

Государственный комитет Молдавской ССР
по делам строительства

**Строительство
монолитных зданий
в сейсмических районах
Молдавской ССР**

Республиканские строительные нормы
РСН 13—87

Часть I

Издание официальное

РСН ІЗ-87. Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР/Госстрой Молдавской ССР. - Кишинев: Тимпул, 1988. - 108 с.

Разработаны Государственным проектным институтом "Кишиневгорпроект" Кишиневского горисполкома (инженер Н.Л.Моргулис - руководитель темы, инженеры В.Г.Гарвардт, Н.Д.Грабойс, В.С.Ионис, Г.Г.Коробченко, А.П.Просянкин, архитектор Ф.Ф.Шостак); ЦНИИПИ монолит НПСО "Монолит" Госкомархитектуры (канд.техн.наук М.Е.Соколов - руководитель темы, канд.техн.наук Л.Д.Мартынова, инженеры Л.А.Абрамсон, Е.М.Альтшуллер, С.А.Мыльников, А.Г.Селиванова); ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры (канд.техн.наук Г.Н.Ашкинадзе); Государственным проектным институтом "Молдгипрострой" Госстроя Молдавской ССР (инженеры А.В.Кувейда, И.М.Окулист, А.И.Снипелишский); Кишиневским политехническим институтом им.С.Лазо (д-р техн.наук Ю.В.Измайлов, канд.техн.наук А.Ф.Кирпий, инженер И.В.Бубуёк); трестом "Монолитстрой" Минстроя Молдавской ССР (инженер Г.П.Шелестян); трестом "Оргстрой" Минстроя молдавской ССР (инженеры Л.Я.Гольденберг, Р.Ф.Васильева, В.Я.Тужилкина).

В разработке принимали участие д-р техн.наук Е.Н.Львовский, кандидаты техн.наук Т.А.Балан, В.И.Бурчу, Ю.В.Глина, Б.М.Коган, В.И.Лишак, Ю.К.Ляненко, архитекторы Ю.В.Скворцова, Ю.Б.Туманян, инженеры Н.И.Бакшеев, Ю.П.Гершберг, С.А.Гусев, В.В.Куцаков, В.М.Рудой, Ю.М.Скринский, Г.Г.Перельмутер, А.А.Юрр. Используются материалы кандидатов техн.наук Т.В.Скрипник, В.Г.Имас, Н.Г.Мартыновой.

С введением в действие РСН ІЗ-87 "Строительство монолитных зданий в сейсмических районах Молдавской ССР" с 1 января 1988 г. утрачивают силу "Временные указания по проектированию и строительству монолитных и сборно-монолитных зданий повышенной этажности в Молдавской ССР" (РСН ІЗ-77).

Государственный комитет Молдавской ССР по делам строительства	Республиканские строительные РСН ІЗ-87 нормы	
	Строительство монолитных зда- ний в сейсмических районах Молдавской ССР	Взамен РСН ІЗ-77

І. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ

І.І. Настоящие нормы распространяются на проектирование и строительство бескаркасных многоэтажных монолитных и сборно-монолитных жилых зданий высотой до 25 этажей и общественных зданий высотой до 16 этажей в Молдавской ССР при сейсмичности площадки строительства 7 и 8 баллов и являются составной частью республиканской "Системы монолитного домостроения", которая предусматривает применение оптимального сочетания основных несущих конструкций из монолитного бетона со сборными железобетонными изделиями заводского или построечного изготовления (панелями наружных стен, плитами перекрытий и т.д.), организацию строительного технологического потока и повышение качества монолитных конструкций при минимизации материальных и трудовых затрат.

Примечание. К монолитным относятся здания, в которых основные несущие конструкции (стены и перекрытия) выполнены из монолитного бетона. К сборно-монолитным относятся здания, в которых наружные стены или перекрытия выполнены полностью или частично из сборных элементов.

І.2. Проектирование и строительство жилых зданий высотой более 25 этажей, общественных более 16 этажей и зданий с расчетной сейсмичностью 9 баллов следует осуществлять с разрешения Совета Министров Молдавской ССР на основании специальных технических условий, согласованных с головной организацией в области монолитного домостроения и утвержденных Госстроем Молдавской ССР.

Внесены

ГПИ "Кишиневгорпроект"
Кишиневского горисполкома,
ЦНИИПИ монолит Госком-
архитектуры, ГПИ "Молд-
гипрострой" Госстроя Мол-
давской ССР, трестом "Мо-
нолитстрой" Министра Мол-
давской ССР

Утверждены

приказом Государственно-
го комитета Молдав-
ской ССР по делам стро-
ительства от 23 ноября
1987 г. № 148

Срок введения
в действие
1 января 1988 г.

1.3. Нормами устанавливаются требования к проектированию и строительству сейсмостойких зданий из монолитного бетона с использованием индустриальных переставных опалубок системы "Гражданстрой" при максимальной механизации процессов приготовления, транспортировки и укладки бетонной смеси.

Скользкую опалубку допускается использовать в исключительных случаях: при возведении ядер жесткости и зданий, выполняющих роль градостроительных акцентов.

Проектирование и строительство зданий, возводимых в скользящей опалубке, следует осуществлять на основании технических условий для конкретных объектов, утверждаемых Госстроем Молдавской ССР.

При применении скользящей опалубки необходимо обеспечивать непрерывную подачу бетона в стены в течение всего процесса их возведения, осуществлять постоянный контроль за качеством бетона, не допускать срывов бетонной смеси.

1.4. Положения настоящего документа регламентируют: материалы, методы расчета, конструирования и возведения сейсмостойких бескаркасных зданий из монолитного бетона на основе широкой унификации объемно-планировочных, конструктивных и технологических решений; систему экономической оценки, планирования и организации строительства.

1.5. При проектировании зданий из монолитного бетона должны также соблюдаться требования глав СНиП по жилым и общественным зданиям, бетонным и железобетонным конструкциям, строительству в сейсмических районах, основаниям и фундаментам, организации строительного производства, техники безопасности в строительстве и других нормативных документов, утвержденных или согласованных Госстроем СССР, Госкомархитектуры или Госстроем Молдавской ССР.

1.6. Конструктивные и технологические решения зданий с применением монолитного бетона должны, как правило, обеспечивать разнообразие объемно-планировочных решений и повышать архитектурный уровень застройки при минимуме приведенных затрат.

При проектировании зданий из монолитного бетона следует руководствоваться прогрессивными удельными показателями материалоемкости на 1 кв.метр общей площади, утвержденными Госкомархитектуры.

Выбор оптимального варианта должен решаться на основе технико-экономического сопоставления.

1.7. Для обеспечения комплексности застройки в районе возведения монолитных жилых зданий пристроенные и отдельностоящие объекты соцкультбыта, как правило, должны проектироваться монолитными или сборно-монолитными.

1.8. При проектировании бескаркасных сейсмостойких зданий из монолитного бетона должны предусматриваться меры по уменьшению усилий от сейсмического воздействия и предотвращению при землетрясениях расчетной интенсивности повреждений отдельных элементов и узлов, препятствующих нормальной эксплуатации зданий. Допускаемые повреждения приведены в прил. I.

С этой целью следует:

снижать массу здания за счет широкого применения легких ограждающих конструкций, назначения минимальной по условиям звуко- и теплоизоляции толщины однослойных монолитных стен, применения в наружных стенах сборных легкобетонных стеновых панелей и блоков плотностью не более 1200 кг/м^3 ;

обеспечивать совместную пространственную работу всех конструкций, развитие пластических деформаций и предотвращение хрупкого разрушения;

предусматривать симметричные конструктивные схемы и равномерное распределение масс и жесткостей конструкций.

1.9. При проектировании и строительстве монолитных и сборно-монолитных зданий должны быть обеспечены требования, предъявляемые соответствующими главами СНиП к стенам, перекрытиям и узлам их сопряжения по звуко- и теплоизоляции, воздухо- и паропроницаемости, а также температурам на отдельных участках внутренних поверхностей наружных стен, как в пределах всех глухих участков стен, так и на участках, расположенных по периметру проемов, в местах примыкания к наружным стенам балконов, перекрытий, покрытий и т.д.

1.10. Строительство зданий из монолитного бетона следует осуществлять по индивидуальным проектам, преимущественно в составе групп или комплексов.

Допускается повторное применение индивидуальных проектов зданий, выполняющих роль архитектурных акцентов в различных районах городов.

1.11. Проектирование жилых и общественных зданий из монолитного бетона следует осуществлять на основе широкой унификации объемно-планировочных и конструктивных решений с использованием альбомов типовых решений, входящих в республиканскую "Систему монолитного домостроения".

1.12. Сборные железобетонные изделия для зданий из монолитного бетона следует, как правило, принимать по территориальному каталогу типовых строительных конструкций и изделий для жилищно-коммунального строительства в Молдавской ССР.

Допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании

вании предусматривать применение индивидуальных сборных изделий, не вошедших в каталог, которые могут быть изготовлены в построечных условиях или на заводах.

При этом разработка рабочих чертежей опалубки для этих изделий и изготовление опалубки являются обязанностью заказчика.

1.13. Основные буквенные обозначения, принятые в настоящих нормах, приведены в справочном приложении.

2. СОСТАВ, ПОРЯДОК РАЗРАБОТКИ И СОГЛАСОВАНИЯ ПРОЕКТНО-СМЕТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

2.1. Состав, порядок разработки и согласования проектно-сметной документации на строительство монолитных и сборно-монолитных зданий должны соответствовать требованиям, установленным "Инструкцией о составе, порядке разработки, согласования и утверждения проектно-сметной документации на строительство предприятий, зданий и сооружений" (СНИИ I.02.01-85) и положениям настоящего раздела.

2.2. При выполнении технико-экономических обоснований (ТЭО) или технико-экономических расчетов (ТЭР) следует учитывать:

мощность специализированной строительной организации;

состояние базы монолитного домостроения (наличие бетоносмесительных установок, бетоновозного транспорта и т.д.);

наличие комплектов опалубки и необходимость выполнения доборов к основному комплекту;

наличие кранового оборудования;

применение автобетоносмесителей и автобетононасосов;

количество зданий, строительство которых предполагается по данному проекту и степень амортизации опалубки при этом.

2.3. Для определения экономических показателей и проведения технико-экономической оценки новых проектных решений зданий из монолитного бетона на стадии разработки ТЭО и ТЭР следует использовать методические положения, изложенные в "Рекомендациях по сравнительной технико-экономической оценке конструкций монолитных, полносборных и кирпичных зданий различной этажности" (М.:ЦНИИЭП жилища, 1983) и "Рекомендациях по экономической оценке объемно-планировочных решений крупнопанельных и кирпичных жилых домов для городского строительства" (М.:ЦНИИЭП жилища, 1985), а также данные, приведенные в рекомендуемых прил.2, если имеется аналог, или в прил.3, если таковой отсутствует.

Потребность в опалубке следует определять с учетом имеющегося парка опалубки и данных, приведенных в рекомендуемом прил.4.

2.4. К рабочему проекту (рабочей документации) разрабатываются

технологическая документация согласно разделу 7 части II настоящих норм и рабочие чертежи опалубки, не входящие в состав опалубки системы "Гражданстрой".

2.5. В тех случаях, когда при возведении зданий со сложными конструктивно-технологическими решениями требуются дополнительные устройства и приспособления, в составе проекта должны разрабатываться рабочие чертежи для их изготовления.

2.6. На предпроектной стадии с генеральным подрядчиком согласовывается карточка основных технических решений (КОТР), в которой кроме описания основных конструкций приводятся принципиальные технологические решения по возведению здания. (Пример оформления КОТР дан в справочном прил.5).

Все изменения, вносимые на стадии разработки проектной документации в объемно планировочные, конструктивные и технологические решения, принятые в КОТР, подлежат дополнительному согласованию с генподрядной строительной организацией.

3. КОНСТРУКТИВНЫЕ СИСТЕМЫ И ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ РЕШЕНИЯ ЗДАНИЙ

3.1. Монолитные и сборно-монолитные здания для строительства в сейсмических районах Молдавии следует проектировать, как правило, перекрестно-стеновой конструктивной системы с несущими или ненесущими наружными стенами (рис.1,2). Ненесущие наружные стены, выполняемые из сборных легкобетонных элементов, следует проектировать участвующими в восприятии и передаче горизонтальных нагрузок.

В зданиях высотой до 16 этажей включительно допускается применение ненесущих стен, выполняющих только роль ограждающих конструкций. В качестве ограждающих конструкций могут применяться легкие навесные панели. При этом в протяженных в плане зданиях высотой более 12 этажей при 7 баллах и более 9 этажей при 8 баллах следует предусматривать не менее двух внутренних продольных стен.

При соответствующем технико-экономическом обосновании здания, выполняющие роль доминант, градостроительных акцентов, могут проектироваться ствольной-стеновой конструктивной системы с одним или несколькими стволами и различным расположением несущих стен в плане (продольным, поперечным, перекрестным, радиальным). При этом горизонтальные нагрузки могут восприниматься стволами и несущими стенами, расположенными вдоль действия этих нагрузок, либо только стволами, если несущие стены в направлении действия горизонтальной нагрузки отсутствуют.

3.2. При компоновке конструктивной системы здания следует: несущие стены располагать по возможности симметрично и стре-

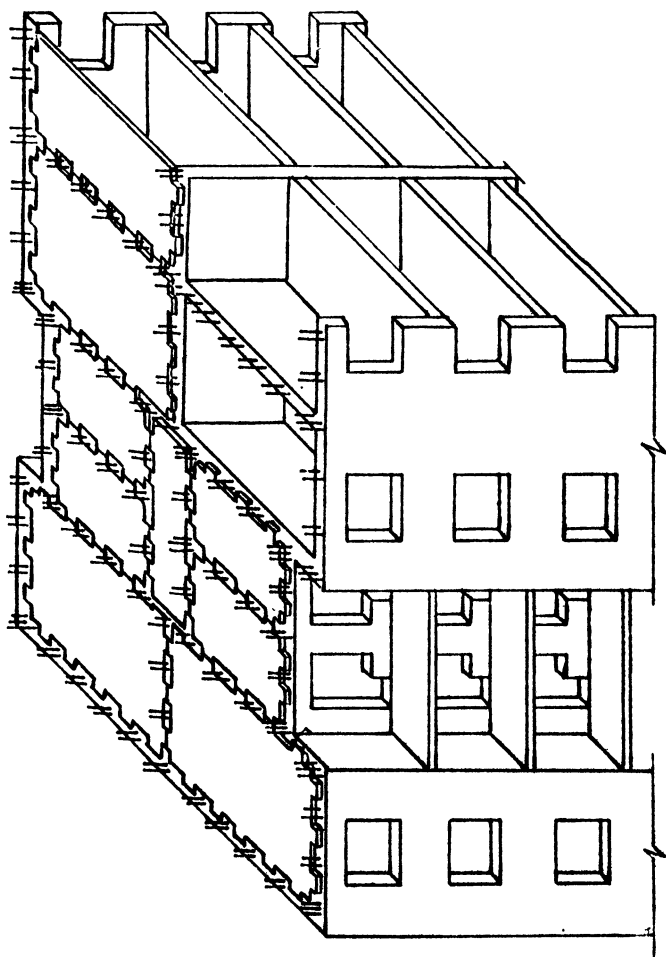


Рис. 1. Здание перекрестно-стеновой конструктивной системы с несущими наружными монолитными стенами

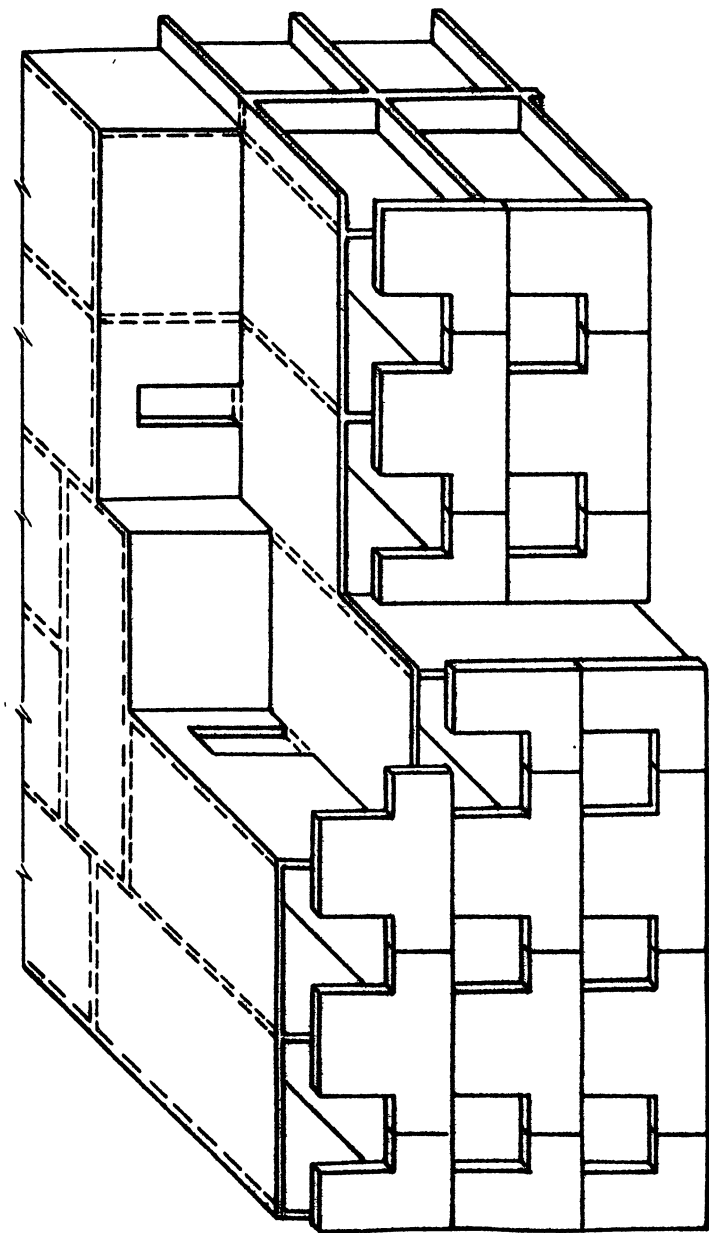


Рис.2 . Здание перекрестно-стенной конструктивной системы с несущими наружными стенами из сборных панелей

миться к совпадению положения центров жесткости и масс;
не изменять положение несущих стен по высоте здания;
предусматривать регулярное расположение проемов по высоте надземной части здания;
проектировать перекрытия как жесткие в своей плоскости горизонтальные диски.

3.3. Жилые дома и общественные здания могут проектироваться различной объемно-планировочной структуры: секционными с одной или несколькими секциями, коридорными или галерейными.

3.4. Объемно-планировочные решения должны обеспечивать высокие технико-экономические показатели, в том числе по тепловой эффективности зданий. С этой целью следует:

ограничивать применение жилых домов односекционного типа (отдавая предпочтение многосекционным), а также проектных решений зданий со сложным очертанием в плане;

использовать такие планировочные решения, в которых отношение периметра наружных стен к общей площади этажа (удельный периметр) не превышает 0,3, если здания многосекционные, коридорного или галерейного типа, и 0,4 - для односекционных зданий;

не допускать подрезок стен в нижних этажах;

предусматривать теплые чердаки в жилых зданиях;

избегать планировочных решений жилых домов с двумя наружными углами в пределах жилого помещения;

осуществлять ориентацию зданий с учетом направления господствующих зимних ветров. На это направление следует ориентировать помещения с глухими стенами, подсобные помещения, лестнично-лифтовые узлы и т.п.

3.5. Неповторяющиеся элементы плана (лестничные клетки, шахты лифтов, стволы и др.), требующие переналадки комплекта опалубки или введения в него элементов дополнительной номенклатуры, следует группировать и располагать в центре здания, по его торцам, либо между повторяющимися элементами плана.

3.6. Протяженные в плане здания и здания, имеющие сложную форму плана, а также смежные участки с перепадом высот более 5 м, необходимо расчленять антисейсмическими швами на отдельные отсеки простой формы.

Антисейсмические швы рекомендуется совмещать с температурно-усадочными швами, расстояние между которыми следует определять расчетом.

Допускается расстояние между температурно-усадочными швами назначать без расчета по табл. I.

Выполнять антисейсмические швы следует путем возведения парных стен. Заполнение швов не должно препятствовать взаимным горизонтальным перемещениям отсеков здания.

Таблица I

Характеристика продольных стен здания	Расстояние между температурно-усадочными швами, м	
	Перекрытия монолитные и сборно-монолитные по сечению	Сборные перекрытия
Внутренние стены монолитные непрерывные по всей длине. Наружные стены — монолитные или сборно-монолитные	40	60
Внутренние стены монолитные непрерывные по всей длине. Наружные стены из сборных элементов	50	80
Внутренние стены монолитные в виде отдельных диафрагм. Наружные стены из сборных элементов	70	-

Ширину антисейсмического шва в свету следует определять по формуле:

$$a = \delta_1 + \delta_2 + 20 \text{ мм} \quad (I)$$

и принимать не менее 250 мм.

В формуле (I) δ_1 и δ_2 — максимальные горизонтальные перемещения двух смежных отсеков здания в мм при действии расчетных сейсмических нагрузок.

3.7. Монолитные и сборно-монолитные здания для сейсмических районов следует, как правило, проектировать со сквозными (на всю ширину и длину здания) поперечными и продольными внутренними стенами, не имеющими изломов (смещений) в плане. Наружные стены могут проектироваться ломаными в плане с выступами глубиной не более 6 м.

В зданиях с наружными несущими стенами и перекрытиями размером на конструктивную ячейку допускаются местные изломы (смещения) внутренних стен, кратные по величине 3 М.

3.8. Расстояние между стенами по их разбивочным осям должны назначаться кратными модулю 3М (300 мм), но не менее 1,8 м. Максимальные расстояния между осями несущих стен определяются из условия обеспечения эксплуатационного назначения здания и конструктивной надежности: для жилых зданий указанное предельное расстояние

составляет 7,2 м при использовании блочно-щитовой опалубки.

3.9. Привязка внутренних стен к разбивочным осям должна приниматься центральной, а для наружных стен - таким образом, чтобы расстояние от внутренней грани стены до оси равнялось половине толщины внутренних стен.

3.10. План типового этажа или секции должен состоять из ячеек, собранных в укрупненные архитектурно-планировочные элементы, которые составляют часть секции. Они должны повторяться в пределах проектируемого здания или группы зданий (возможны различные варианты их блокировки) и совпадать с техническими захватками.

3.11. При проектировании общежитий, гостиниц, спальных корпусов и других зданий коридорной системы и галерейного типа группы ячеек (номеров) должны располагаться симметрично либо с определенным ритмом.

3.12. При наличии в структуре здания помещений с высотой, отличающейся от высоты типовых помещений, группировать их следует в уровне одного этажа, как правило, нижнего и верхнего.

3.13. В первых и цокольных этажах жилых зданий не допускается изменение размеров ячеек при размещении в них помещений общественного назначения. Объекты общественного назначения следует проектировать, как правило, пристроенными или в виде отдельно стоящих зданий.

3.14. В пределах подземной части здания не допускается предусматривать замкнутые, лишенные доступа при эксплуатации помещения.

3.15. Оконные и дверные проемы в стенах следует располагать таким образом, чтобы расстояние от угла до проема составляло не менее 200 мм.

3.16. Продухи в стенах подвальных и цокольных этажей следует располагать рассредоточено, обеспечивая воздухообмен во всех отсеках. Площадь продухов в наружных стенах должна назначаться по требованиям соответствующих глав СНиП.

3.17. Высота типовых надземных этажей в жилых и общественных зданиях должна приниматься соответственно равной 2,8 и 3,3 м.

Высоту первого этажа допускается принимать больше высоты типовых этажей, кратной модулю 3М, но не более 4,8 м.

Высоту технических этажей и теплых чердаков следует, как правило, назначать равной 1,9 м в свету. Допускается при технико-экономическом обосновании общую высоту этих этажей увеличивать до 2,8

Высоту подвального и цокольного этажей допускается принимать равной высоте типового этажа и более кратной модулю 3М, при этом

высота стены подвала (от верха фундамента до низа перекрытия) не должна превышать 5,1 м.

3.18. Проектирование зданий следует осуществлять с учетом возможности организации строительного потока, использования минимальной номенклатуры комплекта опалубки согласно рекомендуемому прил.6 и максимальной обрачиваемости опалубки.

3.19. Конструктивно-технологические решения зданий из монолитного бетона следует назначать согласно табл.2.

4. ОБЩИЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ

4.1. Конструктивные решения стен, перекрытий и узлов их сопряжений должны соответствовать требованиям прочности и надежности, трещино- и огнестойкости, звуко- и теплоизоляции, водо- и паронепроницаемости. Фасадные поверхности наружных стен должны отвечать эстетическим требованиям, а внутренних - обладать максимальной готовностью под отделку.

Требования к стенам

4.2. Внутренние стены следует проектировать однослойными монолитными преимущественно из тяжелого бетона. При обосновании технико-экономической целесообразности допускается применение керамзитобетона плотностью не менее 1700 кг/м^3 .

4.3. Толщина внутренних стен должна, как правило, приниматься постоянной по всей высоте здания и назначаться по результатам расчета на силовые воздействия, но при этом не должна быть меньше толщины, отвечающей требованиям нормативной звукоизоляции (табл.3).

4.4. Класс бетона В по прочности на сжатие для внутренних несущих стен следует, как правило, назначать из условия обеспечения прочности стен при внецентренном сжатии из плоскости, но он должен быть не менее величин, приведенных в табл.4.

Класс бетона В может быть постоянным или изменяться по высоте здания, но при этом зона с постоянным классом бетона во внутренних стенах здания должна быть не менее 4 этажей.

4.5. Наружные стены могут быть однослойными и слоистыми.

Однослойные монолитные наружные стены должны проектироваться из керамзитобетона плотностью не более 1500 кг/м^3 , а несущие слои слоистых стен - из тяжелого бетона.

4.6. Толщину наружных стен следует назначать по результатам теплотехнического расчета и расчета на прочность. При этом толщина однослойных стен должна приниматься кратной 50 мм и быть не менее величин, указанных в табл.5, а толщина внутреннего несущего слоя слоистых стен - не менее 120 мм.

Таблица 2

Конструктивная система здания	Тип основных конструкций		Тип опалубки при возведении	
	Внутренние стены	Наружные стены	Перекрытия	стен и перекрытий
Перекрестно-стенная с несущими наружными стенами	Монолитные	Монолитные, 1) Сборные сборно-моно- или сборно-литные 2) монолитные	Блочная, крупнощитовая	1) -
				2) Щитовая складывающаяся, извлекаемая через технологический проем или щель в перекрытии.
Перекрестно-стенная с несущими наружными стенами	Монолитные	Сборные из Монолитные "Т" и "Г" Об-разных блок-панелей	Блочная, крупнощитовая	Крупнощитовая, извлекаемая на фасад через щель в наружных стенах
				Переставная, на фасад
То же	Монолитные	Легкие сбор-монолитные панели	Объемно-извлекаемая	
Ствольно-стенная	Монолитные	Монолитные, Сборные или сборно-моно-сборно-мо-литные	Крупнощитовая	-
То же	Монолитные	Легкие сбор-Монолитные панели	1) Объемно-переставная 2) Крупнощитовая	Крупнощитовая, извлекаемая на фасад

Таблица 3

Материал стен	Плотность бетона, кг/м ³	Минимальная толщина межквартирных стен, мм
Тяжелый бетон	2400 - 2500	160
Керамзитобетон	1700 - 1800	180

Примечание. По условиям унификации толщину внутренних стен следует принимать равной 160, 180, 200, 240 мм.

Таблица 4

Этажность здания	Расчетная сейсмичность, баллы	
	7	8
I-5	B 5 (M75)	B 7,5 (M100)
6-9	B 7,5 (M100)	B 12,5 (M150)
более 9	B 12,5 (M150)	

Примечание. При использовании в стенах тяжелого бетона класса B 5 перемычки следует применять в виде сборных железобетонных элементов из бетона класса B 7,5 и более.

4.7. В однослойных наружных стенах следует применять керамзитобетон класса B по прочности на сжатие не менее указанного в табл.6. Несущие слои сборно-монолитных слоистых стен следует проектировать из того же вида и класса бетона, что и внутренние стены.

Таблица 5

Материал наружной стены	Плотность бетона, кг/м ³	Минимальная толщина однослойных наружных стен, мм	
		Южная зона	Северная зона
Керамзитобетон	До 1200	300	350
То же	1300 - 1500	350	400

Примечание. К южной зоне относятся г.Кишинев, Бендеры, Тирасполь с расчетной температурой минус 16° С, а к северной - г.Бельцы, Рыбница и др. с расчетной температурой минус 18° С.

Таблица 6

Характеристика наружной стены	Этажность	Класс (марка) бетона
Несущая	I - 2	B 3,5 (M50)

Характеристика наружной стены	Этажность	Класс (марка) бетона
Несущая	3 - 9	В 5 (М75)
То же	Более 9	В 7,5 (М100)
Ненесущая из сборных элементов	Любая	В 5 (М75)

4.8. Однослойные наружные стены могут выполняться в двух вариантах: монолитными или сборными.

В монолитных наружных стенах должен использоваться преимущественно керамзитобетон плотной структуры. Допускается использование бетона с межзерновой пористостью, но при этом должно предусматриваться устройство наружного защитно-декоративного слоя, обеспечивающего водонепроницаемость стен.

Однослойные бетонные панели наружных стен следует проектировать согласно требованиям, изложенным в ГОСТ 11024-84.

4.9. Слоистые наружные стены следует проектировать преимущественно сборно-монолитными двухслойными с наружным теплоизоляционным слоем в виде сборных элементов (блоков, панелей и панелей-скорлуп выполняющих роль оставляемой опалубки). При этом сборный элемент может изготавливаться на заводе или приобъектном полигоне. При применении панелей-скорлуп требуется устройство специальной опорной рамы для восприятия бокового давления бетонной смеси (рис.3).

Панели-скорлупы должны изготавливаться либо из крупнопористых бетонов плотностью не более 800 кг/м^3 и наружным защитно-декоративным слоем на карбонатном песке, либо из тяжелого бетона с эффективным утеплителем.

Между сборной и монолитной частями сборно-монолитных стен должна предусматриваться надежная связь посредством замоноличивания арматурных выпусков, устройства шпонок и пр.

4.10. Отделку наружных (фасадных) поверхностей сборных панелей и сборно-монолитных со скорлупами стен следует принимать согласно положению ГОСТ 11024-84, а монолитных - предусматривать следующих видов:

окраска гладких поверхностей;

обработка поверхностей методом нанесения цветных или полимерцементных составов;

создание рельефной поверхности путем применения матриц-вкладышей или рельефной опалубки (при условии, что уменьшенная толщина

стены отвечает нормативным теплотехническим требованиям).

Допускается при малых объемах работ (до 10 % площади фасадов) частичная облицовка стен плиткой пыльного известняка, косоуцким камнем, декоративной бетонной плиткой по металлической сетке и керамической плиткой, а также простая и терразитовая штукатурка.

Примечание. При создании рельефной поверхности следует принимать крупноразмерный рисунок с округленными ребрами.

4.11. Стены, образующие антисейсмические швы, должны проектироваться по требованиям для наружных ограждающих конструкций (без защитно-декоративного слоя).

4.12. При поэтапном возведении стен и применении в наружных и внутренних монолитных стенах разных видов бетона или одного вида, но разной плотности и класса, вертикальные стыковые соединения между сопрягаемыми стенами должны воспринимать все возникающие в них усилия, быть технологичными в производстве и выполнять возлагаемые на них тепло- и звукоизоляционные функции.

4.13. При сопряжении внутренних монолитных стен с наружными из сборных панелей, устанавливаемых до бетонирования внутренних стен, вертикальные стыковые соединения следует проектировать по аналогии со стыками между панелями стен крупнопанельных зданий.

4.14. Контактные вертикальные стыковые соединения монолитных стен могут быть двух видов: бесшпоночными и шпоночными.

Для сопрягаемых монолитных стен, возводимых в едином технологическом цикле (например, в блочной опалубке), но из бетонов разного вида, разной плотности или разного класса, следует предусматривать бесшпоночные стыковые соединения, образуемые с помощью установки в местах сопряжения стен разделительной мелкоячеистой сетки с максимальной ячейкой 10 x 10 мм (рис.4а). При этом стены из менее плотного бетона должны бетонироваться первыми.

При организации технологического шва по граням захваток и поэтапном возведении стен (сначала одного направления, потом другого, либо сначала внутренних, потом наружных) вертикальные стыковые соединения стен следует проектировать шпоночными с равномерно распределенными по высоте стыка шпонками глубиной не менее 40 мм (рис.4б), либо с дискретным расположением сквозных шпонок в количестве, определяемом расчетом, но не менее двух по высоте этажа (рис.4в).

Расчет и конструирование контактных вертикальных стыковых соединений стен следует выполнять в соответствии с положениями пп.5.42 - 5.48 настоящих норм.

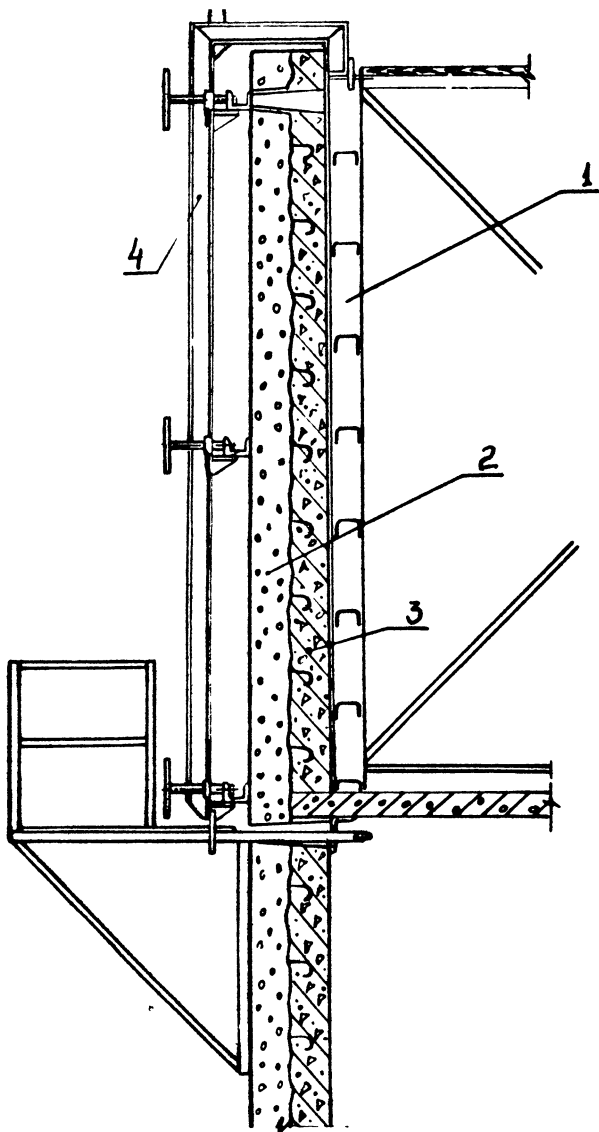


Рис.3 . Устройство наружной стены со сборными панелями-скорлупами:
 1 - блочная опалубка; 2 - панель-скорлупа;
 3 - монолитный бетон; 4 - опорная рама

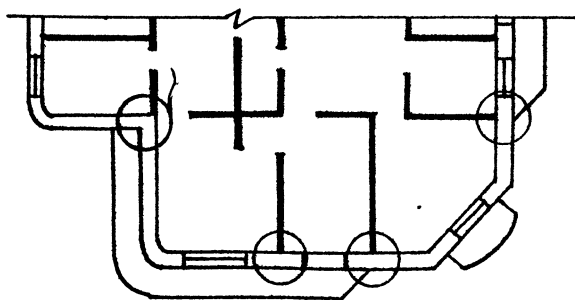
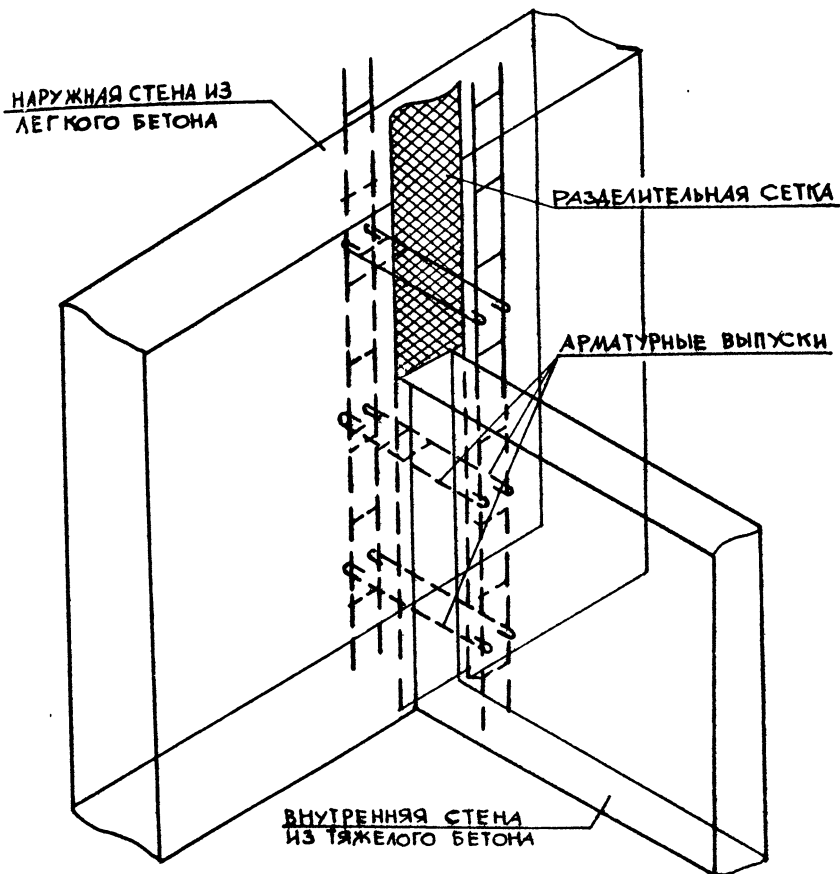


Рис.4а. Бесположные контактные вертикальные стыковые соединения монолитных стен из бетонов разных видов, бетонируемых в едином технологическом цикле

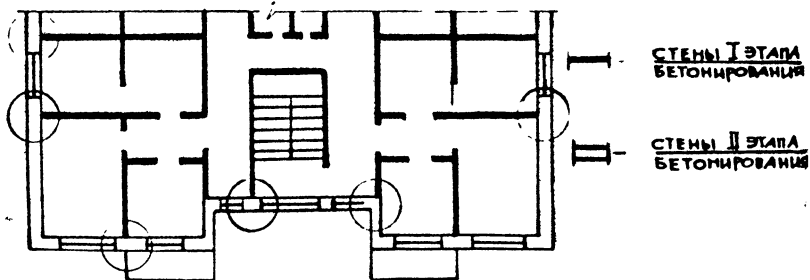
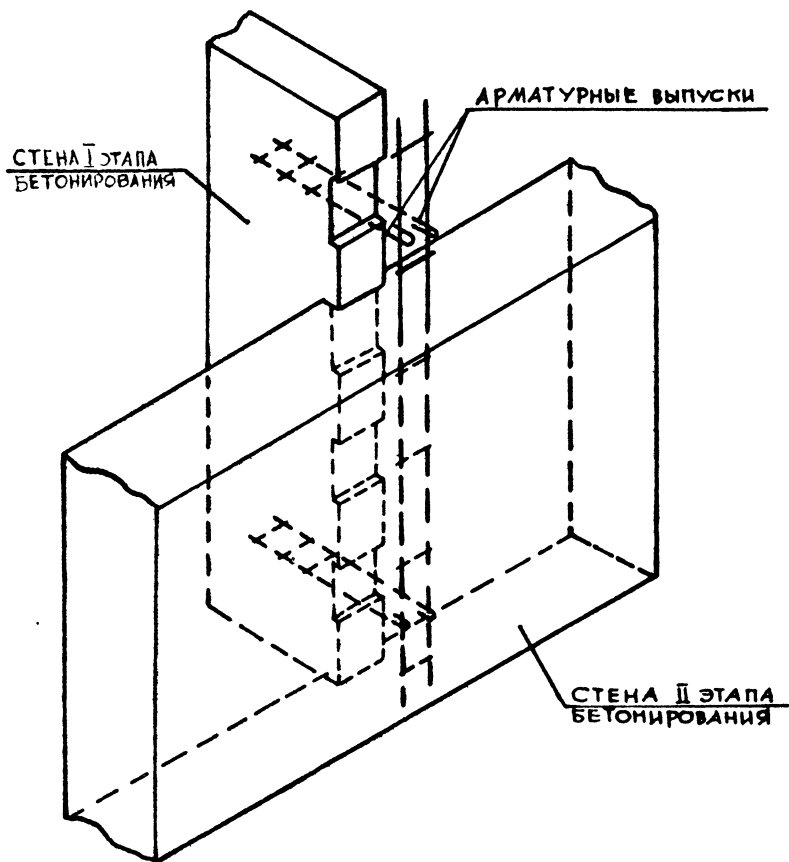


Рис.46. Шпоночные контактные вертикальные стыковые соединения монолитных стен, бетонируемых поэтапно с равномерно распределенными по высоте стены шпонками

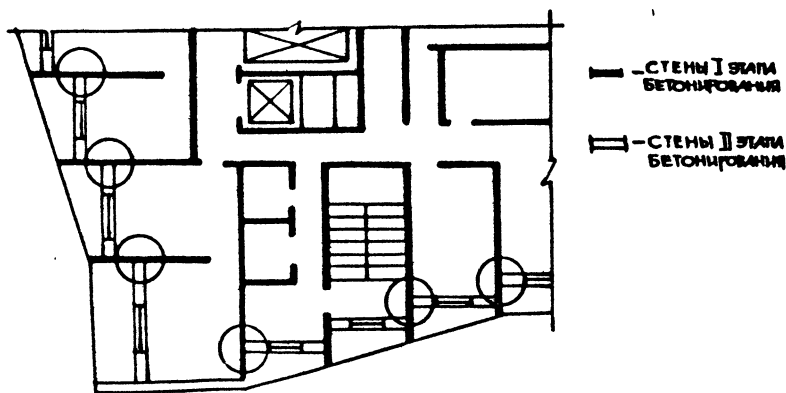
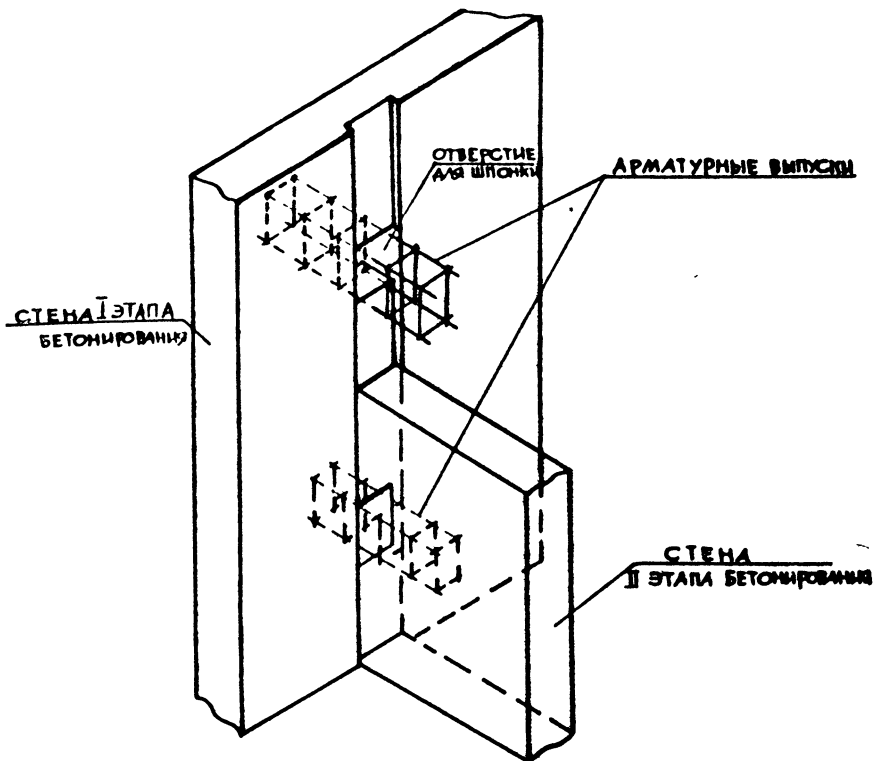


Рис.4в. Шпонажные контактные вертикальные стыковые соединения монолитных стен, бетонируемых поэтапно с дискретно расположенными по высоте стены сквозными шпонками

4.15. Стены подземной части здания должны выполняться, как правило, монолитными из тяжелого бетона не ниже класса В 15 (М200).

4.16. Для обеспечения горизонтальной гидроизоляции верхний слой стен (высотой 20 см) подземной части должен бетонироваться без перерыва в пределах технологической захватки или ячейки.

4.17. Поверхности стен подземной части здания, соприкасающегося с грунтом, должны быть защищены вертикальной гидроизоляцией.

Требования к перекрытиям

4.18. Перекрытия могут проектироваться монолитными, сборными и сборно-монолитными. Предпочтение следует отдавать плоским плитам перекрытия. В общественных зданиях допускается применять перекрытия кессонного типа.

4.19. Толщина плит перекрытий должна назначаться по результатам расчета, но не менее 120 мм при акустически неоднородном перекрытии. При акустически однородном перекрытии и шаге поперечных стен 4,2 м и более рекомендуется принимать толщину перекрытия 160 мм с устройством пола из линолеума на тепловозвукоизолирующей основе.

4.20. Для бетонирования монолитных перекрытий должен применяться тяжелый бетон класса не ниже В 12,5 (М150).

4.21. Сборные перекрытия могут выполняться из плит сплошного сечения размером на ячейку, либо из плит многопустотного настила с круглыми пустотами.

Боковые грани сборных плит перекрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность.

Узлы опирания сборных плит перекрытий на монолитные стены должны выполняться с учетом возможности пропуска арматурных каркасов стен по указаниям пп.5.60 - 5.62 настоящих норм.

4.22. Сборно-монолитные перекрытия могут выполняться в двух вариантах: сборно-монолитными по сечению и сборно-монолитными в плане. Предпочтение следует отдавать сборно-монолитным перекрытиям по сечению. Сборно-монолитные перекрытия в плане допускается применять лишь в том случае, если в перекрытиях необходимо оставлять технологические проемы для монтажа крупноразмерных элементов.

4.23. Сборно-монолитные перекрытия по сечению (рис.5) выполняются из сборных железобетонных плит (скорлуп) толщиной 40-60 мм, изготавливаемых в заводских либо построечных условиях, и верхнего монолитного слоя толщиной 100-120 мм. Плиты-скорлупы в данном случае выполняют роль оставляемой опалубки.

4.24. Для изготовления плит-скорлуп следует применять бетон класса не ниже В 15 (М200) на мелком заполнителе.

4.25. Сборные плиты-скорлупы должны монтироваться на временные поддерживающие конструкции, состоящие из телескопических стоек и распределительных прогонов (рис.5).

Балконы, лоджии, лестницы, лифты, перегородки и прочие элементы

4.26. Типы летних помещений в жилых и общественных зданиях следует назначать согласно соответствующим главам СНиП.

В качестве основного типа летних помещений в жилых зданиях следует предусматривать, как правило, встроенные или выступающие лоджии длиной, равной расстоянию между соседними стенами.

Применение балконов в жилых зданиях следует ограничивать, допуская их только при соответствующем обосновании, в частности, в качестве противопожарных отстойников. Вынос балконов не должен превышать 1,5 м.

4.27. Стены лоджий должны быть монолитными и проектироваться как продолжение внутренних стен.

4.28. При монолитном перекрытии плиты лоджий и балконов выполняются, как правило, также монолитными в едином технологическом цикле с перекрытием.

Допускается применение сборных плит.

4.29. Ограждение лоджий и балконов следует проектировать, как правило, из унифицированных тонкостенных железобетонных элементов, обеспечив их надежное крепление к плитам и стенам. Металлические детали крепления должны быть защищены от коррозии.

4.30. Расположение, количество и тип лестничных клеток следует назначать по указаниям глав СНиП 2.08.01-85 и СНиП 2.08.02-85, но принимать не менее одной между антисейсмическими швами.

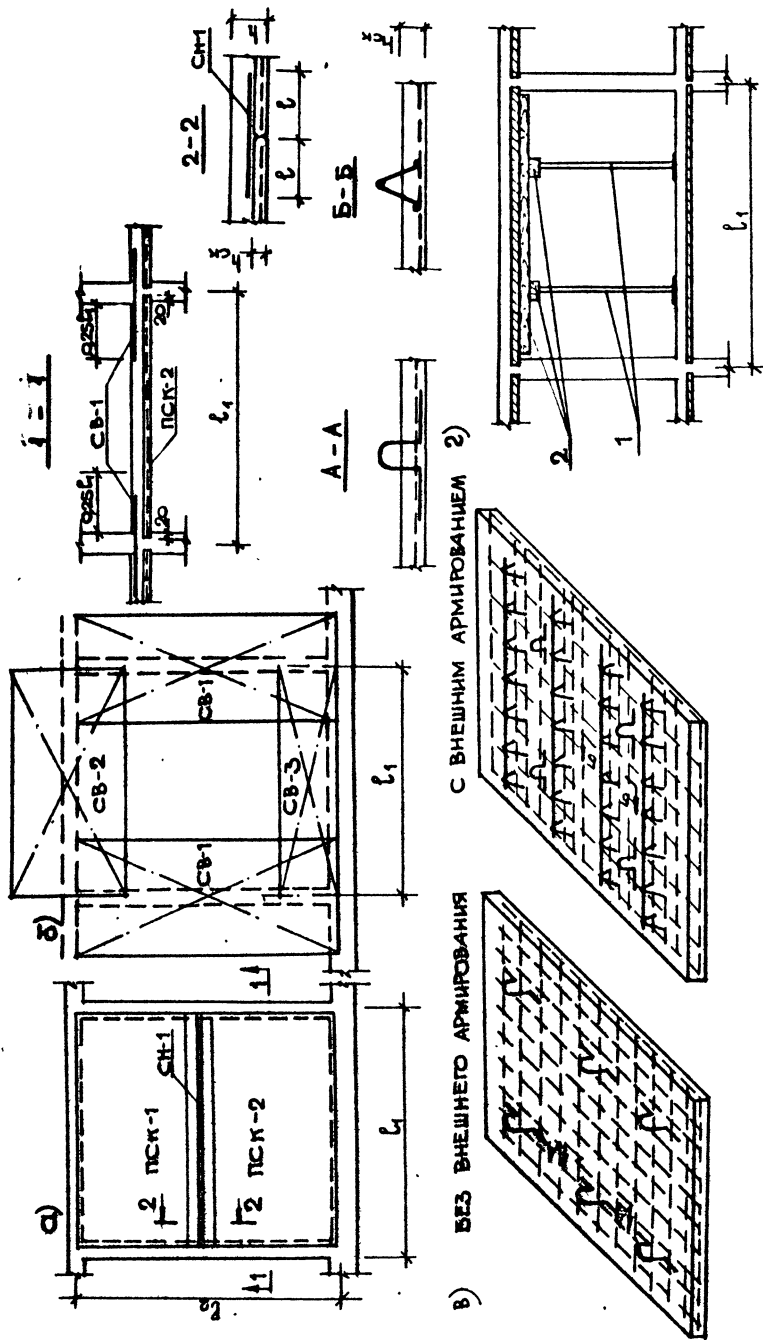
4.31. Конструкция лестниц жилых и общественных зданий должна выполняться с использованием унифицированных сборных железобетонных маршей и площадок.

В виде исключения допускается применение монолитных и сборных площадок индивидуального изготовления.

Сборные лестничные площадки следует опирать на специальные столики, привариваемые к закладным изделиям стен.

4.32. Шахты лифтов должны проектироваться из железобетонных объемных блоков (тюбингов). Для лифтов грузоподъемностью 630 кг и более допускается применение плоских железобетонных элементов.

Для обеспечения точного поэтажного монтажа блоки и плоские элементы должны изготавливаться с винтовыми фиксирующими стыковочными устройствами.



а) БЕЗ ВНЕШНЕГО АРМИРОВАНИЯ
 б) С ВНЕШНИМ АРМИРОВАНИЕМ 2)

Рис. 5. Сборно-монолитное перекрытие по сечению: а) схема раскладки плит-скорлуп, перекрывающих ячейку; б) схема раскладки надпорных сеток в монолитном слое; в) схема армирования плит-скорлуп; г) схема монтажа плит-скорлуп; ПКК-1(2) - марка плиты-скорлупы; СВ-1(2,3) - марка верхней арматурной сетки; СВ-1 - марка нижней арматурной сетки; h - длина перелуска сетки; l_1 - длина перелуска сетки; 2 - система балок и выгелей

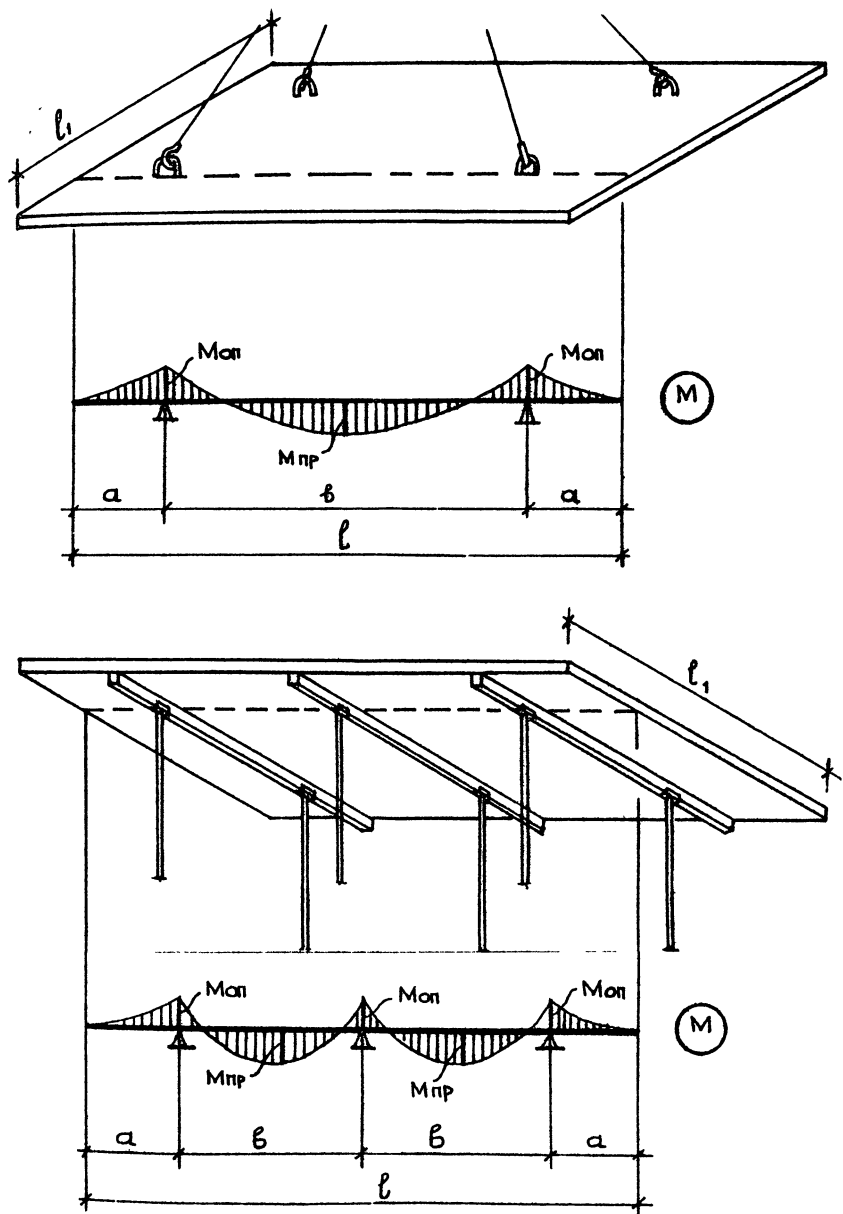


Рис. 5а. Эпюры моментов в плите-скорлупе при монтаже и бетонировании сборно-монолитного перекрытия

4.33. Для обеспечения возможности регулировки (рихтовки) шахт лифтов в процессе эксплуатации между шахтой и примыкающими стенами и перекрытиями должен быть предусмотрен зазор. Ширина зазора по периметру шахты должна приниматься с учетом рекомендуемых предельных кренов согласно п.4.42 настоящего документа.

Зазор заполняется легкоразрушаемым или съёмным материалом за исключением контура вокруг шахты шириной 2 см, который должен заполняться звукоизолирующим упругим материалом.

4.34. При групповом расположении лифтов следует предусматривать возможность регулирования каждой шахты в отдельности.

Не допускается использование стен шахты лифтов в качестве стенок каналов дымоудаления.

4.35. Допускается устройство металло-каркасных шахт лифтов, обеспечивающих промышленный крупноблочный монтаж и возможность регулирования вертикальности каркаса внутри глухих ограждений.

4.36. Конструкции перегородок должны назначаться в зависимости от конструктивного исполнения и технологии возведения перекрытий. В зданиях высотой более 9 этажей перегородки, за исключением межкоразмерных (типа шкафных), должны иметь предел огнестойкости не менее 0,5 часа.

4.37. Перегородки следует применять, как правило, каркасно-обшивочной конструкции поэлементной сборки с металлическим каркасом из оцинкованного гнутого профиля.

В зданиях высотой до 9 этажей допускается применение каркасно-обшивочных перегородок высотой на этаж с деревянным каркасом.

В качестве обшивки в обоих случаях применяются гипсокартонные листы (ГКЛ) или гипсоволокнистые плиты (ГВЛ).

Допускается крепить легкие перегородки к верхнему и нижнему перекрытиям с помощью дюбель-гвоздей (рис.6).

При сборных перекрытиях могут применяться крупнопанельные бетонные (из легкого или тяжелого бетона) и гипсобетонные перегородки заводского или построечного изготовления. Допускается при соответствующем обосновании применение крупнопанельных бетонных перегородок и при монолитных перекрытиях. При этом перегородки следует монтировать через монтажные проемы или щели в монолитных перекрытиях, которые затем перекрываются сборными элементами.

Бетонные перегородки должны крепиться к стенам в двух уровнях по высоте, а при длине панели более 3 м, еще и к верхнему перекрытию. Крепление должно осуществляться с помощью фиксирующих металлических деталей, привариваемых к закладным деталям, предусматриваемым в несущих конструкциях (рис.7).

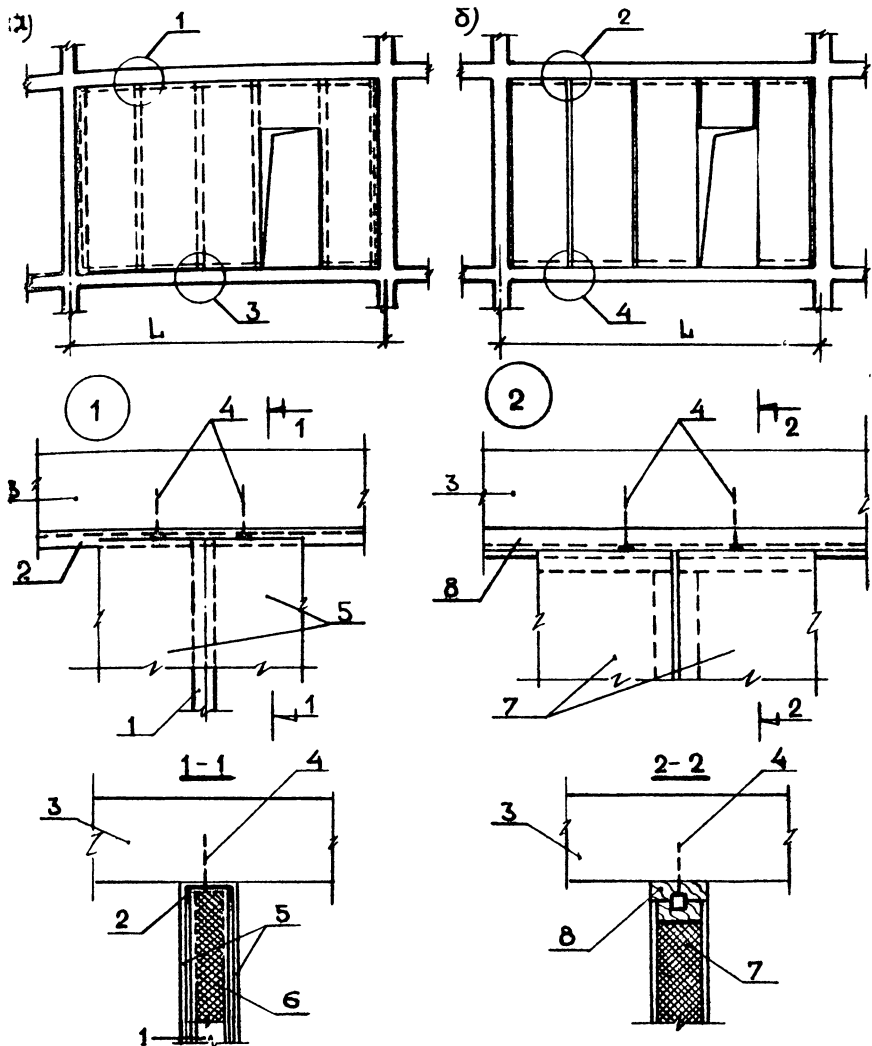


Рис.6. Узлы крепления легких перегородок:

а-перегородки поэлементной сборки на металлическом каркасе; б-сборные панельные перегородки на деревянном каркасе; 1-металлическая стойка каркаса; 2-горизонтальная металлическая направляющая; 3-перекрытие; 4-дубель; 5-листы ГКЛ (ГВЛ); 6-минераловатная плита; 7-панель перегородки; 8-деревянная направляющая.

Узел крепления 3 решается аналогично узлу 1, узел 4 - аналогично узлу 2; направляющие располагаются на плите перекрытия, по верху цементной стяжки или чистого пола

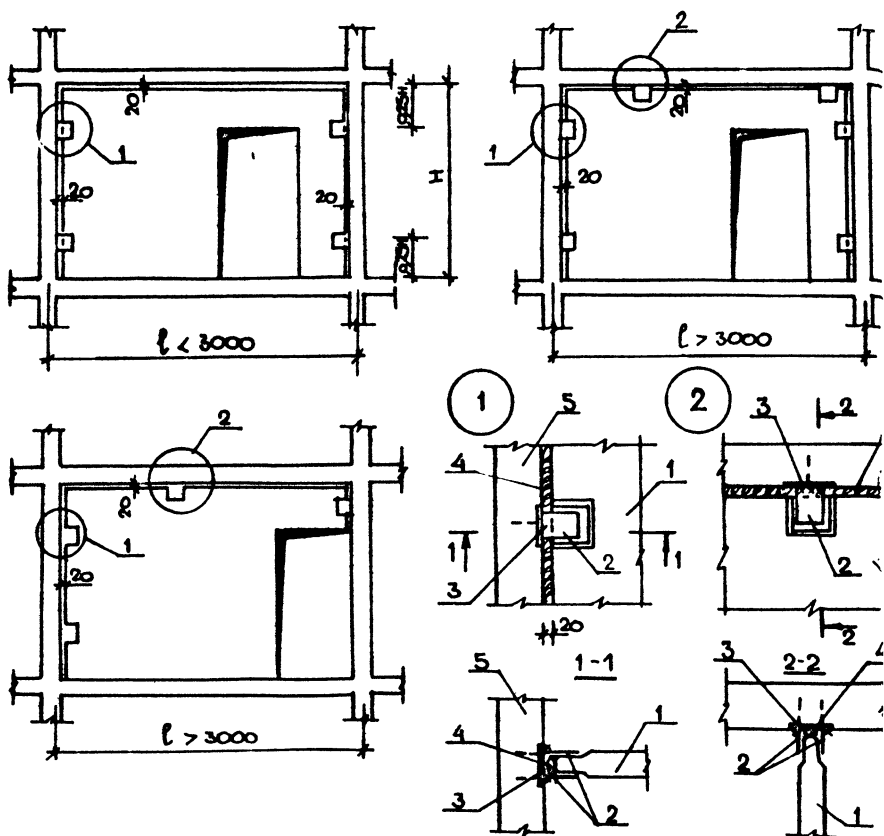


Рис.7. Узлы крепления панельных бетонных перегородок:

1—панель перегородки; 2—фиксирующая металлическая деталь
 3—закладная деталь; 4—уплотняющая прокладка; 5—внутренняя стена; 6—плита перекрытия

Шакарные перегородки допускарается предусмарривать из дрессно-стружечных плит (ДСП). Применение перегородок из мелкоштучных материалов (кирпича, камня, гипсолитовых плиток и пр.) без соответствующего армирования не допускарается.

Все перегородки должны отделяться от стен и верхнего перекрытия зазором в 20 мм, заполняемым звукоизолирующим материалом, не препятствующим смещению конструкций, к которым примыкают перегородки.

4.38. В проектах жилых домов рекомендуется предусмарривать применение объемных санитарно-технических кабин, изготавливаемых из бетона на гипсоцементно-пуццолановом вяжущем. Кабины должны быть укомплектованы в заводских условиях санитарными приборами и трубопроводной обвязкой.

В обоснованных случаях допускарается предусмарривать устройство санузлов из отдельных элементов (россыпы).

4.39. Вентиляционные блоки следует применять в соответствии с указаниями пп.7.14 - 7.17 настоящих норм.

При применении гипсобетонных блоков на грузку от них следует поэтажно передавать на перекрытия.

Требования к основаниям и фундаментам

4.40. Основания и фундаменты монолитных и сборно-монолитных зданий должны проектироваться в соответствии с требованиями глав СНиП "Основания зданий и сооружений" и "Свайные фундаменты", "Технических указаний по решению нулевого цикла при проектировании зданий в МССР" и настоящего раздела.

4.41. Тип и конструктивное решение фундаментов назначаются исходя из инженерно-геологических особенностей и физико-механических характеристик грунтов застраиваемого участка и технико-экономического анализа сопоставляемых вариантов.

При технико-экономическом анализе кроме сметной стоимости должны учитываться технические и технологические факторы: расход стали, цемента, трудовые затраты и др.

4.42. Предельные допустимые величины совместных деформаций основания и здания из монолитного бетона должны составлять:

средняя осадка - не более 20 см;

крен - не более 0,004.

Примечание. В зданиях, оборудованных лифтами, должны предусмарриваться технические решения по рихтовке шахт лифтов в процессе эксплуатации независимо от грунтовых условий.

4.43. При проектировании зданий на просадочных грунтах следует предусматривать:

при высоте зданий до 10 этажей комплекс мероприятий согласно РСН 50-87 "Строительство каркасных и бескаркасных зданий с комплексом защитных мероприятий на просадочных грунтах в сейсмических районах Молдавской ССР";

при высоте зданий более 10 этажей мероприятия по полной ликвидации просадочных свойств грунтов в пределах всей сжимаемой толщи или прорезку фундаментами просадочной толщи с опиранием их на плотные непросадочные грунты.

4.44. Общую устойчивость зданий следует обеспечивать:

заглублением подземной части без обратной засыпки внутреннего пространства;

выносом плитных и ленточных фундаментов за грань здания;

устройством свайных фундаментов;

мероприятиями, снижающими высоту центра массы здания и др.

4.45. Заглубление подземной части (от средней планировочной отметки до подошвы фундамента) должно определяться расчетом на опрокидывание и проверкой на сдвиг по подошве фундамента.

Для зданий высотой более 5 этажей на ленточных или плитных фундаментах заглубление подземной части следует осуществлять путем устройства подвальных этажей. При этом заглубление подземной части предварительно можно назначать, руководствуясь табл.7.

Таблица 7

Высота надземной части здания, м	Глубина заложения фундамента, м
До 30	3,0
30 - 49	4,2
50 - 75	5,1

4.46. Свайные фундаменты следует, как правило, проектировать с низким ленточным или плитным ростверком. Сопряжения ростверка со сваями должны проектироваться жесткими.

4.47. Плитные и ленточные фундаменты, а также ростверки следует проектировать монолитными из тяжелого бетона не ниже класса В 12,5 (М150) по подготовке из бетона класса В 3,5 (М50) толщиной 100 мм.

4.48. В плитных, ленточных фундаментах и ростверках вдоль осей стен для связи с вышерасположенными конструкциями следует предусматривать арматурные выпуски.

4.49. Для надежной фиксации первого яруса устанавливаемой опалубки стен подземной части здания по верху фундаментов должны быть предусмотрены специальные фиксаторы (пенки), положение которых в плане выверяется при геодезическом контроле.

4.50 При проектировании свайных фундаментов и фундаментов в виде перекрестных лент необходимо предусматривать внутри здания в уровне верха фундамента или ростверка сплошное основание с твердым покрытием.

4.51. Кроме геодезического контроля при производстве работ согласно разделу 7 части II настоящих норм в проекте должны предусматриваться геодезические наблюдения за осадками и кренами здания:

для зданий высотой 16 этажей и выше независимо от грунтовых условий;

для зданий на ленточных и плитных фундаментах при их высоте до 10 этажей на грунтах с неполным устранением просадочных свойств.

В пояснительной записке к проекту (рабочему проекту) должен содержаться раздел "Геодезические наблюдения за перемещениями и деформациями".

В техническом задании на выполнение геодезических наблюдений, входящих в этот раздел, должны приводиться данные о количестве и местах установки геодезических марок и реперов, периодичности наблюдений и других сведений согласно требованиям соответствующих глав СНиП и "Руководства по наблюдениям за деформациями оснований и фундаментов зданий и сооружений" (М.:Стройиздат, 1974).

5. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Общие положения

5.1. Здания и их конструкции, рассчитываемые по указаниям настоящего раздела, должны удовлетворять требованиям, изложенным в разделах I - 4 настоящих норм.

5.2. В данном разделе рассматривается расчет зданий и их конструкций на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий.

Расчет на основные сочетания нагрузок следует проводить в соответствии с "Руководством по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий" (М.:Стройиздат, 1962).

5.3. Расчеты зданий на особые сочетания нагрузок с учетом сейсмических воздействий следует выполнять:

а) на условные статические нагрузки, определяемые по указаниям СНиП II-7-81 и пп.5.6 - 5.11 настоящих норм - для всех зданий;

б) с использованием инструментальных записей ускорений основа-

$$K_y = 2 C_z J, \quad (7)$$

где C_x, C_z - соответственно коэффициенты упругого равномерного сдвига и сжатия грунта, определяемые экспериментальным путем, либо, при отсутствии экспериментальных данных, по СНиП П-19-79;

F - площадь подошвы фундамента;

J - момент инерции подошвы фундамента в плане относительно ее нейтральной оси, перпендикулярной направлению действия горизонтальной сейсмической нагрузки.

5.10. При расчете зданий, возводимых с помощью переставных отлук, следует учитывать податливость горизонтальных технологических швов в уровне перекрытий путем введения в расчет приведенных модулей упругости бетона стен, определяемых по формуле

$$E_{б,ред} = \frac{H_{эт}}{H_0/E_b + A_w/K_c} \quad (8)$$

где $H_{эт}$ - высота этажа;

H_0 - то же, в свету (за вычетом толщины перекрытия);

E_b - модуль упругости бетона стены;

A_w - площадь горизонтального сечения стены в уровне шва;

K_c - коэффициент жесткости при сжатии горизонтального сопряжения стен в уровне технологического шва, определяемый по указаниям п.5.66 настоящего раздела.

5.11. Податливость перемычек следует определять с учетом указаний пп.5.51 5.52 настоящего раздела.

5.12. Усилия в элементах статически неопределимой системы здания, найденные на основании упругого расчета, допускается перераспределять между однотипными элементами (простенками или перемычками) уменьшая максимальные усилия, но не более чем на 30 %. При этом уменьшение усилий в наиболее нагруженных элементах и увеличение их в менее нагруженных должно производиться таким образом, чтобы сумма расчетных усилий в элементах (перемычках одного ряда или простенках одной стены) не изменялась.

5.13. Проверку прочности стен следует производить на основное и особое сочетания нагрузок.

5.14. Расчет стен из плоскости на основное сочетание производится по указаниям раздела 3 СНиП 2.03.01-84 с учетом расчетной высоты стены l_0 , определяемой согласно указаниям "Руководства по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий" (М.:Стройиздат, 1982), и эксцентриситета про-

дольного усилия $E_{\sigma t}$, принимаемого равным большему из следующих значений: $1/30$ толщины стены, 1 см или эксцентриситету e_0 , полученному из статического расчета стены.

Для средних и опорных сечений стен при двустороннем опирании плит перекрытий допускается e_0 принимать равным нулю, а для опорных сечений при одностороннем опирании плит перекрытий определять по формуле

$$e_0 = K \frac{M}{N} \quad (9)$$

где K - коэффициент, принимаемый равным 1 в уровне верхнего (последнего) перекрытия; $0,65$ - в уровне предпоследнего перекрытия; $0,5$ - в остальных уровнях;

N - продольная сила в рассматриваемом сечении стены, которая при расчете верхних этажей принимается с коэффициентами перегрузки, равными $0,9$;

M - момент в рассматриваемом сечении стены, равный:

$$M = M_{\text{пер.}} + Q_{\text{пер.}} \frac{t_w}{2} \quad (10)$$

здесь $M_{\text{пер.}}$ - опорный момент плиты перекрытия;

$Q_{\text{пер.}}$ - опорная реакция плиты перекрытия;

t_w - толщина стены.

5.15. Расчет стен при особом сочетании нагрузок (с учетом сейсмических воздействий) следует производить поэлементно с целью обеспечения прочности:

глухих стен и простенков (участков стен между оконными проемами) - по горизонтальным (нормальным) сечениям и наклонным сечениям опасного направления;

вертикальных сопряжений стен - по стыковым соединениям;

перемычек - по нормальным сечениям в опорных зонах, наклонной полосе между наклонными трещинами и наклонной трещине.

Расчет по прочности горизонтальных и наклонных сечений стен при особом сочетании нагрузок

5.16. Расчет по прочности при особом сочетании нагрузок горизонтальных (в уровне сопряжений с перекрытиями или фундаментами) сечений глухих стен и простенков производится на действие моментов в плоскости стен, продольных и поперечных сил.

Расчет выполняется на основании следующих основных предпосылок:

а) сопротивление бетона растяжению равно нулю;

б) эпюра нормальных напряжений в сжатой зоне имеет треугольную форму с максимальной ординатой R_c у наиболее сжатой грани сечения; величина ординаты R_c принимается в зависимости от кон-

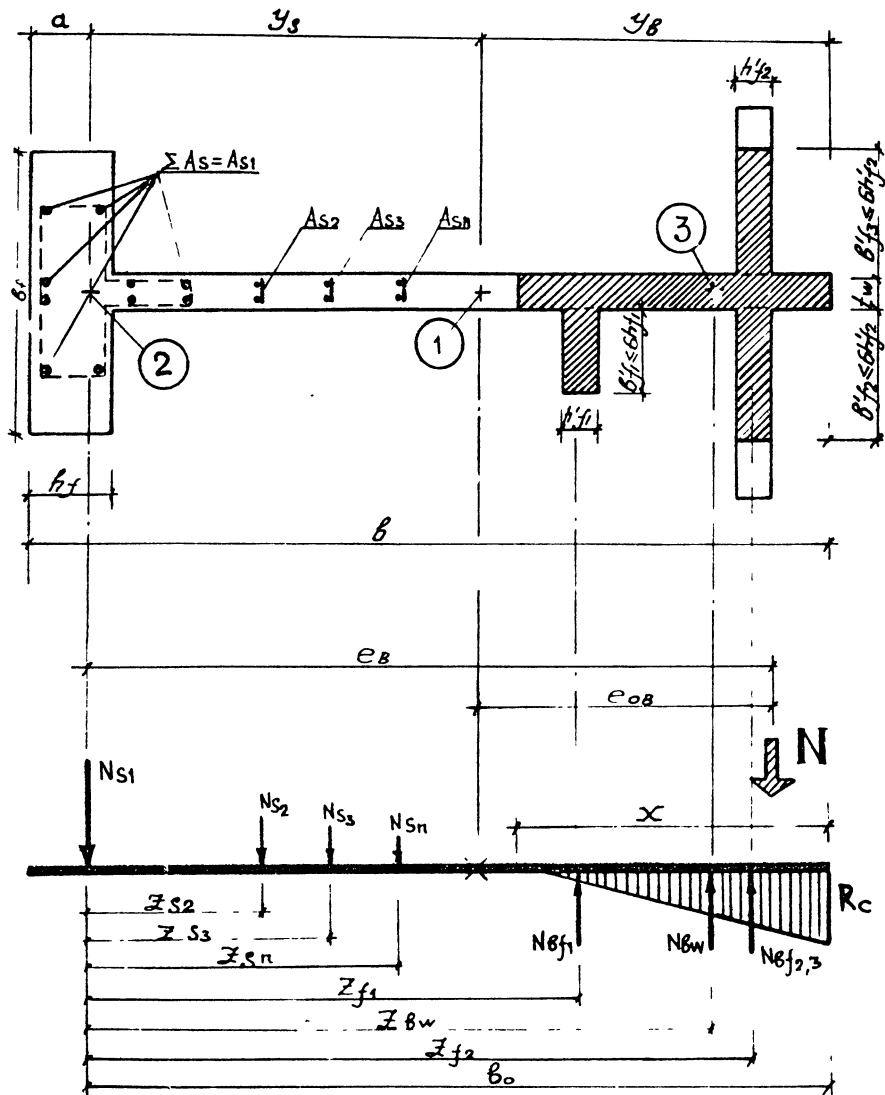


Рис.8. Схема расчета горизонтального сечения несущего стенового элемента при внецентренном сжатии (общий случай):

1-геометрический центр тяжести сечения; 2-точка приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой арматуре; 3-точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне стенки

структивного стыкового соединения стен и перекрытия: по указаниям 5.17, но не более R_B ;

в) вертикальную непрерывную арматуру, расположенную в растянутой зоне стенки на участке длиной не более $0,2b$ от торца стены, также в растянутой полке на длине не более $3h_f$ в каждую сторону от оси стены (здесь h_f - толщина испытываемой растяжение полки) допускается при расчете принимать сосредоточенной в точке приложения равнодействующей усилий в этой арматуре; растягивающие напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления растяжению R_S , определяемого с учетом коэффициентов условий работы, предусмотренных СНиП 2.03.01-84 и СНиП II-7-81; при расположении вертикальной непрерывной арматуры в стенке вне пределов указанного участка, усилия в ней допускается определять исходя из линейной эпюры деформаций в сечении;

г) сжатая арматура учитывается в расчете в тех случаях, когда устойчивость обеспечивается мерами, предусмотренными разделом 5 СНиП 2.03.01-84 по поперечному армированию внецентренно сжатых элементов; напряжения в арматуре принимаются не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} , определяемого с учетом коэффициентов условий работы, предусмотренных СНиП 2.03.01-84 и СНиП II-7-81;

д) вводимая в расчет по внецентренному сжатию ширина полок расположенных в сжатой зоне сечения b'_{fj} принимается из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от стенки должна быть не менее $6h'_f$, где h'_f - толщина полки, испытываемой сжатием;

е) проверка прочности выполняется отдельно при внецентренном сжатии в плоскости стены и при действии поперечной силы (срезе).

5.17. Проверку прочности при внецентренном сжатии опорных горизонтальных сечений произвольной формы с многорядным расположением арматуры (рис.8) следует производить по формуле

$$N \cdot e_b \leq 0,5 R_c A_{Bw} Z_{Bw} + \sum_{j=1}^m \frac{R_c (z_{fd} - b_0 + x)}{x} A'_{bj} Z_{fj} - \sum_{i=2}^{11} 0,5 \sigma_{si} A_{si} Z_{si} \quad (II)$$

- N - нормальная сила в рассматриваемом сечении;
 $e_{a_1} + y_c$ - эксцентриситет нормальной силы N относительно точки приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой (или наименее сжатой) арматуре;
 e_{ob} - эксцентриситет нормальной силы N относительно центра тяжести сечения;
 y_s - расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой (или наименее сжатой) арматуре до центра тяжести сечения;

$R_c = R_b \cdot \eta_c$ - приведенное сопротивление опорного сечения стены сжатия;

R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию с учетом коэффициентов условий работы γ_b по СНиП 2.03.01-84 и $M_{кр}$ по СНиП II-7-81;

η_c - коэффициент, учитывающий изменение сопротивления опорного сечения сжатия в зависимости от конструктивного решения горизонтального стыкового соединения стен в уровне перекрытия и определяемый по указаниям п.5.65

A_{bw}, Z_{bw} - площадь сжатой зоны стенки элемента и расстояние от точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне стенки до равнодействующей усилий в крайней растянутой (или наименее сжатой) арматуре;

A'_{bfj}, Z_{fj} - площадь свесов j -ой сжатой полки и расстояние от ее центра тяжести до точки приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой (наименее сжатой) арматуре;

A_{si}, Z_{si} - площадь i -го арматурного стержня, расположенного в растянутой зоне вне краевого участка стены и расстояние от него до точки приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой (наименее сжатой) арматуре;

n - число арматурных стержней, расположенных в растянутой зоне;

b_0 - рабочая высота сечения, равная расстоянию от точки приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой (или наименее сжатой) арматуре до противоположной тцевой грани элемента;

X - длина (высота) сжатой зоны;

σ_{si} - напряжение в i -ом растянутом стержне;

m - число полок, находящихся в сжатой зоне.

Длина сжатой зоны X и напряжение в арматуре σ_{si} определяются решением системы уравнений

$$\begin{cases} 0,5 R_c A_{bw} + \sum_{j=1}^m \frac{R_c (Z_{fj} - b_0 + X)}{X} A'_{bfj} - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \\ \sigma_{si} = \frac{R_c \epsilon_{si}}{X E_{b,red}} (b_0 - Z_{si} + X) \end{cases} \quad (12)$$

где E_{si} - модуль упругости i -го стержня арматуры;

$E_{b,red}$ - приведенный модуль упругости бетона стены, определяемый по указаниям пб.10.

В случае, когда найденные при решении системы уравнений (i) напряжения в i -х арматурных стержнях превышают R_{si} (где R_{si} - расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответств

коэффициентов условий работы γ_s по СНиП 2.03.01-84 и М_{кр} по СНиП П-7-81), в первую формулу системы уравнений (12) и формулу (11) следует подставлять значения σ_{si} , равные R_{si} .

5.18. Проверку прочности горизонтального опорного сечения стены с прямоугольной или тавровой формой при $e_{об} > 0,95 y_b$ (y_b - расстояние по длине стены от центра сечения до наиболее сжатой грани) и продольной растянутой арматурой, расположенной только в крайних зонах (у торцевых граней) (рис.9), допускается выполнять по формуле

$$N e_b \leq 0,5 R_{ct} t_w X \left(b_0 - \frac{X}{3} \right) + \frac{R_c (Z_f - b_0 + X)}{X} A'_{bf} Z_f \quad (13)$$

При этом длину сжатой зоны следует определять в зависимости от относительной ее высоты $\bar{z} = X/b_0$

При $\bar{z} = \frac{X}{b_0} \leq \bar{z}_R$, $\bar{z}_R = \frac{0,85}{1 + \frac{n_R}{n_E}}$ (14)

из уравнения

$$N + R_s A_s = 0,5 R_{ct} t_w X + \frac{R_c (Z_f - b_0 + X)}{X} b'_f h'_f \quad (15)$$

При $\bar{z} > \bar{z}_R$ из системы уравнений

$$\begin{cases} N + \sigma_s A_s = 0,5 R_{ct} t_w X + \frac{R_c (Z_f - b_0 + X)}{X} b'_f h'_f; \\ \sigma_s = \frac{R_c E_s (b_0 - X)}{X E_{b,red}}; \end{cases} \quad (16)$$

в которой σ_s принимается не более R_s .

В формулах (13) - (16)

t_w - толщина стенки;
 A'_{bf} - площадь свесов полки в сжатой зоне;
 h'_f, b'_f - соответственно толщина и ширина свесов полки в сжатой зоне

$$n_R = \frac{R_s}{R_c} \quad (17)$$

$$n_E = \frac{E_s}{E_{b,red}}$$

где $E_{b,red}$ - приведенный модуль упругости бетона стен, определяемый по указаниям п.5.10 настоящих норм.

5.19. Проверку прочности опорных сечений стен при эксцентриситете продольной силы $\gamma \leq e_{об} < 0,95 y_b$ (здесь γ - радиус инерции сечения) допускается производить из условия, что несущая способность сечения при внецентренном сжатии обеспечивается только сопротивлением сжатой зоны

$$N \leq 0,5 R_c A_{bw} + \sum_{j=1}^m \frac{R_c (Z_{fj} - b + X)}{X} A'_{bfj} \quad (18)$$

где b - полная высота сечения.

Длину сжатой зоны X при этом следует определять из условия

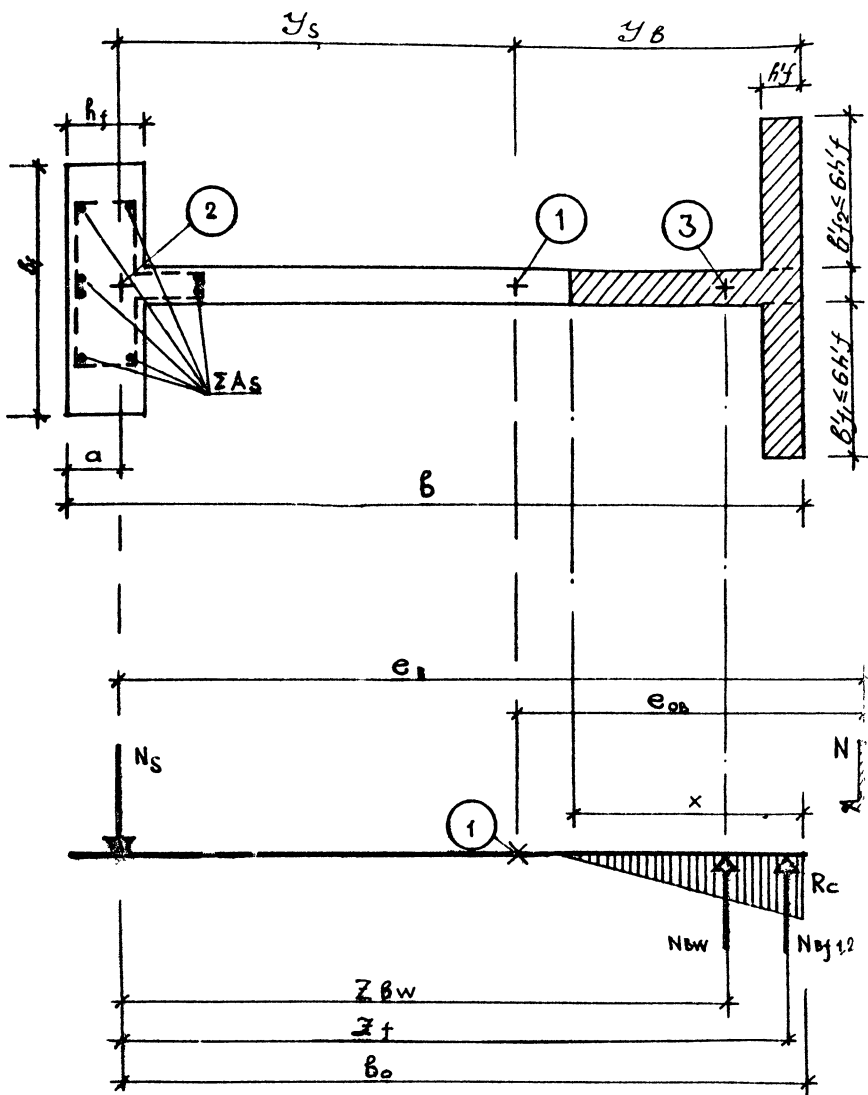


Рис. 9. Схема расчета горизонтального сечения несущего стенового элемента при внецентренном сжатии при $e_{ob} > 0,95 y_b$:

1-геометрический центр тяжести сечения; 2-точка приложения равнодействующей усилий в крайней растянутой арматуре; 3-точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне стенки.

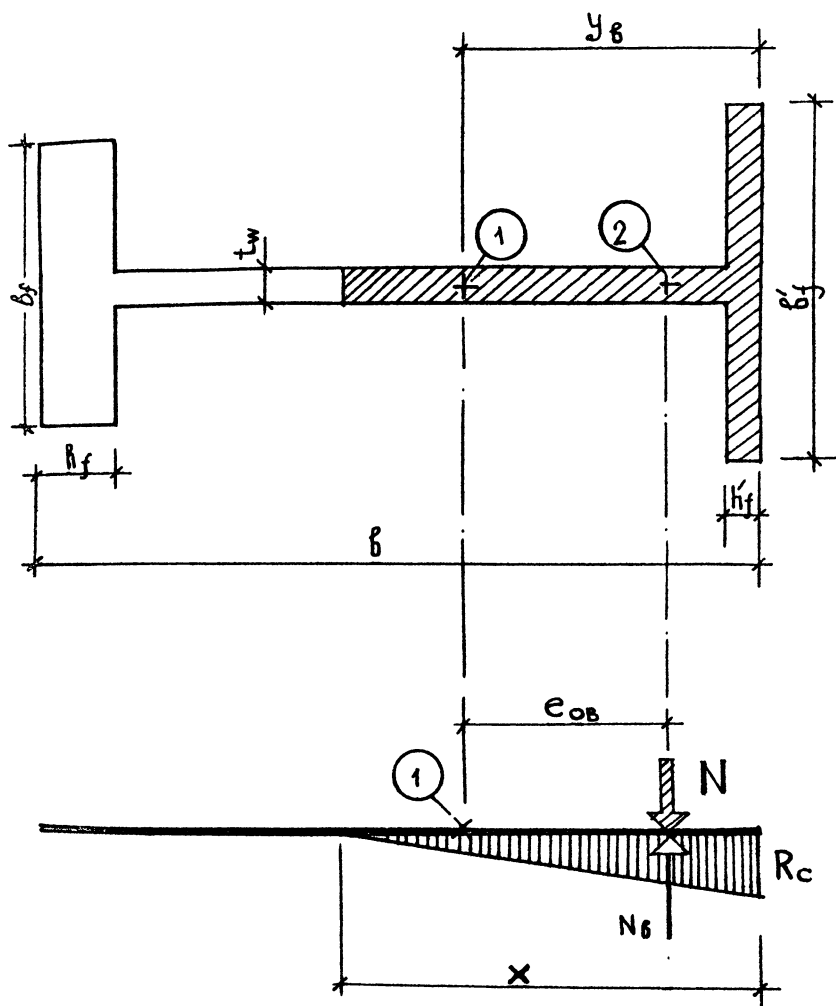


Рис.10. Схема расчета горизонтального сечения несущего стенового элемента при внецентренном сжатии при $e_{ov} \leq 0,95 y_b$:

1-геометрический центр тяжести сечения; 2-точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения

совпадения ее центра тяжести с точкой приложения продольной силы N (рис.10).

Для сечений с прямоугольной формой в сжатой зоне проверка может производиться из условия

$$N \leq 0.75 R_c b t_w \left(1 - \frac{2e_{0b}}{b}\right); \quad (19)$$

5.20. Проверку прочности опорных сечений при эксцентриситете продольной силы $e_{0b} < r$ следует проводить по условию

$$N \leq R_c b t_w \frac{\alpha'_f (y_b - b/3) - \alpha'_f y_b + y_b}{y_b - b/3 + e_{0b}}; \quad (20)$$

где

$$\alpha'_f = \frac{e'_f h_f}{b t_w} \quad (21)$$

5.21. Расчет горизонтальных опорных сечений по прочности при действии поперечной силы Q производится из условия

$$Q \leq T_{sh,c} + T_{sh,t} \quad (22)$$

где $T_{sh,c}$ - сопротивление сдвигу сжатой зоны сечения, принимаемое равным меньшему из значений

$$T_{sh,c} = \Psi_f N; \quad (23)$$

$$T_{sh,c} = R_{sh} t_w X; \quad (24)$$

$T_{sh,t}$ - сопротивление сдвигу растянутой зоны сечения, определяемое по формуле $T_{sh,t} = \Psi_f \mu_v t_w (b_0 - X) R_{sw}$; (25)

В формулах (19) - (25)

N - продольная сжимающая сила, действующая в рассматриваемом сечении;

Ψ_f - коэффициент, принимаемый равным 0,9, 0,75 и 0,6 соответственно при расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;

μ_v - коэффициент вертикального армирования опорного сечения стены (стенки рассчитываемого элемента), определяемый без учета арматуры, устанавливаемой у торцевых граней стены в соответствии с п.5.326 и п.5.34;

R_{sw} - расчетное сопротивление растяжению распределенной по длине стены вертикальной арматуры, принимаемое по СНиП 2.03.01-84 как для поперечной арматуры;

R_{sh} - максимальное сопротивление бетона срезу в пределах сжатой зоны сечения, определяемое по формуле

$$R_{sh} = \sqrt{0.5 R_b R_{bt}} \quad (26)$$

5.22. Расчет по прочности средних по высоте этажа горизонтальных сечений следует выполнять для гибких из плоскости стеновых элементов ($H_0/t_w \geq 15$), если их устойчивость не обеспечивается

примыкающими стенами перпендикулярного направления, удаление которых от наиболее сжатой грани сечения превышает $0,5 H_0$ или $6 t_w$.

Расчет следует производить по формуле

$$N \leq 0.5 R_c t_w X_m; \quad (27)$$

где $R_c = \psi R_b$ - расчетное сопротивление бетона сжатия с учетом продольного изгиба стены из плоскости;

ψ - коэффициент продольного изгиба стены из плоскости;

X_m - длина сжатой зоны в плоскости стены в среднем по высоте этажа горизонтальном сечении.

Длину сжатой зоны допускается определять по формуле

$$X_m = 0.5 (X_{sup} + X_{inf}); \quad (28)$$

где X_{inf}, X_{sup} - длины сжатых зон в опорных сечениях стены соответственно в уровне нижнего и верхнего перекрытий этажа, определяемые по указаниям пп. 5.17 - 5.19 настоящего раздела.

Коэффициент продольного изгиба следует определять по формуле

$$\psi = 0.5 (1 + n_{cr} - \sqrt{(1 - n_{cr})^2 + 8 n_{cr} e_{0t} / t_w}); \quad (29)$$

где

$$n_{cr} = \frac{N_{cr}}{\alpha_s R_b t_w X_m} \quad (30)$$

N_{cr} - критическая сила, соответствующая сжатой зоне сечения, определяется по указаниям СНиП 2.03.01-84 с учетом расчетной высоты стены l_0 , принимаемой по указаниям п. 5.14.

5.23. Расчет простенков, расположенных между оконными проемами, производится по горизонтальным сечениям, расположенным в уровне низа (верха) проема. Допускается расчетное сечение принимать прямоугольным без примыкающих участков стен перпендикулярного направления.

При эксцентриситете продольной силы $0,16 b \leq e_{0b} \leq 0,475 b$ расчет допускается производить по формуле

$$N \leq 0.75 R_c b t_w (1 - \frac{2e_{0b}}{b}); \quad (31)$$

где $R_c = \psi R_b$ - расчетное сопротивление бетона сжатия с учетом продольного изгиба простенка из плоскости;

ψ - коэффициент продольного изгиба простенка из плоскости, определяемый по формуле (29) при длине сжатой зоны

$$X_m = 1,5 b (1 - \frac{2e_{0b}}{b}); \quad (32)$$

При эксцентриситете продольной силы $e_{об} > 0,475 b$ расчет про-
стенков производится по формуле

$$N e_b \leq 0,5 R_c t_w X \left(b_0 - \frac{X}{3} \right); \quad (33)$$

где

$$X = \frac{N + R_s A_s}{0,5 R_c t_w} \quad (34)$$

Если при этом отношение X/b_0 будет больше ξ_R (п.5.18), то значение X следует определять из решения системы уравнений (16), но без второго слагаемого в правой части первого уравнения.

5.24. Расчет стен по наклонным сечениям должен, как правило, производиться на совместное действие изгибающего момента, продольной и поперечной сил. При этом должно выполняться условие

$$Q \leq \gamma Q_R \quad (35)$$

где Q - действующая в рассматриваемом сечении поперечная сила;
 $\gamma = 0,9$ и $0,8$ соответственно для расчетной сейсмичности 7 и 8 баллов;

Q_R - несущая способность стены по наклонной трещине, определяемая с учетом действия момента и продольной силы по рекомендуемому прил.8.

5.25. Допускается проверку прочности стен по наклонным сечениям производить отдельно на действие поперечной силы и изгибающего момента из условия, что наклонная трещина образуется в пределах одного этажа и ее вершина расположена в пределах сжатой зоны горизонтального опорного сечения (рис.II).

Расчет стен на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине следует производить из условия

$$Q \leq Q_{bc} + \sum_{i=1}^n R_{swi} A_{swi}; \quad (36)$$

где $R_{swi} S_{swi}$ - соответственно расчетное сопротивление и площадь i -го ряда поперечной (горизонтальной) арматуры, расположенной в пределах этажа;

Q_{bc} - поперечное усилие, воспринимаемое частью сжатой зоны горизонтального опорного сечения за вершиной наклонной трещины, которое допускается принимать равным $0,6 T_{sh,c}$ (где $T_{sh,c}$ - сопротивление сжатой зоны поперечным усилиям, определяемое по указаниям п.5.21 настоящего раздела).

При расчете по условию (36) должно одновременно выполняться условие (22).

Расчет стен на действие изгибающего момента для обеспечения прочности по наклонной трещине следует производить из условия

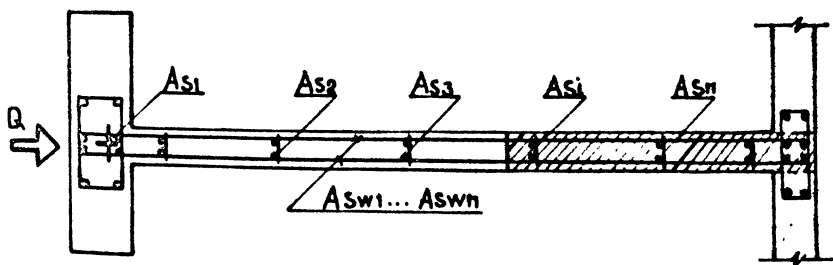
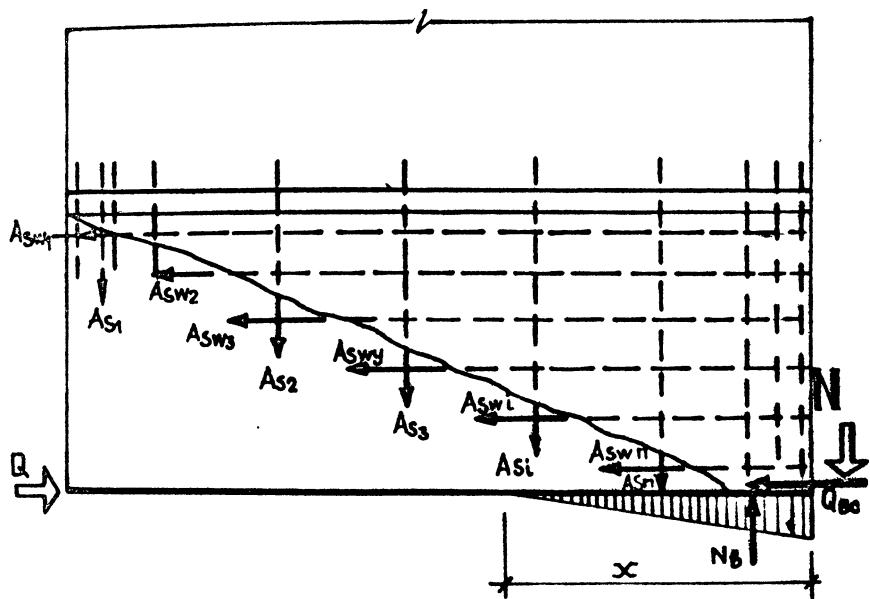


Рис. II. Схема расчета стен по наклонному сечению

$$M \leq M_s + M_{sw} \quad (37)$$

где M - момент внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно точки приложения равнодействующей N_b в сжатой зоне;

$M_s; M_{sw}$ - сумма моментов относительно той же точки от усилий соответственно в продольной (вертикальной) и поперечной (горизонтальной) арматуре, пересекающей наклонное сечение.

Расчет зданий и их несущих элементов с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях или синтезированных акселерограмм

5.26. Расчет зданий следует выполнять в следующей последовательности:

выбираются расчетные записи ускорений основания;

устанавливается нелинейная расчетная модель здания, включающая нелинейные диаграммы деформирования его несущих элементов с учетом допустимого уровня повреждений по прил. I;

производится нелинейный динамический расчет выбранной модели на каждую из расчетных акселерограмм с определением напряженно-деформированного состояния несущих элементов и узлов их сопряжений, оценкой перераспределения усилий вследствие падения жесткости или разрушения отдельных элементов и оценкой возможности наступления предельного состояния всего здания.

Если ни одно воздействие из принятой выборки акселерограмм не вызывает наступления предельного состояния здания, оно считается удовлетворяющим критериям расчета по п. 2.26 СНиП П-7-81.

5.27. При наличии экспериментальных данных расчеты допускаются выполнять на основе укрупненных динамических расчетных моделей, в которых используются обоснованные экспериментальные диаграммы деформирования целых этажей или всего здания.

Возможность наступления предельного состояния в этом случае оценивается сравнением полученных в результате расчета величин перемещений (перекосов этажей), расхода энергии или падения жесткости с их предельно допустимыми значениями, установленными экспериментально при допустимых повреждениях (прил. I).

5.28. При отсутствии необходимых экспериментальных данных расчет зданий простой геометрической формы с регулярными конструктивно-планировочными решениями допускается производить с использованием упруго-линейной динамической расчетной модели здания.

Расчет допускается выполнять с использованием программ, охарактеризованных в прил. I.

теризованных в прил.7, на воздействия, задаваемые записями ускорений.

Полученные при этом величины сейсмических нагрузок и усилий в элементах должны корректироваться путем умножения на коэффициент K_n , учитывающий влияния неупругих деформаций.

Величину коэффициента K_n допускается принимать равной 0,25.

5.29. Проверочные расчеты прочности конструкций на усилия, полученные при расчете зданий по п.5.28, следует проводить по указаниям пп.5.17 - 5.25, 5.40 - 5.50.

5.30. Выбор расчетных акселерограмм следует производить на основании содержащихся на картах микросейсмрайонирования городов и населенных пунктов Молдавской ССР данных о преобладающих периодах колебаний грунта в районе площадки строительства, а также с учетом величины периода основного тона собственных колебаний здания T_0 . Альбом цифровых акселерограмм, которые могут быть использованы для расчетов монолитных зданий в Молдавской ССР, находится в Институте геофизики и геологии АН МССР.

Выбранные акселерограммы должны иметь преобладающие периоды, характерные для площадки строительства и превышающие T_0 в 1,1-1,5 раза.

Выбор расчетных акселерограмм для каждой площадки производится организацией, выполняющей расчет с участием Института геофизики и геологии АН МССР.

Количество акселерограмм, используемых в расчете здания, должно быть не менее 5.

Максимальные амплитуды ускорений основания следует принимать равными $A=100, 200$ и 400 см/с^2 при сейсмичности площадок строительства 7, 8 и 9 баллов соответственно. Допускается масштабирование акселерограмм умножением величин ускорений на коэффициент

$$K = A/\ddot{y}_{0, \max} \quad (38)$$

где $\ddot{y}_{0, \max}$ - максимальная амплитуда исходной акселерограммы.

Армирование монолитных стен

5.31. Армирование монолитных стен следует производить пространственными каркасами в местах пересечения, резкого изменения толщины и у граней оконных и дверных проемов, а по полю - как правило, армоблоками, собираемыми из плоских вертикальных каркасов и горизонтальных стержней либо горизонтальных каркасов (рис.12).

По согласованию с Госстроем МССР допускается применять другие схемы армирования поля стен, экономически обоснованные и прошедшие проверку в экспериментальном строительстве.

Для армирования следует преимущественно применять арматурную

сталь с хорошо выраженными пластическими свойствами.

5.32. В стенах, прочность которых при действии расчетных сейсмических нагрузок обеспечивается бетоном сжатой зоны, должно предусматриваться конструктивное армирование:

а) по полю стен вдоль каждой стороны вертикальной и горизонтальной арматурой с площадью сечения не менее 0,025 % площади соответствующего сечения стены;

б) в пересечениях стен, местах резкого изменения толщины стен, у граней оконных и дверных проемов вертикальной арматурой с площадью сечения 0,025 % площади сечения стены (стенки несущего элемента), но не менее 2 см².

Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных стенах должна назначаться в соответствии с расчетом стен по прочности, но быть не менее, чем предусматривается СНиП 2.03.01-84 для железобетонных элементов.

5.33. Пространственные каркасы, используемые для армирования мест пересечения стен и у граней проемов при конструктивном армировании, должны состоять из продольных (вертикальных) стержней диаметром не менее 6 мм и замкнутых хомутов диаметром 3 - 4 мм, устанавливаемых с шагом не более 500 мм.

5.34. Вертикальная (продольная) арматура, требуемая по расчету стен в плоскости на особое сочетание нагрузок и устанавливаемая у торцевых граней стен (у граней проемов или в местах пересечения рассматриваемой стены со стенами ортогонального направления), должна размещаться на участках длиной 0,1 - 0,2 длины стены (рис.13). Диаметр стержней должен приниматься не менее 8 мм. Армирование следует выполнять плоскими каркасами, устанавливаемыми с шагом не более 400 мм и объединяемыми горизонтальными (поперечными) стержнями в пространственные каркасы. Диаметр поперечных стержней должен приниматься не менее 6 мм. Шаг поперечных стержней и хомутов в плоских каркасах не должен превышать удвоенной толщины стены, а также:

при 7 баллах - 500 мм и 30 d ;

при 8 баллах - 400 мм и 25 d ;

где d - диаметр вертикальных стержней.

Изменение количества расчетной арматуры по высоте здания следует осуществлять за счет изменения диаметров продольных арматурных стержней, сохраняя неизменными их количество и расстояние между ними.

5.35. В армоблоках, используемых для армирования поля стен, плоские каркасы должны устанавливаться с шагом не более 900 мм

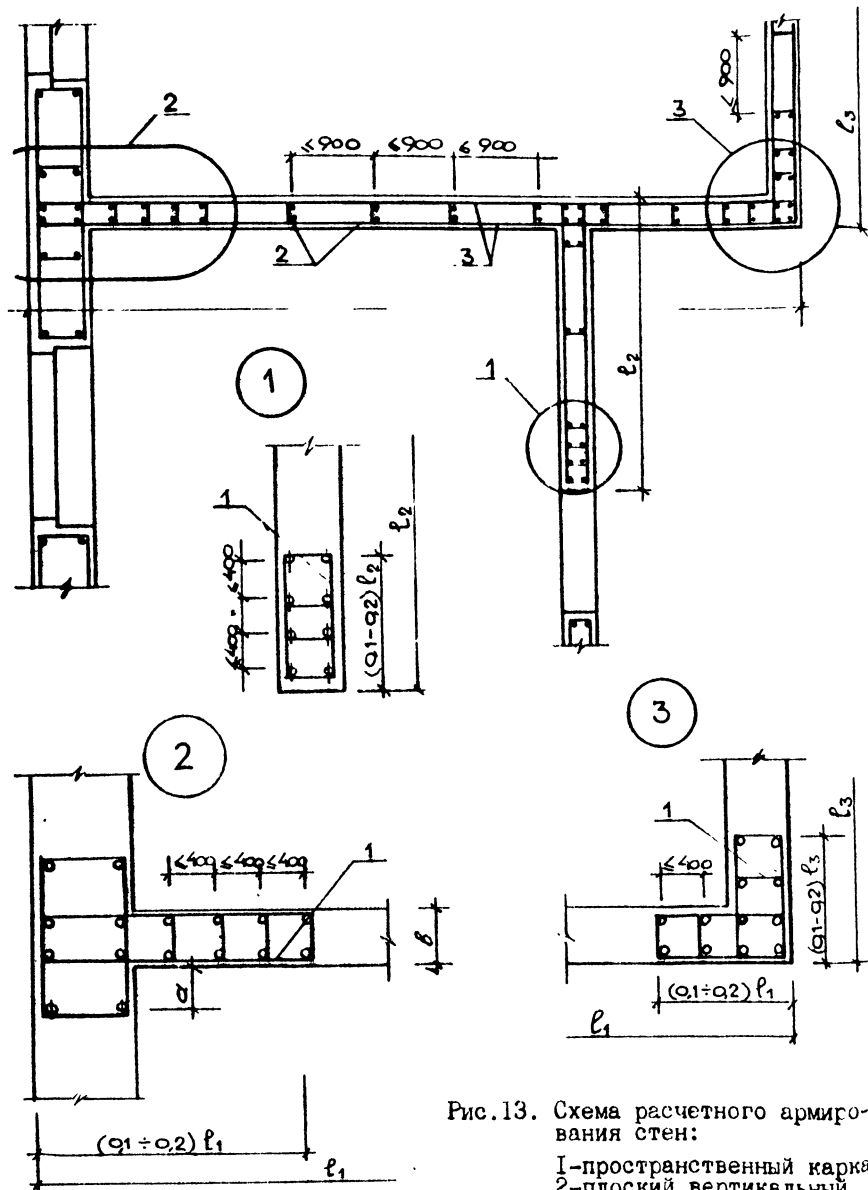


Рис.13. Схема расчетного армирования стен:

1-пространственный каркас
 2-плоский вертикальный каркас; 3-горизонтальный стержень или горизонтальный плоский каркас

при конструктивном армировании и не более 400 мм при армировании поля стен расчетной арматурой, требуемой по расчету стен из плоскости на основное сочетание нагрузок. При этом диаметр продольных стержней должен приниматься не менее 8 мм.

Шаг хомутов должен быть:

при конструктивном армировании не более 500 мм;

при армировании расчетной арматурой не более указанных в п5.34.

Шаг горизонтальных стержней, объединяющих плоские каркасы в армоблок, не должен превышать 600 мм, а диаметр стержней быть не менее 6 мм.

5.36. Армирование узких простенков (длиной до 1000 мм) следует осуществлять как минимум четырьмя продольными (вертикальными) стержнями диаметром не менее 12 мм, объединенными замкнутыми хомутами в пространственный каркас.

Хомуты должны устанавливаться с шагом не более 400 мм, $2t_w$ и $20d$ (где t_w - толщина стены; d - диаметр продольных стержней).

5.37. Стыкование арматурных каркасов по высоте здания следует предусматривать выше уровня перекрытия внахлестку без сварки, как правило, в разбежку. Величину перепуска следует назначать в соответствии с требованиями СНиП 2.03.01-84. При конструктивном армировании допускается стыкование каркасов осуществлять без разбежки, а длину перепуска принимать не менее 250 мм.

При армировании стен расчетной вертикальной арматурой шаг хомутов на длине перепуска и в зоне (длиной до 300 мм), примыкающей к горизонтальному стыковому соединению стен с перекрытиями, не должен превышать $15d$ (d - диаметр продольных стержней).

5.38. Армирование стен подземной части здания следует производить аналогично армированию стен его надземной части, но при этом должна быть обеспечена совместная работа стен и фундаментов.

Совместность работы стен и фундаментов должна обеспечиваться путем обработки поверхности по указаниям СНиП III-15-76 с целью обеспечения сцепления между бетоном этих конструкций и установки в фундаментах арматурных выпусков диаметром не менее 8 мм; заделка выпусков в фундамент и стену не должна быть менее величины $l_{ан}$, определяемой по СНиП 2.03.01-84.

Места установки выпусков, как правило, должны соответствовать местам установки вертикальных каркасов в стенах.

Площадь поперечного сечения выпусков должна определяться расчетом или приниматься по конструктивным требованиям, но во всех случаях не должна быть менее 1 см^2 на 1 пог.м стены.

5.39. В зданиях высотой не более 2 этажей при расчетной сейс-

мичности 7 баллов допускается не предусматривать конструктивного армирования поля стен, а при сейсмичности 8 баллов количество конструктивной арматуры назначать из условия, что ее площадь вдоль каждой из сторон не должна быть меньше 0,013 % площади соответствующего сечения стены. При этом шаг вертикальных каркасов и горизонтальных стержней может быть увеличен до 1,5 м.

Расчет по прочности вертикальных стыковых соединений стен и их конструирование

5.40. Вертикальные стыковые соединения монолитных стен (п.4.14) должны, как правило, проектироваться бетонными, несущая способность которых обеспечивается сопротивлением бетонных шпонок срезу в шпоночных соединениях и шероховатых поверхностей стен сдвигу за счет сил трения (зацепления) в беспоночных соединениях.

С целью предотвращения хрупкого разрушения в бетонных стыковых соединениях следует предусматривать установку горизонтальных арматурных связей, пересекающих стык.

Площадь сечения горизонтальных связей должна определяться из условия восприятия ими усилий растяжения, равных $0,15 - 0,2 T$ (T - расчетное усилие сдвига, действующее в стыковом соединении), но приниматься не менее $0,5 \text{ см}^2$ на I пог.м. стыка в зданиях высотой до 5 этажей, строящихся в районах с расчетной сейсмичностью 7 баллов и 1 см^2 на I пог.м. во всех остальных случаях.

5.41. В случае, если несущая способность бетонных вертикальных стыковых соединений недостаточна, следует проектировать железобетонные стыковые соединения, в которых горизонтальные арматурные связи назначаются по расчету.

5.42. Горизонтальные арматурные связи в стыковых соединениях следует принимать диаметром не менее 6 мм и располагать в стыковых соединениях со сквозными дискретно расположенными шпонками - в каждой из шпонок, а во всех остальных случаях - равномерно по высоте стыка с шагом не более 600 мм.

В железобетонных стыковых соединениях площадь сечения горизонтальных связей должна быть больше конструктивного минимума, указанного в п.5.40 настоящих норм.

5.43. В шпоночных вертикальных стыковых соединениях с равномерно распределенными по высоте стыка шпонками глубина шпонок должна приниматься не менее 40 мм, а в шпоночных соединениях со сквозными дискретно расположенными шпонками количество шпонок должно определяться расчетом, но приниматься не менее двух на этаже.

Высоту шпонок следует назначать из условия:

$$\frac{h}{t} \leq \begin{cases} 0,5 \frac{R_b}{R_{bt}} ; \\ 6 ; \end{cases} \quad (39)$$

где h - высота шпонок;
 t - глубина шпонок.

Угол наклона опорных граней шпонок к горизонтали α следует назначать не менее 7° и не более 30° (рис.14).

При Т-образном сопряжении стен форму сквозных шпонок следует принимать в виде "ласточкина хвоста", чтобы обеспечить сопротивление поперечному смещению шпонок под действием сил распора, равных в бетонных соединениях $0,15 - 0,2 T$, а в железобетонных $- R_s A_{sw}$ (A_{sw} - площадь горизонтальных арматурных связей, требуемая по расчету).

5.44. Расчетные усилия сдвига T в вертикальных стыковых соединениях стен (рис.15) при особом сочетании нагрузок допускается определять по формуле

$$T = \frac{Q S H_{et}}{J} \quad (40)$$

где Q - поперечная сила, действующая в рассматриваемом уровне несущего стенового элемента;

S - приведенный статический момент полки относительно оси, проходящей через геометрический центр тяжести горизонтального сечения несущего стенового элемента;

J - приведенный момент инерции горизонтального сечения несущего стенового элемента.

5.45. Проверку прочности бетонных стыковых соединений следует проводить по формуле

$$T \leq \psi_j R_{bt} A_j \quad (41)$$

а железобетонных - по формуле

$$T \leq \psi_j R_{bt} A_j + A_{sw} R_{sw} \quad (42)$$

но не более $2 \psi_j R_{bt} A_j$

В формулах (41) и (42)

T - расчетное усилие сдвига в стыковом соединении;

ψ - эмпирический коэффициент, принимаемый равным 1,4 - для бесшпоночных соединений, 1,5 - для шпоночных соединений с равномерно распределенными шпонками, 1,8 - для шпоночных соединений с дискретно расположенными шпонками;

A_j - площадь среза в стыковых соединениях, принимаемая равной для бесшпоночных соединений полной площади сопрягаемых

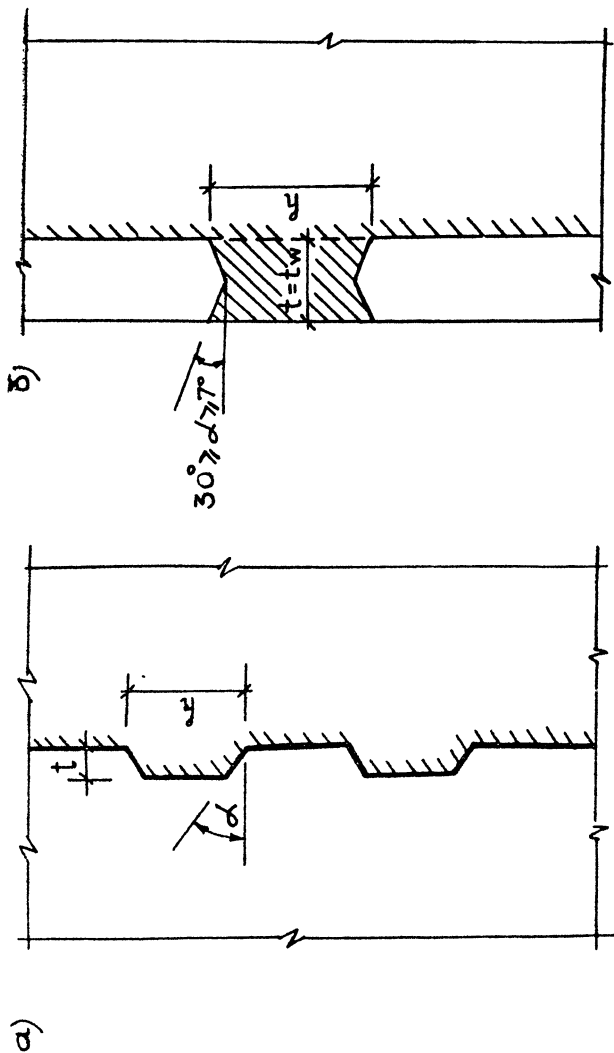


Рис. 14. Схема шпоночных поверхностей в контактных вертикальных стыковых соединениях монолитных стен:

- а) при равномерно распределенных шпонках по высоте стыка;
- б) при дискретно распределенных сквозных шпонках

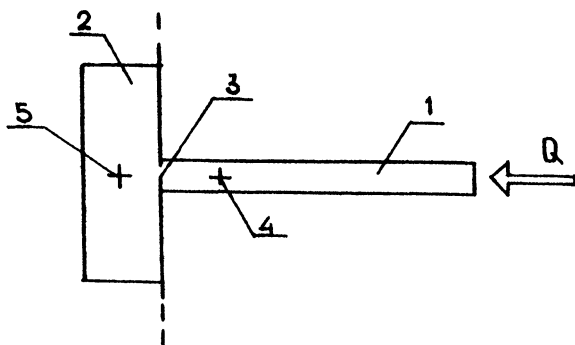
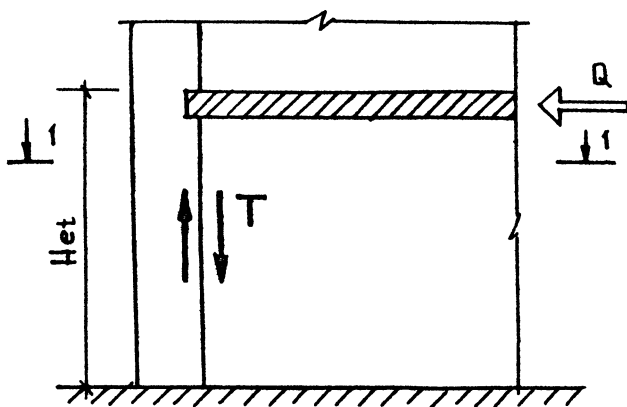


Рис.15. Схема расчета вертикальных стыковых соединений:

1-стенка; 2-полка; 3-плоскость сдвига;
 4-центр тяжести сечения;
 5-центр тяжести полки

поверхностей стен, а для шпоночных соединений - суммарной площади шпонок по их основанию ($A_j = \sum_{i=1}^n h_i b_i$), где h_i - высота i -ой шпонки по основанию, b_i - ширина i -ой шпонки.

A_{sw} - суммарная площадь горизонтальных арматурных связей, пересекающих плоскость сдвига.

5.46. Арматурные связи, устанавливаемые в стыковых соединениях и пересекающие плоскость сдвига, следует предусматривать, как правило, в виде пространственных каркасов, если шпонки сквозные, или плоских каркасов с выпусками (рис. 4а, б, в).

Выпуски плоских каркасов должны оканчиваться крюками и охватывать с помощью этих крюков продольные арматурные стержни вертикальных каркасов, устанавливаемых в стенах второго этапа бетонирования. Заводить выпуски за плоскость сдвига следует на величину l_{an} , определяемую по СНиП 2.08.01-84.

Поперечные стержни и хомуты в каркасах должны приниматься из арматуры класса АІ и устанавливаться с шагом, не превышающим 50 мм.

Расчет и конструирование перемычек

5.47. Сечение перемычек при расчете их по прочности следует принимать:

прямоугольным - в наружных стенах, во внутренних при сборных перекрытиях и внутренних при одностороннем опирании на них монолитного или сборно-монолитного перекрытия;

тавровым - во внутренних стенах при двустороннем опирании на них монолитных и сборно-монолитных перекрытий.

5.48. Расчет по прочности перемычек должен производиться для сечений, нормальных к их продольной оси и наклонных к ней наиболее опасного направления.

Расчет перемычек по нормальным сечениям должен производиться для обеспечения прочности по опорным нормальным сечениям при действии изгибающего момента.

Расчет перемычек по наклонным сечениям должен производиться для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами и по наклонной трещине при действии поперечной силы.

5.49. Расчет перемычек по опорным нормальным сечениям на действие изгибающего момента следует производить согласно указаниям СНиП 2.03.01-84 по расчету изгибаемых железобетонных элементов с учетом перераспределения усилий между перемычками ряда. При этом моменты в наиболее нагруженных перемычках ряда могут быть уменьшены не более чем на 30 % при соответствующем увеличении моментов в наименее нагруженных перемычках того же ряда (рис. 16).

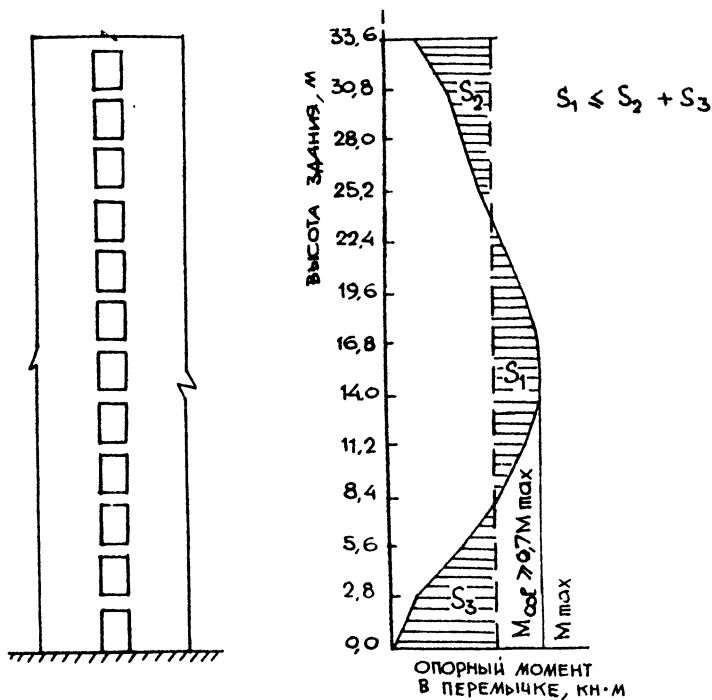


Рис. 16. Эпюра моментов в перемычках ряда:

- $S_{1,2,3}$ - площади эпюры моментов;
- M_{col} - расчетный момент в перемычках после перераспределения усилий между перемычками ряда

5.50. Расчет перемычек на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной полосе между наклонными трещинами следует выполнять в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01-84 по расчету железобетонных элементов для тех же условий.

Расчет перемычек на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине следует производить по формуле

$$Q_{lin} \leq \frac{\gamma_{b2} (1 + \gamma_f) R_{bt} b_{lin} h_{ein,0}^2}{c} + \sum R_{sw} A_{sw} \quad (43)$$

где Q_{lin} - поперечная сила, действующая в перемычке;

γ_{b2} - коэффициент, учитывающий влияние вида бетона, принимаемый равным для бетона: тяжелого - 1,5; легкого при мелком заполнителе плотном - 1,35, пористом - 1,2;

- Ψ_f - коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых перемычках, определяемый по указаниям СНиП 2.03.01-84;
- b_{lin} - толщина прямоугольной (стенки тавровой) перемычки;
- $h_{lin,0}$ - рабочая высота сечения перемычки;
- C - длина горизонтальной проекции наклонного сечения перемычки принимаемая равной $1,5h_{lin,0}$, но не более пролета перемычки в свету;
- A_{sw} - площадь сечения хомутов, расположенных в пролете среза (по длине, равной C).

5.51. При использовании расчетной схемы стены в виде составного стержня с дискретными продольными связями коэффициенты податливости перемычек следует определять по формулам:

для перемычки прямоугольного сечения

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^3}{12E_b J} + \frac{1,2l_{red}}{G_b A}; \quad (44)$$

для перемычки таврового сечения

$$\lambda_{lin} = \frac{l_{red}^3}{12E_b J} + \frac{l_{red}}{G_b A}; \quad (45)$$

где l_{red} - приведенный пролет перемычки;

l_{lin} - пролет перемычки в свету;

h_{lin} - высота сечения перемычки;

E_b, G_b - соответственно, модуль упругости и модуль сдвига бетона перемычки;

J, A - соответственно, момент инерции, площадь поперечного сечения перемычки. В случае таврового сечения за величину A принимается площадь сечения ребра перемычки на всю его высоту, включая толщину полки.

5.52. При использовании расчетной схемы в виде составного стержня с непрерывными продольными связями для определения коэффициентов податливости перемычек в формулы (44) и (45) необходимо вводить дополнительное слагаемое в виде коэффициента λ_w , учитывающего податливость примыкающих к перемычке простенков от изгиба и сдвига в пределах этажа

$$\lambda_w = \lambda_1 \left(\frac{S_1}{H_{et}} \right)^2 + \lambda_2 \left(\frac{S_2}{H_{et}} \right)^2 \quad (46)$$

где $\lambda_{1(2)}$ - коэффициент податливости левого (правого) простенка при местном изгибе и сдвиге в пределах этажа;

$S_{1(2)}$ - расстояние от середины пролета перемычки в свету до оси левого (правого) простенка, в котором заделана перемычка

Для простенков прямоугольного в плане сечения

$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{et} - h_{ein})^3}{12 E_B J_{1(2)}} + \frac{(H_{et} - h_{ein}) \cdot 1,2}{G_B A_{1(2)}} \quad (47)$$

для простенков таврового или двутаврового в плане сечения

$$\lambda_{1(2)} = \frac{(H_{et} - h_{ein})^3}{12 E_B J_{1(2)}} + \frac{H_{et} - h_{ein}}{G A_{1(2)}} ; \quad (48)$$

где $J_{1(2)}$ - момент инерции сечения в плане левого (правого) простенка;

$A_{1(2)}$ - площадь сечения в плане левого (правого) простенка.

В случае таврового либо двутаврового сечения простенка за величину $A_{1(2)}$ принимается площадь сечения тавра (двутавра) на всю высоту, но без учета свесов полок.

5.53. Армирование перемычек следует, как правило, выполнять пространственными каркасами.

Крайние продольные стержни следует назначать из арматуры преимущественно класса АІ и заводить их за грань проема не менее, чем на 500 мм. С целью обеспечения устойчивости продольные стержни в прямоугольной стенке тавровой перемычки следует закреплять от выпучивания при действии знакопеременной нагрузки с помощью поперечных стержней, устанавливаемых поперек перемычки с шагом $10d_s$, где d_s - диаметр продольных стержней, но не более 100 мм.

Расчет и конструирование перекрытий

5.54. Расчет плит перекрытий следует производить с учетом перераспределения усилий, вызываемого проявлением неупругих деформаций бетона и арматуры, а также образованием трещин.

Расчет следует производить как на эксплуатационные нагрузки, так и на технологические, возникающие при строительстве здания в зависимости от принятой технологии его возведения.

5.55. Расчет и армирование монолитных перекрытий следует производить с учетом положений СНиП 2.03.01-84 и "Руководства по проектированию конструкций и технологии возведения монолитных бескаркасных зданий" (М.: Стройиздат, 1982).

При распалубливании плит перекрытий до набора бетоном проектной прочности следует производить расчет плиты на технологические нагрузки от собственной массы плиты и массы рабочего с грузом ($P=1,3$ кН), находящегося в середине пролета. При определении технологической нагрузки должны приниматься следующие коэффициенты надежности: для собственной массы - 1,2;

для массы рабочего с грузом - 1,3.

В случае недостаточной прочности плиты следует предусматривать дополнительное ее опирание на телескопические стойки и проверку на прочность плиты перекрытия нижележащего этажа на нагрузку, передаваемую стойками. Проверку прочности плиты нижележащего перекрытия допускается не производить, если к моменту ее загрузки прочность бетона превышает 70 % проектной.

5.56. Расчет сборно-монолитных перекрытий со скорлупами в виде оставляемой опалубки должен производиться в два этапа:

- а) расчет скорлуп на монтажные нагрузки;
- б) расчет сборно-монолитного перекрытия на эксплуатационные нагрузки.

Расчет сборно-монолитного перекрытия в стадии эксплуатации следует производить как для сплошной монолитной плиты, в которой роль пролетной арматуры выполняет арматура, установленная в скорлупе. При этом дополнительно должна быть произведена проверка на сдвиг шва сопряжения монолитной части плиты со сборной из условия

$$\tau \leq R_{\tau} \quad (49)$$

где τ - касательные напряжения в шве, определяемые по формуле

$$\tau = \frac{Q}{bZ} \quad (50)$$

где Q - поперечная сила от внешних нагрузок в нормальном сечении сборно-монолитного перекрытия;

b - расчетная ширина сечения, принимаемая равной 100 см;

Z - плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле

$$Z = h_0 - 0.5 \frac{R_s A_s}{b R_b} \quad (51)$$

R_{τ} - предельное сопротивление срезу, зависящее от характера контактной поверхности шва, принимаемое равным 0,2 МПа при гладкой поверхности скорлупы и 0,3 МПа при механическом создании зарубок и вмятин;

h_0 - расчетная высота сечения сборно-монолитного перекрытия.

Расчет плит-скорлуп на монтажные нагрузки должен выполняться для двух стадий монтажа:

- подъема и установки скорлупы в проектное положение;
- бетонирования монолитного слоя перекрытия.

Подъем плиты-скорлупы следует производить с помощью строповочного захвата или самобалансирующей траверсы за четыре, шесть или восемь монтажных петель. Расположение их в плане плиты определяется расчетом на нагрузку от собственной массы с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$.

Расчет плит-скорлуп для стадии бетонирования монолитного слоя

перекрытия проводится на нагрузку от собственной массы скорлупы, массы уложенного бетона, а также массы людей и транспортных средств равной $1,5 \text{ кН/м}^2$. При определении нагрузки должны быть использованы коэффициенты надежности по нагрузке, соответственно равные $1,1$, $1,2$ и $1,3$.

Образование трещин в плитах-скорлупах в доэксплуатационный период не допускается.

5.57. Скорлупы могут выполняться в двух вариантах: без внешнего армирования или с внешним армированием (рис.5). Внешнее армирование скорлупы следует применять в случае, если прочность ее недостаточна для восприятия монтажных нагрузок (рис.5а).

Расчет следует производить из условия

$$M < M_i \quad (52)$$

где M - расчетный изгибающий момент в пролетном или опорном сечении скорлуп при монтажных воздействиях;

M_i - изгибающий момент, воспринимаемый сечением скорлупы и принимаемый равным большему из значений для пролета и опоры, определяемых по формулам для сечений в пролете

$$M_i = R_s A_s \left(h_{o,1} - \frac{0,5 R_s A_s}{R_b B} \right); \quad (53)$$

для опорных сечений скорлуп без внешнего армирования

$$M_i = \frac{R_b \cdot b \cdot h_i^2}{3,5} \quad (54)$$

$$M_i = R'_s A'_s (h'_o - 0,5 h_1); \quad (55)$$

где A_s - площадь сечения продольной арматуры в скорлупе;

A'_s - площадь сечения внешней продольной арматуры;

B - расчетная ширина сечения скорлупы, принимаемая равной 100 см ;

h_1 - высота сечения скорлупы;

$h_{o,1}$ - рабочая высота сечения скорлупы;

h'_o - рабочая высота, принимаемая равной расстоянию от сжатой грани скорлупы до центра площади сечения внешней арматуры.

5.58. Сборные плиты перекрытия могут проектироваться защемленными на опорах и свободноопертыми. Предпочтение следует отдавать плитам со свободным опиранием.

5.59. Сплошные и многопустотные плиты перекрытия, проектируемые со свободным опиранием, должны иметь опорные выступы (пальцы) (рис.17а), заходящие за грань стены не менее, чем на 70 мм и не менее, чем на длину, обеспечивающую анкерровку продольной

арматуры в соответствии с указаниями главы СНиП 2.03.01-84.

Количество опорных выступов определяется расчетом их по прочности и должно приниматься вдоль каждой стороны плиты не менее 2 для плит, опертых по двум сторонам или по контуру. Устройство опорных выступов в углах плит обязательно. В сплошных плитах перекрытия опорные пальцы допускается проектировать без поперечного армирования (рис.17а).

Опорные выступы сплошных плит перекрытий должны рассчитываться по прочности для двух стадий работы:

а) до возведения стен вышележащего этажа - на воздействие технологических нагрузок (массы опалубки и другого технологического оборудования, устанавливаемого на перекрытиях при бетонировании конструкций вышележащего этажа);

б) после возведения здания - на воздействие эксплуатационных нагрузок.

Опорные выступы многопустотных плит перекрытий следует рассчитывать по прочности только на воздействие технологических нагрузок. Расчет ведется по наклонному сечению на действие поперечной силы в соответствии с указаниями СНиП 2.03.01-84.

Проверку прочности опорных выступов (пальцев) сплошных плит перекрытий при воздействии эксплуатационных нагрузок допускается производить по формуле

$$Q \leq 1.8 R_{bt} \cdot b \cdot h \quad (56)$$

где Q - поперечная сила, приходящаяся на наиболее нагруженный опорный выступ (палец) плиты;

b, h - соответственно ширина и высота опорного выступа.

Поперечную силу Q допускается определять по грузовым площадям с учетом схем излома плит.

Расчет плит следует производить также, как и плит с непрерывным опиранием по двум, трем или четырем сторонам.

Плиты перекрытия следует соединять между собой (при двухстороннем опирании плит на стены) или со стенами (при одностороннем опирании плит на стены) стальными связями. При этом связями могут служить: свариваемые между собой закладные детали или арматурные выпуски; бессварные соединения, выполняемые посредством перехлест петлевых выпусков из плит или путем замоноличивания арматурных каркасов в пустотах многопустотных плит настила (рис.17).

Количество связей вдоль каждой опорной грани должно быть не менее двух с сечением не менее 1 см^2 на 1 пог.м. стыка.

Предпочтение следует отдавать бессварным соединениям. При этом

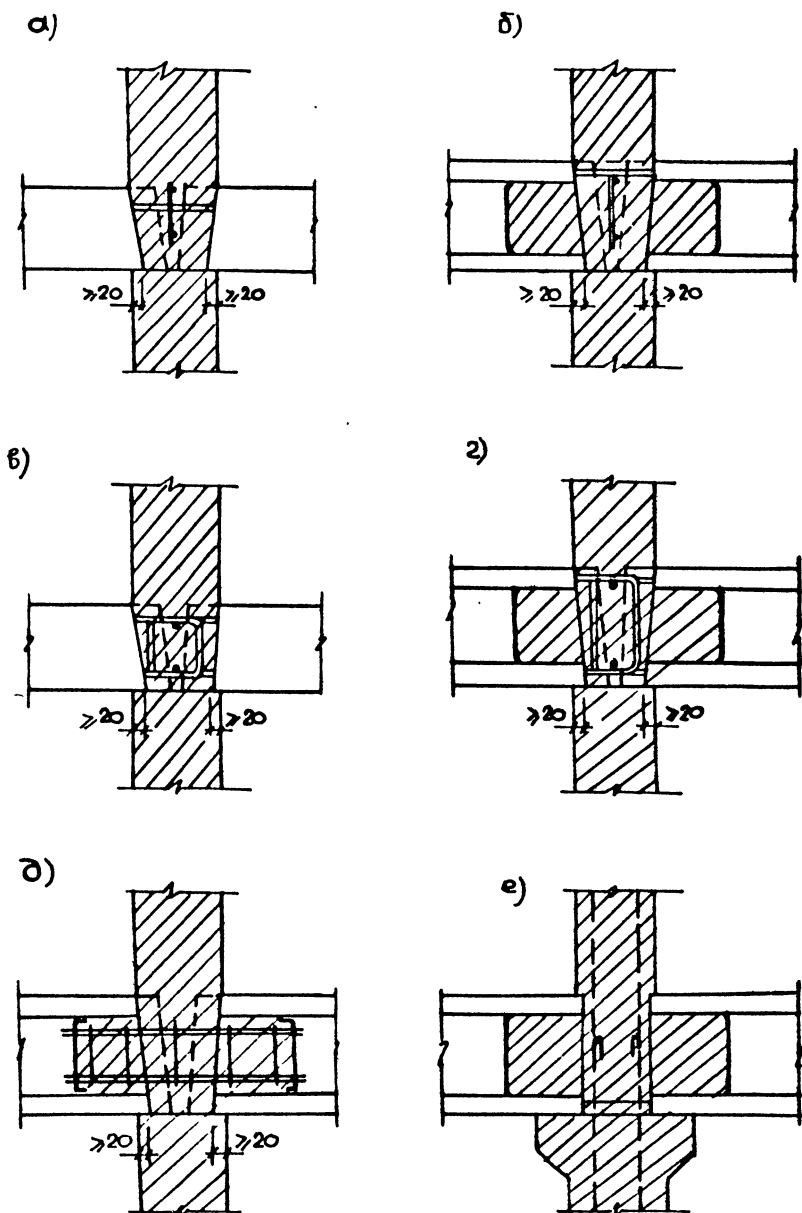
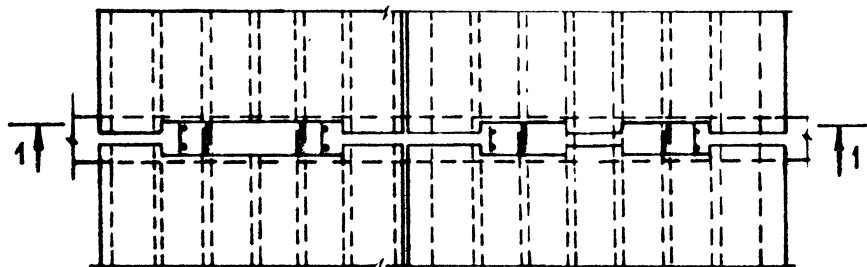
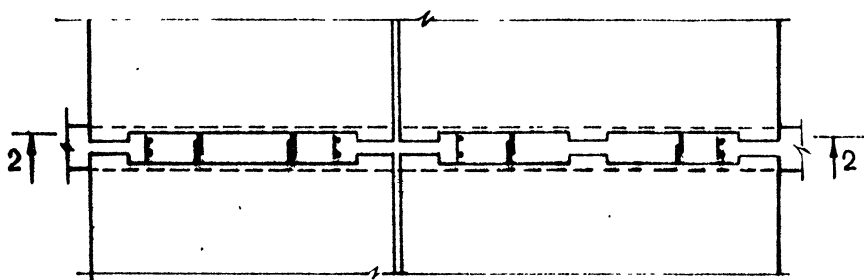
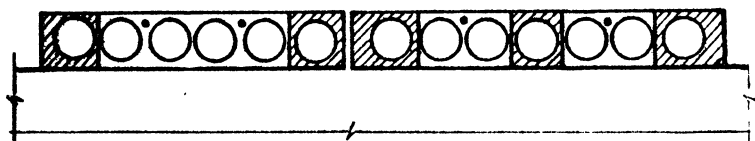


Рис. 17. Узлы сопряжений монолитных стен со свободно опертыми плитами перекрытий:
 а), б) — со сварными связями; в), г) — с петлевыми выпусками;
 д) — с арматурным каркасом; е) — с опиранием на вуты для сборно-монолитных общественных зданий



1-1



2-2

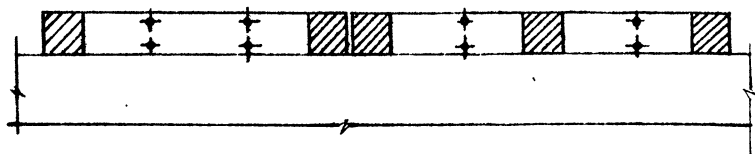


Рис. 17а

Соединение плит перекрытия между собой при двустороннем
опирании на стены

диаметр петлевых выпусков и продольных стержней каркасов, устанавливаемых в пустотах, должен приниматься не менее 6 мм.

При связях, выполняемых посредством перехлеста петлевых выпусков, в межпетлевом пространстве должно быть установлено не менее двух горизонтальных стержней из арматуры класса АШ диаметром не менее 10 мм и не менее $1,4d$, при этом длина перехлеста петель (или заведения за грань стены, на крайних опорах) должна назначаться не менее $10d$ (d - диаметр петлевых связей).

5.60. Сплошные и многопустотные плиты перекрытия, проектируемые с заделанием на опорах, должны заводиться за грань стены не менее, чем на 20 мм, и иметь шпонки по боковым граням.

Применение многопустотных плит с усиленным торцом и устройством по боковым граням вместо шпонок непрерывных борозд не допускается.

Размеры шпонок и их количество определяются расчетом с использованием положений пп. 5.40 - 5.45 настоящих норм. При этом за расчетное усилие сдвига следует принимать поперечную силу, действующую вдоль опорного сечения стены.

В пустотах плит многопустотного настила следует устанавливать заглушки, препятствующие растеканию бетона в пустотах и способствующие более качественному заполнению их бетоном.

Связь плит перекрытий следует выполнять путем сварки арматурных выпусков и устройства петлевых выпусков и установки в межпетлевом пространстве четырех продольных арматурных стержней (рис 18). Количество связей и диаметр арматурных выпусков назначается по расчету, но не должно быть меньше, чем при связи плит перекрытий со свободным опиранием (п. 5.59).

5.61. Расчет сборных плит перекрытия, заделанных на опорах, следует производить с учетом двухстадийности их работы:

а) до замоноличивания стыков как свободно опертых на действие нагрузки от собственной массы плиты (с коэффициентом надежности $\gamma = 1,2$) и массы ледя, опалубки, складированной арматуры и пр. в размере 15 МПа (с $\gamma_f = 1,3$);

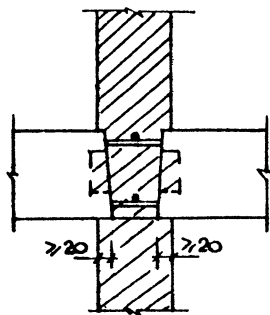
б) после замоноличивания стыков как плит, заделанных на опорах на полную нагрузку (собственная масса плиты и эксплуатационная нагрузка).

5.62. Изгибающие моменты от полной нагрузки, воспринимаемые опорными и пролетными сечениями ($M_{оп}$, $M_{пр}$), должны удовлетворять условиям

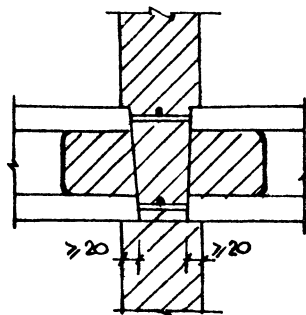
$$M_{оп} \leq 0,7(\lambda M_{оп}^3 + \Delta M_{оп}^3); \quad (57)$$

$$M_{пр} \geq M_{пр}^c \quad (58)$$

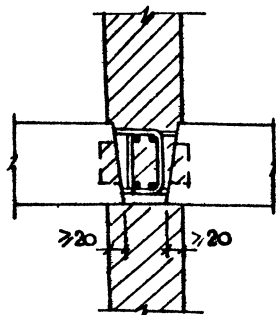
а)



б)



в)



г)

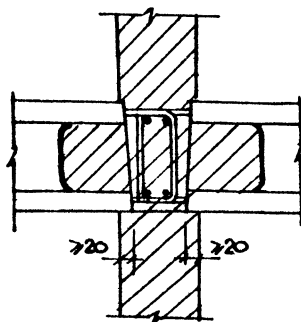


Рис.18. Узлы сопряжения монолитных стен с неразрезными перекрытиями из сборных плит:

а), б) - со сварными связями;

в), г) - с петлевыми выпусками

где $M_{оп}^3$ - опорный момент, возникающий в неразрезном перекрытии от нагрузки по п.5.63а;

λ - коэффициент, зависящий от времени замоноличивания стыка, принимаемый равным 0,5 при замоноличивании стыка сразу после монтажа плит и 0,35 при замоноличивании стыка через 10 и более дней после монтажа плит перекрытия;

$\Delta M_{оп}^3$ - опорный момент, возникающий в неразрезном перекрытии от приращения нагрузки по п.5.61а до полной;

$M_{пр}^c$ - изгибающий момент в пролете при расчете плиты, как свободно опертой, до замоноличивания стыков.

Расчет плит следует производить с использованием расчетных схем, отражающих условия опирания (балочной, опертой по трем сторонам или по контуру).

5.63. В зависимости от типа перекрытия (монолитное, сборное, сборно-монолитное по толщине) и конструктивного решения узла соединения плит перекрытий со стенами горизонтальные стыковые соединения в монолитных стенах могут быть трех типов: контактные, комбинированные и платформенные.

Контактные стыковые соединения (рис.19а) образуются при монолитных перекрытиях. Усилия сжатия и сдвига в них передаются через технологические швы.

Комбинированные стыковые соединения образуются при сборно-монолитных (рис.19б) и сборных (рис.17,18) перекрытиях. Усилия сдвига в них передаются через контактные участки, а сжатия - через контактные и платформенные участки.

Платформенные стыковые соединения (рис.19в,г) могут образовываться при сборных перекрытиях. Применять платформенные стыковые соединения допускается для зданий высотой не более 9 этажей, строящихся в районах с сейсмичностью 7 баллов, при условии, что вся поперечная сила воспринимается за счет сил трения по растворным швам.

5.64. Несущую способность контактных и комбинированных горизонтальных стыковых соединений при внецентренном сжатии из плоскости и сдвиге в плоскости стен допускается повышать путем установки распределенной по длине стены расчетной вертикальной арматуры, пересекающей стык. При этом площадь поперечного сечения вертикальной арматуры в % от площади горизонтального сечения стены должна быть не менее 0,1 % для повышения несущей способности на сжатие и не менее 0,05 % - для повышения несущей способности при сдвиге.

При этом шаг арматурных стержней следует назначать не менее

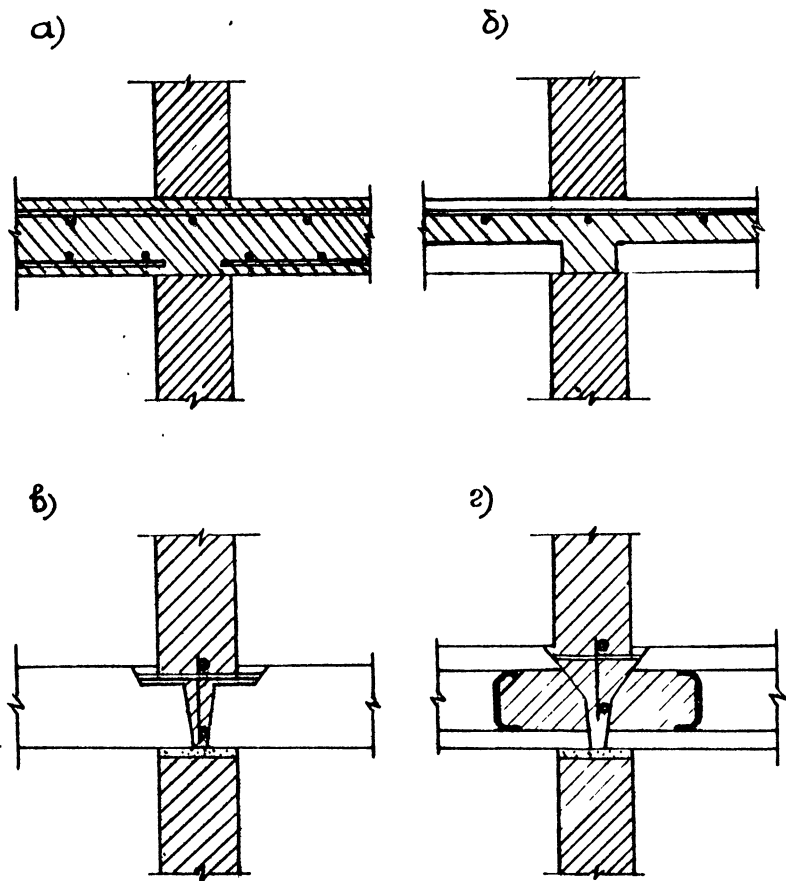


Рис.19. Горизонтальные стыковые соединения:

- а - контактного типа;
- б - комбинированного типа;
- в, г - платформенного типа

200 мм и не более 400 мм, а диаметр стержней - не менее 10 мм.

5.65. Прочность горизонтальных стыковых соединений при внецентренном сжатии из плоскости следует проверять по формуле

$$N \leq R_b t_w b_w \eta_c \quad (59)$$

Здесь N - продольная сжимающая сила, действующая в уровне рассчитываемого опорного сечения стены;

t_w, b_w - соответственно толщина и длина стены (простенка);

η_c - коэффициент, учитывающий конструктивное решение горизонтального стыкового соединения, определяемый по формуле

$$\eta_c = \eta_s + \eta_e + \eta_j \quad (60)$$

где η_s - коэффициент, учитывающий повышение несущей способности стыковых соединений за счет вертикального армирования, определяемый по формуле

$$\eta_s = 1 + \frac{A_{s, \text{con}} R_{s, c}}{A_w R_b} \leq 1.5 \quad (61)$$

η_e - коэффициент, учитывающий конструктивные эксцентриситеты в стыке, принимаемый равным:

при свободном опирании плит и на средних опорах при неразрезных перекрытиях - 1,0;

при одностороннем опирании плит (на крайних опорах) по формуле

$$\eta_e = 1 - \frac{2e_0}{t_w}; \quad (62)$$

η_j - коэффициент, учитывающий конструктивный тип стыковых соединений, неравномерность распределения сжимающей нагрузки между опорными площадками стыкового соединения и случайный эксцентриситет продольной силы, определяемый: для контактных стыковых соединений по формуле

$$\eta_j = \frac{t_w - d'}{t_w} \quad (63)$$

для комбинированных стыковых соединений по формуле

$$\eta_j = \frac{1}{A_w} [A_{\text{con, red}} + 0.45(A_w - A_{\text{con, red}})]; \quad (64)$$

для платформенных стыковых соединений по формуле

$$\eta_j = \frac{2m}{A_w} [A_{\text{pl, red}} + 0.8(A_w - A_{\text{pl, red}})] \quad (65)$$

В формулах (61) и (65)

A_w - площадь поперечного сечения стены в уровне горизонтального соединения;

$A_{con,red}$ - суммарная площадь контактных участков стены, определяемая по формуле

$$A_{con,red} = (t_w - \delta - \sum a_i)(b_w - \sum d_{pl}) \quad (66)$$

$A_{pl,red}$ - площадь платформенного участка стены, определяемая по формуле

$$A_{pl,red} = (\sum a_i - \delta) b_w \quad (67)$$

$A_{s,con}$ - площадь поперечного сечения вертикальной арматуры, пересекающей стык;

R_b - расчетное сопротивление бетона монолитного участка стыка осевому сжатию;

$R_{s,c}$ - расчетное сопротивление сжатию вертикальной арматуры, пересекающей стык;

e_0 - эксцентриситет нормальной силы N из плоскости стены, определяемый по формуле (9) настоящих норм;

δ - возможное смещение стен и плит перекрытий от проектного положения, принимаемое равным 15 мм;

η_m - коэффициент, учитывающий влияние на несущую способность стыка растворного шва под плитами перекрытий, определяемый по формуле

$$\eta_m = 1 - \frac{(2 - t_m/t_w) t_m/t_w}{1 + 2 R_m/R_{b,w}} \quad (68)$$

В формулах (66) и (68)

t_w, δ - то же, что и в формуле (63);

a_i - величина заведения сборной плиты или плиты-скорлупы в сборно-монолитном перекрытии за грань стены (за исключением опорных выступов плит);

d_{pl} - ширина опорных выступов стены;

t_m - расчетная толщина растворного шва, принимаемая равной 1,4 толщины шва, принятой в проекте, но не менее 20 мм;

$R_{b,w}$ - расчетное сопротивление бетона стены осевому сжатию;

R_m - прочность раствора, принимаемая не более 10 МПа;

b_w - длина горизонтального сечения стены.

5.66. Коэффициенты жесткости горизонтальных стыковых соединений стен перекрытий при сжатии следует определять по формуле

$$K_c = \frac{A_w}{\sum_{i=1}^n \lambda_c + h/E_b}; \quad (69)$$

где A_w - площадь горизонтального сечения стены в уровне рассматриваемого стыкового соединения;

λ_c - коэффициент податливости технологического и растворного шва при сжатии, принимаемый по табл.10;

- n - количество технологических и растворных швов в уровне рассматриваемого стыкового соединения, принимаемое равным: при монолитных перекрытиях, возводимых в едином технологическом цикле со стенами, и сборных при контактном типе соединения - I технологический шов; при монолитных перекрытиях, возводимых в разных технологических циклах со стенами, и сборно-монолитных со скорлупами - 2 технологических шва; при платформенном типе стыка - I технологический шов и I растворный шов;
- h - толщина перекрытия;
- E_b - модуль упругости бетона плит перекрытия при контактном и платформенном типе стыкового соединения и участка стены в пределах высоты перекрытия при комбинированном типе стыкового соединения.

Таблица 10

Тип горизонтального шва	$\lambda_c \cdot 10^7 \text{ м}^3/\text{кН}$	
	Тяжелый бетон классов В7,5-В20	Легкий бетон классов В7,5-В20
Технологический шов	0,1	0,2
Растворный шов под сборной плитой перекрытия	0,2	0,4

Примечание. При длительном сжатии значения коэффициентов λ_c , приведенные в таблице, следует удваивать

Б.67. Приведенная в настоящем разделе методика расчета элементов монолитных зданий не исключает применение других обоснованных методик, согласованных в установленном порядке.

6. ОСНОВНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ РАСЧЕТА ПРИ РАЗРАБОТКЕ СПЕЦИАЛЬНЫХ РАЗДЕЛОВ ПРОЕКТА

Отопление

6.1. Проектирование систем отопления монолитных высотных зданий следует производить с учетом всех факторов, вызывающих потери теплоты каждым помещением и обеспечивающих устойчивую и надежную работу систем.

6.2. Расчет основных и дополнительных теплопотерь по помещениям необходимо производить в соответствии с требованиями глав СНиП по отоплению и вентиляции, а также с учетом следующих дополнений:

к коэффициентам теплопередачи окон и балконных дверей добавлять $0,465 \text{ Вт}/\text{м}^2 \text{ } ^\circ\text{К}$ ($0,4 \text{ ккал}/\text{час } ^\circ\text{С}$) на откосы оконных и дверных проемов;

учитывать повышенные теплопотери участков наружных стен, расположенных за нагревательными приборами с помощью добавочного коэффициента $1,03$, отнесенного к общим теплопотерям всей стены, у которой устанавливается нагревательный прибор;

теплопотери помещений через стены, выходящие на неотапливаемые лестничные клетки и тамбуры, считать с коэффициентом $0,9$ и не учитывать добавки на страны света, ветер и т.п.;

теплопотери помещений через перекрытия над техническими подпольями считать с коэффициентом $0,6$.

6.3. Для обеспечения безаварийной работы инженерных систем здания, размещенных в техническом подполье, необходимо обеспечить температуру воздуха в техподполье в зимнее время не ниже плюс 5°C , вентиляцию в объеме $1,0$ кратности.

6.4. Выбор схемы системы отопления и типа нагревательных приборов производить, учитывая архитектурно-планировочные и конструктивные решения зданий и условия подключения к наружным тепловым сетям.

Как правило, следует применять системы отопления с опрокинутой циркуляцией теплоносителя (подающий трубопровод в техподполье, обратный — по чердаку).

6.5. При технико-экономическом обосновании допускается применение систем отопления с естественной циркуляцией теплоносителя при верхней разводке.

6.6. Подача теплоносителя в отапливаемые лестничные клетки и мусороприемные камеры должна осуществляться отдельными ветками (стояками) с параметрами теплоносителя до $150 + 70^{\circ}\text{C}$.

6.7. Разводку подающих и обратных магистралей систем отопления следует выполнять по тупиковой схеме.

6.8. Для устойчивости работы систем отопления необходимо при конструировании ее соблюдать следующее условие:

стояки по тепловой нагрузке должны иметь малое различие между собой и центры охлаждения их должны располагаться на одном уровне по высоте.

6.9. При системе отопления с опрокинутой циркуляцией не допускается авторегулирование системы в целом или по фасадам с количественным регулированием теплоносителя. Необходимо предусматривать только качественное регулирование.

6.10. Гидравлический расчет системы должен выполняться на переменный период температур теплоносителя с обязательным учетом естественного давления.

6.11. Стояки опрокинутых схем отопления, а также "П"-образные

стояки должны проверяться на восстановление циркуляции при временном отключении по формуле

$$\Delta P_{ст} > 9,8 \left(\rho_x - \frac{\rho_r + \rho_o}{2} \right) H_{ст}; \quad (70)$$

где $\Delta P_{ст}$ — потери давления в стояке, Па;

ρ_x, ρ_r, ρ_o — плотность воды соответственно в охлажденном стояке, горячем и обратном, кг/м³;

$H_{ст}$ — высота стояка, м.

6.12. При гидравлическом расчете потери давления в системе отопления должны возрастать с увеличением этажности здания. Средние потери давления должны составлять 70 + 90 % от общих потерь в системе.

6.13. Помещение для индивидуального теплового пункта должно иметь самостоятельный вход с улицы, оборудовано водопроводом, канализацией, вентиляцией и электроосвещением. Высота помещения индивидуального теплового пункта должна быть не менее 2,2 м.

Вентиляция

6.14. Естественную вытяжную вентиляцию высотных жилых зданий следует проектировать согласно требованиям глав СНиП 2.04.05-86 и СНиП 2.08.01-85.

6.15. Для систем вытяжной вентиляции следует применять, как правило, унифицированные бетонные или гипсобетонные вентблоки с подключением каналов-спутников в сборные каналы не менее чем через 2,5 м от жалюзийной решетки.

6.16. Допускается применять вентблоки с общим сборным каналом для кухни и санузла одной квартиры с условием, что для кухни и санузла имеются отдельные каналы-спутники. Условия подключения каналов-спутников кухни и санузла в сборный канал должны удовлетворять требованиям п.7.15 части II настоящих норм.

6.17. Работа естественной вытяжной вентиляции должна быть устойчивой и равномерной за счет увеличения сопротивления каналов-спутников до 6-9 Па (0,6-0,9 кгс/м²) и повышения скорости воздуха в сборных каналах вентблоков до 4,5 м/сек.

Водопровод и канализация

6.18. При проектировании внутренних систем водопровода, канализации, водостоков и горячего водоснабжения следует руководствоваться положениями глав СНиП по проектированию внутренних водопроводов, канализации и горячего водоснабжения, а также указаниями настоящего раздела.

6.19. Проектирование внутренних систем водопровода и канализации

ции должно выполняться с учетом крепления трубопроводов и санитарно-технического оборудования к закладным деталям, предусматриваемым в железобетонных конструкциях, а также пропуска их через унифицированные отверстия, размеры которых приведены в рекомендуемом прил. 9.

6.20. Компоновка санитарно-технических приборов и трубопроводов в сборных санузлах или при устройстве их "россыпью" должна приниматься унифицированной.

6.21. Монтаж внутренних систем хозяйственного водопровода может выполняться из стальных водогазопроводных оцинкованных труб или из пластмассовых напорных труб с маркировкой "питьевая", имеющих разрешение Министерства здравоохранения СССР.

В системах противопожарного или объединенного хозяйственного и противопожарного водопровода обязательно применение стальных водогазопроводных оцинкованных труб.

6.22. Система внутренней канализации должна выполняться из чугунных или пластмассовых канализационных труб. В общественных зданиях выше 16 этажей канализационные стояки должны выполняться из чугунных канализационных труб.

6.23. Система внутренних водостоков должна выполняться из чугунных или пластмассовых канализационных труб в пределах чердака; пластмассовых или асбестоцементных напорных труб в пределах этажей; напорных труб в пределах этажей; напорных пластмассовых труб в пределах технического подполья и напорных чугунных труб в пределах эксплуатируемых подвалов.

В общественных зданиях выше 16 этажей водостоки должны выполняться из чугунных напорных труб.

Электротехнические устройства

6.24. Проектирование электроосвещения, электрооборудования и электропроводок должно выполняться в соответствии с требованиями СНиП, инструкций и указаний по проектированию электротехнических устройств в жилых и общественных зданиях, а также требованиями настоящего раздела.

6.25. Каналы электропроводок, ниши для установки этажных и других щитков, замоноличенные в перекрытия и стены трубы, коробки и закладные изделия для электропроводок должны быть предусмотрены в архитектурно-строительных чертежах и чертежах строительных изделий.

6.26. Для прокладки электропроводок, замоноличиваемых в стенах и перекрытиях, следует применять полиэтиленовые трубы. На участках выхода скрытых полиэтиленовых труб электропроводок наружу необхо-

димо применять отрезки винилпластиковых и стальных труб.

6.27. Замоноличиваемые в бетонные конструкции распаячные, установочные и другие коробки и изделия допускается выполнять из сгораемых материалов (полиэтилена, полистирола и др.). Выступающие наружу части этих коробок должны закрываться крышками, изготовленными из трудносгораемых или несгораемых материалов.

6.28. Вертикальные стояки электропроводок должны прокладываться, как правило, на лотках в вертикальных коммуникационных каналах лестничных клеток, образованных при производстве строительных работ, и герметизироваться в пределах одного этажа. При этом переходы через перекрытия должны предусматриваться в асбестоцементных гильзах или отрезках винилпластовых труб (среднего или тяжелого исполнения). После выполнения электропроводок гильзы (трубы) с электропроводами, а также резервные гильзы необходимо герметизировать легкопробиваемым негорючим наполнителем.

6.29. Горизонтальные электропроводки в квартирах должны выполняться в полиэтиленовых трубах, замониченных в перекрытия, а вертикальные электропроводки - в каналах и штрабах стен.

Устройства связи

6.30. Распределительные связи следует прокладывать в замониченных полиэтиленовых трубах диаметром 63 мм в стенах лестничных клеток.

Трубы для защиты сетей телефона и телевидения необходимо размещать в зоне прокладки труб электроснабжения для использования совмещенных электрослаботочных шкафов.

В обоснованных случаях допускается прокладка абонентных сетей от совмещенного шкафа до ввода в квартиру в конструкции пола.

Допускается, при соответствующем согласовании, распределительные и абонентские сети радиификации выполнять проводом ПТГХ-2х0,6 с установкой в квартирах радиорозеток типа РГБ-2-2 с двумя ограничительными сопротивлениями.

Прокладка проводов должна осуществляться в вертикальных каналах из полиэтиленовых труб диаметром 25 мм с использованием КПР-4 и КПУ-5, замониченных в стенах квартир в процессе их возведения. Коробки КПР-4 должны замоничиваться под перекрытиями, а КПУ-5 на высоте 300 мм над поверхностью пола. Соединение вертикальных проводов должно предусматриваться по чердаку и техническому подполью здания.

П Е Р Е Ч Е Н Ь

повреждений, допускаемых в монолитных и сборно-монолитных зданиях при землетрясениях расчетной интенсивности

Конструктивные элементы	Допускаемые повреждения
Сплошные монолитные стены	Трещины по горизонтальным технологическим швам в уровне перекрытий; отдельные наклонные трещины в широких участках стен [*]
Сборные и сборно-монолитные наружные стены	Трещины по швам между сборными элементами; горизонтальные трещины в опорных сечениях несущих простенков
Перемычки стен	Нормальные и наклонные трещины с шириной раскрытия до 0,3 мм
Сборные перекрытия	Трещины между плитами перекрытия
Перегородки	Трещины любых направлений, не вызывающие угрозы обрушения перегородок и падения их отдельных частей

^{*} К широким участкам стен относятся стены с отношением высоты этажа в свету (между перекрытиями) к длине стены I.

Материалы для технико-экономической оценки новых проектных решений жилых зданий из монолитного бетона при наличии эталонного варианта

При технико-экономической оценке вновь разрабатываемых проектных решений жилых зданий и наличии проектов-эталонов рекомендуется использовать данные, приведенные в табл. I-8, учитывающие влияние изменения объемно-планировочных решений на ряд важнейших удельных показателей: расход материала, затраты труда, сметную стоимость и приведенные затраты.

Таблица I

Влияние этажности зданий из монолитного бетона на показатели сметной стоимости и приведенных затрат, %

Этажность домов из монолитного бетона	Сметная стоимость I м ² общей площади, %	Приведенные затраты на I м ² общей площади, %
5	100	100
9	103-104	108-109
12	108-109	120-122
16	110-112	125-128
25	120-125	160-170

Таблица 2

Изменение сметной стоимости I м² общей площади в зависимости от средней площади квартиры, на каждый м² изменения площади квартиры, %

Средняя общая площадь квартиры, м ²	Изменение сметной стоимости I м ² общей площади, %
25-30	1,2
31-35	0,95
36-40	0,8
41-50	0,7
51-60	0,65
61-70	0,6
71-80	0,55
81-100	0,5

Примечание. Изменение сметной стоимости общей площади определяется как произведение разницы в площадях квартир на соответствующий процент изменения сметной стоимости I м², установленный для рассматриваемого диапазона средних площадей квартир.

Таблица 3

Изменение удельных затрат труда на строительной площадке в зависимости от этажности и средней площади квартиры в жилых домах из монолитного бетона

Средняя общая площадь квартиры, м ²	Изменение удельных затрат труда (чел.-час) на 1 м ² увеличения (затраты уменьшаются) или уменьшения (затраты увеличиваются) средней площади квартиры			
	Этажность			
	9	12	16	20 и выше
До 45	0,16	0,25	0,29	0,33
45, I-50	0,18	0,19	0,21	0,25
50, I-55	0,13	0,15	0,18	0,22
55, I-60	0,10	0,13	0,14	0,18
Свыше 60	0,09	0,10	0,11	0,15

Таблица 4

Изменение удельного расхода натуральной стали в зависимости от этажности и средней площади квартиры в домах из монолитного бетона

Средняя общая площадь квартиры, м ²	Изменение удельного расхода арматурной стали, кг на 1 м ² увеличения (расход уменьшается) или уменьшения (расход увеличивается) средней площади квартиры			
	Этажность			
	9	12	16	20 и выше
До 45	0,23	0,25	0,26	0,28
45, I-50	0,18	0,19	0,21	0,24
50, I-55	0,14	0,15	0,17	0,20
55, I-60	0,11	0,12	0,14	0,18
Свыше 60	0,09	0,11	0,12	0,14

Таблица 5

Изменение удельного расхода бетона в зависимости от этажности и средней площади квартиры в домах из монолитного бетона

Средняя общая площадь квартиры, м ²	Изменение удельного расхода бетона, м ³ на 1 м ² увеличения (расход уменьшается) или уменьшения (расход увеличивается) средней площади квартиры			
	Этажность			
	9	12	16	20 и выше
До 45	0,006	0,007	0,008	0,010
45, I-50	0,005	0,006	0,007	0,009
50, I-55	0,004	0,005	0,006	0,008
55, I-60	0,003	0,004	0,005	0,007
Свыше 60	0,002	0,003	0,004	0,006

Таблица 6

Изменение сметной стоимости I м² общей площади в зависимости от протяженности дома, %

Протяженность дома, м	Изменение сметной стоимости, %
25	104,5
35	103,0
45	101,1
55	100,6
65	100,0

Таблица 7

Изменение сметной стоимости I м² общей площади в зависимости от ширины дома, %

Ширина дома, м	Изменение сметной стоимости, %
9	103,7
10	101,5
11	100,0
12	99,1
13	98,6

Примечание. Ширина дома определяется как средневзвешенная величина с учетом удельного веса (по протяженности) отдельных участков дома, имеющих единую ширину.

Таблица 8

Изменение сметной стоимости I м² общей площади в зависимости от нагрузки (в м²), приходящейся на I лестнично-лифтовый узел жилого дома, на I м² общей площади

Общая площадь, приходящаяся на I лестнично-лифтовый узел в пределах этажа, м ²	Этажность							
	9				16			
	Планировочная схема лестничного узла							
	без коридора		с коридором		без коридора		с коридором	
	руб.	%	руб.	%	руб.	%	руб.	%
120	13,5	100,0	-	-	25,6	100,0	-	-
	14,8	100,0			21,9	100,0		
150	10,7	79,3	-	-	20,5	80,1	-	-
	11,8	79,7			17,5	79,9		
180	8,9	65,9	-	-	17,1	66,8	-	-
	9,8	66,2			14,6	67,6		
210	7,7	57,0	-	-	14,6	57,0	-	-
	8,4	56,8			12,5	57,1		
240	6,7	49,6	-	-	12,8	50,0	-	-
	7,4	50,0			11,0	50,2		

Общая площадь, приходящаяся на I лестнично- лифтовый узел в преде- лах этажа, м ²	Этажность							
	9				12			
	Планировочная схема лестничного узла							
	без коридора		с коридором		без коридора		с коридором	
	руб.	%	руб.	%	руб.	%	руб.	%
270	<u>6,0</u>	<u>44,4</u>	-	-	<u>11,4</u>	<u>44,5</u>	-	-
	6,6	44,6			9,7	44,3		
300	-	-	<u>5,4</u>	<u>100,0</u>	-	-	<u>10,2</u>	<u>100,0</u>
			9,6	100,0			9,2	100,0
330	-	-	<u>4,9</u>	<u>90,7</u>	-	-	<u>9,3</u>	<u>91,2</u>
			8,7	90,6			8,4	91,3
360	-	-	<u>4,5</u>	<u>83,3</u>	-	-	<u>8,5</u>	<u>83,3</u>
			8,0	83,3			7,7	83,7
390	-	-	<u>4,1</u>	<u>75,9</u>	-	-	<u>7,9</u>	<u>77,5</u>
			7,4	77,1			7,1	77,2
420	-	-	<u>3,8</u>	<u>70,4</u>	-	-	<u>7,3</u>	<u>71,6</u>
			6,9	71,9			6,6	71,7
450	-	-	<u>3,6</u>	<u>66,7</u>	-	-	<u>6,8</u>	<u>66,7</u>
			6,4	66,7			6,2	67,4
480	-	-	<u>3,4</u>	<u>63,0</u>	-	-	<u>6,4</u>	<u>62,7</u>
			6,0	62,5			5,8	63,0

Примечание. Над чертой - сметная стоимость лифтов, под чертой - сметная стоимость лестниц с ограждением.

Материалы для технико-экономической оценки новых проектных решений гражданских зданий из монолитного бетона при отсутствии эталонного варианта

Технико-экономическую оценку в части определения сметной стоимости объекта и затрат труда на строительной площадке при отсутствии проекта-эталона рекомендуется проводить с использованием укрупненных показателей, приведенных в табл. I, а для определения технико-экономических показателей по основным несущим и ограждающим конструкциям, как-то капитальным вложениям, энергоемкости, суммарной трудоемкости и т.д. использовать данные табл. 2 - 5.

Таблица I

Укрупненные показатели сметной стоимости и трудоемкости конструкций и видов работ в зданиях из монолитного бетона

Наименование конструкций и виды работ	Единица измерения	Сметная стоимость, руб.	Затраты труда на строительной площадке, чел.-час.
I. Стены			
А. Подземная часть здания			
Наружные слоистые стены цоколя из панелей толщиной 30 см (с теплоизоляционным слоем ПСБС-30)	I пог.м	62,5	1,59
То же, однослойные из керамзитобетонных панелей толщиной, см:			
30	То же	53,8	1,59
35	" "	54,4	1,59
Наружные слоистые монолитные стены с теплоизоляционным слоем из ПСБС-30	" "	46,9	3,6
Однослойные керамзитобетонные монолитные стены толщиной, см:			
30	" "	40,3	2,50
35	" "	40,8	2,55
40	" "	44,8	2,60
Внутренние стены технического подполья, монолитные толщиной, см			
16	" "	16,8	2,6
18	" "	17,4	3,0
Б. Надземная часть здания			
Наружные монолитные слоистые стены с теплоизоляционным слоем ПСБС на гибких связях, см:			
30	м ²	17,5	1,99
35	м ²	22,3	1,99

Наименование конструкций и виды работ	Единица измере- ния	Сметная стои- мость, руб.	Затраты тру- да на строи- тельную пло- щадке, чел.-час.
Наружные монолитные стены из керамзи- тобетона толщиной, см			
30	м ²	17,8	1,51
35	То же	20,2	1,47
40	—	22,6	1,52
Наружные стены из легкобетонных одно- слойных панелей толщиной 30 см, при марке бетона:			
М-50	—	19,2	0,76
М-75	—	18,9	0,76
То же, толщиной 35 см, при марке бетона:			
М-50	—	20,2	0,51
М-75	—	20,0	0,51
То же, толщиной 40 см, при марке бетона:			
М-50	—	22,6	0,76
М-75	—	22,4	0,76
Наружные стены из панелей с эффективным утеплителем толщиной 30 см	—	20,4	0,76
Сборно-монолитные наружные стены тол- щиной 34 см	—	22,1	2,18
Внутренние монолитные стены из тяжелого бетона толщиной, см:			
16	—	19,8	1,45
18	—	10,2	1,32
20	—	10,9	1,36
24	—	12,0	1,35
Вентблоки сборные железобетонные:			
с однорядными каналами	—	16,3	2,95
с двурядными каналами	—	27,0	3,13
Перегородки межкомнатные сборные из тяжелого бетона	—	6,0	1,27
То же, из легкого бетона	—	7,0	1,27
Перегородки сборные гипсобетонные межкомнатные, толщиной 8 см	—	4,4	1,97
То же, межквартирные двухслойные, толщиной 20 см	—	7,6	2,6
Перегородки из гипсокартонных листов межкомнатные	—	7,5	1,05
То же, межквартирные	—	12,5	1,85
II. Перекрытия			
Сборные железобетонные сплошные толщиной, см:			
16	—	11,6	0,15
12	—	9,5	0,15
Сборные железобетонные многопустотные пролетом до 7 м	—	11,6	0,28

Наименование конструкций и виды работ	Единица измере- ния	Сметная стои- мость, руб.	Затраты тру- да на строи- тельную пло- щадке, чел.-ч
Монолитные, толщиной 16 см	м ²	9,6	0,62
То же, толщиной 12 см	"	8,6	0,48
Сборно-монолитные с применением же- лезобетонной скорлупы (оставляемой опалубки) толщиной 16 см	"	9,9	1,32
Ш. Элементы лестниц			
Лестничные марши сборные железобе- тонные	м ² гори- зонтальной проекции	32,1	2,8
Лестничные площадки сборные желе- зобетонные	м ²	14,7	1,04
IV. Крыша			
Крыша с теплым чердаком	м ² площади застройки	36,3	1,83
У. Балконы и лоджии			
Балконные плиты с цементным полом: с ограждением из железобетонных плит	м ²	49,10	6,00
с экраном из асбестоцементных листов	"	31,15	6,89
железобетонные разделительные стены лоджий	"	12,5	1,01
Цементные полы лоджий: с экраном из железобетонных плит с ограждением из асбестоцементных листов	"	25,10	3,77
		14,4	4,25
Стены панельных конструкций лоджий и приставных веранд толщиной, см:	"	11,20	0,46
12	"	12,40	0,42
16			
УI. Санитарно-технические кабины			
Заводского изготовления:			
совмещенные	шт.	290,4	21,24
раздельные	шт.	316,4	21,24
То же, россыпью собираемые на строительной площадке:			
совмещенные	шт.	275,9	39,23
раздельные	шт.	299,6	42,34
УII. Вертикальный транспорт, в:			
9 - этажных домах:	1 м ² площа-	5,85	-
12- этажных домах	ди застрой-	6,0	-
16- этажных домах	ки	10,4	-
20- этажных домах	То же	15,2	-

Таблица 2

Показатели	Единица измерения	Технико-экономические показатели однослойных наружных стен заводского изготовления площадью 12,15 м ² на 1 м ² стены "брутто" толщиной, мм		
		300	350	400
Себестоимость	руб.	14,80	16,65	17,95
		14,60	16,40	17,70
Заработная плата	руб.	2,56	2,64	3,02
Удельные капитальные вложения	руб./год	27,05	27,90	28,70
Приведенные производственные затраты	руб.	19,05	21,05	22,60
		18,85	20,80	22,35
Годовые затраты на компенсацию теплопотерь	отоп. руб. / год	2,30	2,23	1,90
Приведенные затраты с учетом затрат на компенсацию теплопотерь (П произв. + 25 отоп.)	руб./м ²	76,55	76,80	70,10
		76,35	76,55	69,85
Затраты труда	чел.-час	3,124	3,207	3,613
В том числе:				
заводские	То же	1,975	3,207	3,613
транспортные	"-	0,389	0,449	0,507
на стройплощадке	"-	0,760	0,760	0,760
Энергоемкость производства и монтажа конструкций	кг.у.т.	60,61	70,26	79,73
		59,74	69,10	78,55
Энергоемкость компенсации теплопотерь через наружные стены за экономически целесообразный срок эксплуатации дома (80 лет)	"-	2136,00	2072,00	1765,60
Всего энергозатрат	"-"	2196,61	2142,26	1845,33
		2195,74	2141,10	1844,15

- Примечания. 1. Над чертой указаны показатели бетона В 3,5, под чертой - для бетона В 5,0.
2. Годовые затраты на компенсацию теплопотерь для однослойных стен толщиной 300 мм определены при издержках на 1 т.у.т. - 86,2 руб.

Таблица 3

Показатели	Технико-экономические показатели однослойных наружных монолитных стен на I м ² стены "брутто" при шаге, м											
	3,6		4,2		6,0		толщиной, мм					
Единица измерения	300	350	400	300	350	400	300	350	400	300	350	400
Себестоимость	руб. 11,0	12,10	13,30	10,75	11,80	13,05	10,70	11,80	13,05	10,70	11,80	13,05
Заработная плата	руб. 1,35	1,38	1,47	1,32	1,35	1,44	1,31	1,34	1,43	1,31	1,34	1,43
Удельные капитальные вложения	руб./год 8,70	9,50	10,45	8,60	9,40	10,30	8,55	9,40	10,30	8,55	9,40	10,30
Приведенные производственные затраты	руб. 12,60	13,80	15,16	12,30	13,50	14,90	12,25	13,45	14,80	12,25	13,45	14,80
Затраты труда	чел.-час. 2,009	2,028	2,146	1,971	1,990	2,108	1,963	1,982	2,100	1,963	1,982	2,100
В том числе:												
заводские	То же 0,258	0,280	0,303	0,231	0,253	0,276	0,225	0,247	0,270	0,225	0,247	0,270
транспортные	"- 0,246	0,287	0,328	0,246	0,287	0,328	0,246	0,287	0,328	0,246	0,287	0,328
на стройплощадке	"- 1,505	1,461	1,515	1,496	1,450	1,504	1,492	1,448	1,502	1,492	1,448	1,502
Энергоемкость производства и монтаж конструкций	кг.у.т. 65,51	76,15	86,70	65,01	76,65	86,20	64,89	75,83	86,08	64,89	75,83	86,08

Таблица 4

Показатели	Единица измерения	Технико-экономические показатели показателя монолитных внутренних стен 16-ствяных жилых зданий на I м ² стены "брутто"									
		без проемов					с проемами				
		толщиной, см									
		16	18	20	24	16	18	20	24		
Себестоимость	руб.	8,30	8,65	9,30	10,46	7,70	8,20	8,80	9,60	9,60	
Заработная плата	руб.	1,21	1,17	1,23	1,29	1,18	1,13	1,18	1,19	1,19	
Удельные капитальные вложения	руб./год	7,10	7,35	7,90	8,83	6,55	6,80	7,30	7,85	7,85	
Приведенные затраты	руб.	9,60	10,00	10,75	12,00	9,00	9,50	10,16	11,00	11,00	
Затраты труда	чел.-час.	1,836	1,742	1,824	1,885	1,801	1,702	1,719	1,761	1,761	
В том числе:											
заводские	То же	0,142	0,151	0,160	0,178	0,141	0,149	0,153	0,172	0,172	
транспортные	"-	0,241	0,270	0,300	0,360	0,202	0,227	0,253	0,303	0,303	
на стройплощадке	"-	1,453	1,321	1,364	1,347	1,458	1,326	1,369	1,286	1,286	
Полная энергоемкость	кг. у. т.	32,63	36,74	40,65	47,73	28,04	31,18	34,60	43,27	43,27	

Таблица 5

Технико-экономические показатели на I м ² перекрытий, принимаемых в зданиях из монолитного бетона	Единица измерения	Варианты перекрытий					
		3,0x5,4	4,2x5,4	6,0 x 5,4	3,0	4,2	6,0
Сборные заводского изготовления, толщиной 16 см, перекрывающие ячейку, м		3,0x5,4	4,2x5,4	6,0 x 5,4	3,0	4,2	6,0
Себестоимость возведения	руб.	8,25	8,30	9,00	8,15	8,10	8,65
Удельные капитальные вложения	руб./год	15,70	16,10	16,15	16,00	15,96	16,25
Приведенные затраты	руб.	10,70	10,80	11,80	10,70	10,65	11,30
Затраты труда	чел.час.	1,705	1,663	1,815	1,870	1,825	1,937
В том числе : заводские	То же	1,261	1,262	1,371	1,236	1,268	1,346
транспортные	--	0,296	0,296	0,296	0,312	0,311	0,311
на стройплощадке	--	0,148	0,105	0,148	0,322	0,246	0,280
Полная энергоемкость	кг.у.т.	32,92	40,50	42,05	35,38	36,01	37,39

Технико-экономические показатели на I м ² перекрытий, принимаемых в зданиях из монолитного бетона	Единица измерения	Варианты перекрытий														
		Монолитные с опиранием на 4 стороны, перекрывающие ячейку, м		Монолитные с опиранием на 3 стороны, перекрывающие ячейку, м		Монолитные с опиранием на 3 стороны, перекрывающие ячейку, м		Монолитные с опиранием на 3 стороны, перекрывающие ячейку, м		Монолитные с опиранием на 3 стороны, перекрывающие ячейку, м						
		3,0x5,4	4,2x5,4	6,0x5,4	3,0x5,4	4,2x5,4	6,0x5,4	3,0x5,4	4,2x5,4	6,0x5,4	3,0x5,4	4,2x5,4	6,0x5,4	3,0x5,4	4,2x5,4	6,0x5,4
Себестоимость возведения	руб.	6,20	6,35	6,70	6,25	6,50	7,25	7,30	7,85	7,80						
Удельные капитальные вложения	руб./год	6,25	6,40	6,65	6,30	6,50	7,05	10,60	10,60	10,70						
Приведенные затраты	руб.	7,20	7,40	7,85	7,30	7,60	8,45	9,10	9,75	9,70						
Затраты труда	чел.-час.	0,996	1,027	1,099	1,012	1,059	1,221	1,660	1,852	1,837						
В том числе:																
заводские	"-	0,172	0,197	0,256	0,185	0,223	0,359	0,199	0,232	0,272						
транспортные	"-	0,241	0,241	0,242	0,241	0,242	0,244	0,242	0,243	0,243						
на стройплощадке	"-	0,583	0,589	0,601	0,586	0,594	0,618	1,219	1,377	1,322						
Полная энергоемкость	кг.у.т.	29,19	29,67	30,80	29,43	30,16	32,44	34,79	35,53	36,28						
								30,29	31,33	32,08						

Примечание. Энергоемкость, указанная в знаменателе для сборно-монолитных перекрытий, не учитывает затраты на термообработку отформованной скорлупы.

Методика расчета потребности в унифицированной опалубке системы "Гражданстрой"

I. При возведении конкретного объекта потребность в опалубке рекомендуется определять по формуле

$$P_{\text{объект}}^{\text{оп}} = S_{\text{тз}} \sum_{i=1}^n S_i p k \quad (71)$$

где P - масса 1 м^2 унифицированного щита опалубки, принимаемая равной $0,085 \text{ т/м}^2$;

k - коэффициент опалубливания конструкций, принимаемый равным для стен - 2, для перекрытий - 1;

n - количество опалубливаемых конструкций на технологической захватке;

$S_{\text{тз}}$ - площадь бетонирования захватки, м^2 ;

S_i - площадь "брутто" i -й монолитной конструкции, приходящейся на 1 м^2 общей площади здания, принимаемая по табл. I

Таблица I

Тип конструкции	Площадь монолитной конструкции, приходящаяся на 1 м^2 общей площади здания при шаге стен, $\text{м}^2/\text{м}^2$	
	узком	широком
Наружные стены	0,87	0,87
Внутренние стены	1,44	1,07
Перекрытия	1,29	1,29

2. Нормируемую годовую потребность в опалубке рекомендуется определять по формуле

$$P_{\text{год}}^{\text{оп}} = \frac{V \sum S_i p k}{Q_{\text{год}}^{\text{оп}}} \quad (72)$$

где $Q_{\text{год}}^{\text{оп}}$ - годовая оборачиваемость комплекта опалубки исходя из числа рабочих дней в году, планируемого коэффициента использования рабочего времени и продолжительности одного оборота комплекта опалубки в год, допускается принимать по табл. 2;

S_i, p, k, n - то же, что и в формуле (71);

V - прогнозируемый объем возведения зданий из монолитного бетона в год в м^2 общей площади;

$P^{\text{оп}}$ - наличие парка опалубки к началу планируемого года, т.

3. Потребность в металле для изготовления опалубки (M) должна определяться по технологическим нормам заводов-изготовителей. Допускается ориентировочно (при заказе фочдов на металл) определять расход металла по формуле

$$M = I, I P^{\text{оп}} \quad (73)$$

Таблица 2

Тип опалубки, шифр проекта	Технико-экономические показатели опалубки					
	Нормативная стоимость промышле-ного изгото-вления, руб./т	Нормативная трудоемкость опалу-бочных ра-бот (монта-жда, демон-тажа), чел.-час/м ²	Долговеч-ность (чис-ло оборо-тов до полного износа), обороты	Продолжи-тельность технолого-ческого цикла (бето-нирование, захваток), сутки	Минимальное число оборо-т лубки в год, обороты	Металлоемкость опа-лубки
Крупнощитовая опалуб-ка наружных стен СУОГ.НСО.00.000	550	0,294	300	3	50	85 150
Крупнощитовая опалуб-ка внутренних стен СУОГ.КЩО.00.000	550	0,294	300	3	50	85 230
Крупнощитовая опалуб-ка перекрытий СУОГ.ЩПО.00.000	550	0,140	300	3	25	72 110
Объемно-переставная опалубка СУОГ.ОПО.00.000	600	0,272	300	3	50	81 360
Блочная опалубка стен СУОГ.БЩО.00.000	600	0,185	300	3	60	85 <u>380</u> 305
Блочная опалубка лиф-товых шахт СУОГ.ЛЩО.00.000	650	0,850	300	3	60	85 15

Примечания. 1. В случае, если укрупнительная сборка или переналадка опалубки на участке не производится, то к нормативной трудоемкости вводится коэффициент 0,8.

2. Металлоемкость блочной опалубки, указанная в числителе, относится к зданиям с монолитными наружными стенами, а в знаменателе - к зданиям со сборно-монолитными наружными стенами.

Заполняется в 3 экз. в начальной
стадии разработки проекта;
1 экз. остается после согласования
в техническом отделе

Приложение 5
Рекомендуемое

Объект № 1438

Кишиневский горисполком
ГОСУДАРСТВЕННЫЙ ПРОЕКТНЫЙ ИНСТИТУТ
Кишиневгорпроект

КАРТОЧКА
принятых основных технических решений
на разработку архитектурно-строительной
части рабочего проекта

Комплекс _____
Здание (сооружение), месторасположение Жилой дом повышенной
этажности по ул. Мунчетской
Заказчик трест "Стройтермоизоляция"
Стадия проектирования _____
Год начала строительства _____

I. Общие данные

1. Проект типовой, повторно применяемый, индивидуальный (подчеркнуть) индивидуальный проект
2. Наименование типового, повторно применяемого, индивидуального проекта _____
_____ шифр или № _____
3. Характер применения (частичная переработка, полная переработка) _____

4. Сейсмичность пункта строительства _____ баллов
5. Принятая расчетная сейсмичность зданий 8 баллов
6. Инженерно-геологические условия площадки _____
Тип грунтовых условий по просадочности - I

II. Принятые конструктивные решения и сборные изделия

№ п/п	Наименование конструктивных элементов	Принято проектом	ГОСТ, каталог, серия, повторно примененные сборные изделия
1.	Конструктивная схема здания	Жесткая с несущими поперечными и продольными стенами	
2.	Каркас	-	
	а) колонны	-	
	б) поперечные ригели	-	
	в) продольные ригели	-	
3.	Фундаменты	Свайные с монолитным плитным	ТК 7-1, том 2
		ростверком	
4.	Стены подвала	Внутренние-монолитные железобетон-	ТК 7-2, т. I
		ные из тяжелого бетона кл. В15=16,	
		20 см; наружные-из блоков стен под-	I. И16М-I
		вала с монолитными железобетонными	
		сердечниками	
5.	Стены и их	Внутренние-монолитные железобетон-	ТК 7-2
	элементы	ные из тяжелого бетона кл. В15=16,	Объект 0670
		20 см; наружные-керамзитобетонные	
		блок-панели	
6.	Перекрытия	Монолитные из тяжелого бетона кл. В15.	
		Технологические проемы для монтажа	
		сборных перегородок и сантехкабин	
7.	Покрyтия	Перекрываются сборными железобетон-	
		ными скорлупами с последующим до-	
		бетонированием тяжелым бетоном	
8.	Лестницы	Сборные железобетонные	ТК 7-1, т. I
		Марши и площадки	Серия I. I5I-I
			см/82
			Альбом УЛП
9.	Перегородки	Сборные гипсобетонные	Серия I. I3I-
			ПГМ вып I/79
10.	Полы	Из теплоизоляционного линолеума	
		по железобетонной плите перекры-	
		тия	
II.	Кровля	Рулонная с внутренним водостоком	
12.	Утеплитель	Керамзитовый гравий, $\gamma^1 = 500 \text{ кгс/м}^3$	
13.	Прочие конструкции	Вентблоки	ТК 7-2, т. I
		Элементы ограждения балконов	Альбом РС3407
		Элементы шахт лифтов по альбо-	ТК 7-2, т. 4
		му АТ-7.00-001, раздел I, грузо-	Альбом УО
		подъемностью 400 кг; шахта из	
		объемных элементов - 630 кг -	
		из плоских элементов	

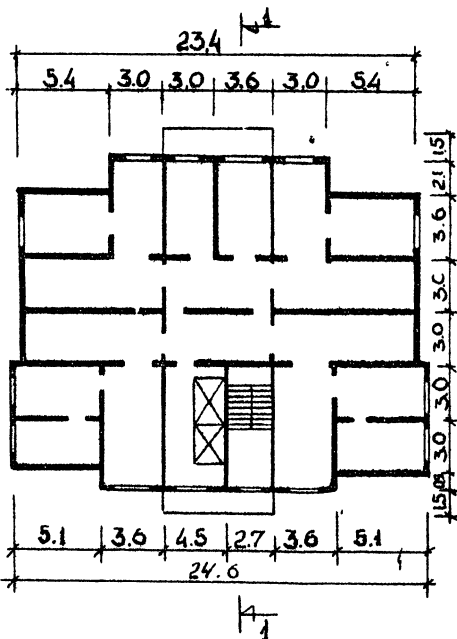
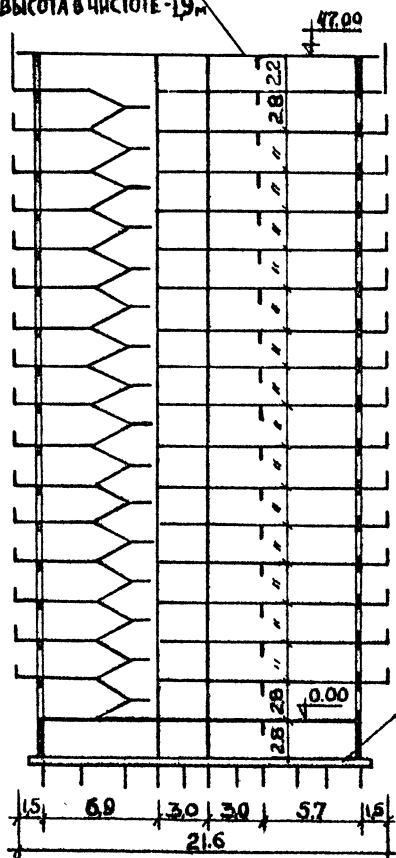
Примечание. Максимальная масса блок-форм для бетонирования

монолитных конструкций - 5,8 т

указывается максимальная масса сборных конструкций, наличие и конструкция противонапорной гидроизоляции, необходимость дренажа и т.д.

1-1

ТЕПЛЫЙ ЧЕРАДАК;
ВЫСОТА В ЧИСТОТЕ - 1,9 м



*свайные фундаменты
с плитным раствором;
длина свай - 10 м*

Рис.20. Разрез и план здания

Приложение к карте принятым
основных технических решений

СИТУАЦИОННАЯ СХЕМА

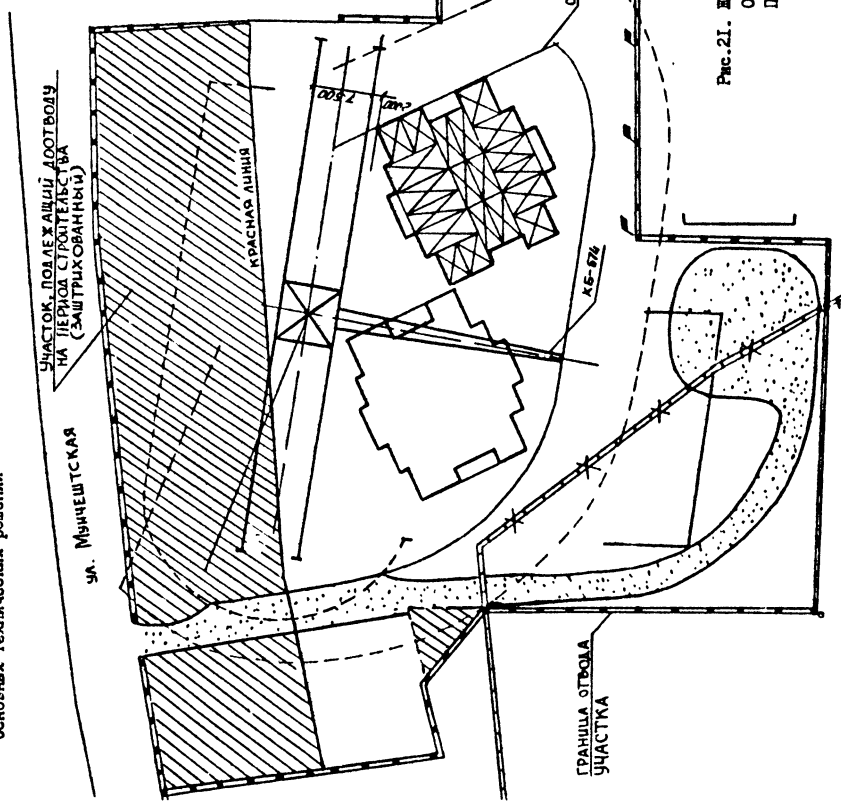
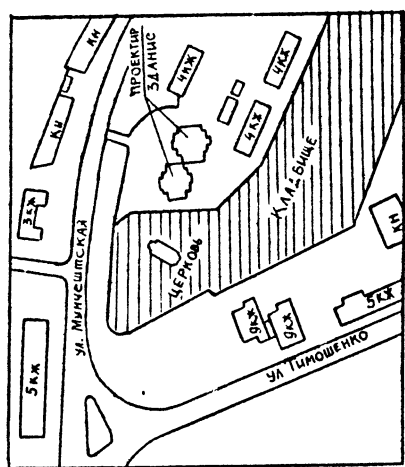


Рис. 21. Близой дом повышенной этажности по ул. Мунчештской
Объект № 1438
Предварительная разработка строительства

№ п/п	Наименование конструктивных элементов	Принято проектом	ГОСТ, каталог серия, повторно примененные сборные изделия
-------	---------------------------------------	------------------	---

Дополнительные данные (наличие встроенных помещений, изменение фасадов, необходимость разработки схемы застройки с инженерными сетями прилегающей территории и т.д.)

Бетонирование монолитных конструкций осуществляется в опалубке "Гражданстрой"

	Должность	Подпись	Фамилия	Дата подписи
СОСТАВИЛИ	Нач. ЛСО №			
	Гл. инж. проекта			
	Гл. арх. проекта			
СОГЛАСОВАЛИ С ТЕХНИЧЕСКИМ ОТДЕЛОМ	Гл. спец. проекта			

Согласовано со строительными организациями

Место печати

_____ 198__ г.

Ответственный представитель
генподрядной строительной
организации

_____ (должность, подпись, фамилия)

Место печати

_____ 198__ г.

Ответственный представитель
треста "Стройиндустрия"

_____ (должность, подпись, фамилия)

Максимальное количество типоразмеров (марок) элементов опалубки в составе комплекта (на здание)

№ п/п	Вид опалубки	Наименование монтажного элемента	Максимальное количество типоразмеров	
			Здания по индивидуальным проектам	Здания массовой застройки
1.	Крупнощитовая внутренних стен	Щит	2-3	2-3
		Панель	8	5
2.	Крупнощитовая наружных стен	"-"	12	8
3.	Крупнощитовая перекрытий	Панель (стол)	10	6
4.	Блочная	Блок	8	5
5.	Объемно-переставная	"П"-образная секция	3	2
		Полутуннель	3	2
6.	Все, кроме крупнощитовой перекрытий	Щит торца стены	6	5
7.	Крупнощитовая перекрытий и объемно-переставная	Борт перекрытия	2	1
8.	Все, кроме крупнощитовой перекрытия	Проемообразователь дверей на одну толщину стены	5	4
9.	Крупнощитовая наружных стен и блочная	Проемообразователь оконных проемов на одну толщину стен	4	3

Примечание. Элементы по пп. I, 3, 5 могут варьироваться в разных сочетаниях, за счет чего может быть получено значительно большее число размеров соответствующих монолитных конструкций. Например, сочетания 3 полутуннелей дают 6 значений расстояния между стенами.

Приложение 7
Рекомендуемое

Перечень программ для расчета монолитных зданий на ЭВМ

Идентификатор программы	Тип ЭВМ	Организация-разработчик	Расчетная схема	Метод расчета	Подготовка исходной информации	Результаты счета	Ограничения	Примечания
ТАРАД-ЕС	ЕС-1022	ЦНИИЭПИ-Литва г. Москва	Пространственный составной стержень	Метод перемещений	В табличной форме данные по тождественности здания и нагрузкам	Усилия от ветровой, сейсмической и жёсткой заданной горизонтальной ризонтальной нагрузки	а) ортогональность расположения стенок; б) отсутствие осей симметрии	Учитываются различные симметрии
РАЗГОН	ЕС-1022	То же	То же	То же	То же	То же	Многотонность по высоте	То же
РАЗДАН	МИНСК-22 БЭСМ-6 ЕС-1022	КиевЭНИИЭП г. Киев	ространственная, тонкостенный составной стержень	Модифицированный метод сил	Данные по тождественности здания и нагрузкам	То же	То же	Учитываются деформации стенок
ТОСТ	ЕС-1033	Киевпроект		Решение краевой задачи системы дифференциальных уравнений методом разложения по собственным решениям	Данные по тождественности и для вычисления напряжений от вертикальной, ветровой и сейсмической нагрузки	Расчетные сочетания нагрузок и усилий, напряжения от вертикальной, ветровой и сейсмической нагрузки		

Окончание прил. 7

Шифр программы	Тип ЗВМ	Организация - заказчик - разработчик	Расчетная схема	Метод расчета	Подготовка исходной информации	Результаты счета	Ограничения	Примечания
ЕС-1022		"Моделирование" - "Дансель-строй" г. Ленинград	Пространственная	Матричный	В качестве дополнительных данных задается матрица податливости вертикальных элементов	Перемещения и моменты в смежных узлах		Учитываются податливости перекрытия и пространственные формы колебаний
АВТО-РАД-ЕС		То же ИИМ В. В. Куйбышевская г. Москва	Пространственная	Дискретно-контактный	В табличной форме даны данные по топуго-гиду здания и нагрузки	Усилия в несущих элементах системы		
ЛПШ АЛЖБХ "ЛИРА"	ЕС-1022	НИИ МАСС г. Киев	а) система плавных или оболочек; б) рамы из массивных стержней	МКО	В табличной форме даны топология здания и нагрузки; имеются блоки логического контроля информации и построения расчетных схем на графопротонистеле	Усилия, напряжения, армирование для широкого класса нагрузок		Программа не предназначена специально для расчета бескаркасных зданий что обуславливает значительную трудоемкость применения
ЛПШ АРС "Феникс"	ЕС-1022	ГПИ "Калинин" горпроект г. Ленинград	а) система пластинок или оболочек; б) рамы из массивных стержней; в) пространственный тонкостенный стержень	МКО	То же	Схемы армирования на графопротонистеле		Возможно использование суперэлементов 7-го уровня; расчетная схема "В" учитывает деформации стен

Расчет прочности стен по наклонному сечению

I. При расчете стен по наклонному сечению на совместное действие изгибающего момента, нормальной и поперечной сил несущую способность стены Q_R следует определять путем решения системы уравнений

при $x \leq h'_f$ (h'_f - толщина полки)

$$Q_R = R_c \left\{ 0,0367x(t_w + b'_f) + \frac{0,625}{h} [t_w(x_0 - x)(b_0 - \frac{x_0 + 2x}{3}) + 1,8(b'_f - t_w)(h'_f - x) \cdot (b_0 - \frac{h'_f + x}{2})] \right\} + 0,625 \frac{q_{sq}}{h} (x_0 - x)(b + b_0 - h'_f - s_q - x_0 - x) + 0,5q_{sw}(0,8h - s_w) + T_{s,inc} \cdot \cos \alpha;$$

$$N = R_c \left\{ b'_f x - 0,5 [t_w(x_0 - x) + 1,8(b'_f - t_w)(h'_f - x)] + n_E A'_s \right\} - A_s R_s - q_{sq}(b - h'_f - s_q - x_0) - T_{s,inc} \cdot \sin \alpha; \quad (74)$$

$$M_R = Q_R \cdot H = R_c \left\{ b'_f x (b_0 - 0,5x) + 0,5 [t_w(x_0 - x)(b_0 - \frac{x_0 + 2x}{3}) + 1,8(b'_f - t_w)(h'_f - x) \cdot (b_0 - \frac{h'_f + x}{2})] + n_E A'_s (b_0 - \alpha') \right\} - 0,5q_{sq}(b - h'_f - s_q - x_0)(b_0 - x_0) - T_{s,inc} z_{s,inc} - N e_s;$$

при $x > h'_f$

$$Q_R = R_c \left\{ 0,0367 [2t_w x + h'_f (b'_f - t_w)] + \frac{t_w}{1,6h} (x_0 - x)(b_0 - \frac{x_0 + 2x}{3}) \right\} + 0,625 \frac{q_{sq}}{h} (x_0 - x) \cdot (b + b_0 - h'_f - s_q - x_0 - x) + 0,5q_{sw}(0,8h - s_w) + T_{s,inc} \cdot \cos \alpha;$$

$$N = R_c [t_w x + h'_f (b'_f - t_w) + 0,5t_w(x_0 - x) + n_E A'_s] - A_s R_s - q_{sq}(b - h'_f - s_q - x_0) - T_{s,inc} \cdot \sin \alpha; \quad (75)$$

$$M_R = Q_R \cdot H = R_c [t_w x (b_0 - 0,5x) + h'_f (b'_f - t_w)(b_0 - 0,5h'_f) + 0,5t_w(x_0 - x)(b_0 - \frac{x_0 + 2x}{3}) + n_E A'_s (b_0 - \alpha')] - 0,5q_{sq}(b - h'_f - s_q - x_0)(b_0 - x_0) - T_{s,inc} z_{s,inc} - N e_s;$$

$b, b_0, h, t_w,$
 $h_i, b_i \leq l_i, 2h_i$

геометрические характеристики стены (рис.23);

H - расстояние от расчетного горизонтального сечения стены до равнодействующей приложенных выше расчетных сейсмических сил (рис.22), определяемое по формуле:

$$H = \frac{\sum_{i=1}^n S_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n S_i} \quad (i=1, 2 \dots K \dots n) \quad (76)$$

N - внешняя нормальная сила в расчетном сечении;

e_0 - эксцентриситет внешней силы относительно центра тяжести арматуры, установленной у растянутой торцевой грани стены;

α - угол наклона арматурных стержней к горизонтальной оси;

$Z_{s, inc}$ - расстояние от оси наклонных стержней до точки "0" (рис.23);

A_s, A'_s - площадь вертикальной арматуры, установленной соответственно у растянутой и сжатой граней стены;

x_0 - длина сжатой зоны горизонтального опорного сечения стены (рис.23);

x - длина участка сжатой зоны за вершиной наклонной трещины (рис.23);

$T_{s, inc}$ - равнодействующая растягивающих усилий в наклонных арматурных стержнях, распределенных по полю стены;

$n \epsilon = \frac{E_s}{E_{b, red}}$ - где E_s - модуль упругости арматуры, установленной у торцевых граней стены, а $E_{b, red}$ - приведенный модуль упругости бетона стены;

q_{sw} - усилие в горизонтальных стержнях, расположенных по полю стены на единицу длины вертикальной проекции наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} R_{sw}}{S_w} \quad (77)$$

q_{sq} - усилие в вертикальных стержнях каркасов, расположенных по полю стены, на единицу горизонтальной проекции наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_{sq} = \frac{A_{sq} R_{sq}}{S_q} \quad (78)$$

В формулах (77) и (78)

A_{sw}, R_{sw} - соответственно площадь поперечного сечения и сопротивление растяжению горизонтальных стержней, расположенных по полю стены;

A_{sq}, R_{sq} - соответственно площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление вертикальных стержней по полю стены;

S_q, S_w - шаг соответственно вертикальных и горизонтальных стержней, установленных по полю стен.

2. Расчет стен по наклонному сечению рекомендуется производить на ЭВМ по программе лаборатории сейсмостойкого строительства КПИ им.С.Лазо.

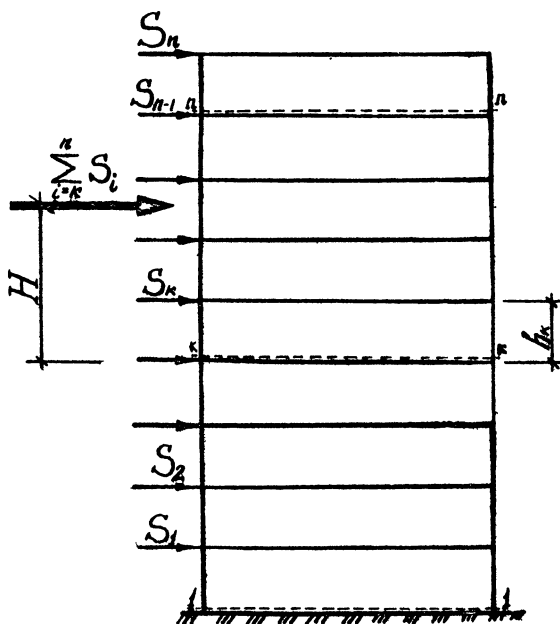


Рис.22. Равнодействующая расчетных сейсмических сил выше расчетного горизонтального сечения стены здания

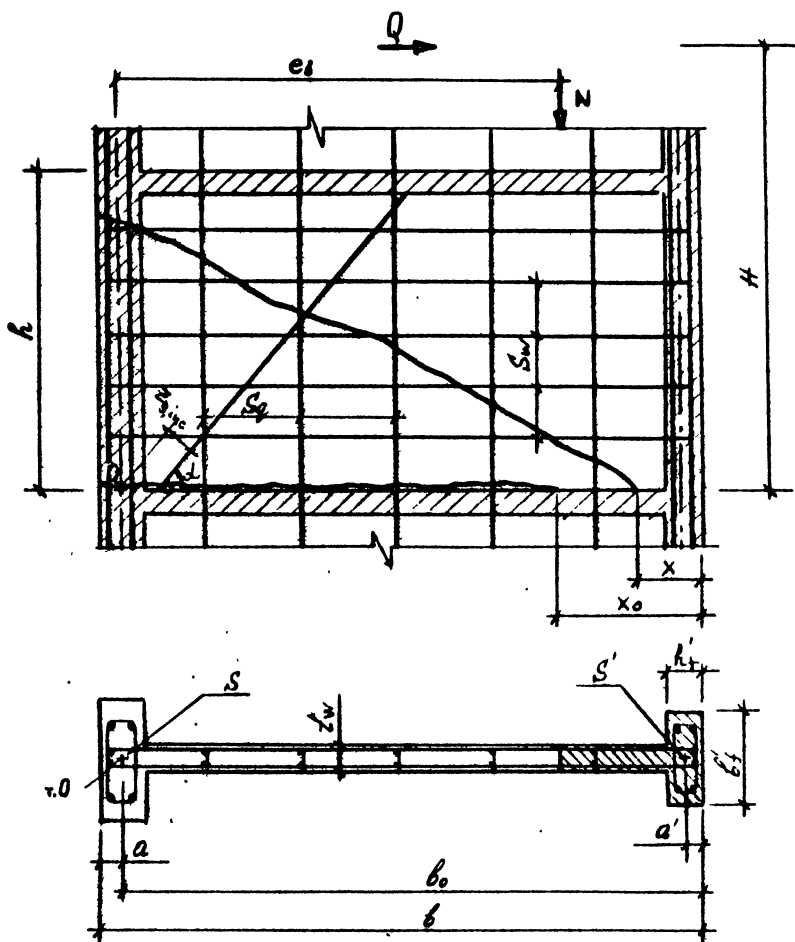
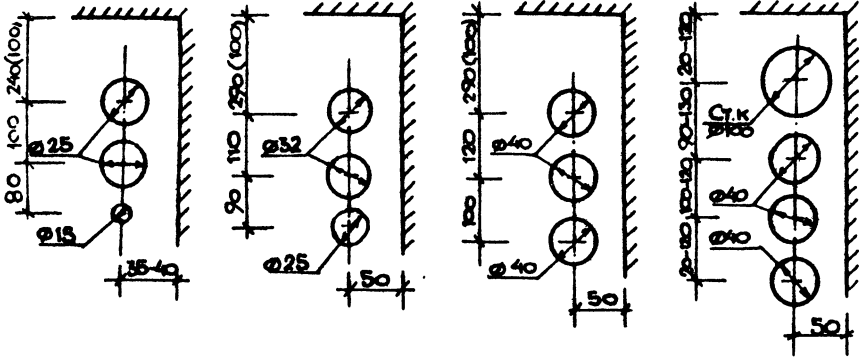


Рис. 23. Схема расчёта стен по наклонному сечению

Размеры отверстий в перекрытиях для пропуска трубопроводов систем отопления, водопровода и канализации

Наименование и диаметр трубопроводов, мм	Размер отверстий, мм
<u>Одиночные стояки</u>	
Водопровод до 32; отопление до 25	Коническое отверстие 60/80
Водопровод от 38 до 63; отопление более 25	150x150
Водопровод 150; внутренний водосток 100	200x200
Канализация 150; водопровод 150; главный стояк отопления	250x250
<u>Групповое расположение стояков</u>	
Канализация 50 и водопровод от 15 до 40	150x200
Водопровод от 38 до 63 и отопление более 25	150x150
Противопожарный стояк или внутренний водо- сток 100 и 2 стояка отопления 25	150x200
Водопровод от 15 до 40 и канализация 100	100x250
2 противопожарных стояка 100	250x250
Канализация 100 и 2 стояка водопровода от 15 до 40	200x300
Канализация 150 и 2 стояка водопровода от 15 до 40	250x450
Выпуск канализации, ввод водопровода до 150	400x400
Трап напольный, 50	400x150
<u>Примечание.</u> Монтажные положения стояков приведены на рис.24.	

ВОДОПРОВОД



КАНАЛИЗАЦИЯ

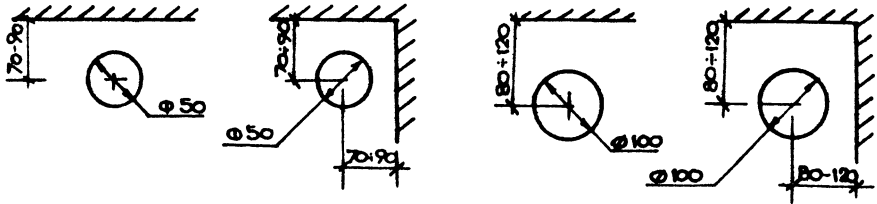


Рис. 24
Монтажные положения стояков

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ:

- H - высота здания;
 H_{et} - высота этажа;
 H_o - высота этажа в свету (за минусом толщины перекрытия);
 B - длина сторон здания в плане;
 B_w - длина стены в плане;
 t_w - толщина стены;
 h - толщина перекрытия;
 A - площадь поперечного сечения;
 A_w - площадь поперечного сечения стены (стенки несущего элемента);
 A_{bf} - площадь полки несущего элемента;
 A_{bc} - площадь сжатой зоны поперечного сечения несущего элемента;
 A_{bw} - площадь сжатой зоны стенки несущего элемента;
 A_{bt} - площадь растянутой зоны поперечного сечения несущего элемента;
 A_s - площадь продольной арматуры;
 A_{sw} - площадь поперечной (горизонтальной) арматуры, хомутов;
 J - момент инерции сечения;
 l_o - расчетная высота стены;
 h - высота прямоугольного, таврового, двутаврового и др. форм сечения элемента;
 b - высота сечения несущего стенового элемента;
 h_o - расчетная высота сечения;
 b_o - расчетная высота сечения несущего стенового элемента;
 h_f - высота (толщина) полки несущего элемента;
 b_f - ширина полки несущего элемента;
 h_{lin} - высота сечения перемычки;
 X - длина сжатой зоны поперечного сечения несущего элемента;
 e_o - начальный эксцентриситет по толщине стены продольной силы;
 e_{ot} - эксцентриситет по толщине стены продольной силы;
 e_{ob} - эксцентриситет по длине стены (несущего элемента) продольной силы;
 e_b - эксцентриситет по длине стены (несущего элемента) продольной силы относительно точки приложения равнодействующей усилий в крайней продольной растянутой (или наименее сжатой) арматуре;

- r - радиус инерции сечения несущего элемента в плоскости стены;
- N - продольная сила;
- N_{cr} - критическая продольная сила для гибкого сжатого элемента;
- N_{eq} - продольная сила от сейсмического воздействия;
- Q - поперечная сила;
- Q_{eq} - горизонтальная (поперечная) сила от сейсмического воздействия;
- Q_{lin} - поперечная сила в перемычке;
- Q_t - несущая способность сжатой зоны сечения несущего элемента при скалывании;
- M - изгибающий момент;
- M_{lin} - изгибающий момент в перемычке;
- T - усилия сдвига;
- $T_{sh,t}$ - сопротивление сдвигу растянутой зоны сечения несущего элемента;
- R_b - расчетное сопротивление бетона осевому сжатию;
- R_c - сопротивление бетона опорного сечения стены сжатию;
- R_{bt} - расчетное сопротивление бетона осевому растяжению;
- σ_0 - нормальное напряжение в бетоне стены;
- R_s - расчетное сопротивление продольной арматуры растяжению;
- R_{sw} - расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению;
- σ_s - напряжение в растянутых арматурных стержнях;
- $R_{r,cr}$ - касательные напряжения, соответствующие образованию трещин;
- E_b - начальный модуль упругости бетона;
- $E_{b,red}$ - приведенный модуль упругости бетона;
- E_s - модуль упругости арматурной стали;
- G_b - начальный модуль сдвига бетона;
- K_φ - коэффициент жесткости основания на поворот;
- K_c - коэффициент жесткости горизонтального стыкового соединения стен в уровне перекрытия при сжатии;
- C_z - коэффициент упругости равномерного сжатия грунта;
- λ_c - коэффициент податливости технологического (растворного) шва при сжатии;
- λ_{sh} - коэффициент податливости стыкового соединения при сдвиге;
- λ_{lin} - коэффициент податливости перемычки;
- λ_w - коэффициент податливости простенков;
- η_x - коэффициент, учитывающий влияние на расчетную высоту стены частичного защемления ее в уровне перекрытия;

- η^w - коэффициент, учитывающий влияние на расчетную высоту стены перпендикулярно расположенных стен;
- f - коэффициент трения;
- μ_v - коэффициент (процент) армирования элемента (стены); продольной (вертикальной) арматурой;
- φ - коэффициент продольного изгиба;
- λ - коэффициент податливости;
- δ - возможное смещение стен и плит перекрытий от проектного положения.

О Г Л А В Л Е Н И Е

1.	Основные положения.....	3
2.	Состав, порядок разработки и согласования проектно-сметной документации.....	6
3.	Конструктивные системы и объемно-планировочные решения зданий	7
4.	Общие требования к конструкциям.....	13
	Требования к стенам	13
	Требования к перекрытиям	22
	Балконы, лоджии, лестницы, лифты, перегородки и прочие элементы	23
	Требования к основаниям и фундаментам	29
5.	Основные положения расчета и конструирования	31
	Общие положения	31
	Расчет зданий и их несущих элементов на условные статические нагрузки	32
	Расчет по прочности горизонтальных и наклонных сечений стен при особом сочетании нагрузок.....	35
	Расчет зданий и их несущих элементов с использованием инструментальных записей ускорений основания при землетрясениях или синтезированных акселерограмм	46
	Армирование монолитных стен	47
	Расчет по прочности вертикальных стыковых соединений стен и их конструирование	52
	Расчет и конструирование перемычек	56
	Расчет и конструирование перекрытий	59
6.	Основные положения при разработке специальных разделов проекта	71
	Отопление	71
	Вентиляция	73
	Водопровод и канализация	73
	Электротехнические устройства	74
	Устройства связи	75
	Приложение I. Справочное. Перечень повреждений, допускаемых в монолитных и сборно-монолитных зданиях при землетрясениях расчетной интенсивности	76
	Приложение 2. Рекомендуемое. Материалы для технико-экономической оценки новых проектных решений жилых зданий из монолитного бетона при наличии эталонного варианта	77

Приложение 3. Рекомендуемое. Материалы для технико-экономической оценки новых проектных решений гражданских зданий из монолитного бетона при отсутствии эталонного варианта	81
Приложение 4. Рекомендуемое. Методика расчета потребности в унифицированной опалубке системы «Гражданстрой»	89
Приложение 5. Рекомендуемое. Карточка принятых основных технических решений на разработку архитектурно-строительной части рабочего проекта	91
Приложение 6. Рекомендуемое. Максимальное количество типоразмеров (марок) элементов опалубки в составе комплекта (на здание)	96
Приложение 7. Рекомендуемое. Перечень программ для расчета монолитных зданий на ЭВМ	97
Приложение 8. Рекомендуемое. Расчет прочности стен по наклонному сечению	99
Приложение 9. Рекомендуемое. Размеры отверстий в перекрытиях для пропуска трубопроводов систем отопления, водопровода и канализации	103
Приложение 10. Справочное. Основные буквенные обозначения .	105

Государственный комитет Молдавской ССР
по делам строительства

Нормативное производственно-практическое издание

**Строительство монолитных зданий
в сейсмических районах Молдавской ССР**

Республиканские строительные нормы

РСН 13—87

Часть I

Издание официальное

Отв. за выпуск А. А. Балакин

Редактор О. А. Елишко

Художник В. В. Петренко

Художественный редактор Е. Б. Ревуцкая

Технический редактор А. С. Бурага

Корректор Л. П. Храпа

Оператор Ф. Б. Пизельман

ОИБ № 361

Подписано в печать 25.05.88.

Формат 60×84¹/₁₆. Бумага тип. № 2.

Печать офсетная.

Усл. печ. л. 6,28. Усл. кр.-отт. 6,4. Уч.-изд. л. 6,92.

Тираж 1000 экз. Заказ № 1904.

Цена 35 коп. Заказное.

Издательство «Тимпул», пр. Ленина, 180.

Типография «Реклама», Кишинев, ул. Сг.фана Великого, 111.

Изд. № 1265.