита Р, С, К - соответственно рядовая, междуколонная и крайняя 56.15 - длина и ширина плиты в дм (округленно)

ПК56.15-8Р-А600 ПК56.15-8С-А600 ПК56.15-8К-А600	А600– класс напрягаемой арматуры 8 - несущая способность в кН/м <sup>2</sup> плиты (расчетная нагрузка на плиту без учета собственного веса);
Ригель железобетонный для каркасных зданий, серия 1.042-1 Марки: РДП4.56-50 РДП6.56-60 РОП4.56-30 РОП6.56-40	Р (первый символ) - ригель; Д, О - соответственно ригель одно-, двухполочный; П - ригель для опирания многопустотных плит; 4.56 - высота, длина ригеля дм (округленно); 30, 40, 50, 60 - несущая способность ригеля в кН/м (расчетная нагрузка на плиту без учета собственного веса);
Колонны железобетонные для многоэтажных зданий, серия 1.042-1 Марки: 1КНД33.1-2.45 1КНО42.1-1.23 2КСД42.1-1.23 3КВД48.1-2.40 3КБД33.1-1.23	1,2,3 (в начале марки) - число этажей в пределах высоты колонны; КН, КС, КВ, КБ - соответственно нижняя, средняя, верхняя, бесстыковая (на всю высоту здания) колонна; О, Д - соответственно одно- и двухконсольная (в пределах этажа) колонна 33, 42, 48 - высота этажа, дм; 1 (после высоты этажа) - тип размера сечения 40х40 см; 1, 2 (после тире) - тип несущей способности консоли (1- предельная продольная сила равна 210 кН, 2 - 300 кН); 23, 40, 45 - несущая способность ствола колонны (23=2300кН)

На рисунке 4.4 отдельными позициями обозначены конструктивные элементы одноэтажного каркасного здания

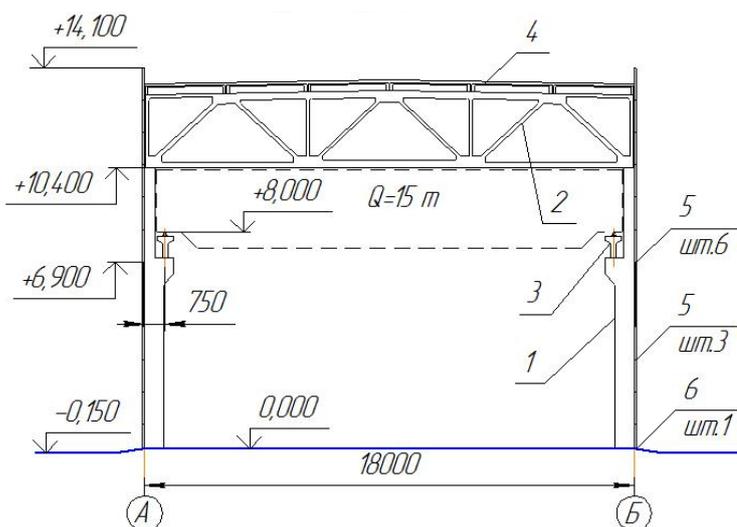


Рис 4.4. Компоновочная схема поперечной рамы одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами: 1 - колонна, 2 - ферма стропильная с параллельными поясами, 3 - подкрановая балка, 4 - ребристая плита покрытия (глухая), 5 - сэндвич-панели, 6 - сборная железобетонная цокольная панель

В таблице 4.3 представлены технические характеристики железобетонной колонны – несущего элемента одноэтажного каркасного здания.

Таблица 4.3

Технические характеристики железобетонных колонн для одноэтажных производственных зданий высотой 11,4 – 14,4 м (СК-3, серия 1.424)

Эскиз	Марка изделия	Шаг колонн, м	Грузоподъемность крана, т	Высота сечения, мм	
				$h_1$	$h_2$
	K114	6	15, 20	380	700
	K114	6	30	600	700
	K114	12	15, 20, 30	600	800
	K126	6	15, 20	380	800
	K126	6	30	600	800
	K126	12	15, 20, 30	600	900
	K138	6	15, 20	380	800
	K138	6	30	600	800
	K138	12	15, 20, 30	600	900
	K144	6	15, 20	380	800
	K144	6	30	600	800
	K144	12	15, 20, 30	600	900

Проектирование одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий в конструктивной разделе проекта основывается на применении сборных железобетонных конструкций и заключается в разработке компоновочных схем каркаса, схем раскладки плит перекрытий и других схем.

К компоновочным схемам добавляются спецификации, в которые включаются сборные железобетонные элементы, показанные на схемах. На компоновочной схеме проставляются позиции по видам сборных железобетонных конструкций

В спецификации к компоновочной схеме (табл.4.4) для отдельных позиций указываются марки железобетонных конструкций из примененных в разрабатываемом проекте серий российского (территориального) каталога или каталога предприятия, осуществляющего проектирование и производство железобетонных конструкций. Для конструкций каждой марки в табли-

це-спецификации приводится их количество на компоновочной схеме, а также масса в тоннах.

На рисунке 4.5 приведена компоновочная схема перекрытия многоэтажного каркасного здания (схема расположения сборных железобетонных элементов), а в таблице 4.4 - спецификация к схеме.

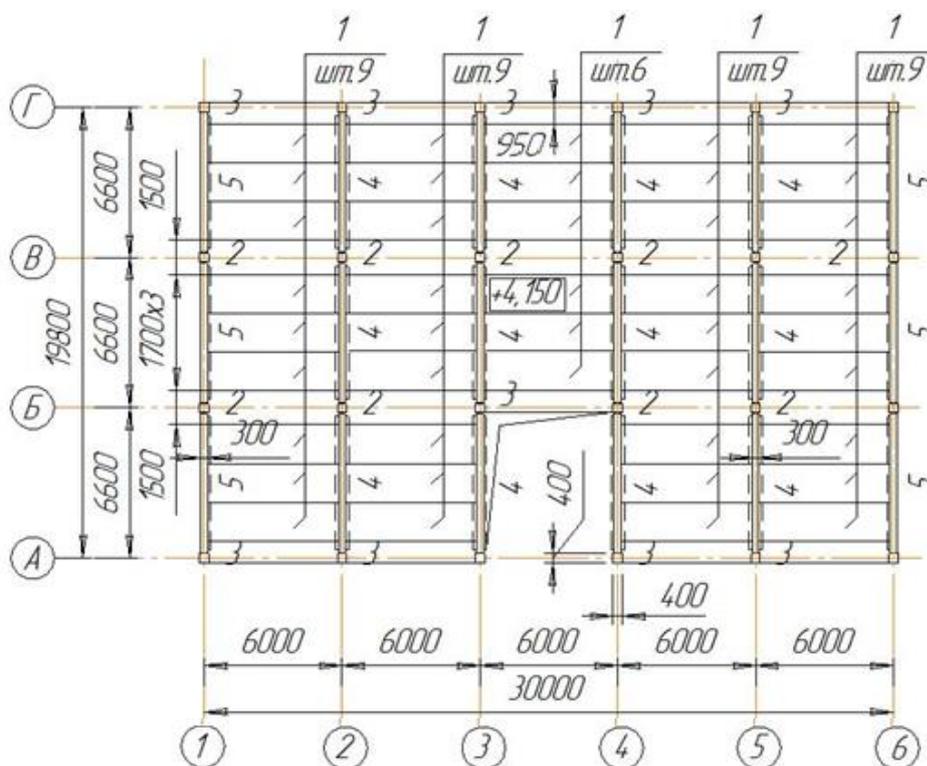


Рис. 4.5. Схема расположения сборных железобетонных элементов перекрытия на отм.+4,150

Таблица 4.4

Спецификация сборных железобетонных элементов перекрытия на отм.+4,150

Поз.	Обозначение	Наименование	Кол.	Масса ед., т	Примеч.
1	СК-3, серия 1.041.1	ПК57.17-8Р-А800	42	2,67	
2		ПК57.9-8К-А800	9	1,46	
3		ПК57.15-8С-А800	10	2,33	
4	СК-3 серия 1.020-1	РДП4.62-70	12	2,82	
5		РОП4.62.35	6	2,60	

Пример схемы расположения сборных железобетонных ребристых плит покрытия здания приведен на рисунке 4.6.

Для покрытия одноэтажного каркасного здания применены плиты «глухие» (поз.1), плиты с вентиляционными отверстиями (поз.2) и плиты с зенитными фонарями (поз.3).

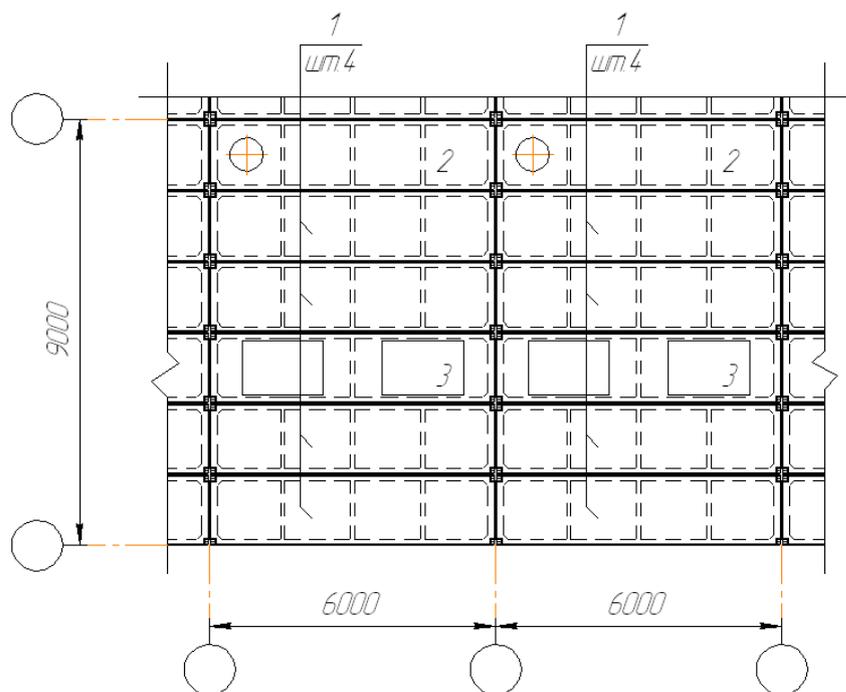


Рис. 4.6 Схема расположения ребристых плит покрытия: 1 - плиты марки ПГ6 –«глухие», пролет 6 м; 2 - плиты марки ПВ6 –с вентиляционным отверстием; 3 - плиты марки ПФ6 – с зенитными фонарями

Оптимизация конструктивных параметров несущих элементов для зданий в сборном железобетоне по сравнению с оптимизацией конструктивных параметров несущих элементов монолитных зданий упрощается. Как известно, конструктивные параметры несущих элементов зданий включают геометрические размеры элемента, классы материалов, процент армирования конструкции. Выбор несущих элементов сборных зданий ведется с учетом требуемых геометрических размеров, нагружения конструкции, классы материалов и вид арматуры выбирается из предлагаемого в каталоге. Если при проектировании здания сравниваются различные варианты конструктивного решения, например, для многоэтажного каркасного здания сравнивается эффективность применения связевых, рамно-связевых и рамных каркасов, то выполняется технико-экономическое сравнение вариантов. При этом стоимость конструкции, ее транспортировки и монтажа известны.

***4.2. Виды сборных железобетонных конструкций, основные конструктивные параметры, схемы армирования для многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий Температурные блоки и виды связей в пределах блока. Конструктивные решения стыков сборных каркасных зданий, и их моделирование при выполнении расчетов Выбор и построение расчетных схем. Перечень расчетов при проектировании одноэтажных и многоэтажных каркасных зданий***

На рисунке 4.7 показаны общий вид и узлы армирования сборной колонны многоэтажного каркасного здания. Колонна – двухконсольная, является средней колонной, имеет плоские стальные торцы (М1, М4) для сопряжения с нижней и верхней колоннами многоэтажного здания, предназначена для организации полужесткого узла сопряжения колонны и ригелей с использованием закладных деталей М2, М3.

Монтаж колонны выполняется подъемом за консоли колонны, а складирование – с использованием строповочных петель П1.

На рисунке 4.8 представлены общий вид и схема армирования сборного железобетонного ригеля. Сборный железобетонный ригель входит в состав каркаса многоэтажного здания. С помощью закладных деталей М1, М2 ригель сопрягается с колоннами каркаса (полужесткий стык).

При выполнении армирования ригеля применены следующие арматурные изделия:

- плоские сварные каркасы К1. Основная рабочая арматура каркасов – нижняя продольная и поперечная. Из четырех стержней нижней рабочей арматуры в пролете ригеля два обрываются у опоры. Шаг поперечных стержней в пролете составляет 300 мм, у опор – 200 мм. Плоские каркасы К1 объединены в пространственный каркас с помощью отдельных стержней (ОС1);
- полки ригеля армируются двумя сетками С1 и С2, которые также входят в состав объемного каркаса ригеля;

—для монтажа ригеля предусмотрены строповочные отверстия  $\varnothing 50$  мм (закладная деталь МЗ).

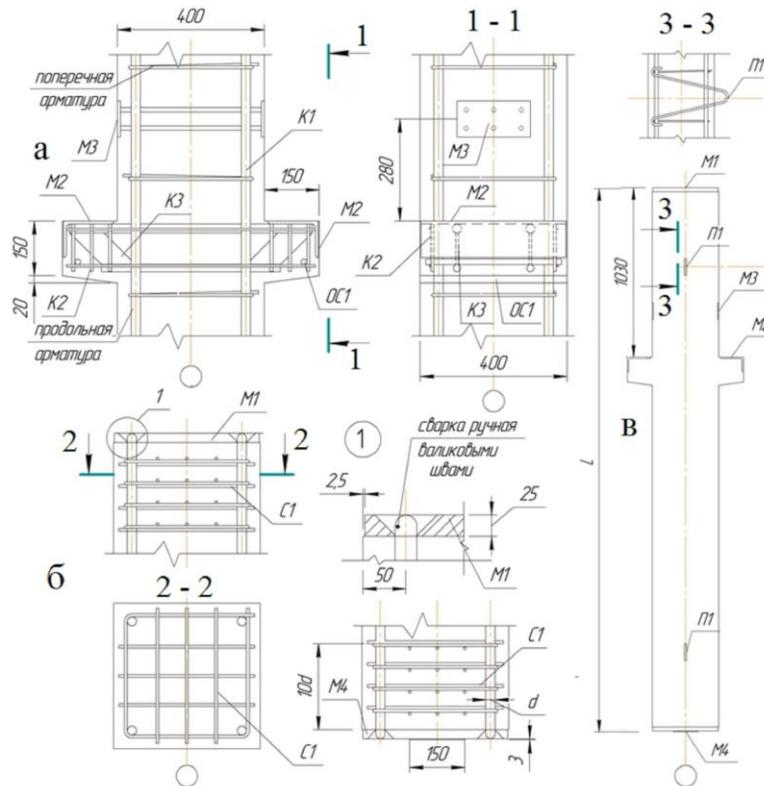


Рис. 4.7. Общий вид и узлы армирования сборной колонны многоэтажного каркасного здания: а - узел армирование консольной зоны колонны, б – узлы армирования верхней и нижней торцевых зон колонны, в – общий вид сборной колонны многоэтажного здания с плоскими стальными торцами

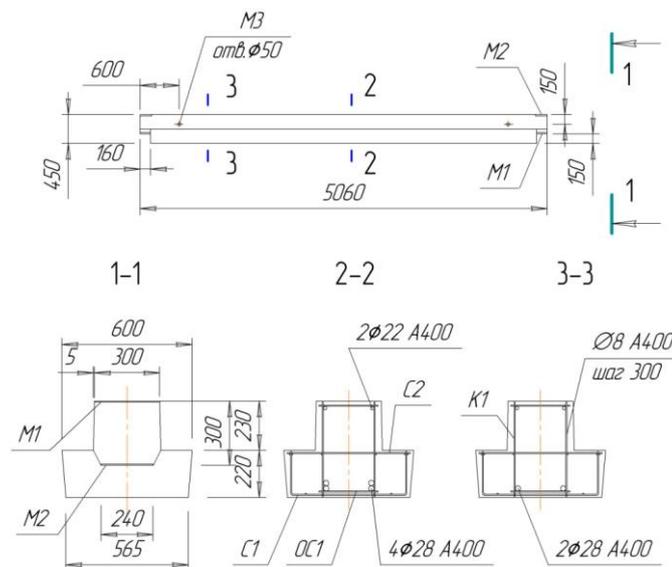


Рис. 4.8. Общий вид и узлы армирования сборной колонны многоэтажного каркасного здания

Железобетонные колонны для одноэтажных каркасных зданий могут быть с консолью для размещения подкрановой балки и без нее.

На рисунке 4.9 показана сборной железобетонной колонны для одноэтажного производственного здания с мостовыми кранами. Колонна на рисунке 4.9 имеет сплошное поперечное сечение надкрановой и подкрановой частей колонны. Применяются также колонны с двухветвевой подкрановой частью.

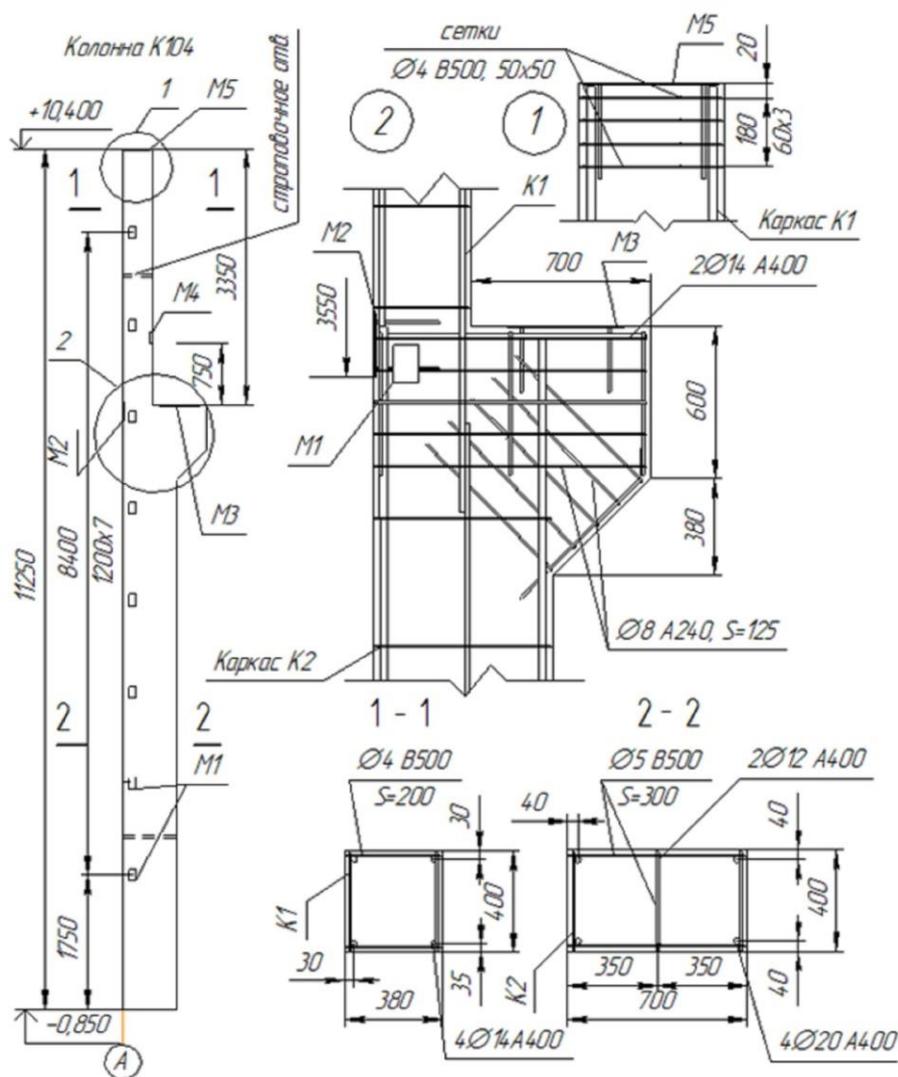


Рис. 4.9. Общий вид и узлы армирования сборной железобетонной колонны для одноэтажного здания с мостовыми кранами со сплошным поперечным сечением надкрановой и подкрановой частей колонны

На рисунке 4.9 представлены общий вид и узлы армирования колонны для одноэтажного здания с мостовыми кранами со сплошным поперечным сечением надкрановой и подкрановой частей колонны.

Приводятся основные размеры колонны, а также расположение строповых отверстий и закладных деталей (М1 - для крепления навесных панелей, М3, М4 - для крепления подкрановой балки, М5 - для крепления фермы или стропильной балки).

В сечениях 1-1 и 2-2 показано, соответственно, армирование надкрановой и подкрановой части колонн.

Приведены узлы усиления оголовка колонны сетками косвенного армирования (узел 1) и узел армирования консоли колонны (узел 2).

Для обеспечения пространственной жесткости и устойчивости одноэтажного каркасного здания, собранного из сборных железобетонных элементов, необходимо, чтобы покрытие представляло собой жесткий диск. Это достигается сопряжением на сварке закладных деталей балок и плит, а также заполнением швов между плитами бетоном.

На рисунке 4.10 представлен общий вид «глухой» ребристой плиты перекрытия, а на рисунке 4.11 – общий вид плит перекрытия с вентиляционными отверстиями и плит с зенитными фонарями.

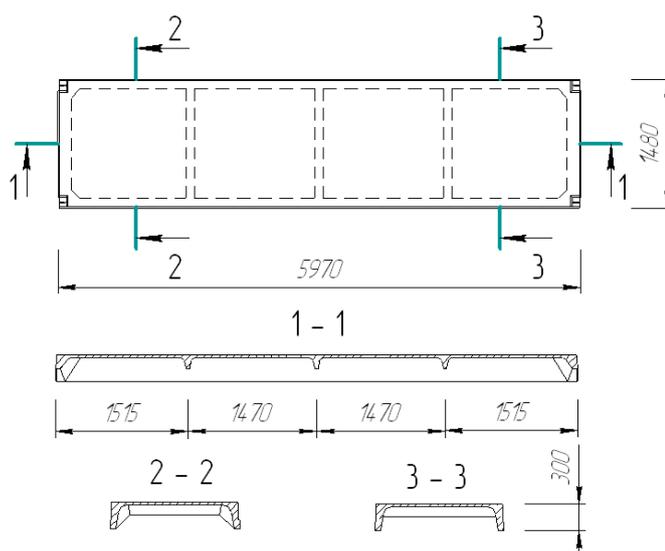


Рис.4.10. Общий вид ребристой плиты перекрытия марки ПГ6.

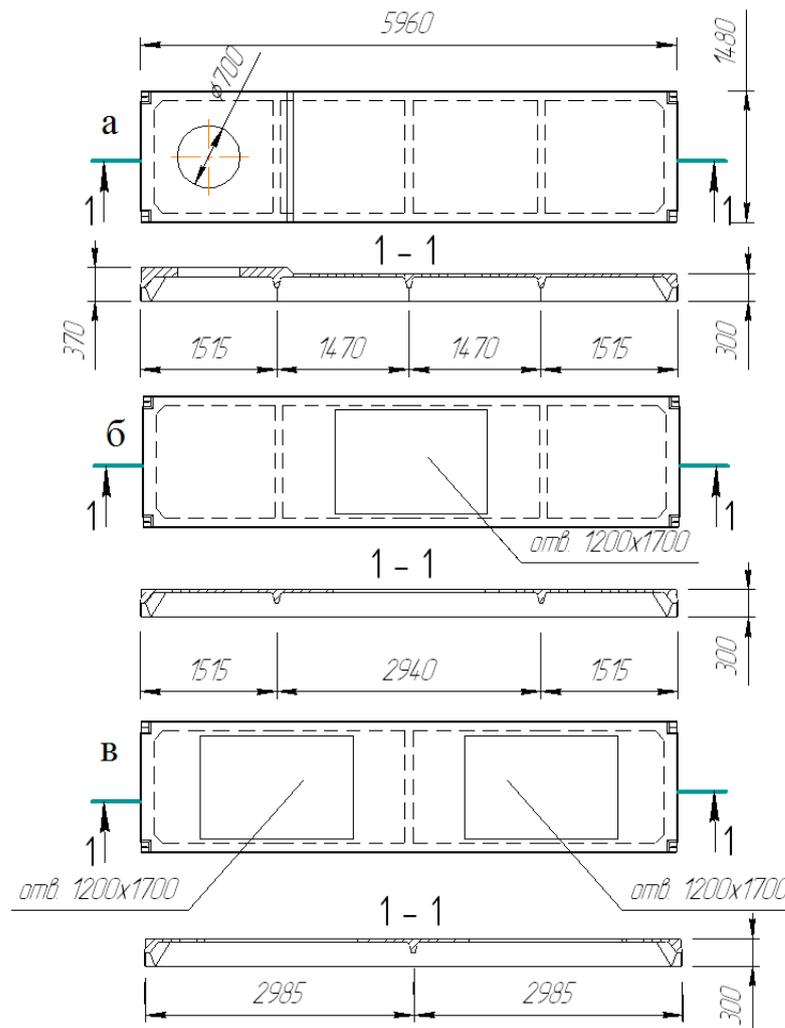


Рис. 4.11. Общий вид плиты 4ПВ6 (а) и плит 4ПФ6 (б, в)

На рисунке 4.12 приведено армирование «глухой» ребристой плиты покрытия одноэтажного каркасного здания.

Как показано на рис. 4.12, в двух продольных ребрах плиты располагаются напрягаемые стержни НС основной продольной арматуры, а также каркасы К1, в состав которых входят стержни поперечной рабочей арматуры. Продольные ребра служат опорой поперечных ребер, которые армируются соответственно каркасами К2, К3 с рабочими стержнями продольной и поперечной арматуры.

Продольные и поперечные ребра служат опорой для полки плиты, которая армируется сеткой С1. Продольная и поперечная арматура сетки С1 является рабочей, что обеспечивает работу полки плиты в двух направлениях

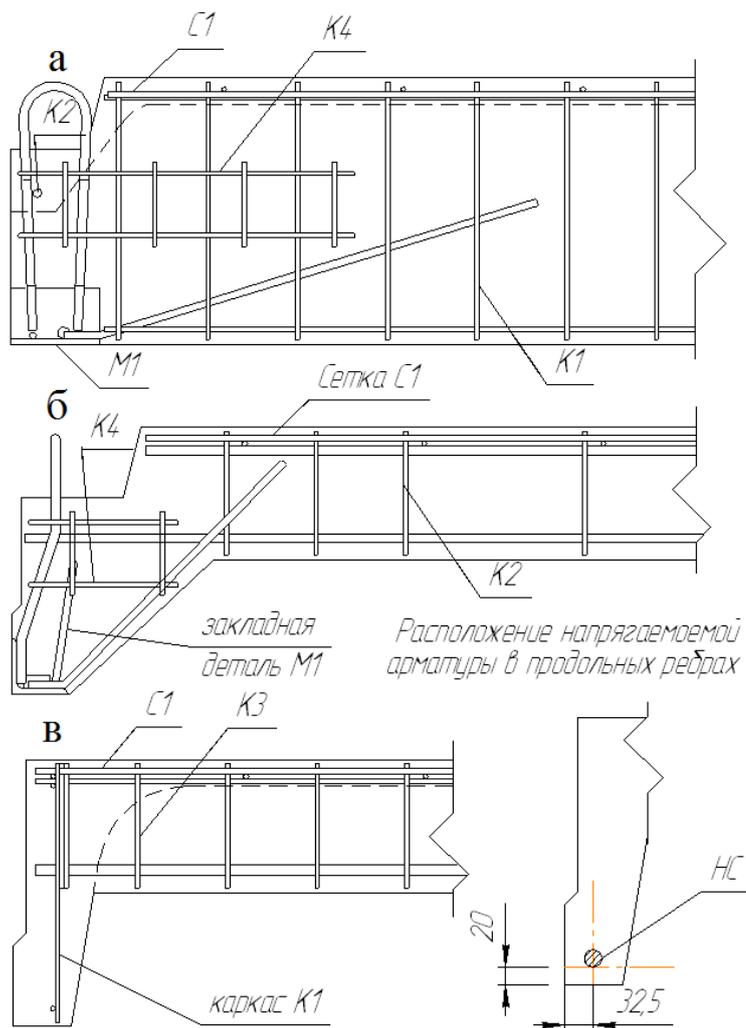


Рис. 4.12. Армирование «глухой» ребристой плиты полетом 6 м - 4ПГ6 (а – продольное ребро, б – поперечное крайнее ребро, в – поперечное среднее ребро)

Закладная деталь М1 включает в себя уголок, предназначенный для сопряжения плит покрытия с опорными стропильными элементами. К закладной детали М1 приваривается строповочная петля плиты. Стрповочная петля располагается в выемке на угловых участках плиты. Для усиления плиты в ослабленных выемкой бетона местах устанавливаются каркасы К4.

Одноэтажные каркасные здания различаются по конструктивному решению покрытия здания. Для покрытий одноэтажных каркасных зданий

могут использоваться стропильные балки (см. рис.4.13) и фермы разного вида (см. рис. 4.14).

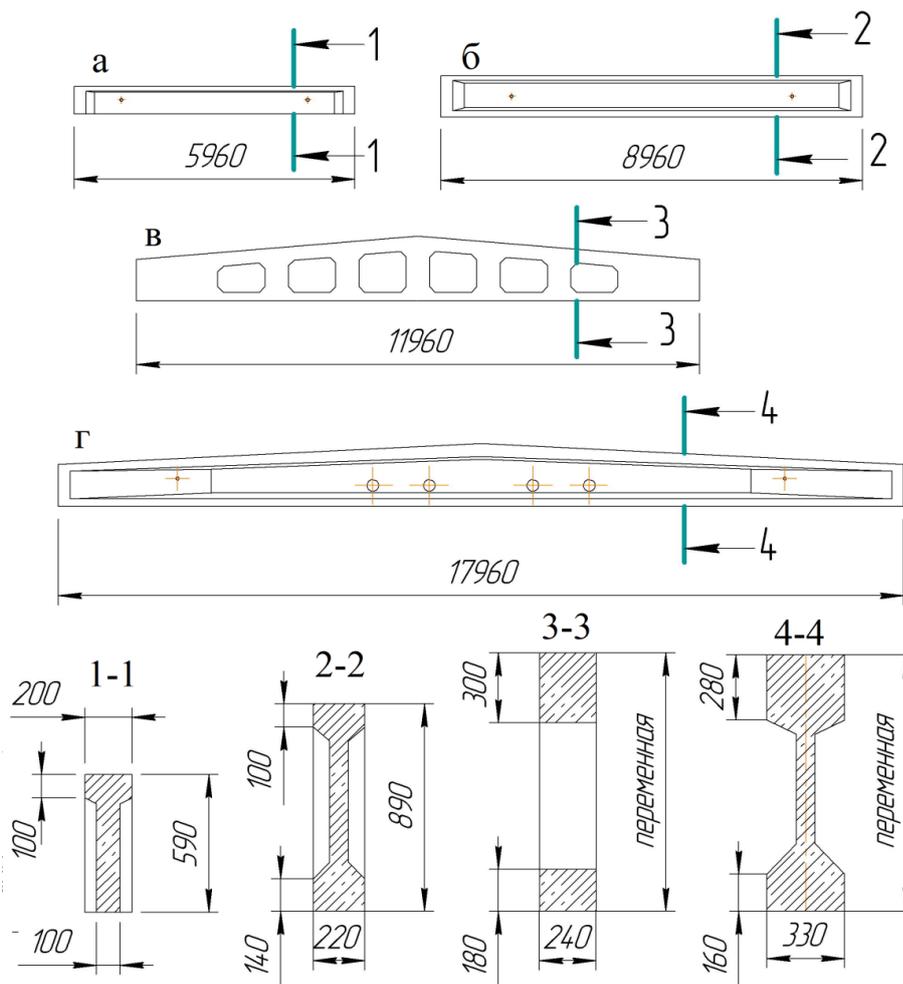


Рис. 4.13. Виды стропильных железобетонных балок;  
 а, б – БСП6, БСП9 – балки стропильные на пролет соответственно 6 м и 9 м с параллельными поясами (с тавровым и двутавровым поперечным сечением),  
 в, г– БСД12–1, БСД18-4 – балки стропильные двухскатные на пролет 12 м и 18 м (решетчатая и с двутавровым поперечным сечением)

Вертикальные несущие элементы (сборные колонны) одноэтажного каркасного здания жестко заделываются в фундамент.

Горизонтальные стропильные элементы (балки, фермы) сопрягаются с колоннами шарнирно.

Поперечная рама одоэтажного каркасного здания образуется колоннами и балками (фермами), на которые в продольном направлении опираются ребристые плиты покрытия.

Другой вариант конструктивного решения покрытия одноэтажных каркасных зданий – применение большепролетных плит, перекрывающих пролеты одноэтажного каркасного здания, равные 18, 24 (30) м, и опирающимися на подстропильные балки (фермы), которые в свою очередь опираются на колонны здания.

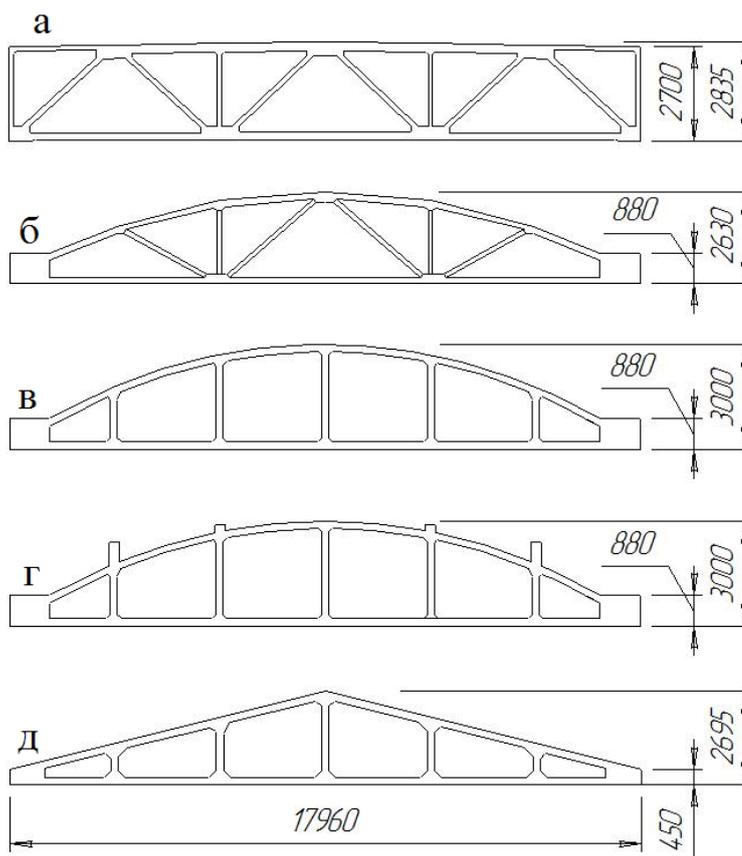


Рис. 4.14. Виды стропильных железобетонных ферм  
а – ферма стропильная с параллельными поясами ФСП18;  
б – ферма сегментная для покрытия со скатной кровлей ФС18;  
в – ферма безраскосная сегментная (покрытие со скатной кровлей ФБС18);  
г – ферма безраскосная малоуклонная ФБМ18;  
д – ферма треугольная ФТ18

Большепролетные плиты бывают: с П-образным и 2Т-образным поперечными сечениями, типа КЖС (крупнопанельный железобетонный свод)

Для изготовления плит применяются бетон класса по прочности на сжатия не ниже В20 и арматурные канаты класса К1400..К1700 в качестве основной продольной предварительно напрягаемой арматуры.

На рисунке 4.15 показана схема армирования большепролетной плиты типа П, а на рис. 4.16 - геометрические размеры продольных и поперечных ребер большепролетной плиты типа П (а, в) и схема расположения предварительно напрягаемой арматуры, располагаемой в продольных ребрах плиты.

Основная продольная нижняя арматура ( $A_{sp}$ ) устанавливается в продольных ребрах плиты и является предварительно напряженной (см. рис. 4.13).

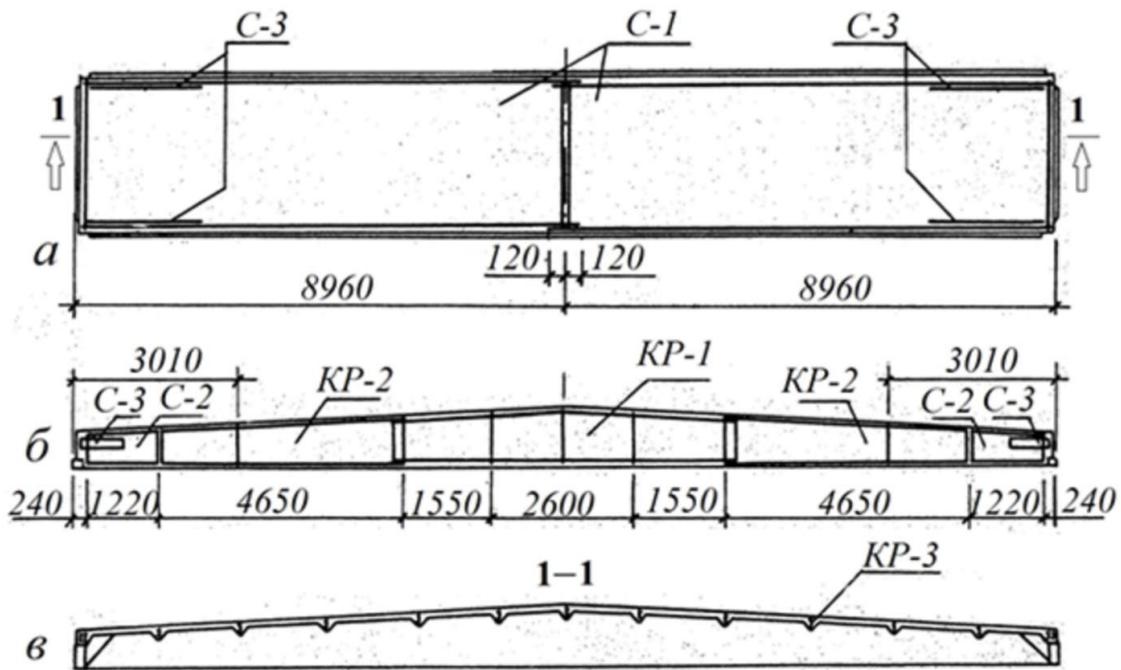


Рис. 4.15. Схема армирования большепролетной плиты типа П:  
 а - армирование полки плиты сеткой С1, крайних поперечных ребер сеткой С2, б - армирование продольных ребер каркасами КР-1, КР-2, в - армирование поперечных промежуточных ребер каркасами КР-3

Ненапрягаемая арматура объединена в сетки и каркасы. Полка плиты армируется сеткой С1. Продольные ребра армируются каркасами переменной высоты КР-1 в срединной части продольных ребер, К2 - на опорах продольных ребер. Сетки в С2 устанавливаются в соответствии с правилами укрепления сетками косвенного армирования концевых участков конструктивных элементов с предварительно напрягаемой арматурой.

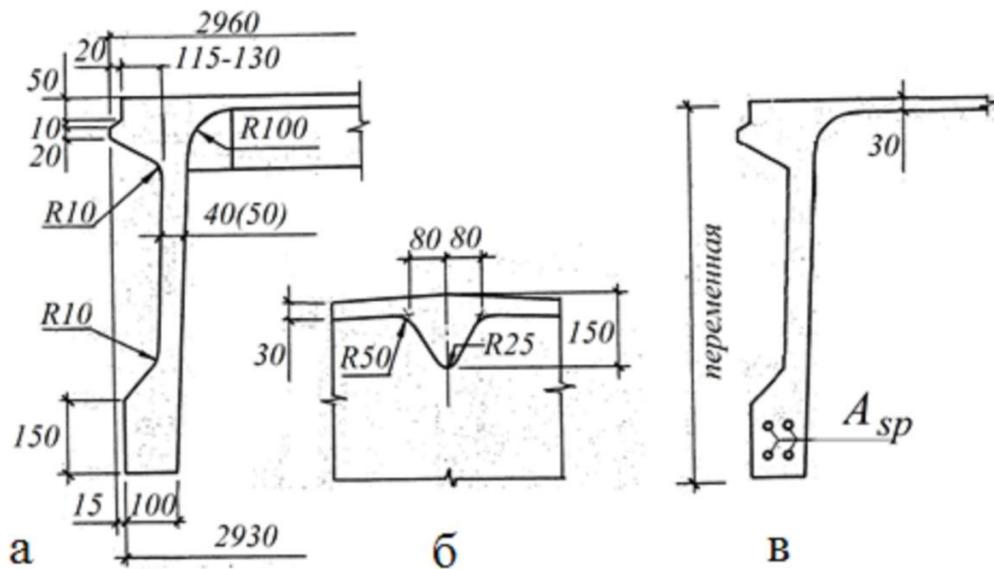


Рис. 4.16. Геометрические размеры продольных и поперечных ребер большепролетной плиты типа II (а, в), схема расположения предварительно напрягаемой арматуры ( $A_{sp}$ ) в продольном ребре плиты (б)

Эффективность расхода материалов на изготовление большепролетных плит во многом связана с минимизацией ее геометрических размеров. Продольные ребра приведенной на рисунке плиты выполнены кессонными. Толщина стенок плитной части продольных ребер рядовых кессонов плиты составляет 40 мм, а для первых от торцов кессонов она составляет 50 мм.

Вертикальные ребра кессонов укреплены стержнями СТ-2, а горизонтальные ребра (у опоры) – стержнями СТ-1 (см. рис 4.17).

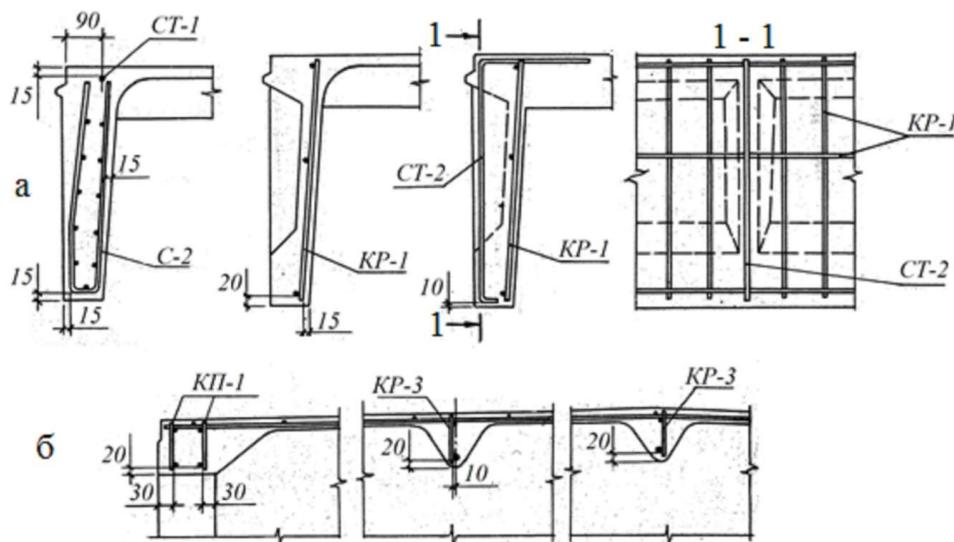


Рис. 4.17. Узлы армирования большепролетной плиты типа II (а - продольных ребер плиты, б - поперечных ребер плиты)

Конструктивными параметрами несущих элементов покрытия одноэтажных каркасных зданий являются:

- пролет;
- размеры поперечного сечения;
- классы материалов;
- процент армирования.

Стропильные балки применяются при пролетах 9...18 м.

Подстропильные балки используются для промежуточного опирания стропильных конструкций при увеличении шага колонн, их пролет составляет 12 м.

Применение стропильных ферм эффективно при перекрываемых ими пролетах 18...30 м. Геометрические размеры балок и ферм приведены на рисунках 4.13 и 4.14.

В период широкого применения сборного железобетона (60...90 годы прошлого столетия) для покрытия одноэтажных каркасных зданий активно применялись сборные железобетонные конструкции. В настоящее время, особенно для перекрытия больших пролетов, предпочтение отдается стальным фермам.

Одноэтажные каркасные здания обычно не имеют подземной части и проектируются с полом по грунту.

Традиционным конструктивным решением фундаментов под сборные железобетонные колонны одноэтажных каркасных зданий является устройство отдельных столбчатых фундаментов.

По периметру здания столбчатые фундаменты объединены фундаментными балками. Чаще всего столбчатые фундаменты выполняются монолитными, но они также могут быть при монтаже составлены из сборных элементов – фундаментной плиты столбчатого фундамента и подколонника.

На рисунке 4.18 показан отдельный монолитный столбчатый фундамент под колонну крайнего ряда с вариантом решения пола по грунту.

При интенсивном воздействии на покрытие пола, в том числе при использовании в помещениях здания тележек и транспортных средств минимальная толщина покрытия бетонного пола должна быть не менее 50 мм (класс бетона В40).

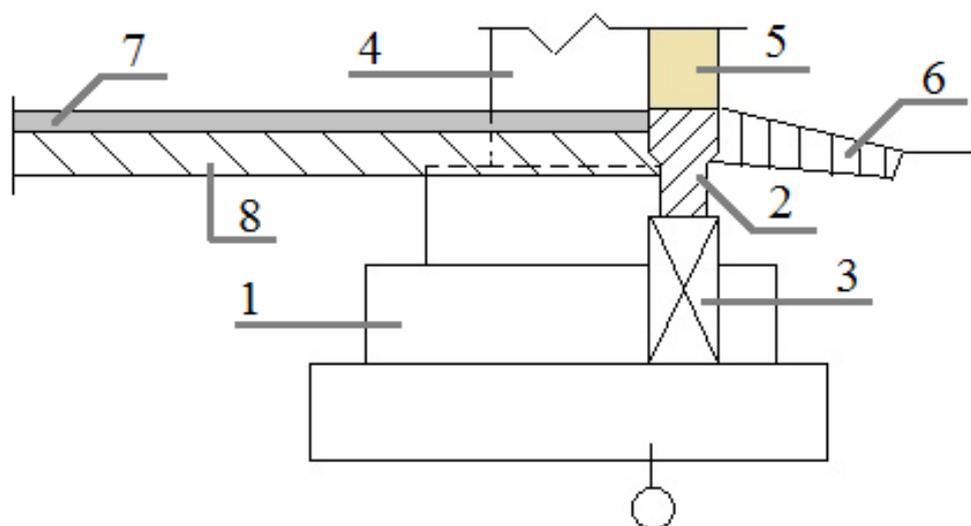


Рис.4.18. Монолитный столбчатый фундамент: 1 – фундамент, 2 – сборная фундаментная балка, 3 – бетонный столбик, 4 – колонна, 5 – наружное стеновое ограждение, 6 – отмостка, 7 – бетонное покрытие пола, 8 – бетонный подстилающий слой.

При выполнении покрытия бетонного пола, выполняющего одновременно функцию подстилающего слоя, его толщину увеличивают на 100 мм.

Покрытие рекомендуется армировать сеткой из арматурных стержней 5-Вр500 с ячейками 100×100 мм(150×150 мм), при большей толщине покрытия – двумя сетками. При выполнении покрытий полов по грунту предусматривается отсечение пола от колонн и стен, а также устройство деформационных швов в продольном и поперечном направлении с шагом 3...6 м.

На рисунке 4.19 приведено конструктивное решение, при котором пол выполнен в виде железобетонной плиты, армированной в продольном и поперечном направлении арматурными стержнями 12-А400. Монолитные

столбчатые фундаменты по периметру здания объединены монолитными ленточными фундаментами. Монолитные колонны сопрягаются со столбчатыми фундаментами посредством арматурных выпусков. Монолитная железобетонная плита пола опирается на фундаменты по контуру здания, а также на внутренние столбчатые фундаменты. Под нижней поверхностью железобетонной плиты пола располагаются следующие слои: подготовка из бетона В15 (100 мм), утрамбованный песок средней крупности (500 мм), утрамбованный естественный грунт.

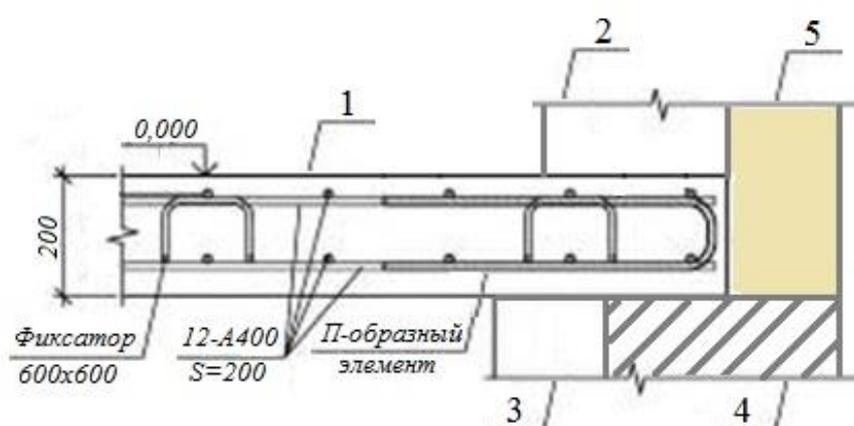


Рис. 4.19. Железобетонная монолитная плита пола: 1 – плита пола, 2 – монолитная колонна, 3 – отдельный столбчатый монолитный фундамент, 4 – монолитный ленточный фундамент, 5 – наружное стеновое ограждение (цоколь)

Железобетонная плита пола может не только опираться на столбчатые фундаменты одноэтажного каркасного здания, но также сопрягаться со столбчатыми фундаментами под колонны, образуя вместе с ними монолитную фундаментную плиту.

На рисунке 4.20 показана железобетонная фундаментная плита для одноэтажного каркасного здания (поперечный разрез при  $L_1=12$  м,  $L_2=6$  м) с увеличенной толщиной плиты под колоннами.

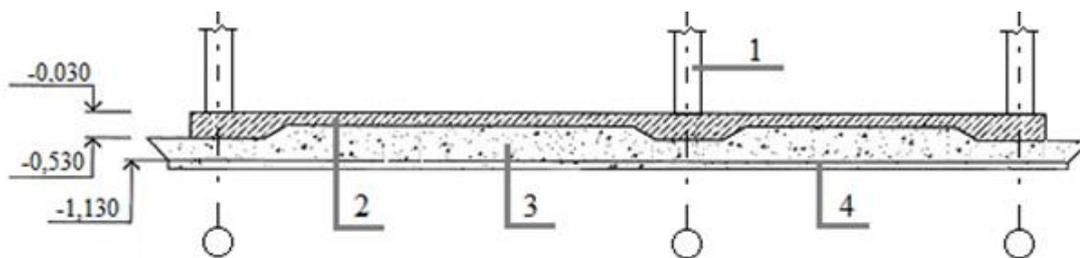


Рис. 4.20. Железобетонная фундаментная плита: 1 – колонна, 2 – фундаментная плита (B25), 3 – песчаная подушка, 4 – трамбованный щебень (200 мм)

Одним из конструктивных решений фундаментов одоэтажных каркасных зданий является применение единого сборного элемента, изготавливаемого в заводских условиях и включающего в себя колонну и фундамент (фундаментную плиту столбчатого фундамента).

На рисунке 4.21 представлен сборный элемент колонна-фундамент (изготовитель - ООО ПК «ЗМК»). Определенную сложность при монтаже сборного элемента представляет центрирование колонны. На рисунке 4.21 показано, что под подошвой фундаментной плиты предусматривается устройство подливки из бетона B20 толщиной 70 мм (поз. 3).

В процессе центрирования колонны подливка частично разрушается и по окончании процесса монтажа подливка восстанавливается нагнетанием бетонной смеси.

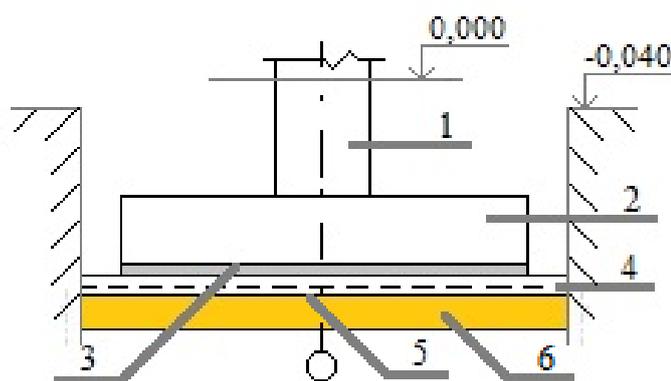


Рис.4.21. Сборный элемент колонна-фундамент, установленный в среднем ряду : 1 – колонна, 2 – фундаментная плита B45 (500 мм), 3 – выравнивающая подливка из бетона B20 (70 мм), 4 – подготовка из бетона B20, армированная сеткой из стержней 6-Вр500С с ячейкой 150×150 мм (130 мм), 5 – пленка полиэтиленовая (1 слой), 6 – утрамбованный щебень (300 мм)

Выбор конструктивного решения фундамента, как и других конструкций одноэтажного каркасного здания, выполняется на основе вариантного проектирования. При вариантном проектировании определяются оптимальные конструктивные параметры конструкций одноэтажного каркасного здания на основе технико-экономического анализа.

Разделение одноэтажного каркасного здания на температурные блоки показано на рисунке 4.22. Для отапливаемого здания максимальная длина температурного блока составляет 72 м, для неотапливаемых – 60 м. При увеличении против предельной длины температурного блока необходимо выполнить расчет одноэтажного каркасного здания на температурные воздействия

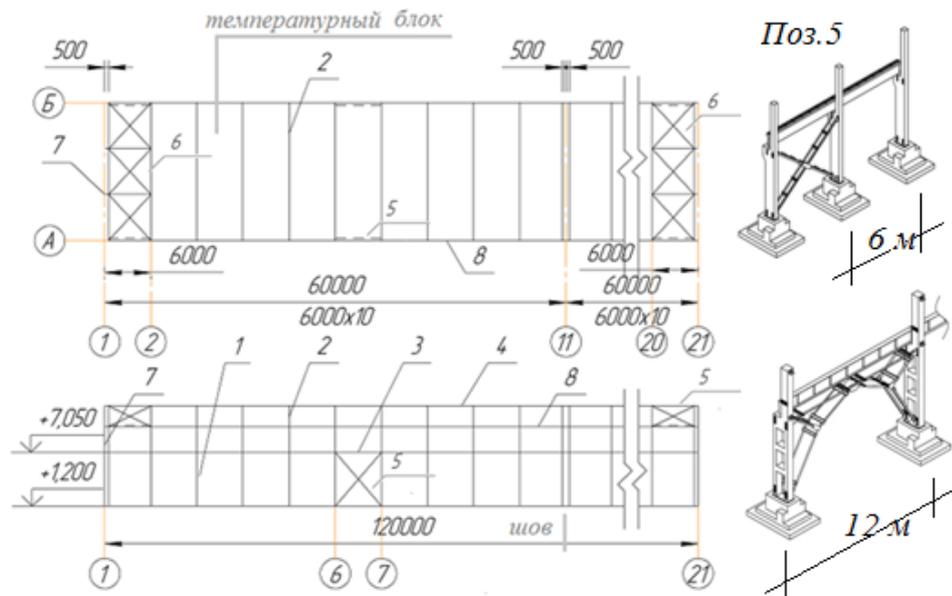


Рис.4.22. Разделение одноэтажного каркасного здания на температурные блоки (1–колонны, 2 –фермы, 3 – подкрановые балки, 4 – плиты покрытия, 5– вертикальные связи, 6 – горизонтальные связи, 7 –фахверковые колонны)

Для многоэтажных каркасных зданий в пределах температурных блока также предусмотрено установка вертикальных связей. На рисунке 4.23 показаны варианты таких связей::

а – железобетонные диафрагмы жесткости сплошные или с проемами, с консолями для опирания плит перекрытий или без них,

б – металлические связевые панели с треугольной, порталной или крестовой решеткой,

в – ядра жесткости (стены лестнично-лифтовых шахт) в сборном и монолитном исполнении.

На температурный блок в зданиях со связевым каркасом в каждом направлении должно быть не менее двух вертикальных элементов жесткости (кроме ядер жесткости).

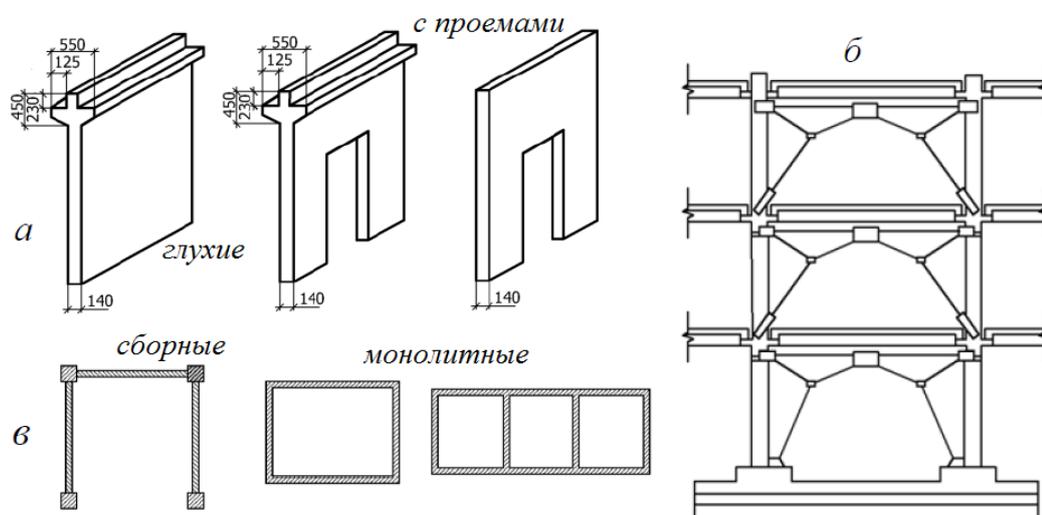


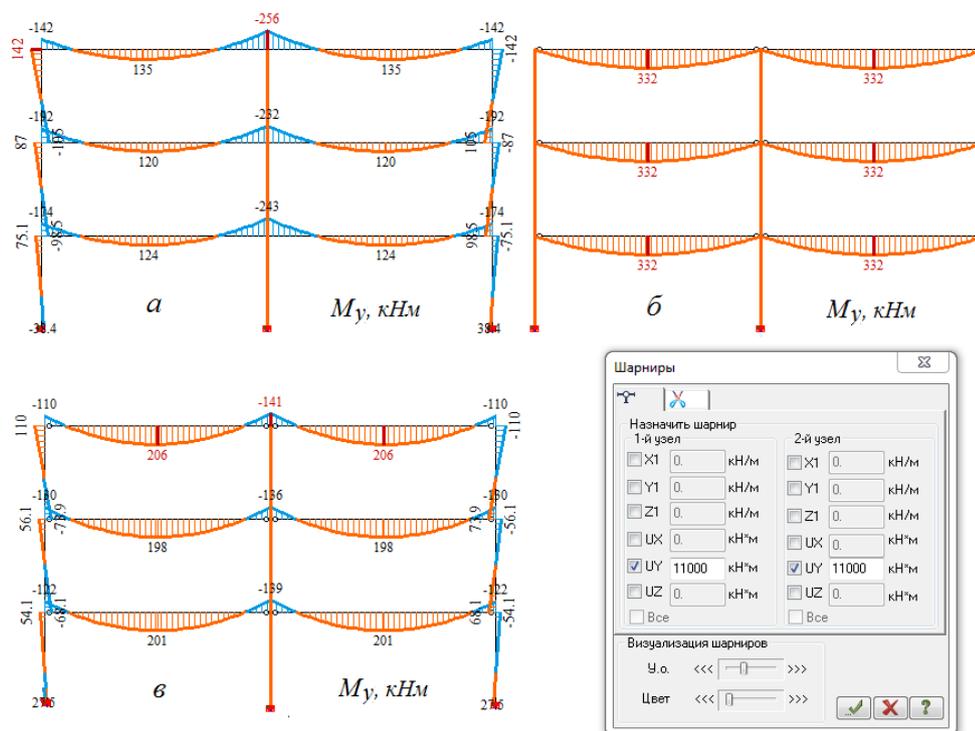
Рис.4.23. Вертикальные связи многоэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне: а – железобетонные диафрагмы (стены) жесткости, б – металлические стеновые панели с порталной решеткой, в – ядра жесткости

Особенностью построения расчетных схем при проектировании многоэтажных зданий в сборном железобетоне является учет податливости стыков, прежде всего, стыков между ригелями и колоннами, которые бывают шарнирные, полужесткие и жесткие (см.рис.4.1).

Жесткие стыки между ригелями и колоннами в расчетной схеме конструктивной системы здания моделируются по умолчанию. Для моделирования шарнирного и полужесткого стыка необходимо по концам каждого стержня-ригеля установить шарниры с использованием одноименной команды. При этом, в зависимости от направления ригеля по глобальной оси X или по глобальной оси Y для шарнирного стыка закрепляются соответствующие

щие повороты  $UX=0$  или  $UY=0$ . Если стык полужесткий, то вместо нулей (полного раскрепления поворотов опорных сечений ригелей) присваивается значение жесткости стыка в соответствии с конструктивным решением стыка по стеснению поворота ригелей в их опорных сечениях.

На рисунке 4.24 показаны плоские расчетные схемы поперечных рам с различными узлами сопряжения ригелей с колоннами, результаты определения изгибающих моментов и диалоговое окно команды *шарниры* с указанием жесткости шарниров ригеля при полужестком стыке



2

Рис. 4.24. Результаты статического расчета: эпюры изгибающего момента  $M_y$  для плоской многоэтажной рамы при жестком (а), шарнирном (б), полужестком (в) сопряжении несущих элементов каркаса в стыке между элементами и диалоговое окно команды *шарниры* (г).

На начальных этапах проектирования одноэтажных и многоэтажных зданий в сборном железобетоне допускается использование плоских расчетных схем с определением усилий в несущих элементах здания как с использованием численных, так и аналитических методов расчета, в том числе упрощенных способов определения усилий по СП 356.1325800.2017 и СП 355.1325800.2017.

На последующих этапах проектирования строятся пространственные расчетные модели, в том числе с учетом работы основания. В СП 356.1325800.2017 и СП 355.1325800.2017 приводятся рекомендации по выбору расчетных схем для моделирования соответственно для многоэтажных и одноэтажных каркасных зданий в сборном железобетоне. На рисунке 4.25 приведена пространственная расчетная схема одноэтажного каркасного здания со сборными железобетонными колоннами, монолитными столбчатыми фундаментами и металлическими стропильными конструкциями.



Рис.4.25. Пространственная расчетная модель одноэтажного производственного здания

На рисунке 4.26 показано построение пространственной расчетной модели каркасного здания в сборном железобетоне. Сначала выполняется построение поперечной рамы конструктивной системы здания, затем копирование поперечных рам. Продольные рамы создаются добавлением стержней. Конструктивная система – связевая, поэтому в ригелях поперечных и продольных рам установлены шарниры и присутствуют вертикальные связи. В состав расчетной схемы включена лестница, которая опирается на ригели.

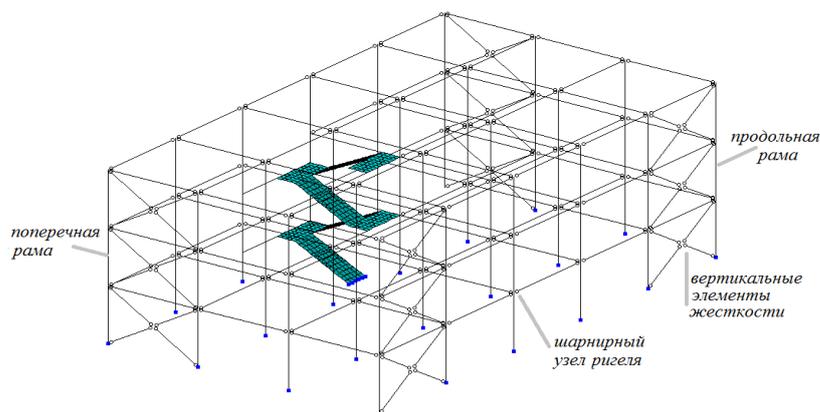


Рис.4.26. Пространственная расчетная модель многоэтажного каркасного здания в сборном железобетоне

***4.3. Полносборные крупнопанельные здания, основные конструктивные параметры несущих элементов, схемы их армирования. Классификация стыков и определение их податливости. Моделирование плоских и объемных расчетных схем. Перечень расчетов и чертежей комплекта КЖ, выполняемые при проектировании крупнопанельных зданий.***

Полносборные крупнопанельные здания проектируются в соответствии с СП 335.1325800.2017. Основными несущими конструкциями крупнопанельных зданий являются плиты перекрытий и стеновые панели.

Для крупнопанельных зданий фундаменты как правило проектируются в виде монолитной плиты (постоянной или переменной толщины), расположенной под всей площадью здания.

Далее более подробно рассмотрим основные конструктивные параметры, а также схемы армирования сборных плит перекрытий и стеновых панелей полносборного крупнопанельного здания.

***Сборные железобетонные плиты перекрытий крупнопанельных зданий***

Для перекрытий крупнопанельных зданий могут применяться плиты сплошного сечения и многопустотные плиты.

Толщина плит сплошного сечения назначается не менее 100 мм, но так как практически назначение высоты поперечного сечения плиты (толщины плит) связано с необходимостью обеспечения требуемого уровня звукоизоляции, она назначается кратной 20 мм.

Минимальный класс бетона принимается В15. Для армирования используется стержневая арматура классов А400, А500 и проволочная классов Вр500, В500.

При пролете плит сплошного сечения 6 м и более в плитах предусматривается предварительно напряженная арматура. При этом используется стержневая арматура классов А600...А1000, арматурные канаты классов К1400...К1600 и высокопрочная проволока классов Вр1200...Вр1600. Для

предварительно напряженных плит минимальный класс бетона принимается В20.

Конструктивные решения плит перекрытий оцениваются через конструктивные параметры, которые включают в себя: геометрические размеры, классы бетона и арматуры, процент армирования (для изгибаемых элементов он составляет:  $\mu\% \geq 0,1\%$ ).

Выбор оптимального конструктивного решения осуществляется путем проведения технико-экономического сравнения вариантов конструктивного решения с разными конструктивными параметрами.

На рисунке 4.27 представлен общий вид сборной железобетонной плоской плиты перекрытия панельного здания серии 1.143.1-7.1 (ОАО ЦНИИЭПжилища).

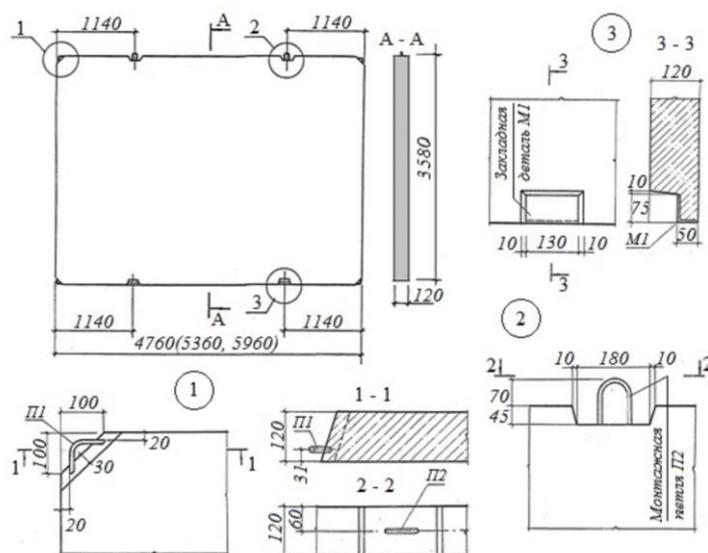


Рис. 4.27. Общий вид сборной железобетонной плиты перекрытия панельного здания.

Сборная железобетонная плита имеет закладные детали для сопряжения с другими плитами перекрытия: П1 и П2 – монтажные петли, М1 – закладная деталь, размеры которых приведены на узлах 1, 2 и 3.

Рабочая арматура железобетонной плиты перекрытия (см. рис. 4.28) входит в состав сетки (7), которая располагается у нижней поверхности плиты. На сетку устанавливаются четыре каркаса (8), к верхним стержням кото-

рых крепятся стержни (10), к которым с помощью анкерных стержней (2) крепятся угловые монтажные петли плиты перекрытия (5).

Для усиления анкерки каждой из двух других монтажных петель плиты (9) предусмотрена установка дополнительного стержня (4) и скобы (6). Плита перекрытия имеет две закладные детали (1), состоящие из уголка, двух анкеров и дополнительного поперечного стержня (3).

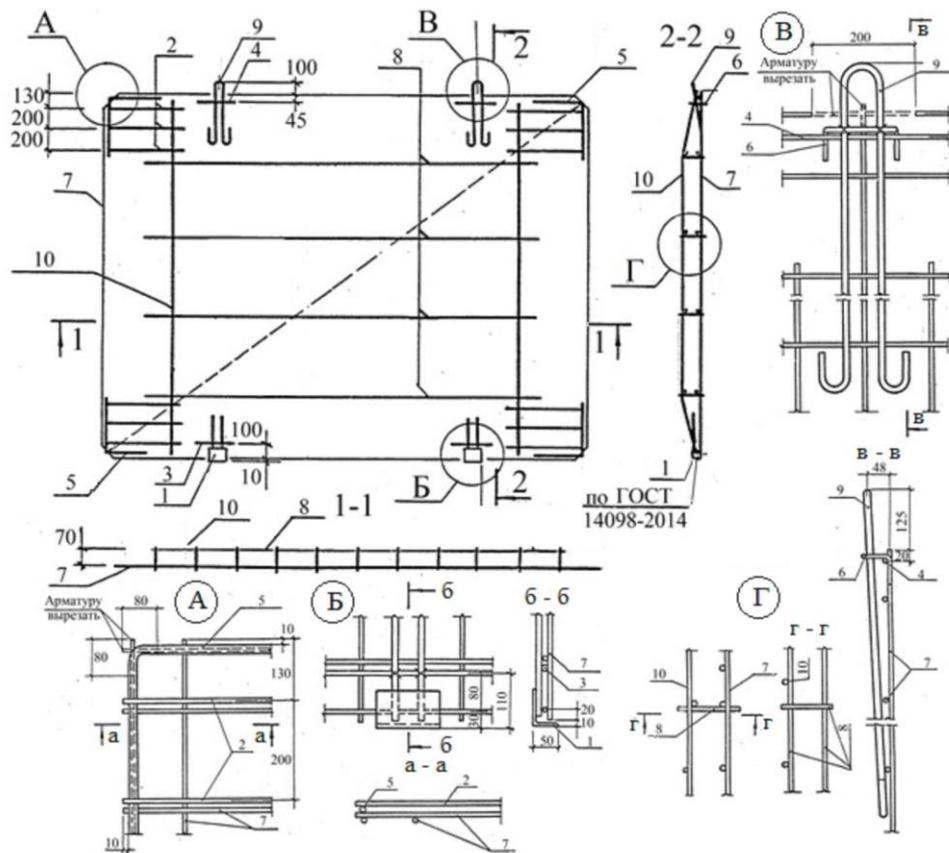


Рис. 4.28. Схема армирования сборной железобетонной плиты перекрытия панельного здания.

Рабочая и конструктивная арматура плиты перекрытия, а также монтажные петли и закладные детали объединены в арматурный блок с использованием сварки.

Сварка арматурных стержней, а также арматурных стержней с уголками закладных деталей выполняется по рекомендациям ГОСТ 14098-2014

(Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры).

На рисунке 4.29 приведен пример армирования сплошной плиты перекрытия. По результатам расчета и с учетом конструктивных требований сплошные плиты армируются продольной арматурой, расположенной в двух направлениях.

Стержни рабочей арматуры располагаются у верхней и нижней грани плиты с учетом толщины защитного слоя, составляющей для сборных элементов – 15 мм и не менее диаметра арматурного стержня  $d_s$ .

Для конструктивной арматуры толщина защитного слоя составляет 10 мм и  $d_s$ . Стержни продольной арматуры двух направлений сначала объединяются в сетки, а затем с помощью поперечных стержней – в объемный каркас (поз. 5).

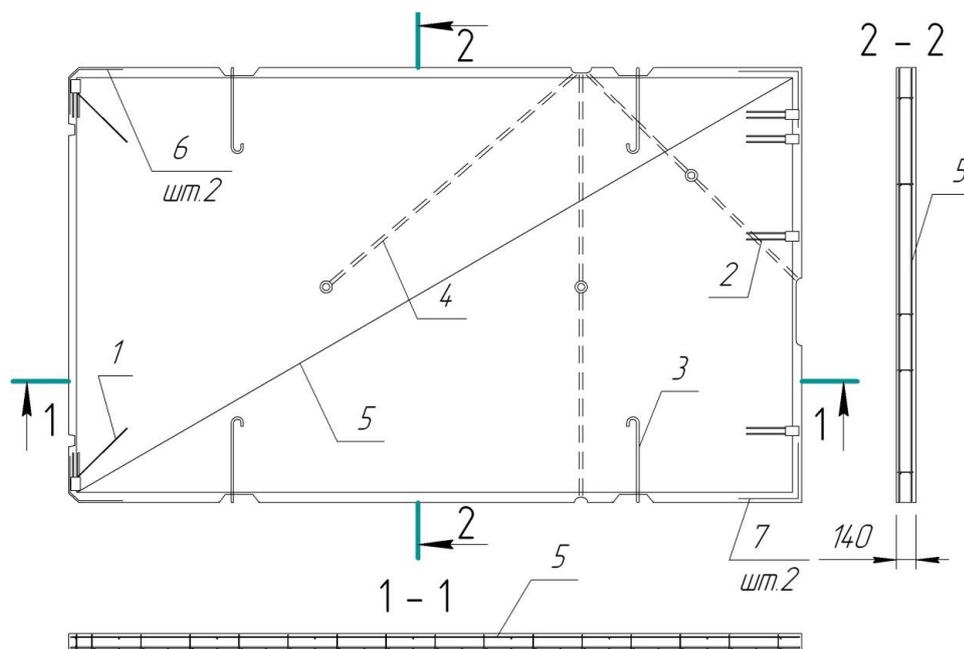


Рис. 4.29. Схема армирования сборной железобетонной плиты перекрытия крупнопанельного здания: 1, 2 – закладные детали, 3 – монтажные петли, 4 – каналы для скрытой электропроводки, 5 – объемный арматурный каркас, 6, 7 – угловые сетки

Регламентируется максимальное расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры:

-  $S=200$  мм при высоте поперечного сечения плиты  $h \leq 150$  мм;

-  $S=1,5h$  при высоте поперечного сечения плиты  $h>150$  мм.

При выполнении армирования плиты учитывается необходимость усиления отдельными сетками угловых зон плиты (поз. 6).

Монтажные петли (поз. 3) располагаются по торцам длинных сторон плиты. Такое размещение монтажных петель не требует дополнительного армирования плиты перекрытия для учета усилий, возникающих при монтаже (от монтажных воздействий).

Кроме того, монтажные петли вместе с закладными деталями (поз.1 и 2) входят в состав стыковых соединений элементов крупнопанельного здания. В плитах располагаются каналы для скрытой проводки (поз. 4). Диаметр каналов принимается не более 30 мм.

В соответствии с ГОСТ 9561-2016 для крупнопанельных жилых зданий рекомендуется применять многопустотные плиты марок ЗПК, ЗПКГ, ЗПКК.

Технические характеристики этих плит приведены в таблице 4.5

Таблица 4.5

Технические характеристики многопустотных плит по ГОСТ 9561-2016

Марка плиты	ЗПК	ЗПКГ	ЗПКК
Высота поперечного сечения, мм	220	220	220
Диаметр круглых отверстий, мм	127	127	127
Число сторон опирания	2	3	4
Длина плиты $l$ , м	2,4...6,6 (через 0,3); 7,2; 7,5	2,4...6,6 (через 0,3); 7,2; 7,5	2,4...6,6 (через 0,3)
Ширина плиты $b$ , м	1,0;1,2;1,6;1,5 1,8; 2,4; 3,0;3,6	2,4...6,6 (через 0,3)	4,8...6,6: (через 0,3); 7,2
Зазор по по длине между соседними плитами, мм	20	20	20
Расстояние между центрами пустот, мм	185	185	185
Технологические скосы по боковым граням.	по боковым граням вдоль пролета	по всем боковым граням.	по всем боковым граням.
Расположение пустот	вдоль пролета	вдоль пролета	параллельно любой из сторон

При любых размерах  $l$  и  $b$ , все плиты толщиной 220 мм с пустотами диаметром 127 мм, приведенные в таблице 4.5, допускается изготавливать с ненапрягаемой арматурой.

Как правило, многопустотные плиты изготавливаются с углублениями или пазами для образования шпонок на боковых поверхностях плит.

Для крупнопанельных зданий могут быть использованы многопустотные плиты, как изготовленные в инвентарной опалубке (марка ПК), так и выполненные с применением плит безопалубочного (непрерывного) формования (марка ПБ).

На рисунке 4.30 показаны торцевые участки плиты опалубочного формования. На левый торец плиты выходят открытые отверстия, на правый – условно закрытые.

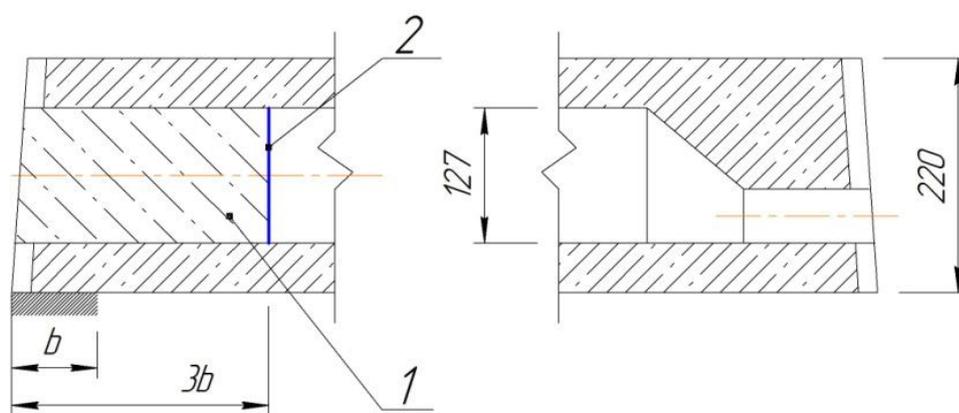


Рис. 4.30. Усиление приопорных участков многопустотных плит: 1 – монолитный бетон заделки отверстий, 2 – отсекающий бетон (заглушка)

При безопалубочном формовании оба торца плиты имеют открытые отверстия.

По нормативным рекомендациям повышение прочности опорных сечений многопустотной плиты необходимо тогда, когда величина расчетной нагрузки, передаваемой стенами на торцевые участки плит, превышает  $1,67$  МПа.

Заделку приопорных участков можно выполнять в построечных или заводских условиях с использованием отсекающих бетона (заглушек). При этом класс монолитного бетона, применяемого для заделки отверстий, принимает-

ся не ниже класса бетона, используемого для изготовления многопустотной плиты.

Глубина заделки отверстий в многопустотной плите должна составлять не менее трех глубин ее опирания.

Геометрия плит марки ПБ, форма, размеры и расстояние между центрами пустот должны соответствовать параметрам формовочного оборудования предприятия-изготовителя этих плит.

Среди преимуществ многопустотных плит непрерывного формования производители называют:

- снижение стоимости производства плит;
- высокое качество видимой поверхности плит;
- возможность резки изделий (поперечно, продольно, под углом);
- произвольная длина плит.

Для армирования многопустотных плит марки ПБ, изготавливаемых на длинных стендах, используется высокопрочная проволочная арматура или канаты.

Часть конструктивных требований, изложенных в СП 335.1325800.2017, относится к многопустотным плитам безопалубочного формования:

- для многопустотной плиты с высотой поперечного сечения  $h$  толщина ребер принимается не менее  $0,1h$  и 20 мм, толщина полок  $1,5h$  и 20 мм;
- ненапрягаемые арматурные стержни должны быть равномерно распределены по ширине плиты с шагом ( $S$ ) не более 300 мм;
- число напрягаемых арматурных стержней ( $n$ ) при равномерном их распределении в поперечном сечении плиты и обязательном расположении стержней в крайних ребрах зависит от ширины плиты ( $B$ ) и принимается следующим:  $n=4$  при  $B \geq 1200$  мм,  $n=3$  при  $600 \leq B < 1200$  мм,  $n=2$  при  $B < 600$  мм.

При  $B > 1200$  мм в направлении, соответствующем ширине плиты, необходимо предусмотреть установку ненапрягаемых стержней ( $d_s \geq 5$  мм,  $S \leq 500$  мм).

Отверстия и проемы в многопустотных плитах перекрытия могут выполняться как на этапе их изготовления в заводских условиях, так и пробиваться в условиях строительной площадки.

Для многопустотных плит опалубочного формования допускается выполнение отверстий, максимальные размеры которых зависят от расположения отверстия на плане плиты:

- при расположении на углу или на поперечном торце плиты отверстие может быть вытянуто вдоль длинной стороны плиты и иметь максимальные размеры  $600 \times 400$  мм;

- при расположении на продольном торце или в средней части плиты отверстие может быть вытянуто вдоль короткой стороны плиты и иметь максимальные размеры  $100 \times 400$  мм;

- диаметр круглых отверстий в средней части многопустотной плиты может составлять до 200 мм.

Пробивка отверстий и проемов в плитах безопалубочного формования не допускается.

В многопустотных плитах, предназначенных для зданий (сооружений), эксплуатируемых при расчетной сейсмичности 7-9 баллов, крайние пустоты могут отсутствовать в связи с необходимостью установки закладных изделий или выпусков арматуры для связей между плитами, стенами, антисейсмическими поясами.

### *Бетонные и железобетонные стеновые панели крупнопанельных зданий*

В крупнопанельном здании выделяются:

- стеновые панели наружных стен;
- стеновые панели внутренних стен.

Стеновые панели наружных стен обеспечивают теплозащиту внутренних помещений здания и, как конструктивный элемент крупнопанельного здания, могут быть несущими и навесными.

В современных крупнопанельных зданиях в основном используются трехслойные стеновые панели. На рисунке 4.31 показаны узлы наружной трехслойной стеновой панели с металлическими связями. Металлические связи объединяют внутренний несущий железобетонный слой (поз.1) и наружный защитно-отделочный бетонный слой (поз.2) и формируют пространство для расположения третьего - среднего теплоизоляционного слоя наружной стены здания (поз. 3).

Несущий внутренний слой трехслойной панели армируется сетками из продольных вертикальных и горизонтальных стержней, расположенных у противоположных граней внутреннего слоя и объединенных с использованием шпилек в объемный каркас (поз. 4).

Наружный слой трехслойной панели армируется сеткой из стержней  $d_s \geq 5$  мм с ячейкой не более 200×200 мм (поз.).

В трехслойной панели используются гибкие металлические связи трех типов: подвесы, подкосы и распорки (поз. 7...9). Подвески предназначены для передачи вертикальной нагрузки, а распорки – для передачи горизонтальной нагрузки от наружного слоя на внутренний несущий слой.

Подкосы фиксируют положение наружного слоя относительно внутреннего, препятствуя сдвигу слоев в горизонтальной плоскости.

Ввиду важности сохранности металлических связей трехслойных панелей для обеспечения надежной связи наружного и внутреннего слоев, для изготовления металлических связей применяются коррозионно-стойкие сорта стали.

Также может быть использована стержневая арматура классов А240, А400, А500 и проволочная арматура классов В500, Вр500 с противокоррози-

онным покрытием в виде горячего (холодного) цинкования или лакокрасочного атмосферостойкого покрытия.

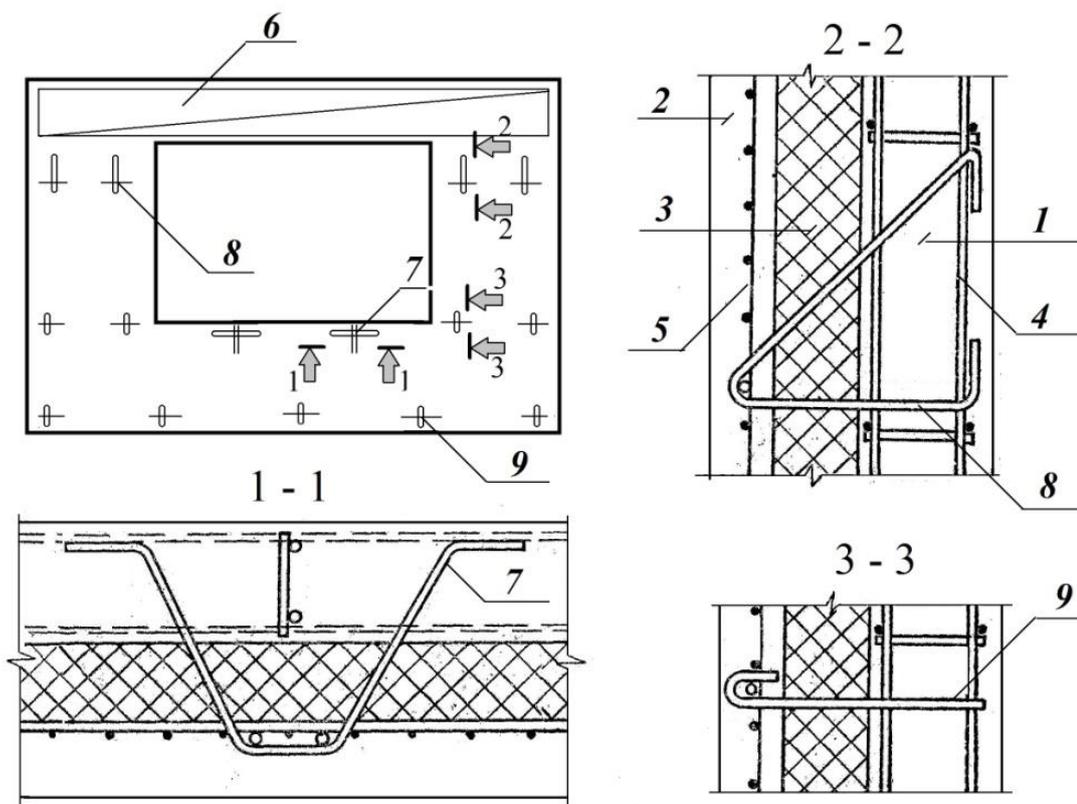


Рис.4.31. Схема расположения гибких металлических связей и узлы армирования трехслойной наружной стеновой панели: 1 – внутренний несущий железобетонный слой, 2 – наружный защитно-отделочный бетонный слой, 3 – внутренний теплоизоляционный слой, 4 – объемный арматурный каркас несущего слоя панели, 5 – сетка армирования защитно-отделочного слоя панели, 6 – каркас надоконной перемычки, 7 – подкос, 8 – подвеска, 9 – распорка.

Кроме гибких металлических связей для трехслойных наружных стеновых панелей могут применяться жесткие связи (см. рис.4.32) в виде монолитных соединительных ребер (поз.5), изготовленных путем обетонирования арматурных каркасов, соединяющих бетонные (железобетонные) слои конструкции, прежде всего, по наружному контуру стеновой панели, а также внутреннему контуру оконного (дверного) проема в панели.

Также в стеновой панели может быть предусмотрено некоторое число промежуточных ребер.

Для защиты от производственного увлажнения утеплитель теплоизоляционного слоя должен быть надежно упакован в водонепроницаемую оболочку. Производственное увлажнение можно избежать при сборке трехслойной стеновой панели из составных частей: бетонных(железобетонных) плит наружного и внутреннего слоев панели; армированной решетки (поз. б), в полости которой укладывается утеплитель внутреннего теплоизоляционного слоя стеновой панели.

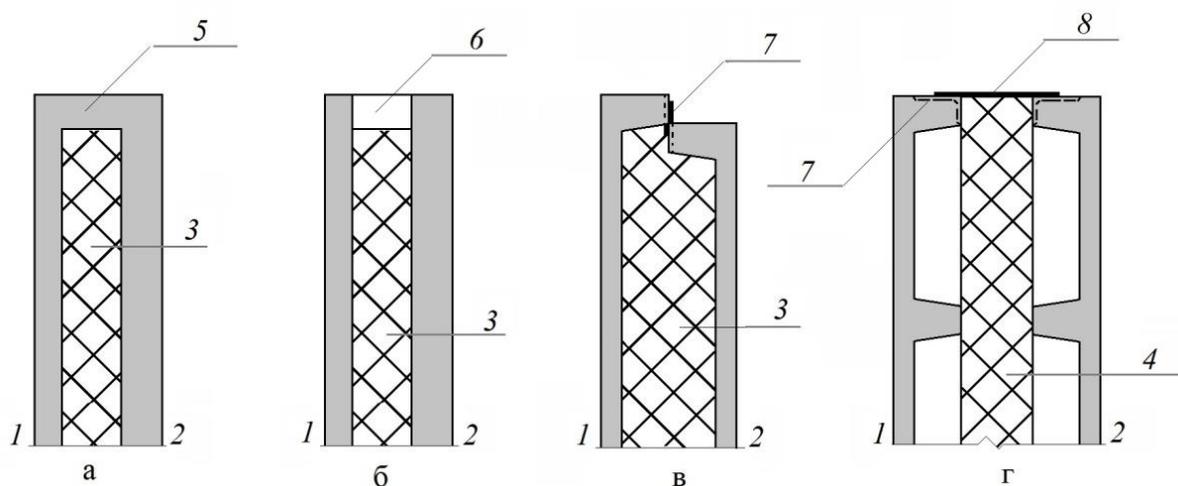


Рис.4.32. Варианты жесткого (а, б, в) и полужесткого (г) сопряжения наружного (1) и внутреннего слоев (2) трехслойной наружной стеновой панели: с внутренним теплоизоляционным слоем (3), теплоизоляционным слоем с неветилируемыми воздушными прослойками (4), 5 – монолитное соединительное ребро, 6 – сборное соединительное ребро, 7 – соединение ребристых наружного и внутреннего слоев панели путем сварки закладных деталей ребер, 8 – то же, с использованием соединительной пластины

Соединение ребристых наружного и внутреннего слоев панели может быть выполнено путем сварки закладных деталей ребер (поз. 7), в том числе - с использованием соединительной пластины (поз.8).

Армирование соединительных ребер назначается по расчету, в том числе с учетом усилий от температурных воздействий.

При наличии соединительных ребер в передаче нагрузки от вышележащей несущей трехслойной панели на нижележащую участвуют как внутренний, так и наружный слой панели.

Навесные стеновые панели, как правило, опираются и передают свою нагрузку на плиту перекрытия. Между плитой перекрытия и нижележащей стеновой панелью организуется зазор, в который помещается упругая прокладка.

При проектировании крупнопанельных зданий может быть реализован вариант конструктивного решения с заменой наружных стеновых панелей на трехслойное наружное стеновое ограждение, устанавливаемое на перекрытия (см.рис.4.33). При этом наружная грань плиты перекрытия выходит на фасад крупнопанельного здания, и плита перекрытия нуждается в утеплении.

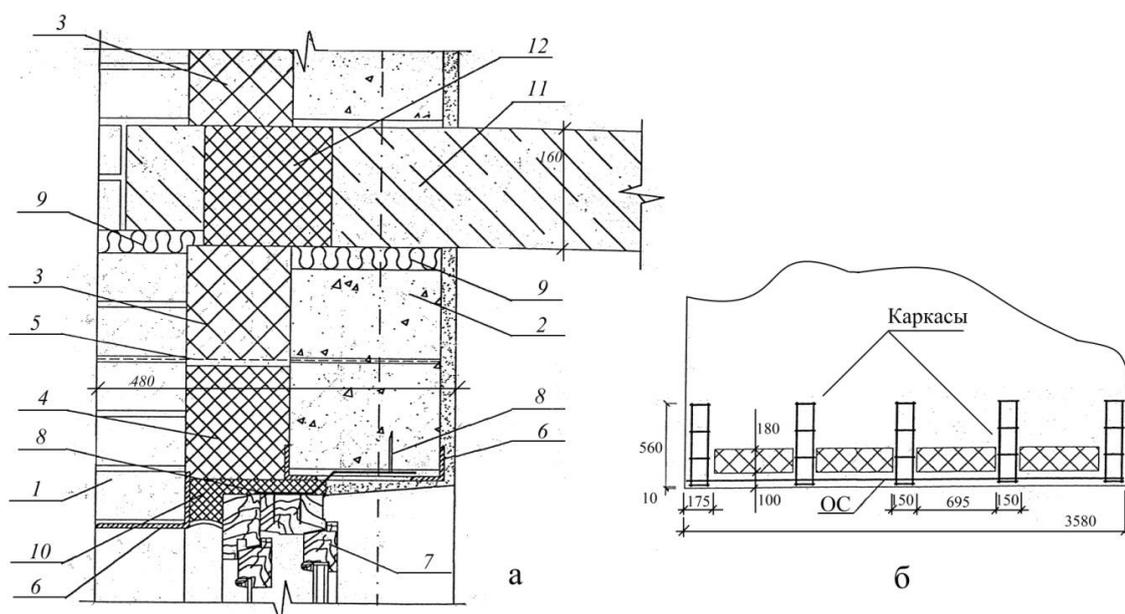


Рис. 4.33. Конструктивные решения:

- а – трехслойной стены (1 – наружный кирпичный слой стены, 2 – внутренний слой – блоки из ячеистого бетона, 3 – средний теплоизоляционный слой, 4 – утеплитель над проемом, 5 – гибкая связь между наружным и внутренним слоями стены, 6 – элементы крепления надпроемного участка стены, 7 – оконный блок, 8 – элементы крепления оконного блока, 9 – упругие прокладки, 10 – уплотнитель для коробки оконных блоков, 11 – плита перекрытия, 12 – теплоизоляция перекрытия);
- б – утепления сборной плиты перекрытия вдоль наружной грани и размещения дополнительного армирования в зоне утепления

На рисунке 4.33а показано конструктивное решение трехслойной несущей стены, на рисунке 4.33б – устройство отверстий вдоль наружной грани плиты перекрытия с заполнением их утеплителем, а также дополнительное

армирование плиты перекрытия, связанное с устройством отверстий под утеплитель.

По восприятию нагрузки панели внутренних стен подразделяются на несущие, самонесущие (например, стены лифтовых шахт) и ненесущие (перегородки).

Несущие стеновые панели проектируются, как правило, сплошного сечения из тяжелого бетона.

При проектировании крупнопанельных зданий рекомендуется стремиться к разработке в составе проекта чертежей бетонных панелей внутренних стен. При этом толщина  $h$  несущих и самонесущих бетонных стеновых панелей назначается из условия  $l_0/h \geq 26$  ( $l_0$  – расчетная длина конструкции). Для обеспечения требуемой звукоизоляции помещений сплошные панели внутренних стен принимаются толщиной не менее 14 см.

На рисунке 4.34 приведена схема армирования внутренней бетонной стеновой панели. Конструктивное армирование представлено плоскими каркасами, которые устанавливаются по контуру панели, по контуру проемов, а также равномерно по полю панели и объединяются в пространственный каркас.

Шаг вертикальных каркасов принимается не более 1 м. Площадь вертикальной и горизонтальной арматуры, расположенной у одной из граней стеновой панели, принимается не менее  $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$ . Процент армирования –  $\mu\% = (A_{s,tot}/A) \times 100 = (0,4/14 \times 100) \times 100 = 0,03\%$ . При этом диаметр продольной арматуры в пространственном каркасе должен приниматься не менее 5 мм, а поперечной – не менее 4 мм.

В объемный каркас также включается поперечная арматура надпроемной перемычки, наклонные стержни в углах проемов, Г-образные сетки в угловых зонах стеновой панели.

Для организации вертикальных стыков бетонных стеновых панелей на их боковых поверхностях предусматриваются шпонки, которые могут дополняться арматурными выпусками.

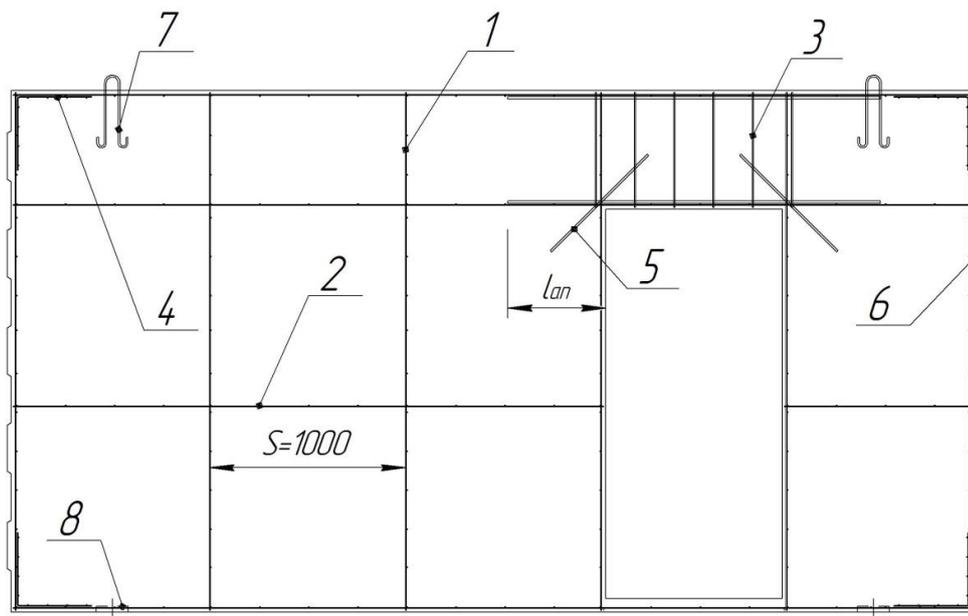


Рис. 4.34. Схема армирования внутренней бетонной стеновой панели: 1 – вертикальные каркасы, 2 – горизонтальные арматурные стержни, 3 – арматурные каркасы надпроемной перемычки, 4 – Г-образные сетки в угловых зонах стеновой панели, 5 – арматурные стержни усиления угловых зон дверного проема, 6 – шпонки боковых поверхностей стеновой панели, 7 – строповочные петли, 8 – закладные детали – металлические пластины с отверстием для монтажной петли

Сборные бетонные стеновые панели должны быть оснащены строповочными элементами для организации транспортировки и монтажа.

Ниже приведены рекомендации по конструированию строповочных петель для бетонных стеновых панелей.

Масса стеновой панели из тяжелого бетона составляет 40 кН, коэффициент динамичности при подъеме и монтаже стеновой панели принимается  $\gamma_d = 1,4$  (дополнительно к коэффициенту надежности по нагрузке собственного веса  $\gamma_f = 1,1$ ).

Количество петель – 2. Класс арматуры для строповочных петель – А240 ( $R_s = 210$  МПа).

$$A_s = \frac{40 \cdot 1,4 \cdot 1,1}{2 \cdot 210000} = \frac{61,6}{420000} = 1,47 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 1,47 \text{ см}^2 \quad - \text{ диаметр арматуры петли}$$

принимается равным 14 мм ( $A_s=1,539 \text{ см}^2$ ).

Расстояние от строповочной петли до края панели или проема должно составлять не менее 200 мм, а глубина заделки строповочной петли в бетон стеновой панели:

$$l = \left( \frac{N \cdot \gamma_d \cdot \gamma_f}{1,25 \cdot \gamma_1 \cdot t \cdot R_{b,1cr} \cdot a} \right)^2 = \left( \frac{20 \cdot 1,4 \cdot 1,1}{1,25 \cdot 0,92 \cdot 14 \cdot 0,43 \cdot 0,95} \right)^2 = 22 \text{ см},$$

где  $N$ — усилие, действующее на строповочную петлю  $40/2=20$  кН,

$\gamma_1=0,92$  — коэффициент;

$t=0,14$  м — толщина стеновой панели;

$R_{b,1cr}=0,43$  кН/см<sup>3/2</sup> — расчетное значение критического коэффициента интенсивности напряжении;

$a=0,95$  — коэффициент.

Параметры строповочной петли:  $D=s=3,5d_s=3,5 \times 14=50$  мм.

Предельно допустимая глубина заделки строповочной петли в бетон стеновой панели:

$$l_u = \frac{\eta_1^2 \eta_3 d_{s,red}}{d} \sqrt{D d_{s,red}} = \frac{5,5^2 \cdot 3,4 \cdot 1,65}{13} \sqrt{5 \cdot 1,65} = \frac{169,7}{13} 2,87 = 37,3 > 22 \text{ см},$$

где  $d_{s,red} = d_s + d_{зап.}/4 = 14 + 2,5 = 16,5$  мм = 1,65 см ( $d_{зап.}=10$  мм — максимальный размер заполнителя);

$\eta_1=5,5$  — коэффициенты при  $t/d = 14/13=1,08$ ;

$\eta_3=3,4$  ( $s=5,0$  см) — коэффициент;

$d=13$  см — размер концевой зоны трещины.

Глубина заделки строповочной петли в бетон стеновой панели принимается 220 мм.

Величины, входящие в формулы по определению глубины заделки, в основном являются табличными значениями.

В соответствии с СП 63.13330.2018 длина анкеровки строповочной петли в бетоне стеновой панели определяется по формуле:

$$l_{an} = \alpha \cdot \frac{R_s \cdot d}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}} \cdot \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} = 1 \cdot \frac{210 \cdot 14}{1,5 \cdot 1 \cdot 0,75} \cdot 0,955 = 250_{мм},$$

где  $\alpha=1$  для растянутых стержней;

$$A_{s,cal}/A_{s,ef}=1,47/1,539=0,955;$$

$$R_{bt}=0,75 \text{ МПа (В15)}, \eta_1=1,5, \eta_2=1.$$

В любом случае фактическая длина анкеровки принимается не менее  $0,3 \cdot l_{0,an} = 0,3 \cdot \frac{R_s \cdot d}{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot R_{bt}} = 0,3 \cdot 261,3 = 78,4_{мм}$ , а также не менее  $15d_s=210$  мм и 200 мм.

В бетонных панелях с проемами перемычки рассчитываются на изгиб от вертикальной нагрузки и на усилия перекоса, возникающие при изгибе стены в собственной плоскости.

Расчетными являются продольные и поперечные стержни двух плоских каркасов К1, продольные стержни которых заводятся за грань проема на длину анкеровки.

Конструктивные требования к армированию железобетонных стеновых панелей, которые распространяются на соблюдение минимального процента армирования для внецентренно сжатых железобетонных элементов по СП 63.13330.2018, приведены в таблице 4.6

Таблица 4.6

Определение минимального процента армирования для внецентренно сжатых элементов

№ п/п	Гибкость внецентренно сжатого стены	Минимальный процент армирования внецентренно сжатой стены
1	$\lambda = \frac{l_0}{h} \leq 5$	$\mu\%=0,2$
2	$\lambda = \frac{l_0}{h} \geq 25$	$\mu\%=0,5$

На рисунке 4.35 показано основное армирование фрагмента внутренней железобетонной стеновой панели.

Стеновая панель армируется вертикальными рабочими стержнями (поз.1), устанавливаемыми с шагом  $S \leq 400$  мм, и горизонтальными стержнями (поз.2), устанавливаемыми с шагом  $S \leq 600$  мм.

Вертикальные и горизонтальные стержни армирования внутренней железобетонной стеновой панели располагаются симметрично у боковых сторон панели. При этом диаметр вертикальных и горизонтальных стержней принимается не менее  $d_s = 8$  мм и не менее диаметра, устанавливаемого по минимальному проценту армирования. Класс применяемой арматуры А400, А500.

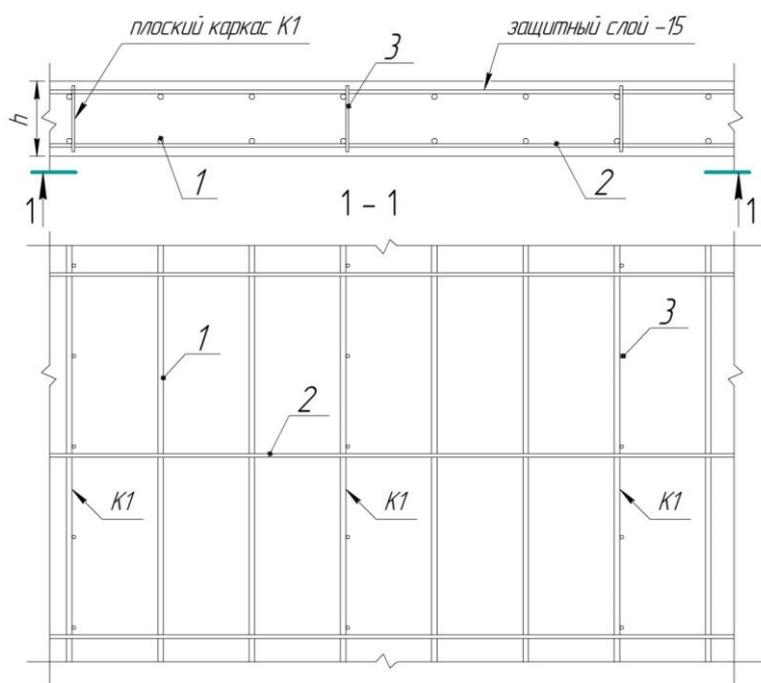


Рис.4.35. Основное армирование фрагмента внутренней железобетонной стеновой панели:  
1 – вертикальные арматурные стержни, 2 – горизонтальные арматурные стержни, 3 – шпильки

Внутренняя стеновая железобетонная панель армируется объемным каркасом, который формируется из плоских каркасов К1. Каждый плоский каркас состоит из вертикальных стержней (поз.1) и поперечных стержней или шпилек (поз.3).

Шпильки устанавливаются по высоте каркаса К1 с шагом  $S \leq 20d_s$  ( $d_s$  – диаметр вертикальных стержней каркаса К1). В качестве шпилек используются арматурные стержни 6-А240.

По ширине стеновой панели шаг шпилек принимается  $S \leq 600$  мм. С таким же шагом устанавливаются каркасы К1.

Плоские каркасы К1 в объемный каркас объединяют с помощью поперечных арматурных стержней и дополнительных продольных стержней, устанавливаемых в промежутках между арматурными каркасами К1.

Применяется также вариант армирования железобетонной стеновой панели, когда продольная и поперечная арматура принимаются по расчетам, но процент армирования стеновой панели меньше минимального, указанного в таблице 4,6.

В этом случае допускается увеличивать шаг вертикальных стержней армирования стеновой панели до  $S \leq 600$  мм, а шаг горизонтальных стержней – до  $S \leq 1000$  мм.

Особенностью расчета крупнопанельных зданий, как и других зданий в сборном железобетоне, является необходимость учитывать соединения между сборными элементами здания.

При проектировании крупнопанельных зданий для объединения стеновых панелей и плит перекрытий необходимо выбрать конструктивное решение стыков между ними. На рисунке 4.36 показаны виды стыков крупнопанельных зданий.



Рис.4.36. Классификация стыков крупнопанельных зданий

Сопряжение между бетонными и железобетонными элементами здания оценивается с помощью коэффициента податливости  $\lambda$ .

Коэффициентом податливости соединения называется величина, численно равная деформации соединения, вызванной единичной сосредоточенной или распределенной силой. В таблице 4.7 для соединений различного вида, испытывающих растяжение, сжатие, сдвиг и поворот приведены схема соединения, обозначения и размерность коэффициента податливости.

Таблица 4.7.

№ п/п	Схема соединения	Наименование усилия	Коэффициент податливости	
			обозначение	размерность
1		растяжение	$\lambda_t$	мм/Н (см/кгс)
2		сжатие	$\lambda_c$	мм <sup>3</sup> /Н (см/кгс)
3		сдвиг	$\lambda_t$	мм/Н (см/кгс)
4		поворот	$\lambda_\phi$	1/МН (1/кгс)

Если соединение между элементами включает в себя несколько ( $n$ ) видов ( $i$ ) связей, то податливость стыка определяется с учетом их последовательного ( $\lambda = \sum_{i=1}^n \lambda_i$ ), параллельного ( $\lambda = 1 / \sum_{i=1}^n (1 / \lambda_i)$ ), или смешанного расположения в стыке. В смешанном случае выделяют группы однородно расположенных связей и для каждой из них по первой или второй формуле вычисляют коэффициенты податливости, в результате чего систему приводят к случаю последовательного или параллельного расположения связей.

Алгоритмы расчета податливости горизонтальных и вертикальных стыков крупнопанельного здания приведены в СП 355.1325800.2017. На ри-

сунке 4.37 показана последовательность определения податливости горизонтального платформенного стыка

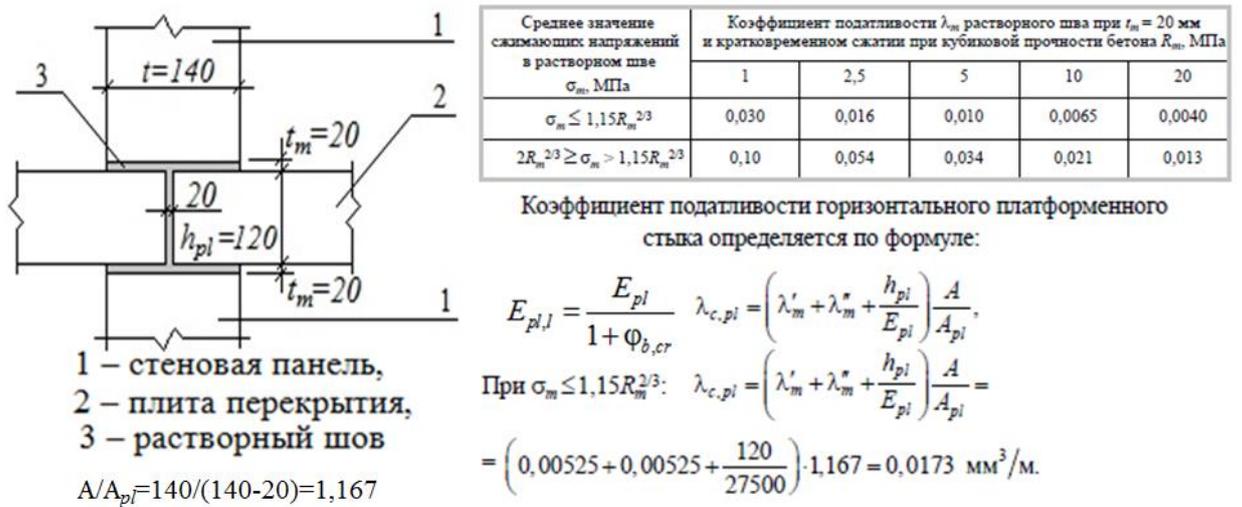


Рис.4.37. К расчету податливости платформенного стыка

При выполнении численного расчета крупнопанельного здания с использованием ПК ЛИРА-САПР (модуль *Панельные здания*) жесткость платформенного стыка  $S=1/\lambda$  учитывается для конечных элементов, с помощью которых моделируют платформенный стык.

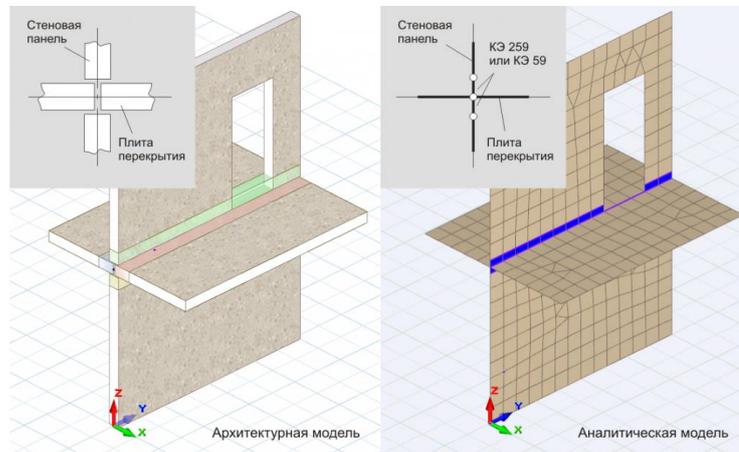


Рис.4.38. Моделирование платформенного стыка в расчетной модели крупнопанельного здания.

На начальных этапах проектирования крупнопанельных зданий для выполнения расчетов возможно использование плоских расчетных моделей, окончательный расчет выполняется в пространственной постановке. При

этом и для плоских, и для пространственной модели необходимо задание жесткость горизонтальных и вертикальных стыков.

Перечень расчетов, которые необходимо выполнить, при проектировании крупнопанельных зданий, приведен в СП 335.1325800.2017.

Расчеты конструктивной системы крупнопанельных зданий в общем случае должны выполняться в пространственной постановке с учетом совместной работы надземной и подземной части здания, а также фундамента и основания под ним.

Расчеты конструктивной системы необходимо выполнять для стадии монтажа с учетом стадийности возведения и для стадии эксплуатации.

Кроме того, для конструктивных систем крупнопанельных зданий необходимо выполнить следующие расчеты:

- расчет горизонтальных перемещений верха;
- расчет форм собственных колебаний;
- расчет устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание);
- расчет перекоса этажных ячеек;
- расчет максимальной (средней)осадки, разности осадок фундамента;
- расчет прогибов плит перекрытий;
- расчет ускорений колебаний перекрытий верхних этажей;
- расчет усилий и перемещений, возникающих в несущих элементах, а также узлах их сопряжений, по результатам общего расчета конструктивной системы.

Комплект чертежей марки КЖ для крупнопанельных зданий, как и для других сборных зданий, включает схемы расположения сборных железобетонных конструкций, спецификации к компоновочным схемам, а также узлы сопряжения несущих элементов.

#### ***4.4. Аналитические расчеты крупнопанельных зданий: стен –на основе расчетной схемы в виде вертикального составного стержня; плит перекрытия, опертых по контуру – на основе метода предельного равновесия***

Особенностью проектирования крупнопанельных зданий является необходимость разработки и обоснованного выбора вариантов конструктивного решения стыков сборных элементов. Вертикальные и горизонтальные стыки между несущими конструкциями крупнопанельных зданий обладают определенной податливостью, которая учитывается при проведении расчетов и оказывает влияние на перераспределение напряжений между несущими конструкциями крупнопанельных зданий.

На начальных стадиях проектирования при компоновке несущей системы крупнопанельного здания для предварительного назначения конструктивных параметров (толщин и классов бетона стен, расчета стыковых соединений и связей) можно использовать упрощенную методику расчета.

Для реализации методики рассматривается расчетная схема в виде системы вертикальных диафрагм жесткости, объединенных между собой в уровне перекрытий, которые считаются абсолютно жесткими в собственной плоскости. Каждая из вертикальных диафрагм жесткости рассматривается как вертикальный составной стержень, защемленный основанием.

В составном стержне выделяют несущие и связевые элементы. Дискретно расположенные связевые элементы (перемычки, податливые стыковые соединения, перекрытия) заменяют эквивалентными по жесткости (податливости) при сдвиге непрерывными связями, соединяющими столбы (см. рис. 4.39).

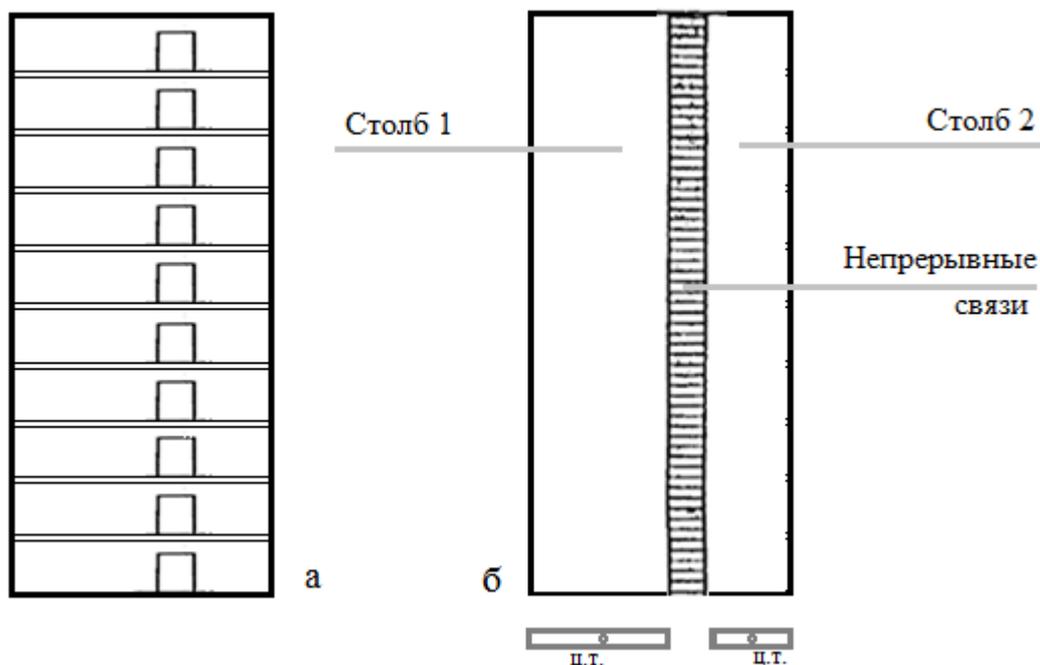


Рис. 4.39. Модель вертикальной диафрагмы жесткости с проемами (а), рассматриваемая как составной стержень (б)

При расчете на вертикальные нагрузки, температурные воздействия и неоднократную усадку сопрягаемых стен каждую вертикальную диафрагму жесткости рассчитывают независимо, считая, что отсутствуют горизонтальные перемещения составной системы.

Горизонтальные (ветровые) нагрузки распределяются между вертикальными диафрагмами жесткости пропорционально их приведенной изгибной жесткости.

Расчет составного стержня выполняется в следующей последовательности:

- 1). Определяют жесткостные характеристики связей сдвига и столбов; проверяют, можно ли считать связь сдвига жесткой. В случае, если связь считается жесткой, то соединенные этой связью столбы объединяют в один и для такого объединенного столба снова определяют жесткостные характеристики.

Для каждого столба определяют приведенный модуль деформации  $E_{red}$  учитывающий влияние горизонтальных стыков сборных элементов по формуле:

$$E_{red} = E_b / (\varphi_{tb} + \lambda_c E_b / H_{et}) = 24000 / (3,64 + 0,14) = 6350 \text{ МПа}$$

где  $E_b = 24000 \text{ МПа} = 24000000 \text{ кН/м}^2$  для бетона класса В15;

$$\varphi_{tb} = 1 + C_b E_b = 1 + 11 \cdot 10^{-5} \cdot 24000 = 1 + 2,64 = 3,64 \text{ – коэффициент ползучести;}$$

$C_b = 11 \cdot 10^{-5} \text{ МПа}$  - предельная мера ползучести бетона класса В15;

$H_{et} = 3,0 \text{ м}$  – высота типового этажа;

$\lambda_c = 0,0173 \text{ мм}^3/\text{м}$  – коэффициент податливости горизонтального стыка при сжатии (по алгоритму СП 335.1325800.2017).

Связь сдвига  $i$  между столбами  $i, \dots, i+1$  считается жесткой, если выполняется условие:

$$\mu_i \geq 12/n = 12/10 = 1,2$$

где  $n = 10$  – количество этажей здания;

$$\mu_i = \sqrt{H_{et} \gamma_i / \lambda_{\tau i}} = \sqrt{3,0 \cdot 0,375 \cdot 10^{-6} / 3,26 \cdot 10^{-6}} = 0,59;$$

$\gamma_i$  — параметр, определяемый по двум формулам: первая для нагрузок, не вызывающих изгиб столба (например, вертикальная нагрузка, неодинаковая усадка стен), вторая для горизонтальных (ветровых) нагрузок:

$$\gamma_i = 1 / (E_i A_i) + 1 / (E_{i+1} A_{i+1}) = 1 / (1,01 \cdot 6350000) + 1 / (0,72 \cdot 6350000) = 0,375 \cdot 10^{-6} \text{ 1/кН;}$$

$$\gamma_i = 1 / (E_i A_i) + 1 / (E_{i+1} A_{i+1}) + L_i^2 / (E_i I_i + E_{i+1} I_{i+1});$$

$A_i, A_{i+1}, I_i, I_{i+1}$  — площади и моменты инерции горизонтальных сечений соответственно столбов  $i$  и  $(i+1)$ ;

$$A_1 = 0,16 \cdot 6,3 = 1,01 \text{ м}^2;$$

$$A_2 = 0,16 \cdot 4,5 = 0,72 \text{ м}^2;$$

$L$  – расстояние между центрами тяжести столбов составного стержня;

$E_i, E_{i+1}$  — приведенные модули деформации столбов  $i$  и  $(i+1)$ ;

$$E_{red} = 6350 \text{ МПа;}$$

$\lambda_{\tau i}$  — податливость при сдвиге связи между столбами  $i$  и  $(i+1)$ , которая для связей в виде перемычек равна податливости перемычки при перекосе, а для

связей в виде вертикальных стыковых соединений равна податливости связей одного этажа (по алгоритму СП 335.1325800.2017);

$$\lambda_{\bar{\alpha}} = 3,26 \cdot 10^{-6} \text{ м/кН.}$$

Столбы, соединенные жесткими связями сдвига, разрешается для расчета объединять в один столб.

В примере расчета условие не выполняется:  $\mu_i < 12/n$ ,  $0,59 < 1,2$ .

2). Каждую из вертикальных диафрагм жесткости рассчитывают независимо на непосредственно приложенные к ней вертикальные нагрузки и температурно-влажностные воздействия, а также на единичную сосредоточенную силу в уровне верха здания;

3). Определяют приведенную изгибную жесткость каждой из диафрагм  $EI_{i,red}$ ;

4). Для зданий, при расчете которых необходимо учитывать влияние динамической составляющей ветровой нагрузки, проверяют ускорения колебаний, возникающие в результате пульсаций ветрового напора;

5). Определяют приведенную изгибную жесткость здания  $EI_{red}$ , равную сумме приведенных изгибных жесткостей всех диафрагм;

6). Вычисляют период колебаний основного тона и расчетные ветровые нагрузки и проверяют значение ускорений колебаний;

7). Вычисляют расчетную ветровую нагрузку, распределяя ее между диафрагмами пропорционально приведенной изгибной жесткости диафрагм;

8). Определяют усилия в каждой из диафрагм от ветровых нагрузок.

Для составной системы из двух столбов (с одним рядом продольных связей сдвига) усилия в столбах определяются по следующим формулам:

*Усилия от веса конструкций здания.*

Продольная сила  $T_i$ , перераспределяемая между столбами в уровне перекрытия над этажом  $i \leq h-n_0$  при возведении этажа  $h \leq n$

$$T_i = \frac{1}{\gamma} \sum_{j=1}^{n-n_0} \varepsilon_j \left[ 1 - \frac{r^{-j}(r^{i-1} + r^{-i})}{1 + r^{-2j-1}} \right],$$

$\gamma$  – параметр (смотри выше),

$n$  – количество этажей здания,

$n_0$  – количество этажей, в которых связи считаются незамкнутыми в момент приложения нагрузки от очередного монтируемого этажа,

$\varepsilon_j$  – разность относительных деформаций столбов в основной систем (без связей сдвига) от вертикальной нагрузки, прикладываемой на этапе  $j$  (в промежутке времени между замыканием связей на этажах  $j - 1$  и  $j$ ); для регулярной по высоте составной системе при  $j < n$ , а также при  $j = n$ :

$$\varepsilon_j = \frac{G_1}{E_1 A_1} - \frac{G_2}{E_2 A_2},$$

$$\varepsilon_j = \frac{\hat{G}_1}{E_1 A_1} - \frac{\hat{G}_2}{E_2 A_2},$$

где  $G_1, G_2$  — вертикальные нагрузки соответственно на первый и второй столб от веса конструкций одного этажа;

$\hat{G}_1, \hat{G}_2$  — то же, от веса конструкций крыши;

$$r = 1 + 0,5\mu^2 + \sqrt{(1 + 0,5\mu^2)^2 - 1},$$

$\mu$  — формулу для вычисления  $\mu$  смотри выше.

Продольные сжимающие силы в уровне перекрытия над  $i$ -м этажом, соответственно в первом и втором столбах на момент окончания монтажа здания:

$$N_{1i} = (n - i + 1)G_1 + \hat{G}_1 - T_i;$$

$$N_{2i} = (n - i + 1)G_2 + \hat{G}_2 - T_i$$

Сдвигающая сила в связях  $i$ -го этажа определяются по двум формулам при  $i < (n - n_0)$  и при  $i = n - n_0$ :

$$V_i = T_i - T_{i+1}$$

$$V_i = T_i.$$

*Усилия от временной нагрузки на перекрытия и кровлю*

Продольная сила, перераспределяемая между столбами в уровне перекрытия над  $i$ -м этажом:

$$T_i = \frac{\varepsilon}{\gamma} \left[ n - i + 1 - \frac{r^{1-i} - r^{-1-2n+i}}{(r-1)(1+r^{-2n-1})} \right] + \frac{\hat{\varepsilon} - \varepsilon}{\gamma} \left[ 1 - \frac{r^{-n}(r^i + r^{-i})}{1+r^{-2n-1}} \right],$$

$$\varepsilon = P_1 / (E_1 A_1) - P_2 / (E_2 A_2),$$

$$\hat{\varepsilon} = \hat{P}_1 / (E_1 A_1) - \hat{P}_2 / (E_2 A_2),$$

где  $P_1, P_2$  — временная нагрузка соответственно на первый и второй столб от междуэтажного перекрытия;  $\hat{P}_1, \hat{P}_2$  — то же, от крыши.

Продольные сжимающие силы в уровне  $i$ -го этажа соответственно в первом и втором столбах:

$$N_{1i} = (n - i)P_1 + \hat{P}_1 - T_i,$$

$$N_{2i} = (n - i)P_2 + \hat{P}_2 - T_i.$$

Сдвигающие усилия в связях  $i$ -го этажа определяются при  $h = n$  и при  $n_0 = 0$  и вычисляются по формулам:

$$V_i = T_i - T_{i+1},$$

$$V_i = T_i.$$

*Усилия от неодинаковой усадки стен и температурных воздействий.*

Продольная сила, перераспределяемая между стенами в уровне перекрытия над  $i$ -м этажом:

$$T_i = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\gamma} \left[ 1 - \frac{r^{-n}(r^{i-1} + r^{-i})}{1+r^{-2n-1}} \right],$$

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$  — деформации усадки бетона соответственно первого и второго столбов,

$\gamma, r$  — величины, вычисляемые по приведенным выше формулам для случая длительных нагрузок.

Усилия в плоском составном стержне с  $r$  рядами податливых продольных связей

Для определения усилий в плоском составном стержне с  $r$  рядами податливых продольных связей рекомендуется использовать метод сил. В качестве неизвестных принимают продольные силы  $T_i$  ( $i = 1, 2, \dots, r$ ), перераспределяемые между столбами  $i$  и  $(i + 1)$ .

Продольную силу  $T_i$  ( $\xi$ ) в сечении  $\xi = x/H$  ( $x$  — расстояние от верха здания до рассматриваемого сечения,  $H$  — высота здания) рекомендуется определять по формулам:

$$T_i(\xi) = \bar{T}_i(\xi) - \sum_{v=1}^{\Omega} T_i^v \sin(w_v \xi),$$

$$\bar{T}_i(\xi) = H^2 \beta_i [(\xi - \xi^2 / 2) \Delta_{i1} + (\xi - \xi^3 / 3) \Delta_{i2} / 2 + (\xi - \xi^4 / 4) \Delta_{i3} / 3 + (\xi - \xi^5 / 5) \Delta_{i4} / 4],$$

$$\Delta_{i1} = a_i \Delta t_i - a_{i+1} \Delta t_{i+1} + \varepsilon_{i+1}^o + \frac{P_i}{EA_i} - \frac{P_{i+1}}{EA_{i+1}} + \frac{L_i}{\sum EI} \sum_{j=1}^{r+1} (P_j e_j^o + a_j \Delta \theta_j EI_j / b_j),$$

$$\Delta_{i3} = \bar{q} H^2 L_i / (2 \sum EI),$$

$$\Delta_{i4} = \hat{q} H^2 L_i / (6 \sum EI).$$

При этом значение  $T_i^v$  определяется из решения системы алгебраических уравнений с использованием значений коэффициентов, взятых из таблицы 4.8:

$$w_v^2 / (H^2 \beta_i) T_i^v + \sum_{j=1}^r v_{ij} T_j^v = \sum_{j=1}^r v_{ij} H^2 \beta_j F_j^v$$

( $i=1, 2, \dots, r$ );

$$F_j^v = \sum_{l=1}^{l=4} \Delta_{il} J_l^v,$$

$\beta_i$  — погонная жесткость при сдвиге связи между столбами  $i$  и  $i + 1$ ;

$a_i$  ( $i + 1$ ) — коэффициент линейного температурного расширения для столба  $i$  ( $i + 1$ );

$\Delta t_{i(i+1)}$  — перепад температур по толщине столба  $i(i + 1)$ ;

$P_{i(i+1)}$  — вертикальная сосредоточенная сила, приложенная в верхнем сечении  $x=0, \xi = 0$  столба  $i(i+1)$ ;

$e_{i(i+1)}^o$  — эксцентриситет продольной силы  $P_{i(i+1)}$  в плоскости диафрагмы;

$EA_{i(i+1)}$  — продольная жесткость столба  $i(i+1)$ ;

$EI_{i(i+1)}$  — изгибная жесткость столба  $i(i+1)$ ;

$\sum EI$  — сумма изгибных жесткостей всех столбов диафрагмы;

$p_{i(i+1)}$  — равномерно распределенная по высоте,

$S$  — сосредоточенная поперечная нагрузка, приложенная в сечении  $\xi = 0$ ;

$\bar{q}$  — равномерно распределенная поперечная нагрузка;

$\hat{q}$  — максимальное значение распределенной поперечной нагрузки, изменяющейся по линейной зависимости от нуля в сечении  $\xi = 0$ ;

$\Omega$  — количество членов приближения;

$y_{if}$  — коэффициенты, вычисляемые по формулам:

$$y_{i,i} = 1/(EA_i) + 1/(EA_{i+1}) + L_i^2/\sum EI;$$

$$y_{i,i+1} = y_{i+1,i} = -1/(EA_{i+1}) + L_i L_{i+1}/\sum EI;$$

$$y_{i,j} = y_{j,i} = L_i L_j/\sum EI.$$

В связи с быстрой сходимостью ряда при вычислении величины  $T_i^v$  допускается учитывать один член ряда ( $\Omega = 1$ ).

Таблица 4.8

Определение значений коэффициентов  $w_v$  и  $J^v_{1...4}$

$v$	$w_v$	$w_v^2$	$J^v_1$	$J^v_2$	$J^v_3$	$J^v_4$
1	1,5708	2,4674	0,51602	0,32851	0,23874	0,18669
2	4,7124	22,207	0,01911	-0,00405	-0,00983	-0,011071
3	7,8540	61,685	0,00413	0,000526	0,000917	0,001526
4	10,995	120,90	0,00150	-0,000137	-0,000298	-0,000404
5	14,137	199,86	0,00071	0,000050	0,000093	0,000149

Усилия  $N$  и  $M$  (в сечении  $\xi = x/H$ , где  $x$  — расстояние от верха здания до рассматриваемого сечения,  $H$  — высота здания) в составном стержне с  $r$  рядами податливых связей сдвига определяют по формулам (для столба  $i$ ):

$$N_i(\xi) = N_i^o(\xi) + T_{i-1}(\xi) - T_i(\xi),$$

$$N^o_i(\xi) = P_i + \xi p_i H,$$

$$M_i(\xi) = M_o(\xi) - \sum_{j=1}^r L_j T_j(\xi),$$

$$M_o(\xi) = P_i e_i^o + p_i H e_i \xi + SH \xi + \bar{q} H^2 \xi^2 / 2 + \hat{q} H^2 \xi^3 / 6,$$

Сдвигающая сила в связях между столбами в уровне верхнего этажа, а также других этажей:

$$V_i(\xi_n) = T_i(\xi_n),$$

$$V_i(\xi_h) = T_i(\xi_h) - T_i(\xi_{h+1}),$$

$$\text{при } \xi_h = 1 - (h + 1)/n,$$

$$h=1, 2, 3, \dots, n.$$

Приведенная изгибная жесткость вертикальной диафрагмы с  $r$  рядами проемов определяется по формуле:

$$EI_{red} = \frac{\sum TI}{1 - \frac{3H^2}{\sum EI} \sum_{i=1}^r L_i \left( \frac{2}{15} L_i \beta_i - \frac{2}{w_1^6} B_j \right)},$$

где  $B_j$  — корни уравнения при  $\nu = 1$  для нагрузки в виде единичной сосредоточенной поперечной силы  $S = 1$ , приложенной в сечении  $\xi = 0$ .

Период основного тона колебаний определяется по разным формулам: для случаев, когда длина в плане вертикальных диафрагм не превышает 0,2 высоты здания и для случая невыполнения этого условия:

$$T_1 = 1,76H^2 \sqrt{m / \sum EI_{red}},$$

$$T_1 = 1,05H^2 \sqrt{m\psi / \sum EI_{red}},$$

$$\psi = (14,56 + 13,32\tau + 3,36\tau^2) / (5,04 + 2,8\tau);$$

$$\nu = 12\sum EI_{red} / (H^2 \sum GA_{red}),$$

где  $m$  — масса единицы высоты здания, рассматриваемого как консольный стержень;

$\sum EI_{red}$  — сумма приведенных изгибных жесткостей вертикальных диафрагм;

$\sum GA_{red}$  — сумма сдвиговых жесткостей вертикальных диафрагм

В зависимости от схемы расположения стен на плане многоэтажного крупнопанельного здания и характера опирания на стены плит перекрытий в крупнопанельной конструктивной системе различают перекрестно-стенную, поперечно-стенную и продольно-стенную конструктивные схемы (см. рис. 4.40).

В зданиях, проектируемым с *перекрестным расположением стен* наружные стены выполняются ненесущими (навесными и устанавливаемыми на перекрытие) и несущими, при этом плиты перекрытия, соответственно, оперты по трем сторонам или по контуру.

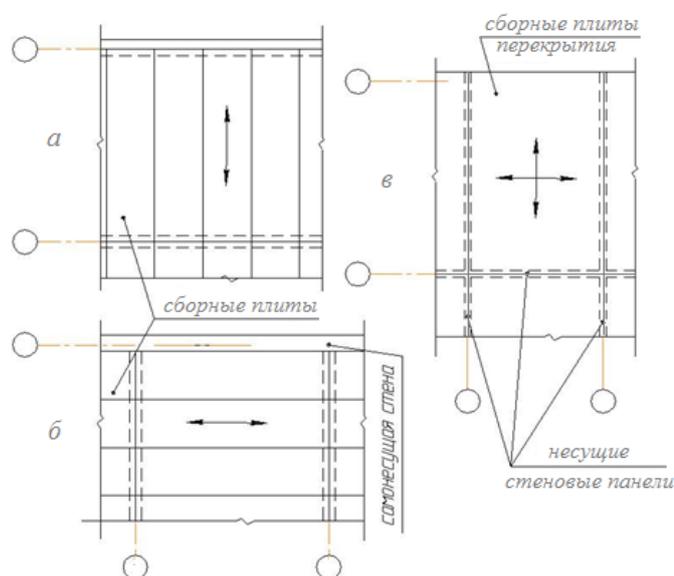


Рис. 4.40. Опирание плит перекрытия в крупнопанельных зданиях продольно-стенной (а), поперечно-стенной (б) и перекрестно-стенной конструктивных схем

Перекрестно-стенная конструктивная система обладает большой пространственной жесткостью и способностью перераспределять усилия между конструктивными элементами здания.

В зданиях с *поперечно-стенной* схемой расположения несущих стен вертикальная нагрузка от перекрытия передается в основном на поперечные несущие стены, а плиты перекрытия работают преимущественно по балочной схеме с опиранием по двум противоположным сторонам. В качестве плит перекрытия преимущественно используются многопустотные плиты перекрытий.

Горизонтальные нагрузки, действующие перпендикулярно поперечным стенам, воспринимаются продольными диафрагмами жесткости. В качестве продольных диафрагм жесткости могут выступать стены лестничных клеток, отдельные участки продольных наружных и внутренних стен.

Для повышения жесткости здания, плиты перекрытия, примыкающие к продольным диафрагмам, должны опираться и на них.

В зданиях с *продольно-стеновой* схемой плиты перекрытия, также как в зданиях с поперечно-стеновой схемой, работают преимущественно по балочной схеме с опиранием на две противоположные продольные стены. Для повышения жесткости в проектируемых зданиях должны предусматриваться поперечные диафрагмы с опиранием на них плит перекрытия здания.

Эффективность работы плит перекрытий в двух направлениях связана с уменьшением значений возникающих в плите изгибающих моментов, что в свою очередь, позволяет проектировать плиты меньшей толщины и, соответственно, веса.

Чтобы плиты считались работающими в двух направлениях, важно соотношение размеров их сторон.

Так, у плит, опертых по контуру, соотношение размеров длинной и короткой сторон должно составлять 3:1 и менее.

У плит, опертых по трем сторонам, соотношение размеров стороны, расположенной вдоль параллельно размещенных опор, и стороны, расположенной вдоль свободного края, - 1,5:1 и менее.

На рисунке 4.41 представлены схемы опирания плит на несущие вертикальные элементы крупнопанельных зданий стеновой конструктивной системы.

В соответствии с СП 335.1325800.2017 по проектированию крупнопанельных конструктивных систем расчет плит перекрытия крупнопанельных зданий выполняется по результатам расчета напряженно-деформированного состояния конструктивной системы здания с использованием расчетной мо-

дели в пространственной постановке и с учетом совместной работы здания и основания под ним. Однако нормами допускается проведение расчета плит перекрытий отдельно с использованием метода предельного равновесия.

Далее приводится пример расчета сборной плоской плиты перекрытия, опертой по контуру.

*Пример расчета сборной плиты, свободно опертой по контуру*

*Исходные данные.*

Размеры плиты в плане — 3580 × 6580 мм. Толщина 120 мм. Размеры опорных площадок: вдоль короткого пролета — 50 мм; вдоль длинного пролета — 70 мм.

Расчетные пролеты плиты:  $l_1 = 3580 - 50 = 3530$  мм;  $l_2 = 6580 - 70 = 6510$  мм.

Соотношение расчетных пролетов  $\lambda = l_2/l_1 = 6510/3530 = 1,844$ .

Плита из тяжелого бетона класса по прочности на сжатие В20. Расчетные сопротивления:

для предельных состояний первой группы (с учетом коэффициента условий работы  $\gamma_{b1}=0,9$ )  $R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35$  МПа;  $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$  МПа;

для предельных состояний второй группы  $R_{b,ser} = 15$  МПа;  $R_{bt,ser} = 1,35$  МПа.

Начальный модуль упругости бетона класса В20 при сжатии и растяжении  $E_b = 27500$  МПа.

Нагрузки на 1 м<sup>2</sup> плиты:

*Таблица 4.9.*

Сбор нагрузок на сборную сплошную плиту перекрытия

№ п/п	Наименование и значение нагрузки, кН/м <sup>2</sup>	Нормативное значение	$\gamma_f$	Расчетное значение
1	Постоянная $P_d$ :			
1.1	пол – 1,2	1,2	1,25	1,5
1.2	плита (12,0 см) – $0,12 \times 25 = 3,0$	3,0	1,1	3,3
2	Временная			

2.1	перегородки $P_1 = 0,5$	0,5	1,2	0,6
2.2	на перекрытие офисных помещений	2,0	1,2	2,4
	полное значение $P_1 = 2,0$	0,7	1,2	0,84
	пониженное значение $P_1 = 0,35 \times 2,0 = 0,7$			
	Всего, полная:	6,5		7,8
	Всего, длительная:	5,4		

При определении равномерно распределенной нагрузки на плиту перекрытия учитывается коэффициент надежности по ответственности здания:  $\gamma_n = 1$  (2-й уровень ответственности).

Максимальное значение изгибающего момента в плите при опирании по балочной схеме по двум длинным сторонам  $M_o = ql^2 l_2 / 8 = 7,8 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51 / 8 = 79,1$  кНм.

*Расчет прочности плиты при действии эксплуатационных нагрузок.*

Плита армируется сварной сеткой, в которой стержни вдоль пролета  $l_1$  через один обрываются согласно эпюре моментов. Рабочая арматура вдоль пролета  $l_1$  и вдоль пролета  $l_2$  назначается класса А400 ( $R_s = 350$  МПа). При таком армировании коэффициент  $\gamma_s = 1$ .

Толщина защитного слоя для нижней арматуры сетки принимается 15 мм (для сборных конструкций).

Диаметр рабочей арматуры предварительно назначается  $d_s = 10$  мм. Тогда  $h_{01} = 100$  мм,  $h_{02} = 90$  мм. Вычисляется коэффициент

$$\nu_{opt} = \frac{\gamma_s h_{02}}{\lambda h_{01}} = \frac{1 \cdot 90}{1,844 \cdot 100} = \frac{90}{184,4} = 0,488.$$

По графику на рисунке 4.32 при  $l_1/h = 3530/120 = 29,4$  и  $\lambda = 1,844$  коэффициент  $\gamma_p = 0,90$ .

Изгибающие моменты вдоль пролетов  $l_1$  и  $l_2$ , соответствующие оптимальной схеме армирования:

$$M_1 = M_0 \gamma_p \left( 1 - \frac{2}{3} \frac{v_{opt}}{\lambda} \right) = 79,1 \cdot 0,90 \left( 1 - \frac{2}{3} \cdot \frac{0,488}{1,844} \right) = 79,1 \cdot 0,9 (1 - 0,67 \cdot 0,265) = M_0 \cdot 0,741 = 58,6 \text{ кНм}$$

$$M_2 = M_0 \gamma_p \frac{v_{opt}^2}{3\lambda} = 79,1 \cdot 0,90 \frac{0,41^2}{3 \cdot 1,844} = 79,1 \cdot 0,9 \frac{0,238}{5,53} = M_0 \cdot 0,0389 = 3,07 \text{ кНм}.$$

После определения изгибающих моментов  $M_1$  и  $M_2$  подбор арматуры вдоль пролета  $l_1$  и вдоль пролета  $l_2$  ведется по сортаменту.

Требуемое армирование вдоль пролета  $l_1$ :

$$\xi_1 = 1 - \sqrt{1 - 2M_1 / (R_b l_1 h_{01}^2)} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 58,6 / (10350 \cdot 6,51 \cdot 0,1^2)} = 1 - \sqrt{1 - 117,2 / 673,78} = 0,09;$$

$$N_{s1} = R_b h_{01} \xi_1 = 10350 \cdot 0,1 \cdot 0,09 = 93,15 \text{ кН/м}.$$

По сортаменту принимаем арматуру диаметром 10 мм класса А400 с шагом  $S=300$  мм ( $N_{s1} = 98$  кН/м;  $A_{s1} = 2,04$  см<sup>2</sup>/м).

Коэффициент армирования при ширине  $b=100$  см  $\mu_1 = A_{s1} / (b \cdot h_{01}) = 2,04 / (100 \cdot 10) = 0,00204$ , процент армирования составляет:  $\mu_1 \% = 0,2 \% > \mu_{min} = 0,1 \%$ .

Требуемое армирование вдоль пролета  $l_2$ :

$$\xi_2 = 1 - \sqrt{1 - (2M_2) / (R_b l_2 h_{02}^2)} = 1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 3,07) / (10350 \cdot 3,58 \cdot 0,09^2)} = 1 - \sqrt{1 - 6,14 / 300,1} = 0,01$$

$$N_{s2} = R_b h_{02} \xi_2 = 10350 \cdot 0,09 \cdot 0,01 = 9,31 \text{ кН/м}.$$

По сортаменту принимаем арматуру диаметром 6 мм класса А400 с шагом  $S=300$  мм ( $N_{s2} = 33,8$  кН/м;  $A_{s2} = 0,74$  см<sup>2</sup>/м).

Коэффициент армирования  $\mu_2 = \frac{A_{s2}}{h_{02} \cdot b} = \frac{0,74}{9 \cdot 100} = 0,00082$ , процент армирования составляет  $\mu_2 \% = 0,082 \%$

Проверяется условие  $0,5(\mu_1 \% + \mu_2 \%) = 0,5(0,2 \% + 0,082 \%) = 0,14 \% > \mu_{min} = 0,1 \%$ .

Рабочая арматура входит в состав сетки С1, расположенной у нижней грани плиты (поперечные стержни сетки С1  $\varnothing 10$  А400,  $S=300$  мм, продольные стержни  $\varnothing 6$  А400,  $S=300$  мм)

### Расчет плиты по образованию трещин.

Нагрузка, по которой должно быть проверено образование трещин,  $q_n = 6,5 \text{ кН/м}^2$  (полное нормативное значение),  $q_l = 5,4 \text{ кН/м}^2$  (пониженное нормативное значение).

Изгибающий момент, соответствующий образованию трещин при изгибе вдоль пролета  $l_1$ , определяем приближенно по формуле  $M_{crc} = l_2 h^2 R_{bt,ser} / 3,5 = 6,51 \cdot 0,0144 \cdot 126,6 / 3,5 = 878,85 / 3,5 = 36,16 \text{ кН}\cdot\text{м}$ .

По графику на рисунке 4.41 при  $\lambda = 1,844$  коэффициент  $\alpha = 0,095$ .

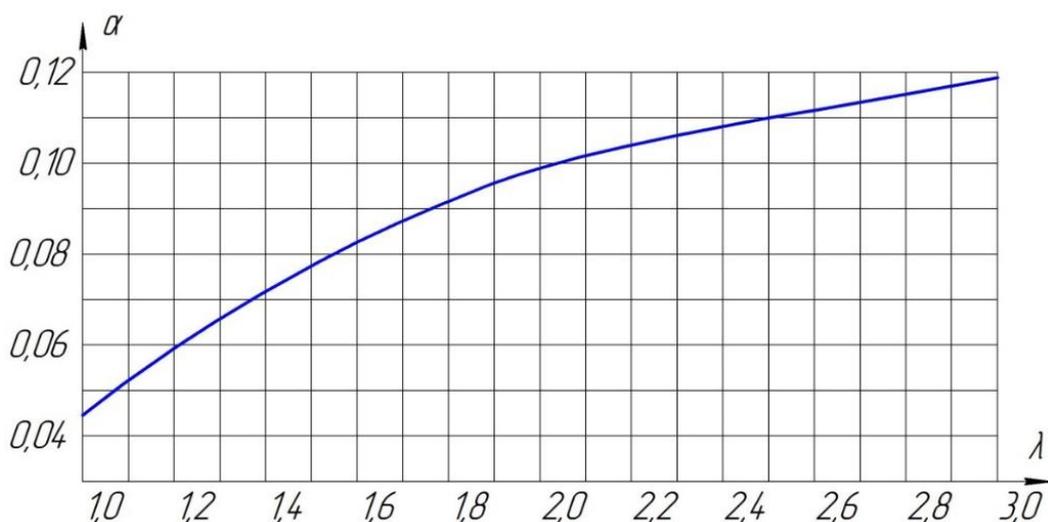


Рис.4.41. График определения коэффициента  $\alpha$  в зависимости от  $\lambda=l_2/l_1$  для свободно опертой по контуру плиты

Определим нагрузку, при которой в пролете плиты образуются трещины:

$$q_{crc} = \frac{M_{crc}}{\alpha_1 l_1^2 l_2 \gamma_n} = \frac{36,16}{0,095 \cdot 3,53^2 \cdot 6,51 \cdot 1} = \frac{36,16}{7,71} = 4,69 \text{ кН/м}^2 < q_l = 5,4 \text{ кН/м}^2 < q_n =$$

$6,5 \text{ кН/м}^2$ .

В плите образуются трещины.

### Расчет прогиба плиты.

Определим предельную нагрузку  $q_{ser}$  при характеристиках материалов для предельных состояний второй группы:

для арматуры класса А400,  $R_{s,ser} = 400$  МПа,  $E_s = 200000$  МПа;

усилия в арматуре поперечных стержней сетки С1:

$$N_{s1} = 2,04 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 81,6 \text{ кН/м,}$$

усилия в арматуре продольных стержней сетки С1:

$$N_{s2} = 0,74 \cdot 10^{-4} \cdot 400 \cdot 10^3 = 29,6 \text{ кН/м,}$$

для бетона класса В20:

$$R_{b,ser} = 15 \text{ МПа, } R_{bt,ser} = 1,35 \text{ МПа,}$$

равномерно распределенная нагрузка на плиту от постоянной и временной длительной нагрузки:

$$q_l = 5,4 \text{ кН/м}^2$$

Несущая способность плиты по изгибающим моментам и нагрузке по второй группе предельных состояний ( $N_{b1}=N_{s1}$ , высота сжатой зоны  $x=N_{b1}/(R_b \cdot b)=81,6/(15000 \cdot 1)=0,005$  м, плечо внутренней пары сил  $z_1=(h_{01}-0,5x)=0,1-0,0025=0,1$  м,  $z_2=0,09$  м:

$$M_1 = N_{b1} \cdot z_1 \cdot l_2 = 81,6 \cdot 0,1 \cdot 6,51 = 53,12 \text{ кНм,}$$

$$M_2 = N_{b2} \cdot z_2 \cdot l_1 = 29,6 \cdot 0,09 \cdot 3,53 = 9,4 \text{ кНм,}$$

$$q_{ser} = \frac{24}{l_1^3} \cdot \frac{M_1 + M_2}{\gamma_p(3\lambda - 1)} = \frac{24}{3,53^3} \cdot \frac{(53,12 + 9,4)}{0,9(3 \cdot 1,844 - 1)} = \frac{24}{44} \cdot \frac{62,52}{4,08} = 0,545 \cdot 15,32 = 8,35 \text{ кН / м}^2$$

$$q_{ser} > q_l$$

Коэффициент армирования:

$$\mu = (\mu_1 \cdot v_\varphi^2 + \mu_2) / (1 + v_\varphi^2) = 0,0014$$

Относительная высота сжатой зоны бетона:

$$\xi = 0,1 + 0,5 \mu R_{s,ser,l} / R_{b,ser} = 0,1 + 0,5 \cdot 0,0014 \cdot 400000 / 15000 = 0,1 + 280 / 15000 = 0,12.$$

Коэффициент учета упругопластического состояния сжатой зоны бетона  $\nu$  при влажности воздуха окружающей среды 40 % ...75% равен 0,15.

Коэффициенты:

$\eta_1$  - учитывает возможные отклонения защитного слоя бетона в см для нижней арматуры сетки для опертых по контуру плит толщиной не более 16 см

$$\eta_1 = h_{01}/(h_{01} - 0,7) = 10/(10 - 0,7) = 1,07,$$

$\eta_2$  - учитывает возможные несовпадения наибольшего прогиба плиты с прогибом в точке пересечения линии излома для опертых по контуру плит

$$\eta_2 = 1 + 0,2 (\lambda - 1) = 1 + 0,2(1,844 - 1) = 1,17.$$

Предельный прогиб плиты, вычисляемый исходя из назначенных классов бетона и арматуры, а также высоты поперечного сечения плиты:

$$\begin{aligned} f_{ser} &= \frac{0,141 l_1^2 R_{s/ser}}{h_{01} E_s} \left( 1 + \frac{0,9 \mu E_s}{\xi E_b \nu} \right) \eta_1 \eta_2 = \frac{0,141 \cdot 3,53^2 \cdot 4 \cdot 10^5}{0,1 \cdot 2000 \cdot 10^5} \times \\ &\times \left( 1 + \frac{0,9 \cdot 0,0014 \cdot 200 \cdot 10^6}{0,12 \cdot 27,5 \cdot 10^6 \cdot 0,15} \right) \cdot 1,075 \cdot 1,17 \\ &= \frac{7,02}{200} \cdot \left( 1 + \frac{0,252}{0,495} \right) \cdot 1,51 \cdot 1,258 = 0,035 \cdot 1,9 = 0,0665 \text{ м} = 6,65 \text{ см} \end{aligned}$$

Прогиб плиты при нагружении плиты равномерно распределенной нагрузкой (постоянной и временной длительной)  $q_l = 5,4 \text{ кН/м}^2$  в случае образования трещин при  $q_l > q_{crc}$  ( $5,4 \text{ кН/м}^2 > 4,69 \text{ кН/м}^2$  определяется по формуле:

$$f = \varphi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \varphi_{b2} f_{crc}) (q_l - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}), \text{ где } f_{ser} = 0,0665 \text{ м},$$

коэффициент  $\varphi_{b2} = 2$  (учитывает влияние длительной ползучести бетона на деформации конструкций из тяжелого бетона при влажности воздуха окружающей среды 40 % ...75%),

коэффициент  $\varphi_{b1}=0,85$  (учитывает влияние кратковременной ползучести и вида бетона),

$f_{crc}$  - кратковременный прогиб плиты при равномерно распределенной нагрузке  $q_{crc} = 4,69$  кН/м<sup>2</sup>, соответствующей образованию трещин в плите, определяется по формуле:

$$f_{crc} = (l^4 \beta q_{crc}) / (\varphi_{b1} E_b h^3) = (3,53^4 \cdot 0,108 \cdot 4,69) / (0,85 \cdot 2750000 \cdot 0,12^3) = 78,65 / 40392 = 0,00195 \text{ м} = 0,195 \text{ см}$$

Коэффициент  $\beta$  определяется по графику на рисунке 4.42

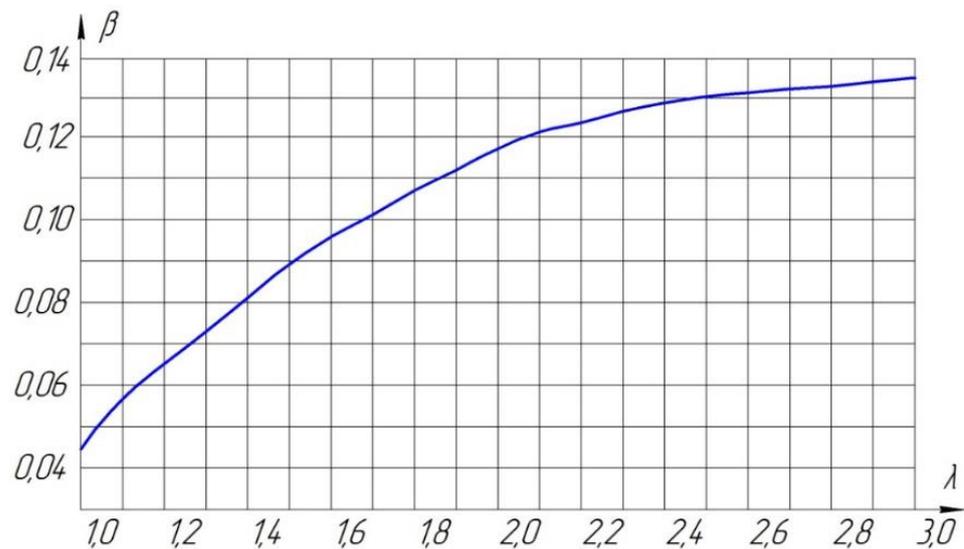


Рис. 4.42. График определения коэффициента  $\beta$  в зависимости от  $\lambda=l_2/l_1$  для свободно опертой по контуру плиты

По графику на рис. 4.42 коэффициент  $\beta = 0,108$ .

Прогиб плиты при  $\varphi_{b2} f_{crc} = 0,0039$  м:

$$f = \varphi_{b2} f_{crc} + (f_{ser} - \varphi_{b2} f_{crc}) (q_1 - q_{crc}) / (q_{ser} - q_{crc}) = 0,0039 + (0,0665 - 0,0039) (5,4 - 4,69) / (8,35 - 4,69) = 0,0039 + (0,0626 \times 0,71) / 3,66 = 0,0039 + 0,012 = 0,0159 \text{ м} = 1,59 \text{ см} < 2,11 \text{ см}.$$

Прогиб не превышает допустимую величину.

Рекомендации по выбору расчетных схем для моделирования крупнопанельных конструктивных систем содержатся в СП 335.1325800.2017 (Крупнопанельные конструктивные системы. Правила проектирования).

При моделировании колонн и ригелей в расчетной схеме многоэтажного каркасного здания они задаются стержнями, расположенными по оси несущих элементов, но размеры поперечных сечений колонн и балок можно задать с использованием команды *абсолютно жесткие тела*.

Так как операции с абсолютно жесткими телами осуществляются через *базовые узлы*, то базовые узлы должны быть назначены как узлы пересечения стоек и ригелей рассчитываемой рамы.

При моделировании расчетной схемы конструктивной системы каркасного здания можно воспользоваться командой *жесткие вставки стержней*, с использованием которой можно моделировать не только высоту сечения колонны  $h_{\text{кол.}}/2$ , но и длину консоли  $l_{\text{кон.}}$

При проведении расчетов конструктивных систем многоэтажных крупнопанельных зданий должна быть определена податливость стыков, которая оказывает влияние на напряженно-деформированное состояние элементов конструктивной схемы здания.

Программный комплекс ЛИРА позволяет моделировать стыки различной податливости и выполнять предварительные тестовые расчеты конструкций с различными параметрами податливости стыков, а также анализ получаемых результатов, что дает возможность подбирать требуемые параметры податливости моделируемых стыков.