ЦНИИПромзданий Госстроя СССР

Руководство

по проектированию строительных конструкций убежищ гражданской обороны

Москва 1982

gost.e-ecolog.ru

ЦЕНТРАЛЬНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ
И ПРОЕКТНО-ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ
ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ
(ЦНИИПРОМЗДАНИЙ) ГОССТРОЯ СССР

РУКОВОДСТВО

ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ УБЕЖИЩ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ



Москва Стройиздат 1982

УДК 355.535:699.85/.854.001.2

Рекомендовано к изданию решением научно-технического совета ЦНИИПромзданий.

Руководство по проектированию строительных конструкций убежищ гражданской обороны / ЦНИИПромзданий Госстроя СССР. — М.: Стройиздат, 1982. — 296 с.

Составлено к главе СНиП II-11-77 «Защитные сооружения гражданской обороны». Содержит основные положения и материалы по размещению, планировке, конструированию и расчету несущих и ограждающих конструкций встроенных и отдельно стоящих убежищ, совмещенных с помещениями, используемыми в мирное время для нужд народного хозяйства.

Нумерация пунктов, рисунков и таблиц приведена двойная — в скобках даны номера, соответствующие главе СНиП II-11-77.

Для инженерно-технических работников проектных организаций, разрабатывающих типовые и индивидуальные проекты убежищ, а также для работников штабов гражданской обороны.

Табл. 44, ил. 193.

Разработано ЦНИИПромзданий Госстроя СССР (инж. С. А. Лохов, кандидаты техн. наук И. Н. Белобров, А. И. Костин, В. И. Морозов, В. И. Ганушкин, А. А. Хомко, инженеры В. А. Кулиничев, В. И. Ларионов) при участии учреждений Министерства обороны и НИИЖБ Госстроя СССР.

Замечания и предложения по Руководству просьба направлять по адресу: 127238, Москва, Дмитровское шоссе, 46, ЦНИИПромзданий.

ЦНИИПромзданий Госстроя СССР

РУКОВОДСТВО ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ УБЕЖИЩ ГРАЖДАНСКОЙ ОБОРОНЫ

Редакция инструктивно-нормативной литературы
Зав. редакцией *Г. А. Жигачева*
Редактор *Э. И. Федотова*
Мл. редакторы *Л. М. Климова, Л. И. Месяцева*
Технический редактор *Ю. Л. Циханкова*
Корректор *О. В. Стигнеева*

Н/К

Сдано в набор 02.02.82. Подписано в печать 08.06.82.
Формат 84×108¹/₃₂ Бумага тип. № 2 Гарнитура «Литературная»
Печать высокая Усл. печ. л. 15,54 Усл. кр.-отт. 15,75 Уч.-изд. л. 17,54
Тираж 28.600 экз. Изд. № XII—9453 Заказ № 48 Цена 90 коп.

Стройиздат, 101442, Москва, Каляевская, 23а

Подольский филиал ПО «Периодика» Союзполиграфпрома при Государственном комитете по делам издательств, полиграфии и книжной торговли
г. Подольск, ул. Кирова, 25

Р $\frac{3202000000-438}{047(01)-82}$ **Без объявл.**

© **Стройиздат, 1982**

1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ

1.1. Настоящее Руководство содержит положения, рекомендации и вспомогательный материал, которые целесообразно использовать при проектировании убежищ. Приведены требования главы СНиП II-11-77 «Защитные сооружения гражданской обороны», касающиеся проектирования убежищ, текст которых отмечен слева вертикальной чертой на полях Руководства, а также пояснения и рекомендации к ним.

1.2(1.1). Настоящие нормы должны соблюдаться при проектировании вновь строящихся и реконструируемых убежищ гражданской обороны, размещаемых в приспосабливаемых для этих целей помещениях производственных, вспомогательных, жилых и общественных зданий и других объектов народного хозяйства, а также отдельно стоящих убежищ в заглубленных сооружениях.

Убежища гражданской обороны предназначаются для защиты в военное время укрываемых от воздействия оружия массового поражения и должны использоваться в мирное время для нужд народного хозяйства и обслуживания населения.

Убежища подразделяются на классы согласно главе СНиП II-11-77.

При проектировании убежищ гражданской обороны кроме требований норм настящей главы следует учитывать требования действующего законодательства и соответствующих глав СНиП по проектированию зданий и сооружений, в помещениях которых размещаются убежища, а также требования других нормативных документов с учетом специфических условий строительства убежищ, изложенных в нормах настоящей главы.

Использование помещений убежищ в мирное время для нужд народного хозяйства и обслуживания населения является одним из основных требований по проектированию убежищ. Назначение убежищ в условиях мирного времени определяется заданием на проектирование. При разработке объемно-планировочных и конструктивных решений проектная организация должна исходить из условия обеспечения технологии производственного процесса в мирное время и нормального пребывания в помещении укрываемых. Не допускается принимать решение вопроса об использовании помещений убежищ для нужд народного хозяйства без необходимой проработки обеспечения технологии производственного процесса.

1.3(1.2). Убежища следует размещать в подвальных и цокольных этажах зданий и сооружений.

Строительство отдельно стоящих заглубленных или возвышающихся (с заглублением пола менее 1,5 м) убежищ допускается при невозможности устройства встроенных убежищ или при соответствующем обосновании.

В тех случаях, когда в зданиях, используемых для нужд народного хозяйства, подвальные и цокольные этажи отсутствуют, часть помещений следует проектировать заглубленными и приспособленными под убежища с соблюдением всех требований глав СНиП и других нормативных документов, а также в соответствии с требованиями главы СНиП II-11-77.

Встроенным убежищем называется сооружение, предназначенное для защиты людей, размещаемое в подвальном или цокольном этаже административно-бытового, производственного или вспомога-

тельного здания, а также жилого или общественного здания. Они могут быть запроектированы под всем зданием (рис. 1) или под какой-либо его частью. За пределы здания могут выступать входы, аварийные выходы, воздухозаборы, вытяжные и выхлопные каналы.

Отдельно стоящих убежищем называется сооружение, предназначенное для защиты людей, возводимое на свободном от застройки участке, полностью или частично заглубленное в грунт и обсыпанное сверху и с боков грунтом (рис. 2). Предпочтение отдается встроенным убежищам, так как стоимость встроенного убежища, как правило, меньше стоимости отдельно стоящего, связь его с производственными помещениями удобна и дает возможность быстрого укрытия работающих. Кроме того, встро-

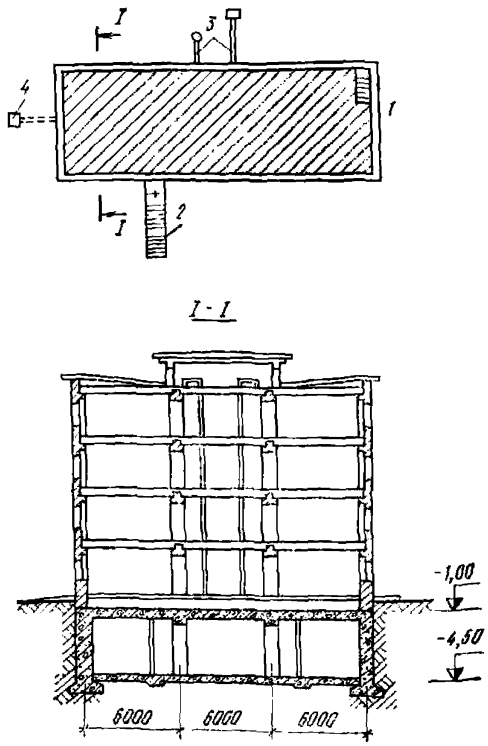


Рис. 1. Встроенное убежище в административно-бытовом здании

1 — вход № 1; *2* — вход № 2; *3* — воздухозаборы; *4* — оголовок вытяжной вентиляции

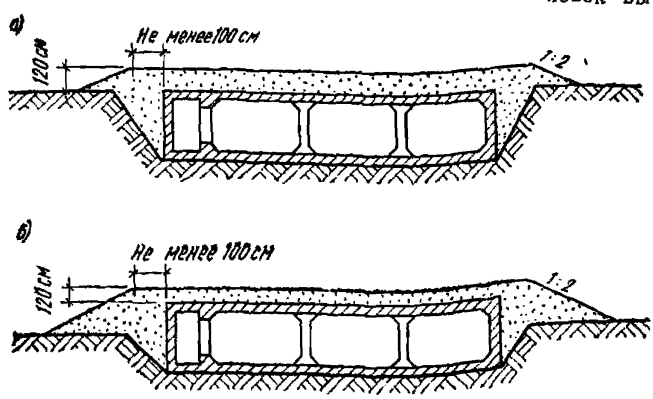
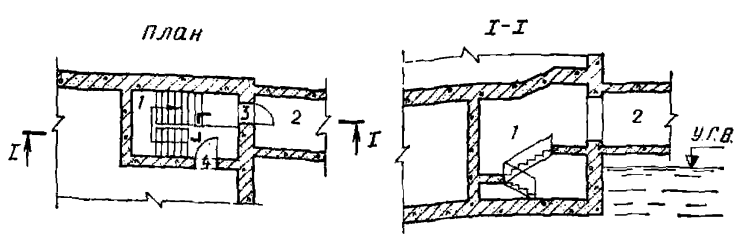


Рис. 2. Отдельно стоящее убежище

а — полностью заглубленное; *б* — полузаглубленное



енные убежища не занимают промышленную территорию, что обеспечивает наиболее рациональное их использование в условиях мирного времени и не ухудшает технико-экономические показатели генплана.

1.4(1.3). При проектировании помещений, приспосабливаемых под убежище, следует предусматривать наиболее экономичные объемно-планировочные и конструктивные решения. Габариты помещений следует назначать минимальными, обеспечивающими соблюдение требований по эффективному использованию указанных помещений в мирное время для нужд народного хозяйства и защитных сооружений в военное время.

Конструкции должны приниматься с учетом их эффективной и экономической целесообразности в условиях конкретной площадки строительства в порядке, предусмотренном техническими правилами по экономному расходованию основных строительных материалов.

При разработке проектов убежищ гражданской обороны особое внимание должно быть обращено на сокращение до предельно допустимых норм площади помещений для укрываемых и внутреннего инженерно-технического оборудования с применением наиболее простых схем и малогабаритных агрегатов и на необходимость использования этого оборудования для нужд производства в условиях мирного времени без демонтажа. Кроме того, необходимо стремиться к упрощению технических решений в целях удешевления и уменьшения сроков строительства.

1.5(1.4). Состав помещений убежищ, размещаемых в защищенной части здания или в отдельно стоящем заглубленном сооружении, должен быть определен с учетом эксплуатации их в мирное время, при этом площади указанных помещений, предназначенных для эксплуатации в мирное время, не должны превышать площадей, необходимых для защитных сооружений.

В убежищах необходимо предусматривать:

один санитарный пост площадью 2 м² на каждые 500 укрываемых, но не менее одного на сооружение;

медицинский пункт площадью 9 м² при численности укрываемых 900—1200 чел. На каждые 100 укрываемых сверх 1200 чел. площадь медпункта увеличивается на 1 м².

Проектирование убежищ следует начинать с объемно-планировочных решений помещений, предназначенных для нужд народного хозяйства. В дальнейшем они дополняются решениями несущих конструкций и инженерно-технического оборудования в соответствии с требованиями, предъявляемыми к убежищам. К числу дополнительных решений, которые не учтены требованиями СНиП и другими действующими нормативными документами, определяющими состав и конструктивные решения помещений, используемых в мирное время, относятся:

устройство и усиление несущих и ограждающих конструкций, обеспечивающих защиту укрываемых от поражающих факторов ядерного взрыва и пожаров;

устройство защищенных входов, предтамбуров, тамбуров, тамбуров-шлюзов, аварийных выходов;

устройство нар (скамей) для размещения укрываемых;

герметизация убежищ и обеспечение укрываемых чистым воздухом при всех режимах воздухоснабжения;

устройство дополнительных санитарных узлов, емкостей для хранения запасов питьевой и технической воды, емкостей для ава-

рийного сбора сточных вод и резервных защищенных источников энергоснабжения;

устройство защищенных оголовков;

конструктивные мероприятия на вводах инженерных коммуникаций.

Санитарные посты должны предусматриваться в основном помещения для размещения укрываемых. Для медпунктов предусматриваются специальные комнаты.

Проектирование помещений и оборудования, не используемых в мирное время, должно проводиться в соответствии с главой СНиП II-11-77 и другими действующими нормативными документами, в которых учитываются особенности периодического и кратковременного использования помещений и оборудования убежищ.

1.6(1.5). Убежища, размещаемые в подвальных этажах и в отдельно стоящих заглубленных сооружениях, следует использовать в мирное время под:

санитарно-бытовые помещения (гардеробные домашней и уличной одежды с душевыми и умывальными);

помещения культурного обслуживания (красные уголки, кабинеты политического просвещения) и учебных занятий,

производственные помещения, отнесенные по пожарной опасности к категориям Г и Д, в которых осуществляются технологические процессы, не сопровождающиеся выделением вредных жидкостей, паров и газов, опасных для людей, и не требующие естественного освещения;

технологические, транспортные и пешеходные тоннели;

помещения дежурных электриков, связистов, ремонтных бригад;

гаражи для легковых автомобилей, подземные стоянки автокаров и автомобилей;

складские помещения для хранения несгораемых материалов, а также для сгораемых материалов и несгораемых материалов в сгораемой таре при наличии автоматической системы пожаротушения;

помещения торговли и общественного питания (магазины, залы столовых, буфеты, кафе, закусочные);

спортивные помещения (стрелковые тиры и залы для спортивных занятий);

помещения бытового обслуживания населения (дома быта, ателье, мастерские, приемные пункты, фотографии, конторы и мастерские ЖЭК);

вспомогательные (подсобные) помещения лечебных учреждений (кроме бальнеологических).

Возможность использования в мирное время защищенных сооружений по другому назначению допускается по согласованию с местными органами Минздрава СССР, МВД СССР и Штаба гражданской обороны.

Практика показала, что наиболее удобны к использованию под убежища помещения гардеробных, красных уголков, кабинетов политического просвещения, классов для учебных занятий, а также технологические, транспортные и пешеходные тоннели. Преимущества этих помещений состоят в том, что в них отсутствуют средства транспорта, они доступны в любое время и могут быть запроектированы небольшой высоты с применением мелкой сетки колонн без ущерба для использования их в мирное время.

В помещениях общественного питания (столовых, буфетах, кафе) для размещения укрываемых можно использовать обеденные залы, складские и технические помещения.

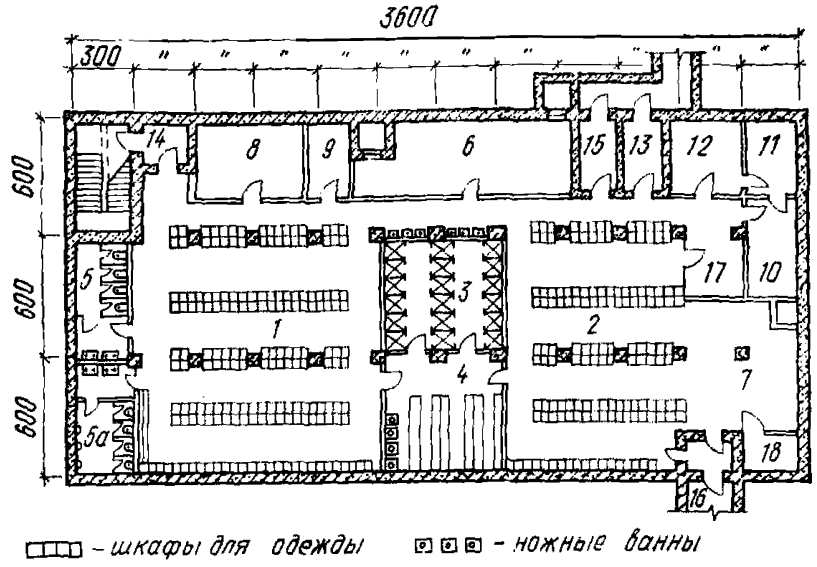


Рис. 3. Планировочное решение гардероба с душевой в подвале здания

1 — гардероб уличной и домашней одежды на 180 двойных шкафов; *2* — гардероб рабочей одежды на 180 одинарных шкафов; *3* — душевая; *4* — раздевалка перед душевой; *5* — женский санузел; *5а* — мужской санузел; *6* — ФВП; *7* — дизельная; *8* — помещение для сушки волос и мелкого ремонта; *9* — кладовая чистой одежды; *10* — кладовая грязной одежды; *11* — контейнерная; *12* — персональная; *13* — склад инвентаря; *14* — вход № 1; *15* — вход № 2; *16* — вход № 3 (аварийный выход); *17* — щитовая; *18* — склад ГСМ

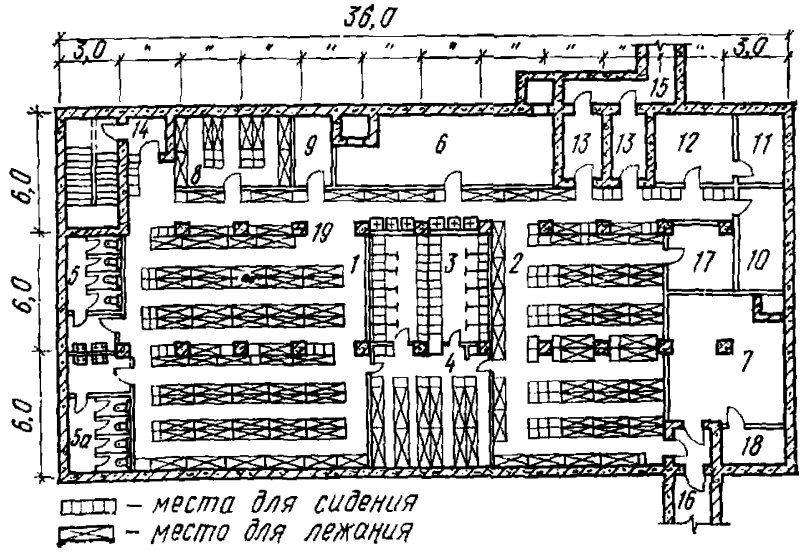


Рис. 4. Планировочное решение убежища на 850 человек, совмещенного с гардеробом и душевой

1—4 и *8* — помещения для размещения укрываемых; *5* — женский санузел; *5а* — мужской санузел; *6* — ФВП; *7* — дизельная; *9* — кладовая чистой одежды; *10* — кладовая грязной одежды; *11, 12* — пункт управления; *13* — шлюзовые камеры; *14* — вход № 1; *15* — вход № 2; *16* — вход № 13 (аварийный выход); *17* — щитовая; *18* — склад ГСМ; *19* — санитарный пост

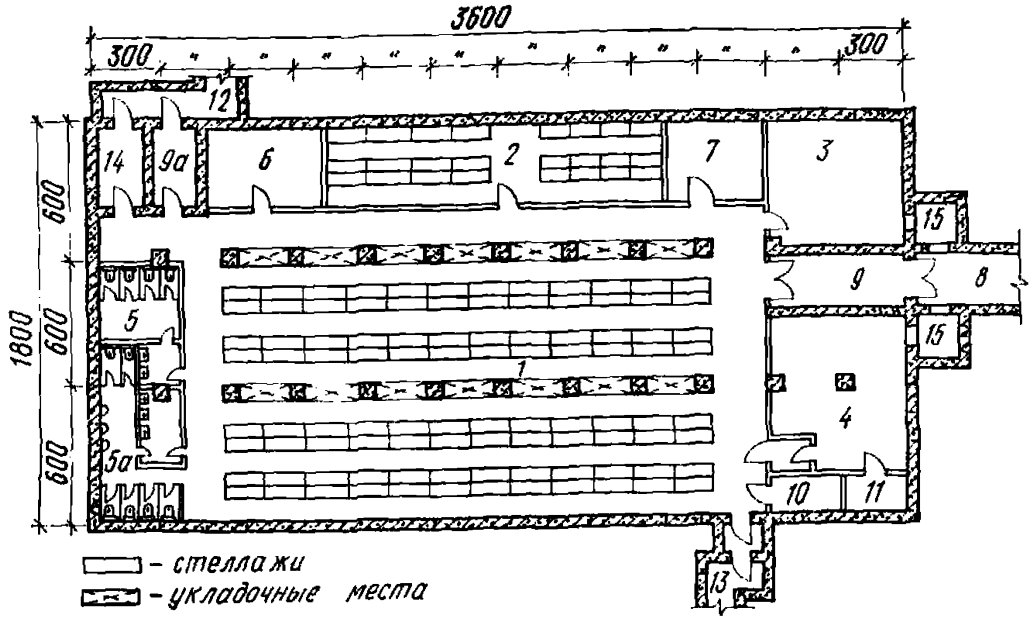


Рис. 5. Планировочное решение центрального склада инструмента в подвале здания

1 — складское помещение; *2* — склад инструмента; *3* — ФВП; *4* — дизельная; *5* — женский санузел; *5а* — мужской санузел; *6* — кладовая; *7* — контора склада; *8* — наклонная рампа; *9* — шлюз наклонной рампы; *9а* — тамбур; *10* — щитовая; *11* — склад ГСМ; *12* — вход № 1; *13* — вход № 2 (аварийный выход); *14* — склад обтирочных материалов; *15* — расширительная камера

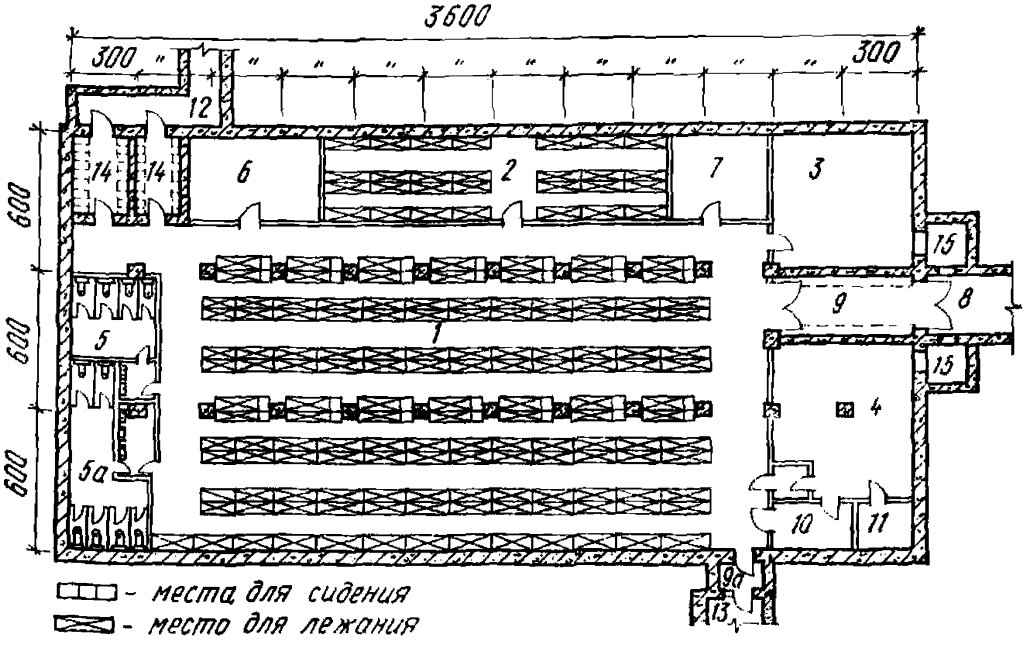


Рис. 6. Планировочное решение убежища на 900 человек, совмещенного со складом инструмента

1, 2 — помещения для размещения укрываемых; *3* — ФВП; *4* — дизельная; *5* — женский санузел; *5а* — мужской санузел; *6* — медицинский пункт; *7* — пункт управления; *8* — наклонная рампа; *9* — шлюз наклонной рампы; *9а* — тамбур; *10* — щитовая; *11* — склад ГСМ; *12* — вход № 1; *13* — вход № 2 (аварийный выход); *14* — шлюзовые камеры; *15* — расширительные камеры

Помещения торговли и бытового обслуживания населения могут быть использованы под убежища в том случае, если их производственная деятельность в военное время будет прекращена и имеющееся в них оборудование, не используемое для функциональной деятельности этих помещений как убежищ, будет вывезено.

Использование гаражей для автомобилей и стоянок автокаров под убежища возможно, если они размещены в отдельно стоящих зданиях на свободной территории.

На рис. 3—8 приведены в качестве примера объемно-планировочные решения помещений гардероба с душевой, склада инструментов и магазина, приспосабливаемых под убежища.

Гардероб с душевой (рис. 3, 4) запроектирован в подвале 4-этажного административно-бытового здания и рассчитан на обслуживание рабочей смены в 180 человек. Гардероб оборудован двойными шкафами для уличной и домашней одежды, душевыми установками и одинарными шкафами для рабочей одежды. При одновременном использовании помещения под бытовые и убежище шкафы для хранения уличной, домашней и рабочей одежды заменяются нарами. Такое решение позволяет использовать гардероб с душевой под убежище без остановки производственного процесса.

Аналогичное решение принято по складу инструментов (рис. 5, 6), расположенному также в подвале административно-бытового здания. В складе конструкция стеллажей и их расположение, а также оборудование укладочного места рассчитаны на размещение

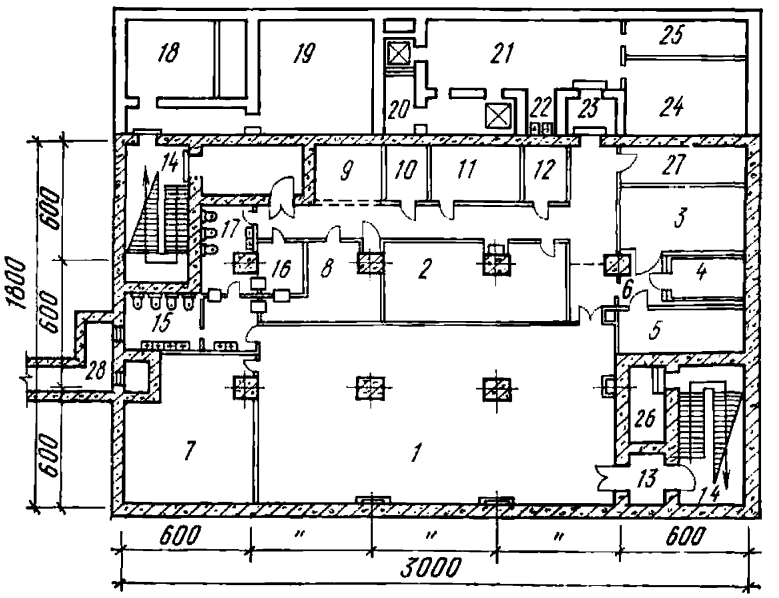


Рис. 7. Планировочное решение магазина в заглубленной части здания

1 — торговый зал; *2* — подготовка товаров к продаже; *3* — холодильная камера мяса; *4* — камера овощей; *5* — холодильная камера для рыбы; *6* — тамбур холодильной камеры; *7* — помещение вентиляционных установок; *8* — женский гардероб; *9* — гардероб верхней одежды; *10* — хозяйственная кладовая; *11* — кладовая рыбы; *12* — электрощитовая; *13* — тамбур; *14* — лестница; *15* — гардероб санитарной спецодежды; *16* — бельевая; *17* — мужской гардероб; *18* — насосная; *19* — тепловой пункт; *20* — машинное отделение; *21* — приемочная; *22* — моечная; *23* — тамбур; *24* — кладовая овощей; *25* — тарная; *26* — камера тепловой завесы; *27* — машинное отделение холодильной камеры; *28* — аварийный выход

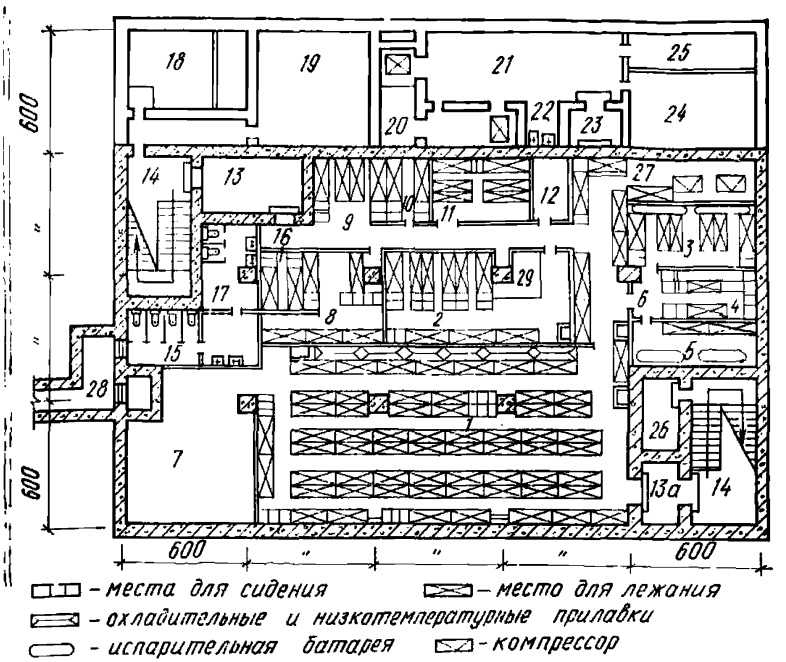


Рис. 8. Планировочное решение убежища на 600 человек, совмещенного с магазином

1—6, 8—11, 16 и *27* — помещения для размещения укрываемых; *7* — ФВП; *12* — щитовая; *13* — тамбур-шлюз; *13а* — тамбур; *14* — вход в убежище; *15* — женский санузел; *17* — мужской санузел; *18—25* — (по рис. 7); *26* — камера тепловой завесы; *28* — аварийный выход; *29* — санитарный пост

укрываемых без демонтажа оборудования. Этим достигнуто совмещение назначения помещения для нужд народного хозяйства и укрытия работающей смены.

Магазин на 8 рабочих мест (рис. 7, 8) запроектирован в заглубленной части отдельно стоящего здания предприятия торговли и общественного питания. В наземной части размещается кафе-столовая. Проектом предусматривается прекращение производственной деятельности магазина в особый период и демонтаж части оборудования. Не демонтируются компрессоры машинного отделения, испарительные батареи в холодильных камерах, охлаждаемые и низкотемпературные прилавки.

Деятельность кафе-столовой может не прекращаться.

1.7(1.6). Складские помещения, приспосабливаемые под убежища, должны оборудоваться транспортными устройствами для загрузки, складирования и выгрузки материалов.

При строительстве убежищ в подвалах зданий или отдельно стоящих заглубленных сооружениях, расположенных в северной строительно-климатической зоне, не рекомендуется размещать в них в мирное время производства с технологическими процессами, требующими больших расходов воды.

При проектировании под склад помещения убежища прежде всего необходимо решить, что должно храниться на складе, в каком количестве и технологию загрузки, складирования и выгрузки ма-

териальных ценностей. В складе могут храниться несгораемые и сгораемые материалы. При хранении сгораемых материалов и несгораемых материалов в сгораемой таре при вместимости убежища 600 чел. и более должны соблюдаться требования инструкции по проектированию установок по устройству автоматического пожаротушения. При переводе помещения под убежище склад должен быть полностью освобожден.

При использовании помещения убежища под склад желательно расположение большой части стеллажей совмещать с расположением нар, а их конструкцию и размеры принимать по аналогии с конструкцией и размерами мест для сидения и лежания укрываемых.

С целью механизации загрузки и выгрузки материалов из склада проектами следует предусматривать устройство аппарелей (пандусов), грузовых лифтов, грузовых шахт и проемов для подачи грузов краном или с помощью транспортеров.

В условиях вечной мерзлоты важно обеспечить сохранность основания и фундаментов от воздействия внешней среды и прежде всего от воды, воздействие которой недопустимо на вечномерзлые основания. Поэтому в таких убежищах не допускается размещение производств, связанных с большим расходованием воды.

1.8(1.7). Перевод помещений, используемых в мирное время, на режим убежища следует предусматривать в сроки, указанные в главе СНиП II-11-77.

При проектировании использования помещений убежища в мирное время следует иметь в виду, что все работы по переводу помещений на режим убежища должны быть произведены в очень короткий промежуток времени, поэтому в пояснительной записке к проекту убежища следует давать расчет сил, средств и времени, необходимых на выполнение работ по переводу помещения с режима использования в мирное время на режим убежища.

1.9(1.8). Вместимость убежищ определяется суммой мест для сидения (на первом ярусе) и лежания (на втором и третьем ярусах) и и принимается, как правило, не менее 150 чел.

Проектирование убежищ меньшей вместимости допускается в исключительных случаях с разрешения министерств и ведомств при соответствующем обосновании.

Вместимость убежищ для нетранспортабельных больных определяется согласно главе СНиП II-11-77. При этом вместимость убежищ следует принимать не менее 80 чел. Для больниц на 500 мест и менее убежища для нетранспортабельных больных следует предусматривать на группу близлежащих больниц.

При проектировании помещений, приспосабливаемых под убежища, следует иметь в виду, что удельная стоимость сооружений большой вместимости значительно меньше, чем сооружений малой вместимости и они могут быть более эффективно использованы для нужд народного хозяйства. В крупных убежищах более надежно может быть обеспечено электроснабжение, поскольку становится экономически допустимым устройство в них защищенных дизельных электростанций (ДЭС). Особенно экономически невыгодны убежища вместимостью менее 100 чел., поскольку входы, аварийные выходы, тамбуры дают существенное удорожание всего убежища в целом. Кроме того, помещения убежищ малой вместимости в большинстве случаев не могут быть эффективно использованы для нужд народного хозяйства.

1.10(1.9). Задание на проектирование убежища является составной частью задания на проектирование новых и реконструкцию действующих предприятий, зданий и сооружений.

Состав задания на проектирование, стадийность проектирования, разработка и оформление проектов убежищ принимаются в соответствии с требованиями инструкций по разработке проектов и смет для промышленного и жилищно-гражданского строительства.

В задании на проектирование убежищ в дополнение к требованиям перечисленных инструкций следует указывать класс защитных сооружений (убежищ), количество укрываемых мужчин и женщин, режимы вентиляции, назначение помещений в мирное время.

Материалы техно-рабочего (технического) проекта убежища входят в состав техно-рабочего (технического) проекта предприятия, здания, сооружения и оформляется в виде самостоятельного раздела.

В задании на проектирование в части, касающейся убежищ, даются:

распоряжения и указания, на основании которых проектируется строительство убежищ;

максимально возможное количество мужчин и женщин в работающей смене предприятия и их распределение по цехам, зданиям и сооружениям;

наименование зданий и сооружений, подвальные этажи которых по характеру производственного процесса целесообразно использовать под убежища;

назначение помещений, приспосабливаемых под убежища, в мирное время, их оборудование и планируемый в них технологический процесс, требования по приспособлению оборудования основных помещений для размещения укрываемых;

класс убежища;

основные требования к объемно-планировочным и конструктивным решениям убежищ;

источники обеспечения убежищ водой, теплом, электроэнергией;

требования к вентиляции;

место отвода сточных вод;

гидрогеологические условия площадки строительства;

основные технико-экономические показатели, которые должны быть достигнуты при проектировании убежищ в подвальных этажах или отдельно стоящих зданиях (сооружениях).

Состав техно-рабочего (технического) проекта убежища, оформляемого в виде самостоятельного раздела, принимается в соответствии с требованиями инструкций по разработке проектов и смет для промышленного и жилищно-гражданского строительства. В дополнение к требованиям перечисленных инструкций в техно-рабочий (технический) проект убежища следует включать выкопировку из генплана предприятия с показанием размещенных убежищ, радиусов сбора и путей движения укрываемых от рабочих мест до входов в убежище. Каждый проект убежища должен иметь расчет конструкций на заданную нагрузку от ударной волны и расчет противорадиационной защиты.

1.11(1.10). При определении сметной стоимости строительства убежищ в составе предприятия или объекта следует руководствоваться инструкциями по разработке проектов и смет, на осно-

вании которых составляется проектно-сметная документация на строительство основных объектов.

Сметную стоимость встроенных в здания и сооружения помещений, приспосабливаемых под убежища, следует определять по локальной смете [прил. 6 к «Инструкции по разработке проектов и смет для промышленного строительства» (СН 202)], и затраты на строительство этих помещений включать в объектные сметы зданий и сооружений.

Сметная стоимость отдельно стоящих и встроенных убежищ гражданской обороны определяется на основе проектов, разработанных в соответствии с требованиями глав СНиП.

Сметная стоимость строительства отдельно стоящего убежища определяется по объектной смете (сметному расчету) в соответствии с формой № 2, прил. 5 «Инструкции по разработке проектов и смет для промышленного строительства» (СН 202-76).

Сметная стоимость строительства встроенного убежища определяется по локальной смете в соответствии с формой № 3, прил. 6 Инструкции СН 202-76 и включается в объектовую смету на строительство здания или сооружения.

При наличии в одном здании (сооружении) назащищенных подвальных помещений и встроенного убежища в локальную смету включаются затраты на строительство только убежища. Полная стоимость строительства убежища складывается из расходов по всем видам строительных и монтажных работ, стоимости материалов, конструкций и оборудования.

В сметную стоимость строительства убежищ включаются следующие затраты:

а) на земляные работы. Для встроенных убежищ эти затраты включаются в объемах, пропорциональных площади, занимаемой убежищем (включая входы и выходы), для отдельно стоящих убежищ земляные работы принимаются в полном объеме, предусмотренном проектом;

б) на строительные работы по основным конструктивным элементам помещений основного и вспомогательного назначения, включая затраты по гидроизоляции и герметизации;

в) на строительные и монтажные работы по внутренним санитарно-техническим, электротехническим работам, включая устройство емкостей для запасов питьевой и технической (для ДЭС) воды объемом более 0,5 м³, водозаборных скважин, вентиляции, включая установку электроручных вентиляторов с электроприводом, кондиционеров, устройств для отвода или откачки сточных вод в наружную канализационную сеть и т. д.;

г) связанные с приобретением, доставкой и монтажом инженерно-технического оборудования по вентиляции, кондиционированию, водоснабжению, канализации, электроснабжению, электрооборудованию (ДЭС), связи пунктов управления, водозаборных скважин, а также кабельные сети и устройства к ним;

д) на строительство отдельно стоящих, защищенных ДЭС, размещаемых вне убежища, но возводимых только для жизнеобеспечения укрываемых в данном убежище, а также затраты на кабельные сети, идущие от защищенных ДЭС к другим убежищам;

е) на строительство отдельно стоящих водозаборных скважин, размещаемых вне убежища, но используемых только для жизнеобеспечения укрываемых в данном убежище, а также затраты на устройство водопровода от таких скважин к убежищу;

ж) на устройство входов (выходов) убежища, вентиляционных шахт, расположенных вне убежища, а также на устройство предусмотренной вокруг них отмостки;

и) на перенос общеплощадочных коммуникаций в связи со строительством отдельно стоящих убежищ и на подводку инженерных сетей к ним.

В смету стоимости строительства убежищ не включаются следующие затраты:

а) на основание и инженерную подготовку территории, отведенной под строительство здания и сооружения, в которые встроены убежища или под отдельно стоящие убежища, а также стоимость работ, связанных со сносом и переносом существующих строений (разборкой строений, вывозом мусора, выплатой компенсации, переносом и переналадкой инженерных коммуникаций, пересадкой зеленых насаждений, строительством новых строений взамен сносимых и др.), стоимость работ по рекультивации земель и т. п.;

б) на оборудование территории инженерными сетями для размещения зданий со встроенными убежищами, включая прокладку сетей водоснабжения, канализации, тепло- и газоснабжения, ливнестоков, энергоснабжения, сетей радиофикации, телефонизации и т. д.;

в) на строительство трансформаторных подстанций, котельных, складов и помещений для хранения топлива, предназначенного для использования в мирное время;

г) на благоустройство территории, отведенной под строительство зданий и сооружений, в которых размещаются встроенные убежища, в том числе работы по вертикальной планировке, устройству подъездов, тротуаров, отмосток, ограждений;

д) на прокладку водопровода от защищенной водозаборной скважины к другим объектам, использованным для нужд народного хозяйства в мирное время;

е) на подключение инженерных коммуникаций зданий и сооружений, в которых размещаются встроенные убежища, к общеплощадочным коммуникациям тепло-, паро-, водоснабжения, канализации, линиям энергоснабжения и связи;

ж) на изготовление, приобретение и установку нар для укрываемых, противопожарного инвентаря и инвентаря гражданской обороны (нары изготовляются за счет расходов будущих периодов, а противопожарный инвентарь и инвентарь гражданской обороны — за счет текущих затрат предприятия);

з) на устройство лестничных клеток, лифтовых шахт и их частей, располагаемых в подвальном, цокольном и первом этажах;

и) на строительство ДЭС и на стационарное технологическое оборудование с электрическими машинами к нему, с передаточными (приводами, трансмиссиями и пр.) и питающими устройствами, контрольно-измерительными приборами (КИП) и автоматикой, которые размещаются в защищенных помещениях и предназначаются для объектов народного хозяйства при использовании помещений убежищ в мирное время, а также на хозяйственный инвентарь и приспособления для эксплуатационных нужд;

к) на устройство воздуховодов вентиляционного оборудования, КИП и автоматики, размещаемых в защищенных помещениях и предназначаемых для обслуживания объектов народного хозяйства в мирное время;

л) на устройство системы отопления, предусматриваемой для использования в мирное время;

м) на устройство различного рода обвалований и другие мероприятия, предупреждающие возникновение вторичных факторов поражения;

н) на устройство пандусов, въездов, платформ и им подобных устройств во встроенных убежищах.

Дополнительные затраты на стадии техно-рабочего (технического) проекта из расчета на одного укрываемого $C_у$ следует определять как разность между сметной стоимостью помещений, приспосабливаемых под убежища, и усредненной стоимостью помещений, используемых в мирное время, по формуле

$$C_у = \frac{C_м - C_п}{M}, \qquad (1)$$

где $C_м$ — сметная стоимость помещений, приспосабливаемых под убежище;

$C_п$ — сметная стоимость аналогичных помещений, которые используются в мирное время;

M — число укрываемых.

РАЗМЕЩЕНИЕ УБЕЖИЩ

1.12(1.11). Убежище следует располагать в местах наибольшего сосредоточения укрываемого персонала. Радиус сбора укрываемых следует принимать согласно главе СНиП II-11-77. В тех случаях, когда за пределами радиуса сбора оказываются группы укрываемых, следует предусматривать укрытие их в близлежащем убежище, имеющем тамбур-шлюз во входе.

Убежище при возможности следует размещать:

встроенные — под зданиями наименьшей этажности из строящихся на данной площадке;

отдельно стоящие — на расстоянии от зданий и сооружений, равном их высоте.

Под радиусом сбора укрываемых понимается максимально допустимое удаление их от входов в убежище. Удаление входа в убежище от наиболее удаленного выхода из производственного здания, в котором находятся люди, подлежащие укрытию, в зависимости от ширины здания B, плотности работающих P и вместимости убежища можно определить по графику, приведенному на рис. 9. При определении радиусов сбора на предприятиях с многоэтажной застройкой следует учитывать время на спуск людей с верхних этажей. Для этого принятые по графику на рис. 9 значения допустимого удаления необходимо уменьшить на утроенную высоту соответствующих этажей. Например, укрываемые спускаются по лестницам с шестого этажа производственного корпуса, находящегося на высоте 27 м. В этом случае радиус сбора для встроенного и отдельно стоящего убежища следует уменьшить на 81 м.

При размещении убежищ на территории предприятия за пределами радиусов сбора могут оказаться различные по численности группы людей, подлежащих укрытию. Если в группе будет менее 150 чел., то их следует укрывать в ближайшем убежище, имеющем тамбур-шлюз. При численности группы 150 чел. и более для их укрытия необходимо проектировать убежище.

Аварийные выходы являются дорогостоящими элементами убежища, неиспользуемыми для размещения укрываемых. С целью уменьшения расходов на их строительство рекомендуется встроенное убежище располагать в здании с наименьшей этажностью, а отдельно стоящее — на расстоянии, равном высоте близлежащего здания.

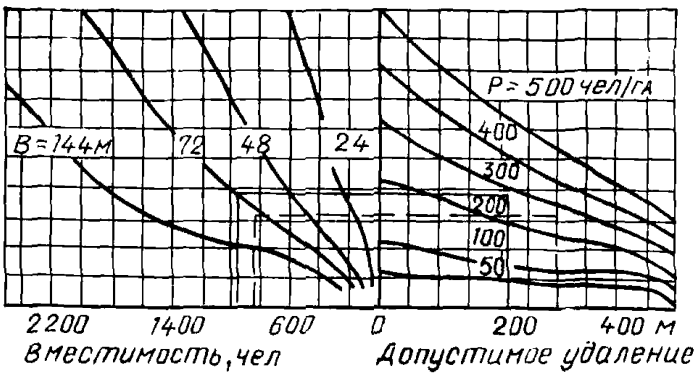


Рис. 9. График для определения удаления отдельно стоящих убежищ от производственных зданий

B — ширина здания, м; P — плотность работающих, чел.-га. Пример 1. Количество укрываемых в цехе 1000 чел. Здание одноэтажное шириной B=72 м, плотность работающих P=300 чел.-га

Определить допустимое удаление убежища при условии, что выходы из здания приняты по СНиП. Ответ — не более 220 м.

Пример 2. На расстоянии 300 м от цеха возводится убежище. Сколько людей может быть укрыто в этом убежище (B=72 м, P=300 чел.-га). Ответ — 850 чел.

Отдельно стоящие убежища и помещения, приспосабливаемые под встроенные убежища, должны, как правило, располагаться на пожаробезопасных участках или участках III категории пожароопасности. Следует предусматривать возможность удобного подхода к убежищам и эвакуации из них укрываемых на наиболее безопасные от завалов территории (незастроенные участки, широкие проезды, полосы отвода для подъездных путей и т. п.). При выборе участка для возведения убежища следует избегать водонасыщенных и структурно-неустойчивых грунтов, круто падающих напластований осадочных пород, мест, заливаемых ливневыми и паводковыми водами, а также затапливаемых при возможном разрушении гидротехнических сооружений. Следует иметь в виду, что площадь участка, отведенного под строительство убежища, с учетом размещения на нем грунта, вынутого из котлована, складирования материалов и готовых конструкций, рабочих площадок для монтажных механизмов и т. п., должна быть не менее 10 м² на одного укрываемого. При этом к участку застройки должен быть обеспечен удобный подъезд.

1.13(1.12). Убежища следует проектировать заглубленными в грунт. Низ покрытия следует располагать, как правило, не выше уровня планировочной отметки земли. Уровень пола убежища должен быть выше наивысшего уровня грунтовых вод не менее чем на 0,5 м.

При высоком уровне грунтовых вод допускается уровень пола убежища принимать ниже уровня грунтовых вод и низ покрытия размещать выше планировочной отметки земли с обвалованием выступающих стен и покрытия грунтом. При этом заглубление убежищ (уровень пола) следует предусматривать не менее 1,5 м от планировочной отметки земли.

При наличии в местах размещения убежищ высокого уровня грунтовых вод или напорных грунтовых вод, обильного их притока, скальных пород основания или густой сети инженерных

коммуникаций допускается при технико-экономическом обосновании строительство отдельно стоящих возвышающихся убежищ. Эти убежища должны возводиться из монолитного железобетона с увеличенным грунтовым обвалованием.

Для заглубленной в грунт части убежищ следует предусматривать устройство гидроизоляции, а для убежищ, расположенных в водонасыщенных грунтах с коэффициентом фильтрации $K_ф$ до 3 м/сут, — устройство дренажа с окрасочной гидроизоляцией наружных поверхностей стен. Система дренажа выбирается в зависимости от характера защищаемого объекта и гидрогеологических условий. При этом сброс грунтовых вод должен быть самотечным, а в случае наличия в убежище ДЭС допускается устройство станции перекачки, размещаемой в убежище.

Полы помещений убежищ, располагаемых в водонасыщенных грунтах, должны иметь уклон 1—2% в сторону лотков, а последние — 2—3% в сторону водосборника, из которого вода должна откачиваться насосом (в убежище без ДЭС — ручным насосом).

Заглубленные в грунт убежища обеспечивают наиболее надежную защиту от всех поражающих факторов. При размещении перекрытия убежища выше уровня поверхности земли увеличивается нагрузка от действия ударной волны на выступающие над землей стены и снижаются их защитные свойства от проникающего излучения и теплового воздействия, поэтому приходится принимать меры по увеличению их защитных свойств путем обсыпки грунтом или устройства теплоизоляционного слоя. Только в некоторых случаях по технико-экономическим соображениям может оказаться более целесообразным вместо заглубленных убежищ с дорогостоящей и сложной гидроизоляцией, особенно при наличии высоконапорных грунтовых вод, проектировать убежища с частичным заглублением в грунт или возвышающимися.

При террасной системе планировки промышленной территории убежища рекомендуется размещать в местах перепада отметок земли.

В условиях когда оклеечная и другие виды гидроизоляции не дают должного эффекта с целью понижения уровня грунтовых вод устраивается дренаж. Если на территории предприятия отсутствует общая система дренажа, применяется местный дренаж убежищ, заглубленных в водонасыщенный грунт. Местный дренаж применяется также и в том случае, когда водоносный пласт на месте строительства убежища неполностью осушается общей системой дренажа.

К местному дренажу относятся кольцевой, пристенный и пластовый. Кольцевой и пластовый дренажи состоят из труб с водоприемными отверстиями, дренажной обсыпки и смотровых колодцев.

Кольцевой дренаж рекомендуется применять при расположении убежищ в водоносном песчаном грунте. Закладывается он на расстоянии 5—8 м от стен сооружения, ниже пола на глубину, определяемую расчетом[1].

При расположении убежища в глинистых и суглинистых грунтах применяется пристенный дренаж. Пристенный дренаж прокладывают

---

[1] В качестве пособия для расчета рекомендуется книга С. К. Абрамова «Подземный дренаж в промышленном и городском строительстве». М., Стройиздат 1967.

по всему контуру убежища с наружной стороны на отметке подошвы фундамента. При этом расстояние между осью трубы и стеной убежища определяется шириной фундамента и размещением смотровых колодцев. При большой глубине заложения фундамента пристенный дренаж может быть заложен выше подошвы фундамента при условии принятия мер против просадки дренажа.

В водоносных пластах большой мощности и в слоистых водоносных пластах кольцевой и пристенный дренажи могут оказаться недостаточно эффективными. В этом случае в дополнение к кольцевому или пристенному дренажу устраивается пластовый дренаж в виде сплошной песчаной отсыпки по дну котлована под убежищем. При большом притоке воды пластовый дренаж может быть двухслойным по всей площади с нижним слоем из песка и верхним — из гравия или щебня. Толщина пластового дренажа должна быть не менее 30 см. В отдельных случаях при большой площади дренажа его толщина и конструкция определяются расчетом.

Слой песка в поперечном направлении должен прорезаться призмами из гравия или щебня, при этом высота призм должна быть не менее 20 см, а расстояние между ними — 6—12 м в зависимости от гидрологических условий. Выпускать воду из дренажа в водоприемники или водоемы можно самотеком. Если это невозможно, устраивается насосная установка автоматического действия для перекачки дренажной воды.

Противокапиллярная гидроизоляция в стенах и обмазочная изоляция стен и покрытий убежищ, соприкасающихся с грунтом, должна предусматриваться во всех случаях независимо от устройства дренажа.

1.14(1.13). Прокладка транзитных линий водопровода, канализации, отопления, электроснабжения, а также трубопроводов сжатого воздуха, газопроводов и трубопроводов с перегретой водой через помещения убежищ не допускается.

Во встроенных убежищах прокладка линий инженерных коммуникаций, связанных с системами зданий (сооружений), в которые встроены убежища, допускается при условии установки отключающих и других устройств, исключающих возможность нарушения защитных свойств убежищ. Канализационные стояки должны быть заключены в стальные трубы или железобетонные короба, надежно заделанные в покрытие и пол убежища.

Канализационные стояки заключаются в стальные трубы или железобетонные короба для того, чтобы предотвратить их разрушение при воздействии ударной волны, так как в противном случае может нарушиться герметизация убежища. В качестве отключающих устройств, устанавливаемых на вводах водопроводной сети внутрь убежища, могут применяться вентили запорные стальные, фланцевые и задвижки.

1.15(1.14). При проектировании встроенных убежищ в производственных и вспомогательных зданиях предприятий следует предусматривать подсыпку грунта по покрытию слоем до 1,2 м и при необходимости прокладку в ней инженерных коммунакаций зданий (сооружений) (рис. 10).

Во встроенных убежищах жилых и общественных зданий при обеспечении требуемой защиты покрытием и открытыми участками стен от проникающей радиации и от высоких температур при пожарах допускается не производить подсыпку грунта по перекрытию и необваловывать открытые участки стен.

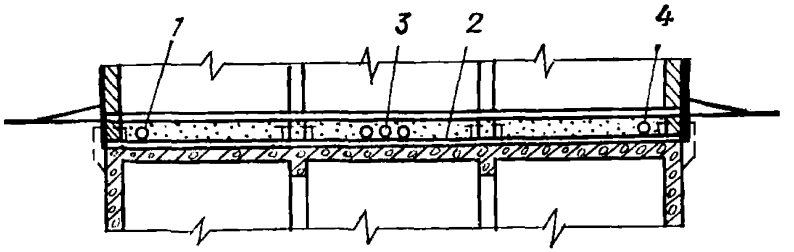


Рис. 10. Перекрытие встроенного убежища

1 — газопровод; *2* — перекрытие (пол первого этажа, грунтовая засыпка, гидроизоляция, железобетонная плита); *3* — каналы для прокладки кабелей связи, сигнализации, электроснабжения; *4* — водопровод

Для отдельно стоящих убежищ следует предусматривать поверх покрытия подсыпку грунта слоем 1,2 м с отношением высоты откоса к его заложению не более 1:2 и выносом бровки откоса не менее 1 м, а для возвышающихся убежищ — 3 м.

При определении величины слоя грунта над покрытием убежищ, расположенных в северной строительно-климатической зоне, следует производить проверочный расчет на недопущение в мирное время промерзания покрытия и конденсации влаги на нем, кроме случаев, когда по условиям эксплуатации в мирное время эти требования не предъявляются.

При грунтовой засыпке на перекрытие толщиной более 1,2 м конструкция перекрытия будет испытывать давление волны сжатия, генерированной ударной волной, распространяющейся по поверхности грунта. При воздействии волны сжатия на перекрытие происходит ее отражение, приводящее к увеличению давления на перекрытие. Чтобы исключить увеличение давления, требованиями норм рекомендуется толщину обсыпки принимать не более 1,2 м. Кроме того, для отдельно стоящих убежищ обсыпка толщиной 1,2 м принимается из условия обеспечения должной защиты от воздействия излучения.

1.16(1.15). Расстояния между помещениями, приспосабливаемыми под убежища, и емкостями, технологическими установками со взрывоопасными продуктами следует принимать в соответствии с главой СНиП II-11-77, но не менее противопожарных разрывов, нормируемых главами СНиП и другими нормативными документами, утвержденными или согласованными Госстроем СССР.

При расположении убежищ на предприятиях, где имеются емкости с нефтепродуктами, должны соблюдаться следующие требования: места расположения убежищ должны выбираться, как правило, вне зоны возможного разлива нефтепродуктов и затопления ими сооружений. В отдельных случаях допускается размещение убежищ на участках с возможным разливом нефтепродуктов. Такие убежища и входы в них должны быть обвалованы с возвышением вала над уровнем земли не менее 0,7 м; убежище следует размещать с наветренной стороны по отношению к емкостям с нефте- и газопродуктами.

Убежища должны располагаться на безопасном расстоянии от емкостей, содержащих сжиженные углеводородные газы (ацетилен,

метан, этан, пропан, бутан, этилен, пропилен, бутилен). В зависимости от количества продукта и степени защиты убежища указанное безопасное расстояние может быть определено по методике, приведенной в прил. 1.

При определении места расположения убежищ на генплане необходимо также учитывать их взаимное расположение со складами и промышленными зданиями, опасными в пожарном отношении (складами леса, сушилками лесоматериалов и т. п.). Расстояния между убежищами и указанными складами (предприятиями) должны определяться по главе СНиП по проектированию генеральных планов промышленных предприятий.

1.17(1.16). В защитных сооружениях, возводимых на вечномерзлых грунтах, в случае использования их в мирное время по другому назначению, чем это предусмотрено проектом, не допускается без специальных обоснований изменение температурного режима этих грунтов и принципа их использования в качестве основания.

В северной строительно-климатической зоне отдельно стоящие сооружения, приспосабливаемые под убежища, следует размещать в зонах с пониженной высотой снежного покрова.

В районах с объемом снегопереноса за зиму 400 м³/м и более, определяемым в соответствии с данными главы СНиП, по строительной климатологии и геофизике, следует предусматривать мероприятия по снегозащите убежищ с учетом направления переноса снега при общих и низовых метелях.

1.18(1.17). Убежища должны быть защищены от возможного затопления дождевыми водами, а также другими жидкостями при разрушении емкостей, расположенных на поверхности земли или на вышележащих этажах зданий и сооружений.

Убежища допускается располагать вблизи линий водоснабжения и напорной канализации диаметром до 200 мм, но не ближе 15 м от водопроводных и канализационных магистралей диаметром 250 мм и более.

В северной строительно-климатической зоне отвод поверхностных вод следует предусматривать по открытым кюветам или лоткам, а из углублений — по трубам. Расстояние от убежища до открытых водостоков необходимо определять с учетом сохранения вечномерзлого состояния грунтов оснований убежищ и близлежащих зданий и сооружений. Выбор системы сброса поверхностных вод должен назначаться с учетом исключения возможности образования наледей.

Затопление убежищ ливневыми водами и другими жидкостями может произойти через входы, выходы и вентиляционные каналы, поэтому для обеспечения защиты помещений, приспосабливаемых под убежища, от затопления рекомендуется:

размещать их на более высоких участках местности;

оборудовать каналы и стоки, отводящие жидкость от входов в убежище;

перед входом устраивать площадку с возвышением, предохраняющим от затекания жидкости в убежище;

выхлопы и воздухозаборы размещать на высоте безопасной от затекания в них жидкости.

2. ОБЪЕМНО-ПЛАНИРОВОЧНЫЕ И КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

2.1. Объемно-планировочные решения убежищ должны обеспечивать:

простую и четкую планировку с минимальным разнообразием пролетов и высот, а также с наименьшим периметром наружных стен;

наиболее экономичное использование внутреннего объема и площадей;

нормальные условия по использованию помещений для нужд народного хозяйства и в качестве убежищ;

удобство заполнения и размещения укрываемых;

создание условий, необходимых для длительного пребывания укрываемых;

рациональное размещение внутреннего инженерно-технического оборудования, удобство его монтажа и эксплуатации;

возможность самостоятельного выхода укрываемых из сооружений после воздействия средств поражения.

Конструктивно-компоновочные схемы помещений, приспосабливаемых под убежища, должны разрабатываться с учетом обеспечения надежности несущих и ограждающих конструкций при воздействии нагрузки, создаваемой ударной волной ядерного взрыва.

Наиболее рациональная конструктивная схема убежища должна выбираться на основе технико-экономического сравнения вариантов решений. Практика проектирования показывает, что в целях наиболее рационального использования площади сооружения по народнохозяйственному назначению и под убежища целесообразно применять сетку колонн 6×6 и 4,5×6 м. Более мелкая сетка колонн затрудняет использование помещений в мирное время и вынуждает увеличивать площадь, используемую под убежище, что приводит к общему удорожанию сооружения. Применение сетки колонн 3×6 м должно быть оправдано технико-экономическими обоснованиями.

При проектировании убежищ необходимо стремиться к максимально возможному использованию для размещения укрываемых защищенной площади как основных, так и других помещений, имеющих подсобное назначение при использовании сооружения в мирное время (кладовые, персональные, склады, контейнерные и пр.).

2.2(2.1). В убежищах следует предусматривать основные и вспомогательные помещения.

К основным относятся помещения для укрываемых, пункты управления и тамбуры-шлюзы, а в убежищах лечебных учреждений — также операционно-перевязочные, предоперационно-стерилизационные.

К вспомогательным относятся фильтровентиляционные помещения (ФВП), санитарные узлы, защищенные дизельные электростанции (ДЭС), входы и выходы (тамбуры и предтамбуры), а в убежищах лечебных учреждений — также буфетные и санитарные комнаты.

Перечисленные вспомогательные помещения и расположенное в них инженерно-техническое оборудование вполне обеспечивают необходимые условия для длительного пребывания укрываемых в убежищах. Предусматривать проектами дополнительные вспомогательные помещения (кладовые различного назначения, помещения для расположения емкостей с запасом воды и т. п.) не рекомендуется, так как они приводят к удорожанию строительства.

Тамбуры-шлюзы отнесены к основным помещениям потому, что в них при необходимости должны размещаться укрываемые на скамьях для сидения.

ПОМЕЩЕНИЯ ОСНОВНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

2.3(2.2). Норму площади пола основного помещения на одного укрываемого следует принимать равной 0,5 м² при двухъярусном и 0,4 м² при трехъярусном расположении нар. Внутренний объем помещения должен быть не менее 1,5 м³ на укрываемого.

Норму площади помещений основного и вспомогательного назначения в убежищах лечебных учреждений следует принимать согласно табл. 1.

Примечания: 1. При определении объема на одного укрываемого следует учитывать объемы всех помещений в зоне герметизации, за исключением ДЭС, тамбуров, расширительных камер.

2. Площадь основных помещений, занимаемая недемонтируемым и не используемым для убежища оборудованием, в норму площади на одного укрываемого не входит.

Таблица 1

Помещения	Площадь помещения, м², при вместимости убежища	
	до 150 коек	от 151 до 300 коек
1. Для больных (на одного укрываемого):		
при высоте помещения 3 м и более	1,9	1,6
при высоте помещений 2,5 м	2,2	2,2
2. Операционно-перевязочная	20	25
3. Предоперационно-стерилизационная	10	12
4. Буфетная с помещением для подогрева пищи	16	20
5. Санитарная комната для дезинфекции суден и хранения отбросов в контейнерах	7	16
6. Для медицинского и обслуживающего персонала (на одного укрываемого)	0,5	0,5

Примечание. Нормы площади помещений для больных приняты с учетом расположения больничных коек:

80% в два яруса и 20% в один ярус в помещениях высотой 3 м;

60% в два яруса и 40% в один ярус в помещениях высотой 2,5 м

Норма площади 0,4 и 0,5 м² и объема 1,5 м³ на одного укрываемого является минимальной. Однако любое увеличение нормы пло-

щади свыше 0,4 и 0,5 м² может быть допущено только при наличии технико-экономического обоснования.

2.4(2.3). Высоту помещений убежищ следует принимать в соответствии с требованиями использования их в мирное время, но не менее 2,2 м от отметки пола до низа выступающих конструкций перекрытия (покрытия).

Допускается использовать под убежище помещения, высота которых до выступающих конструкций по условиям эксплуатации их в мирное время должна быть не менее 2 м.

Под высотой помещения убежища понимается расстояние от пола до плоскости потолка. При этом плоскостью потолка следует считать при плоском перекрытии (покрытии) — низ гладких плит, панелей настилов, а при ребристых покрытиях (перекрытиях) — низ основных несущих ребер сборных плит или второстепенных балок. Высота выступающих из плоскости потолка основных конструкций, несущих покрытие или перекрытие (главных балок, ригелей и т. п.) не учитывается. Не учитывается также высота вентиляционных коробов и воздуховодов.

При рациональном решении вентиляции короба и воздуховоды следует прокладывать вдоль стен или балок без уменьшения высоты помещения.

При устройстве в санитарных узлах аварийных резервуаров для сбора фекалий допускается отметку пола у санитарных приборов поднимать выше отметки пола основных помещений убежища, предусматривая при этом высоту до потолка не менее 1,7 м.

2.5(2.4). Места для сидения в помещениях для укрываемых следует предусматривать размерами 0,45×0,45 м на одного человека, а места для лежания — 0,55—1,8 м. Высота скамей первого яруса должна быть 0,45 м, нар второго яруса — 1,4 м и третьего яруса (при высоте помещений 2,9 м и более) — 2,15 м от пола. Расстояние от верхнего яруса до перекрытия или выступающих конструкций должно быть не менее 0,75 м.

Количество мест для лежания принимается равным:

20% вместимости сооружения при двухъярусном расположении нар;

30% вместимости сооружения при трехъярусном расположении нар.

Трехъярусное расположение нар дает значительную экономию в расходовании средств на строительство убежищ, поэтому там, где из условия использования помещений убежищ в мирное время принята высота помещений 2,9 м и более, проектом должно быть предусмотрено трехъярусное расположение нар.

При проектировании помещений, приспосабливаемых под убежища, особое внимание должно быть уделено расстановке и использованию для размещения укрываемых оборудования основных помещений. При совмещении назначения помещений для нужд народного хозяйства и для укрытия работающей смены проектом необходимо предусмотреть приспособление некоторых видов оборудования для размещения укрываемых, а расстояние между отдельными видами оборудования принимать из условия расстановки между ними скамей и нар.

Места для сидения и лежания укрываемых могут быть стационарными и устанавливаться во время строительства убежища. Если их установка препятствует использованию помещений для нужд народного хозяйства, они по готовой проектной документации должны

устраиваться в период перевода помещения для использования под убежище. Целесообразно в отдельных случаях скамьи и пары проектировать откидными.

Когда в особый период производственная деятельность в помещениях прекращается и проектом предусматривается демонтаж некоторых видов оборудования из основных помещений, рекомендуется мебель и оборудование (торговые прилавки, столы и т. п.) проектировать разборными с таким расчетом, чтобы их можно было использовать для размещения укрываемых.

2.6(2.5). Ширину проходов и коридоров следует принимать согласно табл. 2.

Таблица 2

Нормируемые величины	Расстояния, м, в убежищах, размещаемых	
	на предприятиях	при лечебных учреждениях
1. Ширина проходов на уровне скамей для сидения между:		
поперечными рядами (при количестве мест в ряду не более 12)	0,70	—
продольными рядами и торцами поперечных рядов	0,75	—
продольными рядами (при количестве мест в ряде не более 20 и при одностороннем выходе)	0,85	—
2. Расстояние между больничными койками при:		
двухъярусном расположении	—	1,0
одноярусном расположении		0,6
3. Сквозные проходы между рядами:	—	
попоречными	0,9	—
продольными	1,2	—
4. Ширина проходов между рядами кроватей	—	1,3
5. Ширина коридоров	—	2,5

Примечание. Продольный ряд принимается по стороне здания с большим, а поперечный — с меньшим количеством разбивочных осей.

На рис. 11 приведены возможные варианты размещения мест для укрываемых в убежищах с различными сетками колонн, а также размеры продольных и поперечных проходов, обеспечивающих нормальные условия заполнения сооружений и передвижения людей при длительном пребывании.

2.7(2.6). Помещения для пункта управления предприятий следует предусматривать в проектах строительства убежищ на предприятиях с числом работающих в наиболее многочисленной смене 600 чел. и более.

На предприятиях с числом работающих в наиболее многочисленной смене до 600 чел. в убежище вместо пункта управле-

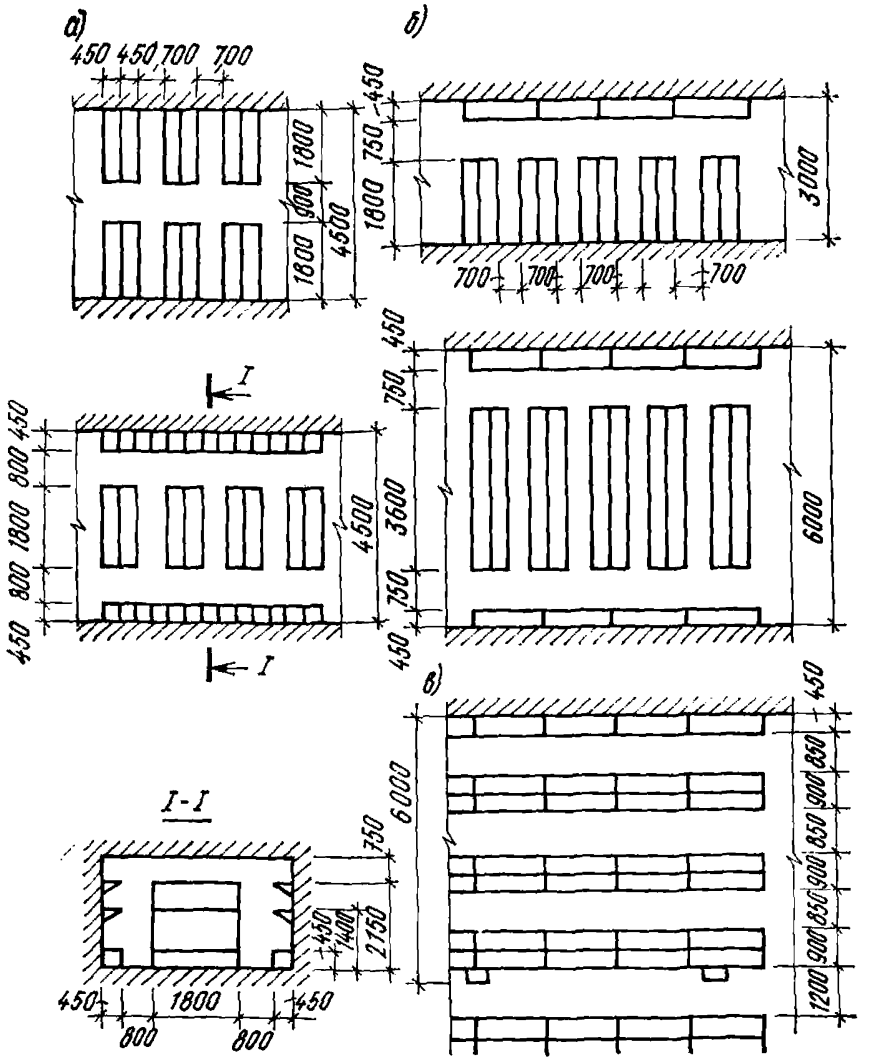


Рис. 11. Варианты размещения мест для укрываемых при расстоянии между продольными стенами (рядами колонн)

а — 4,5 м; *б* — 3 м; *в* — 6 м

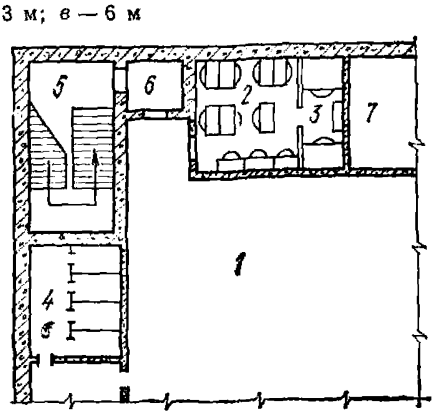


Рис. 12. Пример планировки и места расположения пункта управления

1 — помещение для укрываемых; *2* — рабочая комната пункта управления; *3* — комната связи; *4* — санитарный узел; *5* — вход; *6* — тамбур; *7* — ФВП

ния надлежит оборудовать телефонную и радиотрансляционную точки для связи с местным штабом гражданской обороны.

Пункт управления следует размещать в одном из убежищ, имеющем, как правило, защищенный источник электроснабжения.

Рабочую комнату и комнату связи пункта управления следует располагать вблизи одного из входов и отделять от помещений для укрываемых несгораемыми перегородками с пределом огнестойкости 1 ч.

Общее число работающих в пункте управления предприятия следует принимать до 10 чел., норму площади на одного работающего — 2 м².

На отдельных крупных предприятиях с разрешения министерств и ведомств число работающих на пункте управления допускается увеличивать до 25 чел.

Пункт управления (ПУ) предназначается для размещения штаба гражданской обороны объекта. Пункт управления оборудуется средствами связи, обеспечивающими:

управление средствами оповещения ГО объекта;

телефонную связь руководства и оперативного персонала с подразделениями ГО объекта и с руководством вышестоящего штаба ГО, общественными и производственными учреждениями города, района, области;

телефонную связь с убежищами предприятия, цехами, не прекращающими производство по сигналу тревоги, и с районом рассредоточения предприятия;

радиосвязь с местным штабом ГО и с районом рассредоточения.

Если пункт управления рассчитан на 5 чел. и менее, возможно его размещение в одной комнате площадью до 10 м².

При числе работающих в ПУ до 25 чел. выделяются две рабочие комнаты и комната связи. Вход в комнату связи должен быть через рабочую комнату.

Для пунктов управления целесообразно использовать канцелярии, конторы, служебные, персональные и другие помещения.

Пример планировки и места расположения ПУ приведен на рис. 12.

2.8(2.7). Отделку помещений убежищ следует предусматривать, в соответствии с требованиями глав СНиП, в зависимости от назначения помещений, но не выше улучшенной отделки. Оштукатуривание потолков и стен помещений не допускается. В конструкциях из сборных железобетонных элементов промежутки между ними должны быть замоноличены раствором или бетоном.

Поверхности стен помещений убежищ лечебных учреждений должны затираться цементным раствором под окраску масляной краской светлых тонов с матовой поверхностью. Облицовка стен керамической плиткой не допускается.

В операционно-перевязочной полы следует покрывать допущенными к применению синтетическими материалами светлых тонов.

При возведении убежищ из сборных или сборно-монолитных конструкций рекомендуется предусматривать офактуривание лицевой поверхности сборных элементов ограждающих конструкций в заводских условиях. При монтаже сооружений из таких элементов требуется только затирка или расшивка швов между элементами цементным раствором. В монолитных железобетонных сооружениях

допускается затирка лицевых поверхностей ограждающих и несущих конструкций.

При применении армокирпичных перегородок в проектах следует указывать на тщательность их выполнения с соответствующим подбором кирпича и расшивкой швов кладки.

Стены и потолки в помещениях фильтровентиляционных камер окрашиваются поливинилацетатными красками.

Металлические двери и ставни следует окрашивать синтетическими красками (глифталевыми, алкидно-стирольными и др.).

Во всех случаях внутренняя поверхность помещений убежищ (стен, потолков, перегородок) должна окрашиваться преимущественно в светлые тона.

ПОМЕЩЕНИЯ ВСПОМОГАТЕЛЬНОГО НАЗНАЧЕНИЯ

2.9(2.8). Площади вспомогательных помещений убежищ рекомендуется принимать согласно прил. 3 (табл. 3 Руководства).

Фильтровентиляционные помещения (ФВП) должны примыкать к наружным стенам убежищ и размещаться вблизи входов или аварийных выходов.

Размеры ФВП следует определять в зависимости от габаритов оборудования и площади, необходимой для его обслуживания.

В убежищах вместимостью 150 чел. и менее, а также при реконструкции существующих убежищ вместимостью до 300 чел. фильтровентиляционное оборудование типа ФВК-1 допускается размещать непосредственно в помещениях для укрываемых.

При проектировании вспомогательных помещений нельзя допускать излишества и в то же время следует всегда иметь в виду, что в особых условиях вспомогательные помещения будут сильно загружены и незначительные отступления от требований в сторону уменьшения могут вызвать серьезные затруднения в их эксплуатации.

В целях наиболее рационального использования помещений, оборудованных под убежища ГО, необходимо, чтобы суммарная площадь всех вспомогательных помещений была минимальной.

Расстояния (в свету) между элементами инженерно-технического оборудования и конструкциями следует принимать в соответствии с данными, приведенными в табл. 4.

ФВП, как правило, следует отделять от других помещений убежища перегородками с обычными дверями. В убежищах малой вместимости (до 150 чел.) допускается отделение оборудования ФВП перегородкой из металлической сетки.

Составной частью фильтровентиляционного оборудования являются воздухозаборные, вытяжные и выхлопные каналы.

Для вентиляции предусматриваются раздельные воздухозаборные каналы для чистой вентиляции и фильтровентиляции. Воздухозабор чистого воздуха целесообразно осуществлять через аварийный выход. В этом случае расположение аварийного выхода и воздухозаборного отверстия в стене ФВП необходимо проектировать со смещением осей на 1,5—2 м.

Воздухозабор для фильтровентиляции следует осуществлять из предтамбуров. Допускается размещать воздухозабор на заваливаемой территории и выполнять из металлических труб диаметром по расчету. Выход труб на поверхность земли должен быть защищен от механических повреждений в мирное время.

Таблица 3

Характеристика внутреннего инженерного оборудования убежища	Площадь, м²/чел., при вместимости убежищ, чел.					
	150	300	400	600	900	1200 и более
Без автономных (защищенных) систем электроснабжения, водоснабжения и без регенерации воздуха	0,12	0,12	0,12	—	—	—
	—	—	—			
При наличии ДЭС, но без автономного источника водоснабжения	—	—	0,13	0,13	0,12	0,11
			0,16	0,16	0,15	0,13
С автономными системами электроснабжения, водоснабжения и кондиционированием воздуха с источником холода:						
а) колодезная вода, скважина, выносные резервуары	—	—	0,15	0,14	0,13	0,11
			0,24	0,23	0,21	0,18
б) фреоновые установки	—	—	0,34	0,3	0,25	0,25
			0,4	0,35	0,3	0,3
в) вода в резервуаре на защищенной площади	—	—	0,23	0,23	0,22	0,2
			0,3	0,3	0,29	0,25

Примечание. Над чертой приведены данные для убежищ с двумя режимами вентиляции, а под чертой — с тремя.

Для удаления воздуха предусматриваются вытяжные отверстия и каналы. Расстояние между выбросом и воздухозабором должно быть не менее 10 м.

В убежищах с ДЭС устраиваются выхлопные каналы, которые должны располагаться на расстоянии не менее 10 м от воздухозаборов убежища и могут находиться на заваливаемой территории.

При расположении убежищ в городской застройке допускается объединение в общих шахтах с разделительными перегородками:

воздухозаборов чистой вентиляции, фильтровентиляции, вентиляции ДЭС;

вытяжных каналов из отдельных помещений убежищ и выхлопа от дизеля.

Для защиты элементов системы воздухоснабжения от ударной волны воздухозаборные и вытяжные каналы оборудуют противовзрывными устройствами УЗС или МЗС и расширительными камерами или эквивалентными по объему участками каналов.

Расширительные камеры возводят за противовзрывными устройствами до фильтровентиляционного оборудования. Минимальные объемы расширительных камер или каналов принимают для: МЗС — 0,5 м³; УЗС-8 — 2 м³; УЗС-25 — 6 м³.

Таблица 4

Нормируемые величины	Размер, м
Расстояние между машинами и щитами или пультами управления	2
Расстояние между двумя электроручными вентиляторами (между осями рукояток)	1,8
Проходы для обслуживания между фундаментами или корпусами машин, между корпусами машин и конструкциями	1
Проходы для обслуживания между шкафами, стеной, а также между распределительными устройствами	0,8
Проходы для обслуживания между элементами сантехнического оборудования	0,7
Расстояние между машиной и стеной или между корпусами параллельно установленных машин при наличии прохода с другой стороны	0,2
Расстояние между осью рукоятки вентилятора и ограждением	0,9

2.10(2.9). Санитарные узлы следует проектировать раздельными для мужчин и женщин. Количество санитарных приборов принимается согласно табл. 5 (3).

Таблица 5(3)

Санитарные приборы	Число укрываемых, чел., на один прибор в убежищах, размещаемых	
	на предприятиях	при лечебных учреждениях
1. Напольная чаша (или унитаз) в туалетах для женщин	75	—
2. Напольная чаша (или унитаз) и писсуар (или 0,6 м лоткового писсуара) в туалетах для мужчин (два прибора)	150	—
3. Санитарный прибор для медицинского и обслуживающего персонала	—	20
4. Умывальники при санитарных узлах (не менее одного на санитарный узел)	200	100

Ширина прохода между двумя рядами кабин уборных или между рядом кабин и расположенных против них писсуаров должна быть равна 1,5 м, а между крайним рядом кабин уборных и стеной или перегородкой — 1,1 м.

Помещения санузлов должны примыкать к наружным стенам убежищ и располагаться как можно ближе к помещениям для укрываемых и на возможно большем удалении от автономных источников водоснабжения и заглубленных емкостей с запасом питьевой воды.

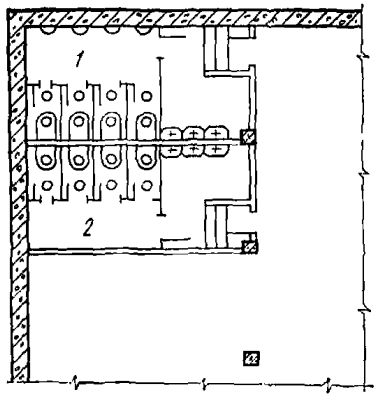


Рис. 13. Пример планировки санузла в убежище вместимостью 200 чел.

1 — мужской; *2* — женский

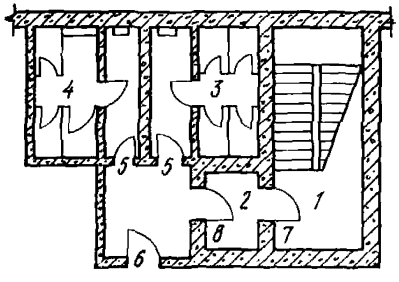


Рис. 14. Принципиальное решение санузла, вынесенного с основного этажа в подвальный

1 — лестничная клетка; *2* — тамбур; *3* — женский санузел; *4* — мужской санузел; *5* — входы в санузлы; *6* — вход в помещение для укрываемых; *7* — защитно-герметическая дверь; *8* — герметическая дверь

Входы в уборные должны устраиваться через тамбуры (умывальные комнаты) с самозакрывающимися дверями. Напольные чаши и унитазы должны размещаться в отдельных кабинах с дверями. При планировке санузлов размеры кабин в осях принимаются: при открывании дверей наружу — 1,2×0,9 м и при открывании дверей внутрь — 1,5×0,9 м.

Ширина проходов в уборных принята для случая открывания дверей из кабин наружу. При открывании дверей внутрь кабин ширина проходов может быть уменьшена и приниматься: между рядами кабин или между рядом кабин и расположенных против писсуаров — 1,2 м, а между крайним рядом кабин уборных и стеной или перегородкой — 0,8 м.

Расстояние между осями умывальников при групповой установке принимают равным 0,6 м.

Примерная схема планировки санузла приведена на рис. 13.

Если в мирное время санузлы требуются для небольшого числа работающих (при использовании под убежища помещений складов, магазинов, мастерских и т. п.), целесообразно проектами предусматривать использование их площадей для кладовых, складов и других подсобных помещений.

Допускаются отключение от сети канализации и консервация смонтированного оборудования (унитазов, смывных бачков). В таких случаях устройство кабин и перегородок, отделяющих уборную от тамбуров, может предусматриваться в период перевода помещений на режим убежища из заранее заготовленных сборных элементов.

В ряде случаев будет целесообразно отказаться от устройства на первом этаже санузлов, необходимых по требованиям эксплуатации приспосабливаемых под убежища помещений в мирное время, и использовать вместо них санузлы убежища. Причем эти санузлы следует располагать около лестничной клетки (рис. 14).

2.11(2.10). Помещения для ДЭС следует располагать у наружной стены, отделяя их от других помещений несгораемой стеной (перегородкой) с пределом огнестойкости 1 ч. Вход в ДЭС из убежища должен быть оборудован тамбуром с двумя герметическими дверями, открывающимися в сторону убежища.

Защищенные источники электроснабжения следует проектиро-

вать, как правило, на группу убежищ, расположенных в радиусе до 500 м от ДЭС.

Вход в ДЭС проектируется из помещения для укрываемых или из помещений вспомогательного назначения.

При входе оборудуется тамбур с двумя герметическими дверями, открывающимися по направлению эвакуации из ДЭС.

Размеры проходов в помещении электростанции между элементами оборудования, а также между оборудованием и конструкциями сооружения (в свету) следует принимать в соответствии с данными, приведенными в табл. 4.

В убежищах с ДЭС проектом следует предусматривать хранилища для запаса топлива и масла. Хранилище, как правило, располагается рядом с ДЭС и должно иметь огностойкие герметические двери, открывающиеся в помещение ДЭС, и емкости для хранения топлива и масла. От остальных помещений убежища хранилище отделяется глухими герметическими несгораемыми стенами с пределом огнестойкости не менее 1 ч.

При соответствующем обосновании допускается хранение топлива и масла за пределами убежища. В этих случаях хранилище возводится в непосредственной близости от убежища и должно быть защищенным от действия ударной волны.

При объеме горюче-смазочных материалов до 1,5 м³ они могут размещаться в машинном отделении ДЭС.

ЗАЩИЩЕННЫЕ ВХОДЫ И ВЫХОДЫ

2.12. Входы должны удовлетворять следующим основным требованиям:

обладать необходимой пропускной способностью;

обеспечивать защиту укрываемых от поражения ударной волной, проникающих излучений, термической радиации, отравляющими и бактериальными средствами и продуктами горения при пожарах.

Входы должны состоять из лестничного спуска или пандуса, предтамбура, тамбура или тамбура-шлюза и входных проемов с дверями. Элементы входа показаны на рис. 15.

В зависимости от условий расположения встроенных и отдельно стоящих убежищ и их использования в мирное время входы в убежища могут быть следующих типов: тупиковые; сквозниковые с перекрытым участком.

На рис. 16 приведены объемно-планировочные решения и основные элементы указанных типов входов. При выборе типа входа следует иметь в виду, что в тупиковом входе нагрузки на стены и защитные двери будут примерно в 2 раза больше, чем в сквозниковом, поэтому тупиковые входы следует устраивать только там, где по условиям использования сооружения в мирных целях или других условиях невозможно иное решение входа.

Входы во встроенных убежищах могут проектироваться:

из лестничных клеток многоэтажных зданий;

по самостоятельным лестничным клеткам из первого этажа здания;

из подвала, незащищенного от ударной волны.

Во входах с первого этажа по самостоятельной лестничной клетке и из подвала нагрузки на стены и двери будут значительно меньше, чем в тупиковых входах и выходах из общей лестничной клет-

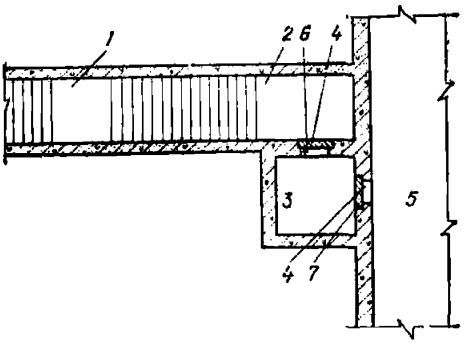


Рис. 15. Элементы входа

1 — лестничный спуск или пандус; *2* — предтамбур; *3* — тамбур или тамбур-шлюз; *4* — входные проемы с дверями; *5* — убежище; *6* — защитно-герметическая дверь; *7* — дверь герметическая в тамбуре или защитно-герметическая в тамбур-шлюзе

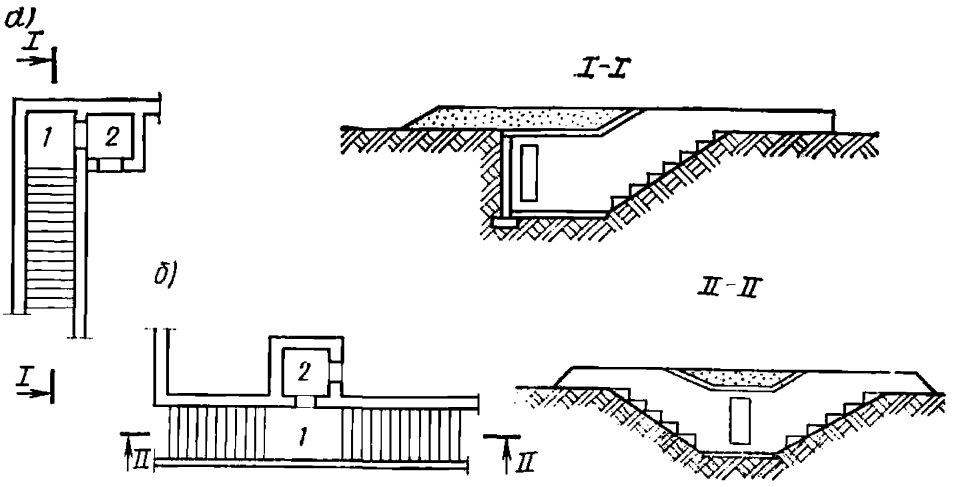


Рис. 16. Объемно-планировочные решения входов без шлюзовых устройств
а — тупиковые; *б* — сквозниковые с перекрытием над предтамбуром: *1* — предтамбур; *2* — тамбур

ки. Кроме того, в указанных входах конструкции подземной части здания снижают воздействие на входы радиационного излучения.

2.13(2.11). Размеры проемов и проходов в помещения, приспосабливаемые под убежища, должны удовлетворять требованиям настоящей главы и других нормативных документов, предъявляемым к помещениям в зависимости от их назначения в мирное время.

Количество входов следует принимать, согласно главе СНиП II-11-77, в зависимости от вместимости убежища и числа укрываемых, приходящихся на один вход, но не менее двух входов. При вместимости убежища до 300 чел. допускается устраивать один вход, при этом вторым входом должен быть аварийный (эвакуационный) выход в виде тоннеля с внутренним размером 1,2×2 м и с дверным проемом размером 0,8×1,8 м.

Число укрываемых, приходящиеся на один вход, в зависимости от ширины дверного проема, радиуса сбора или удаления убежища от выхода из здания, в котором находится основная масса укрываемых, следует принимать в соответствии с данными, приведенными в СНиП II-11-77.

При большой вместимости убежищ с целью сокращения общего количества входов рекомендуется увеличивать пропускную способность каждого входа путем устройства широких лестничных спусков

и дверных проемов или совмещения нескольких дверных проемов в одном входе.

В ряде случаев размещение людей на площади сбора может существенно отличаться от условий, принятых в СНиП II-11-77. В таких случаях целесообразно необходимое количество входов в убежище определять по методике, изложенной в прил. 3.

Аварийный выход в виде тоннеля с внутренними размерами 0,9×1,3 м и шахты с оголовком не считаются за вход. При его наличии в убежище вместимостью до 300 чел. должно оставаться два входа.

2.14(2.12). Количество выходов из производственных зданий для заполнения убежищ, расположенных за пределами этих зданий, определяется аналогично входам в убежища. Общая ширина выходов из здания должна быть не менее суммарной ширины входов в убежище. При этом допускается принимать в качестве выхода из здания наряду с обычными выходами и подъемно-поворотные ворота для транспорта, оборудованные устройствами для автоматического и ручного открывания.

Подъемно-поворотные ворота для транспорта без устройств для ручного открывания при расчете эвакуации из здания не учитываются.

При проектировании убежищ важно согласование пропускной способности их входов с пропускной способностью выходов из зданий, в которых работают укрываемые. Особенно это необходимо делать в том случае, когда основная масса людей работающей смены сосредоточена в одном здании (сооружении).

2.15(2.13). Входы следует предусматривать в противоположных сторонах убежищ с учетом направления движения основных потоков укрываемых: с территории предприятия, из незащищенных помещений подвалов, из первого этажа производственных и других зданий через самостоятельную лестничную клетку, из общих лестничных клеток, в которые нет выходов из пожароопасных помещений.

В северной строительно-климатической зоне входы во встроенные убежища должны размещаться ближе к углам зданий и в стенах, расположенных параллельно направлению преобладающих ветров (по направлению ветров зимнего периода).

Требование о рассредоточенном расположении входов связано с необходимостью обеспечить быстрое заполнение убежища укрываемыми. Зная расположение отдельных групп укрываемых в радиусе сбора, следует стремиться к сокращению пути до входа в убежище, устраивая вход в ближайших стенах убежища.

В северной строительно-климатической зоне в виду снежных заносов входы располагают ближе к углам зданий и в стенах, расположенных параллельно направлению господствующего ветра, так как в этих местах образуются наименьшие по объему снежные заносы.

2.16(2.14). В зданиях входы в помещения, приспосабливаемые под убежища, допускается устраивать через общие лестничные клетки при условии отсутствия в этих помещениях складов сгораемых материалов, гардеробных и мастерских по ремонту одежды и обуви.

При наличии в помещениях, приспосабливаемых под убежища, сгораемых материалов, гардеробных и мастерских по ремонту одежды и обуви выход на первый этаж следует предусматри-

вать через отдельные лестничные клетки, ведущие до первого этажа, а также допускается использовать для выхода общую лестничную клетку, устраивая для этих помещений обособленные выходы наружу, отделенные от остальной части лестничной клетки глухими несгораемыми ограждающими конструкциями с пределом огнестойкости не менее 1 ч.

Складские помещения, как правило, должны иметь отдельный вход с территории предприятия.

Склады сгораемых материалов, помещения дизельных электростанций, гардеробные и мастерские по пошиву и ремонту одежды и обуви являются помещениями с пожароопасными технологическими процессами.

В условиях мирного времени при возникновении пожара в указанных помещениях необходимо исключать возможность задымления общих лестничных клеток для того, чтобы обеспечить нормальную эвакуацию людей, находящихся на втором и выше расположенных этажах здания.

Исключение задымления общих лестничных клеток достигается путем устройства в этих помещениях отдельных лестничных клеток, ведущих до первого этажа, или устройства обособленного выхода наружу, отделенного от общей лестничной клетки огнестойкой перегородкой. Пример устройства обособленного выхода приведен на рис. 17, 18.

Устройства отдельной лестничной клетки или обособленного выхода наружу не требуется, если проектом предусматривается консервация дизельной электростанции на период мирного времени, а остальные помещения убежища по технологическим процессам относятся к категориям Г и Д.

В складских помещениях отдельный вход с территории предприятия должен проектироваться с учетом технологии загрузки, складирования и выгрузки хранимых материалов. Пример решения входа в складское помещение приведен на рис. 19.

2.17(2.15). Для убежищ вместимостью 300 чел. и более следует предусматривать устройство при одном из входов тамбура-шлюза. Для убежищ вместимостью от 300 до 600 чел. включительно устраивается однокамерный, а в убежищах большей вместимости — двухкамерный тамбур-шлюз.

Для убежищ вместимостью более 600 чел. вместо двухкамерного тамбура-шлюза допускается устройство при двух входах однокамерных тамбуров-шлюзов.

Площадь каждой камеры тамбура-шлюза при ширине дверного проема 0,8 м следует принимать 8 м², а при ширине 1,2 м — 10 м².

В наружной и внутренней стенах тамбура-шлюза следует предусматривать защитно-герметические двери, соответствующие классу защиты убежища. Защитно-герметические двери должны открываться наружу, по ходу эвакуации людей.

В убежищах лечебных учреждений вместимостью до 200 чел. устраивается однокамерный, а при большей вместимости — двухкамерный тамбур-шлюз.

Тамбур-шлюз предназначен для предотвращения опасности поражения укрываемых, находящихся в убежище при входе в него людей, запоздавших прибыть в установленное время.

Тамбур-шлюз обеспечивает циклический пропуск укрываемых. Планировочное решение входов со шлюзами и схема пропуска укрываемых через тамбур-шлюз показаны на рис. 20.

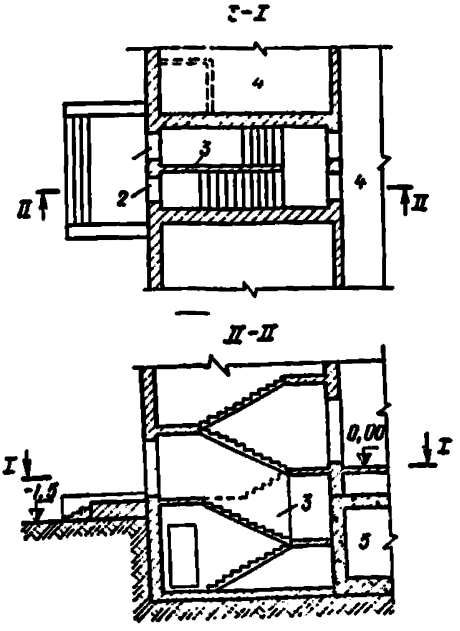


Рис. 17. Вход в убежище с ДЭС из лестничной клетки многоэтажного здания

1 — вход на первый и последующие этажи здания; *2* — вход в подвал (убежище); *3* — стена, отделяющая лестничные марши, идущие на первый и последующие этажи и в подвал; *4* — помещения первого этажа; *5* — убежище

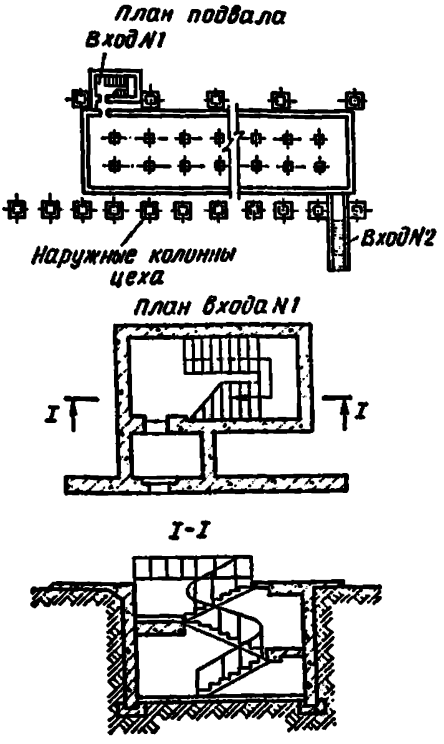


Рис. 18. Вход в убежище из 1-го этажа производственного помещения

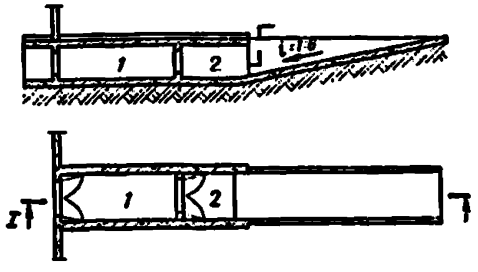


Рис. 19. Схема входа в складское помещение

1 — тамбур; *2* — предтамбур

2.18(2.16). Все входы в убежища, кроме тех, которые оборудованы тамбурами-шлюзами должны оборудоваться тамбурами.

Двери в тамбуре должны предусматриваться: в наружной стене — защитно-герметическая, соответствующая классу защиты убежища и типу входа, во внутренней стене — герметическая; двери должны открываться по ходу эвакуации людей.

Входные проемы, используемые в мирное время и оборудованные защитно-герметическими и герметическими дверями, должны заполняться дверями с учетом требований глав СНиП по проектированию зданий и сооружений и противопожарных норм.

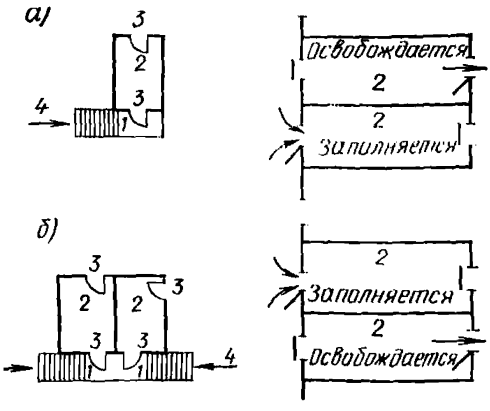


Рис. 20. Планировочное решение входов со шлюзами
а — однокамерный шлюз; *б* — двухкамерный шлюз; *в* — схема работы входа в режиме шлюзования; *1* — предтамбур; *2* — камера шлюза; *3* — защитно-герметическая дверь; *4* — лестничный спуск

Во входах, используемых в мирное время, защитно-герметические и герметические двери следует содержать в открытом законсервированном положении. С этой целью под открытую дверь устанавливается подставка, а сама дверь закрывается декоративной занавесью или щитом.

На период использования помещений убежища в народном хозяйстве вместо защитно-герметических и герметических дверей устанавливаются обычные двери. При этом дверная коробка или вставляется в дверной проем, или прикладывается к нему.

Если дверная коробка вставляется в дверной проем, то кроме дверей в тамбуре должен быть установлен деревянный съемный щит заподлицо с порогами и щиты пандусов с наружной и внутренней стороны тамбура. Деревянные щиты и навесные типовые двери должны убираться при переводе помещений на режим убежища.

2.19(2.17). Суммарную ширину лестничных спусков во входе следует принимать в 1,5 раза, а пандусов — в 1,1 раза больше суммарной ширины дверных проемов.

Уклон лестничных маршей следует принимать не более 1:1,5, а пандусов — 1:6.

Ширина тамбура-шлюза, ширина и длина тамбура и предтамбура при распашных дверях должны быть на 0,6 м больше ширины дверного полотна.

В убежищах лечебных учреждений следует принимать: ширину предтамбура, тамбура-шлюза — 2,5 м, тамбура — 1,8 м; длину тамбура и тамбура-шлюза 4—4,5 м, предтамбура — 1,8 м.

Пропускная способность лестничных спусков и пандусов меньше, чем пропускная способность дверного проема, поэтому для того, чтобы уравнять скорость прохода укрываемых, принимается различная ширина спусков и дверных проемов.

На путях эвакуации и заполнения убежища людьми количество ступеней в марше должно быть не менее 3 и не более 18.

В лестничных спусках высота подступенка должна быть не более 16 см, ширина проступи — не менее 25 см.

В целях безопасности спуска поверхность пандусов должна обрабатываться для предотвращения скольжения при спуске.

Расстояние по вертикали от поверхности проступи и от горизонтальных поверхностей площадок входа до низа перекрытия должно быть не менее 1,9 м.

На боковых сторонах лестниц и пандусов должны быть устроены поручни.

В широких лестничных спусках рекомендуется устраивать промежуточные перила с таким расчетом, чтобы расстояние между перилами и поручнем на стене было равно 1—1,5 м.

Размеры тамбуров и предтамбуров в плане зависят от требований эксплуатации помещений в мирное время, от ширины дверей и должны обеспечивать при разновременном открывании и закрывании дверей свободный проход людей через дверные проемы.

Рекомендуется ширину и длину тамбура и предтамбура принимать на 0,6 м больше ширины дверного полотна. Расстояние от оси дверного проема до стены, к которой открывается дверь, должно быть на 0.4 м больше половины ширины дверного полотна.

Взаимное расположение дверей во входах должно определяться удобством эксплуатации их в мирное время, а также возможностью транспортировки оборудования через входы. По степени защиты от радиации наиболее целесообразным является расположение дверей в плане под прямым углом друг к другу.

Двери могут быть распашными и откатными. Характеристика типовых защитно-герметических и герметических дверей и ставней, применяемых в убежищах различного класса, приведена в прил. 4.

Технологические дверные проемы в убежищах, как правило, должны быть использованы для заполнения помещений укрываемыми. При этом они должны перекрываться защитно-герметическими дверями, воротами или затворами, время закрывания которых не должно превышать 1,5 мин.

2.20(2.18). Помещения, приспосабливаемые под убежища, должны иметь один аварийный (эвакуационный) выход, оголовок которого должен размещаться согласно табл. 6(4).

В убежищах вместимостью 600 чел. и более один из выходов следует оборудовать как аварийный (эвакуационный) выход в виде тоннеля внутренним размером 1,2×2 м. При этом выход из убежища в тоннель должен осуществляться через тамбур, оборудованный защитно-герметической и герметической дверями размером 0,8×1,8 м.

Тоннель аварийного выхода совмещенного с входом в убежище, допускается предусматривать для размещения однокамерного тамбура-шлюза.

В отдельно стоящих убежищах допускается один из входов, расположенных вне зоны возможных завалов, проектировать как аварийный выход.

Аварийные выходы следует располагать, как правило, выше уровня грунтовых вод.

2.21(2.19). В убежищах вместимостью до 600 чел. допускается предусматривать аварийный выход в виде вертикальной шахты с защищенным оголовком. При этом аварийный выход должен соединяться с убежищем тоннелем. Внутренние размеры тоннеля и шахты должны быть 0,9×1,3 м.

Выход из убежища в тоннель должен оборудоваться защитно-герметическими и герметическими ставнями, устанавливаемыми соответственно с наружной и внутренней сторон стены.

2.22(2.20). Аварийные шахтные выходы должны оборудоваться защищенными оголовками, высоту которых $h_{ог}$ следует принимать 1,2 м или 0,5 м в зависимости от удаления оголовка от здания.

Удаление оголовков в зависимости от высоты и типа зданий принимается согласно табл. 6(4).

Таблица 6(4)

Здания	Удаление оголовков, м, при $h_{ог}$	
	0,5 м	1,2 м
Производственные одноэтажные	0,5 H	0
Производственные многоэтажные	H	0,5 H
Административно-бытовые корпуса, жилые здания	H	0,5 H+3

Примечание. В табл. 6(4) дана высота здания H в м.

При удалении оголовков на расстояния менее указанных в табл. 6(4) их высоту следует принимать по интерполяции между величинами 0,5 и 1,2 м или 1,2 м и высотой оголовка в пределах контура разрушенного здания, равной $h_{ог.э}=0{,}15\ H$ м для производственных многоэтажных и $h_{ог.э}=0{,}25\ H$ для административно-бытовых и жилых многоэтажных зданий.

В стенах оголовка высотой 1,2 м следует предусматривать проемы размером 0,6×0,8 м, оборудуемые жалюзийными решетками, открываемыми внутрь. При высоте оголовка менее 1,2 м в покрытии следует предусматривать металлическую решетку, открываемую вниз, размером 0,6×0,6 м.

В условиях стесненной городской застройки при соответствующем технико-экономическом обосновании допускается во входах, совмещенных с аварийными выходами, предусматривать оголовки с устройством в них лестничных маршей (спусков) и защитно-герметических и герметических дверей размером 0,8×1,8 м. В этом случае устройство тамбура при выходе из убежища в тоннель не предусматривается.

При удалении аварийного выхода на расстояние, равное высоте здания, допускается вместо защищенного оголовка устраивать лестничный спуск в уровень с поверхностью земли.

2.23(2.21). Входы и аварийные выходы должны быть защищены от атмосферных осадков и поверхностных вод.

Павильоны, защищающие входы от атмосферных осадков, должны выполняться из легких несгораемых материалов.

После воздействия расчетной нагрузки выход из убежища укрываемых не нормируется по времени, поэтому требованиями главы СНиП II-11-77 предусматривается один аварийный выход на все убежище независимо от его вместимости.

В убежищах вместимостью 600 чел. и более аварийный выход всегда должен быть совмещен с одним из входов и иметь лестничный спуск, тоннель и тамбур.

Лестничный спуск устраивается открытым на уровне поверхности земли, если расстояние от здания до спуска равно высоте здания (рис. 21).

В условиях стесненной городской застройки, когда нет возможности устройства открытого лестничного спуска, во входах, совме-

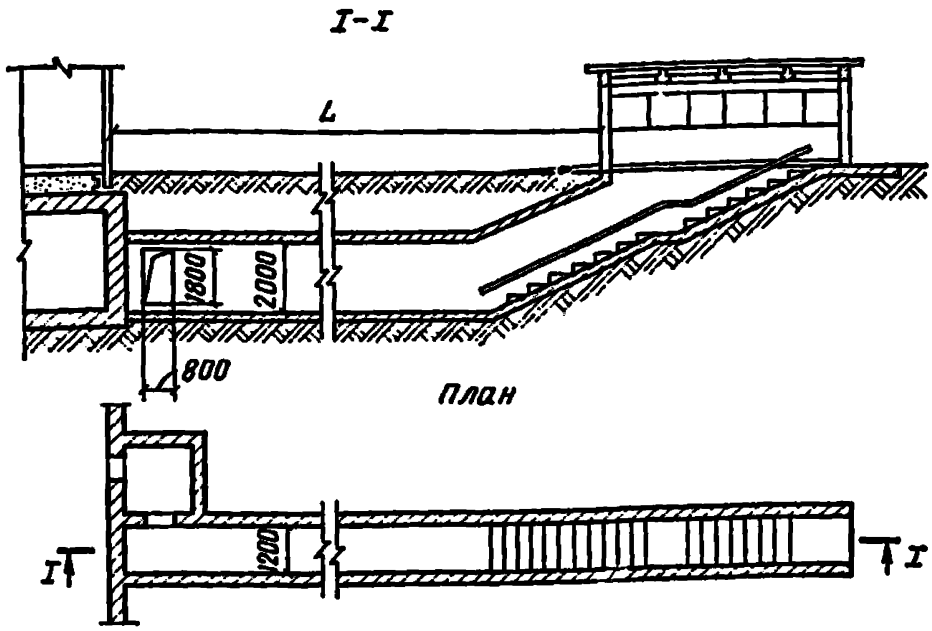


Рис. 21. Аварийный выход, совмещенный с входом
L — расстояние от здания до павильона входа, равное высоте здания

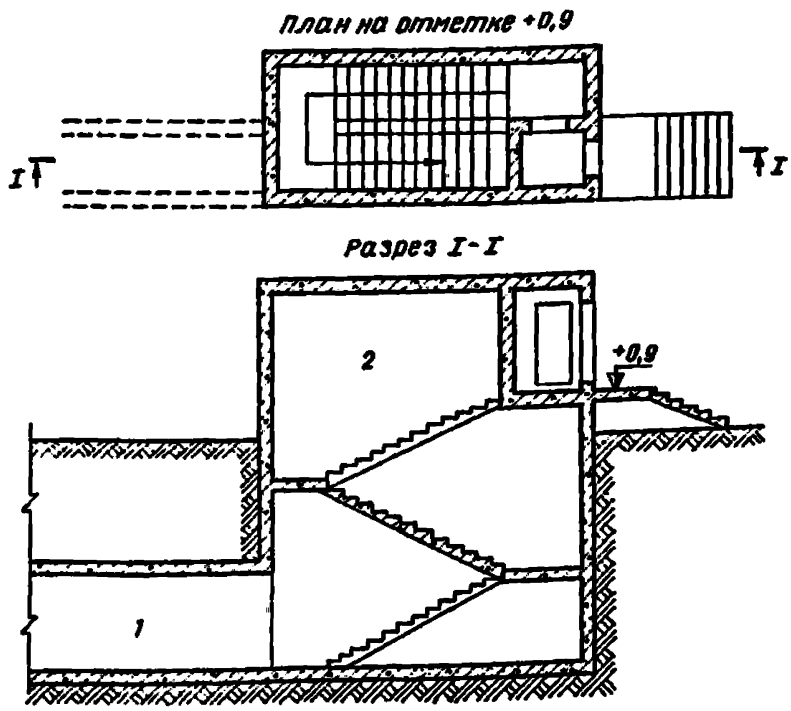


Рис. 22. Защитный оголовок с лестничным маршем
1 — тоннель; *2* — оголовок

щенных с аварийными выходами, предусматриваются защищенные оголовки с лестничными маршами.

Пример решения оголовка приведен на рис. 22.

При расположении такого оголовка на расстояниях, указанных в табл. 6(4), высоту от поверхности земли до низа входного проема следует принимать не менее 20 см. При этом входной проем должен устраиваться в стене, к которой примыкает наименьшая по высоте часть завала.

При удалении оголовка на расстояние менее указанного в третьей колонке табл. 6(4) высота от поверхности земли до низа входного проема будет зависеть от высоты завала. Во всех случаях важно, чтобы можно было быстро и без особых усилий очистить входной проем в случае завала.

В п. 22.2 СНиП II-11-77 приведены усредненные значения высоты оголовка в пределах контура разрушенного здания $h_{\text{ог.з}}$. Более точные ее значения, м, можно определить из выражения

$$h_{\text{ог.з}} = \frac{\gamma}{K + \frac{100}{H}}, \qquad (2)$$

где γ — объем завала на 100 м³ строительного объема здания, определяемый по табл. 7;

K — коэффициент, равный для кирпичных и блочных зданий — 2,5, для панельных — 5;

H — высота здания, м.

Таблица 7

Вид здания	Тип здания	γ, м³
Производственные	Панельные одноэтажные	13
	Кирпичные одноэтажные	16
	Панельные многоэтажные	20
	Кирпичные многоэтажные	25
Административно-бытовые и жилые	Панельные	40
	Кирпичные и блочные	50

Проектами следует предусматривать установку во входном проеме оголовка обычных дверей или металлических решеток, открывающихся внутрь оголовка.

При разработке проектов убежищ рекомендуется тоннель аварийного выхода, совмещенного со входом, использовать для размещения тамбура-шлюза (рис. 23). Такое решение является экономичным, так как позволяет часть тоннеля использовать как основное помещение убежища.

Схема аварийного выхода из встроенного убежища вместимостью до 600 чел. приведена на рис. 24.

В отдельно стоящих убежищах аварийные выходы в виде шахты с оголовком могут проектироваться примкнутыми к наружным стенам убежища. Схема такого входа приведена на рис. 25.

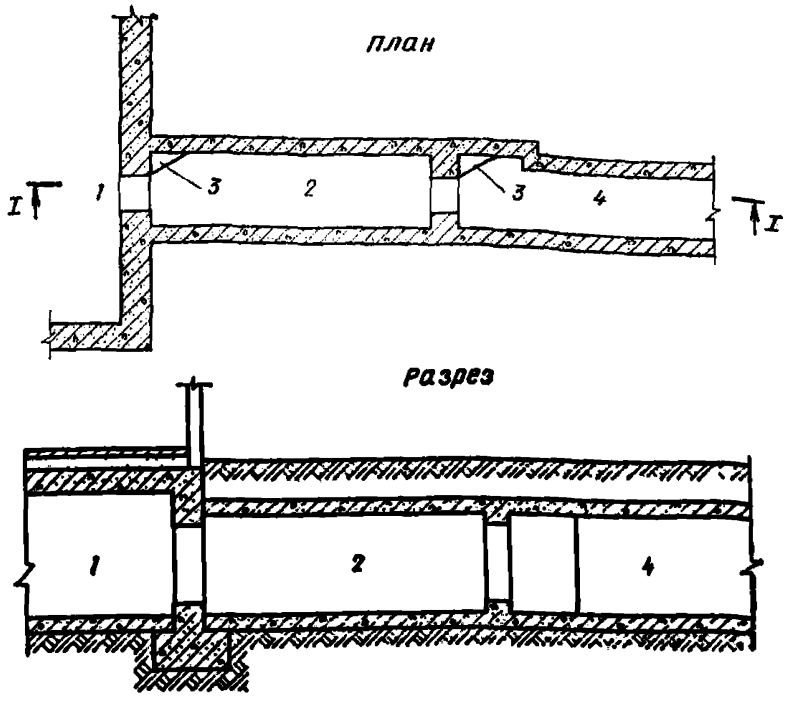


Рис. 23. Однокамерный тамбур-шлюз в тоннеле аварийного выхода, совмещенного со входом

1 — убежище; *2* — тамбур-шлюз; *3* — защитно-герметические двери; *4* — тоннель

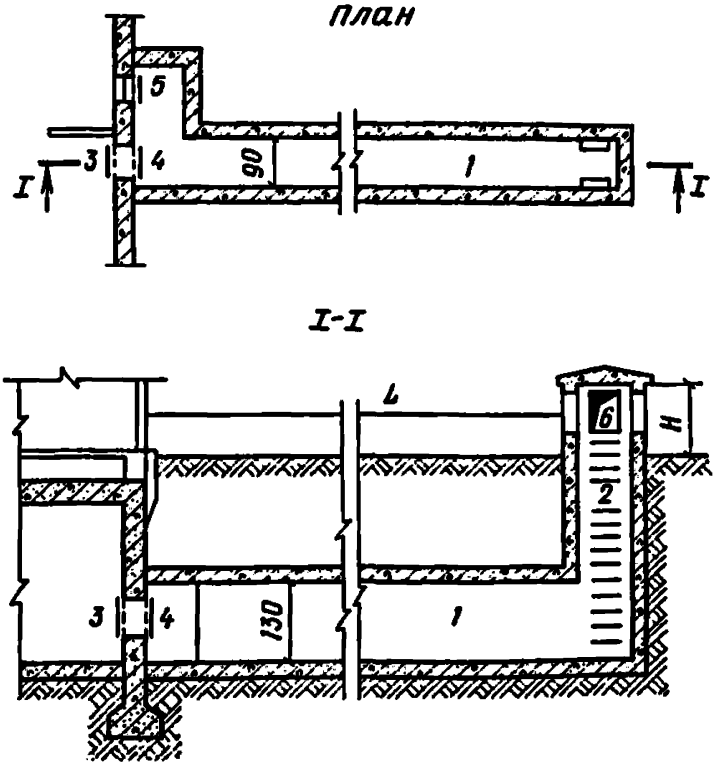


Рис. 24. Аварийный выход из встроенного убежища

1 — галерея; *2* — шахта с защищенным оголовком; *3* — герметический ставень; *4* — защитно-герметический ставень; *5* — УЗС; *6* — проем 60×80 см с жалюзийной решеткой; *H* — высота оголовка; *L* — расстояние от оголовка до здания

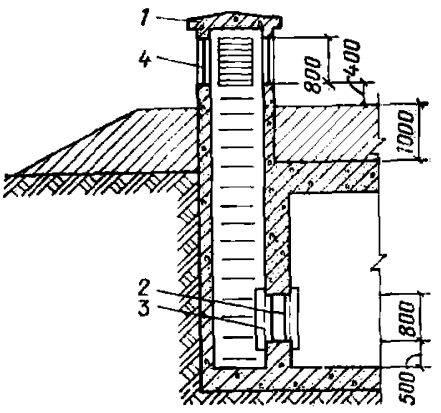
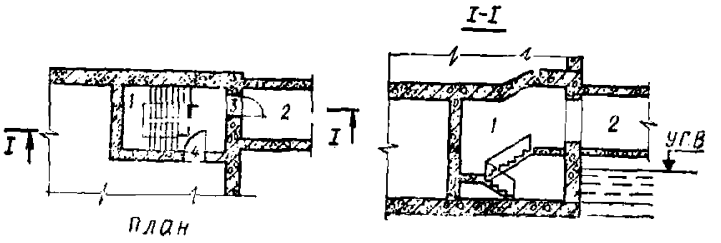


Рис. 25. Принципиальное решение аварийного шахтного входа, примыкающего к отдельно стоящему убежищу

1 оголовок; *2* — герметический ставень; *3* — защитно-герметический ставень; *4* — жалюзийная решетка

Рис. 26. Схема расположения входа, совмещенного с аварийным выходом, в водонасыщенном грунте

1 — тамбур с лестничным спуском; *2* — галерея; *3* — защитно-герметическая дверь; *4* — герметическая дверь



Под высотой оголовка шахтного входа следует понижать расстояние от поверхности земли до низа перекрытия оголовка.

При расположении убежищ в водонасыщенных грунтах следует стремиться отметку пола тоннеля аварийного выхода принимать выше отметки уровня грунтовых вод (рис. 26). При высоком уровне грунтовых вод допускается превышение отметки уровня грунтовых вод над отметкой пола тоннеля на 20—30 см (рис. 27).

При очень высоком уровне грунтовых вод (0,5 м от поверхности земли) и невозможности строительства обсыпных тоннелей аварийные выходы убежищ вместимостью до 600 чел. могут быть решены в виде защищенных шахт, жестко связанных с перекрытием. В этом случае расстояние от поверхности земли до низа проема с жалюзийной решеткой должно быть не меньше высоты завала у здания.

В убежищах вместимостью более 600 чел. при высоком уровне грунтовых вод аварийный выход, совмещенный со входом, допускается устраивать в виде защищенной лестничной клетки. Пример решения такого выхода приведен на рис. 28.

КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

2.24. Конструктивными элементами убежища являются:

несущие и ограждающие конструкции основного сооружения — перекрытия, наружные стены, внутренние стены, колонны и перегородки, сплошная фундаментная плита или отдельные столбчатые (ленточные) фундаменты;

конструктивные элементы входов — стены тамбуров, тамбуров-шлюзов, предтамбуров, лестничных спусков и пандусов, перекрытия над ними, входные проемы с защитными устройствами (дверями,

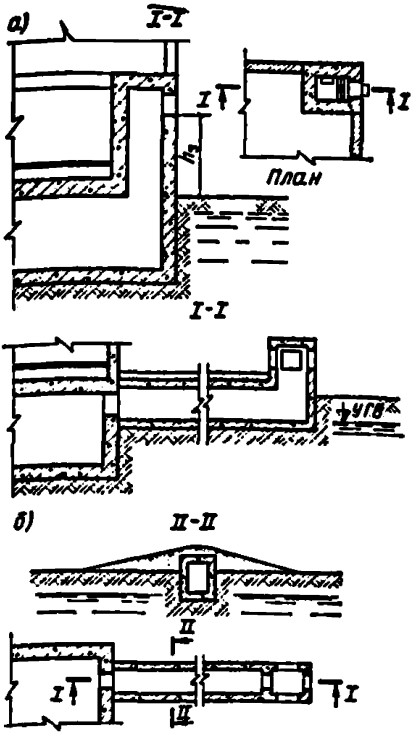


Рис. 27. Схема расположения аварийного выхода при уровне грунтовых вод на 0,5—1 м ниже перекрытия

а — шахтный без подходной галереи; *б* — шахтный с полузаглубленной подходной галереей; $h_з$ — расстояние от поверхности земли до проема ($h_з$=0,1 H+0,9 м, где H — высота здания)

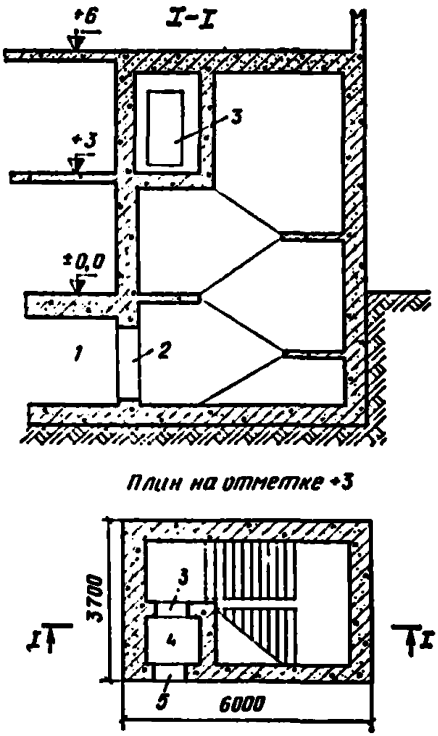


Рис. 28. Аварийный выход, совмещенный с входом

1 — убежище; *2* — дверной проем с герметической дверью; *3* — дверной проем с защитно-герметической дверью; *4* — предтамбур; *5* — дверной проем с обычной дверью или металлической решеткой

затворами, воротами), защищенные или незащищенные оголовки над входами в убежище;

конструктивные элементы аварийных выходов — стены, перекрытия и фундаменты галерей и защищенного оголовка, проемы с защитными устройствами (дверями, ставнями, унифицированными защитными секциями).

2.25(2.22). Конструкции помещений, приспосабливаемых под убежища, должны обеспечивать защиту укрываемых от воздействия ударной волны, ионизирующих излучений, светового излучения и теплового воздействия при пожарах.

Помещения приспосабливаемые под убежища, должны быть герметичными.

Герметичность помещений — подпор воздуха внутри убежищ при II и III режимах вентиляции (при загерметизированных проемах, закрытых клапанах вентиляционных систем, кранах и вентилях систем водоснабжения и канализации) в зависимости от кратности воздухообмена должна быть не менее величин, приведенных в табл. 8(5).

Таблица 8 (5)

Кратность воздухообмена, ч	0,3	0.6	1
Подпор воздуха в убежищах со II и III режимами вентиляции, кгс/м^2 . . .	2	4,5	10

В убежищах утечка воздуха или приток его снаружи происходят через поры материалов ограждающих конструкций, через неплотности в местах примыкания стен к полу и потолку, через стыки в сооружениях из сборного железобетона. Кроме того, воздух может проникать через неплотности в местах установки рам входных устройств (комингсов), противовзрывных устройств, клапанов, закладных деталей и вводов инженерных коммуникаций.

Требуемая герметичность убежища достигается:

высоким качеством строительных работ с соблюдением действующих нормативов на производство и приемку строительных работ;

сокращением числа проемов и периметра входных и противовзрывных устройств, вводов и других закладных деталей.

Уменьшение количества и размеров неплотностей в ограждающих конструкциях достигается путем ограничения числа перерывов в бетонировании, тщательной укладкой бетонной смеси, особенно в местах сопряжения конструкции, омоноличиванием перекрытий.

В убежищах из сборного железобетона рекомендуется производить тщательную проклейку стыков между готовыми элементами, а также в местах их примыкания к полу и перекрытию. Проклейку производят с наружной стороны до устройства гидроизоляции. Для проклейки могут быть рекомендованы безосновные воздухонепроницаемые материалы, например изол, поливинилхлоридный пластикат, полиэтилен.

При проектировании убежищ гражданской обороны сокращение числа проемов или периметра входных и противовзрывных устройств, вводов и других закладных деталей, устанавливаемых в наружных ограждениях, может быть достигнуто путем применения более широких входных устройств и объединением вводов инженерных сетей в один-два блока.

Кроме того, следует избегать заделки различных крепежных и поддерживающих деталей (кронштейнов и пр.) в перекрытия и наружные стены, не обсыпанные грунтом.

Для снижения опасности проникновения в убежище вредных веществ через неплотности во входах тамбуры следует делать не менее 5 м^3.

Для заполнения возможных пустот в месте установки закладных деталей необходимо после схватывания бетона производить тампонирование этих мест нагнетанием цементного раствора, приготовленного на основе расширяющегося цемента. Для нагнетания раствора за обделку дверной коробки (комингса) необходимо проектом предусматривать устройство в ней дюймовых штуцеров из расчета один штуцер на 0,5 м периметра коробки. Нагнетание раствора производится до появления цементного молока в местах сопряжения металла с бетоном ограждения.

2.26(2.23). Для убежищ следует принимать перекрытия по балочной схеме с опиранием балок (ригелей) на колонны, а также рекомендуется принимать безбалочные перекрытия. Применение несущих внутренних продольных и поперечных стен допускается при соответствующем технико-экономическом обосновании.

Все несущие конструкции убежищ должны быть рассчитаны на воздействие ударной волны и обладать необходимой прочностью в соответствии с классом защиты.

При проектировании перекрытий по балочной схеме рекомендуется принимать продольное расположение балок (ригелей). Такое решение является наиболее рациональным, так как оно дает возможность уменьшить количество сложных по конструкции узлов сопряжений ригелей со стенами и улучшить работу продольных стен на воздействие вертикальной и горизонтальной нагрузок.

2.27(2.24). Участки необсыпанных грунтом железобетонных стен, выступающих над поверхностью земли, устройство которых допускается в исключительных случаях при технико-экономическом обосновании, а также стены в местах примыкания входов и необсыпанные покрытия при толщине их 50 см и менее должны иметь термоизоляционный слой согласно табл. 9(6).

Таблица 9 (6)

Термоизоляционный материал	Термоизоляционный слой, см, при толщине железобетонных стен и покрытий, см				
	50	40	30	20	10
Шлак котельный или доменный	7	10	15	20	30
Керамзит, кирпичная кладка	8	11	17	22	32
Шлакобетон, керамзитобетон, песок сухой	9	12	20	25	35
Бетон тяжелый	10	20	30	40	50
Грунт растительный	15	25	35	45	55

Толщина стен и перекрытий принимается для пустотелых элементов равной полной толщине конструкции, для ребристых — толщине полки.

Приведенные в п. 2.27(2.24) данные действительны для расчета перекрытий убежищ, расположенных в заваливаемой зоне, при тепловом воздействии пожаров в завалах.

Незаваливаемые ограждающие конструкции встроенных убежищ, а также конструкции отдельно стоящих убежищ, располагаемых в зоне пожаров в завалах, но на незаваливаемых участках, можно не учитывать прогрев ввиду незначительного теплового воздействия.

Для защиты укрываемых от лучистого тепла, исходящего от нагретых поверхностей ограждающих конструкций, могут применяться экраны, устанавливаемые с внутренней стороны убежища. В этом случае на внутренней поверхности ограждающих конструкций допускается расчетная температура 40°С. В качестве материалов для экранов могут быть использованы асбестоцементные и древесноволокнистые плиты, теплоизоляционные маты и т. п. Наибольший

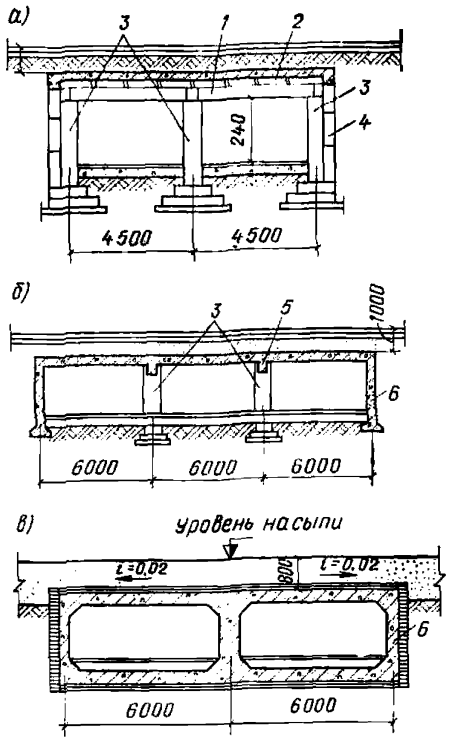


Рис. 29. Конструктивные схемы убежищ

а — каркасно-панельная с полным каркасом; *б* — каркасно-панельная с неполным каркасом; *в* — бескаркасная; *1* — сборный железобетонный ригель; *2* — сборно-монолитное перекрытие; *3* — железобетонные колонны; *4* — стеновые панели; *5* — монолитная железобетонная плита перекрытия; *6* — монолитные железобетонные стены

эффект достигается при двойных экранах, установленных на расстоянии 10—15 мм от внутренней поверхности ограждения и между собой.

2.28(2.25). Конструктивную схему встроенных убежищ следует выбирать с учетом конструкций здания (сооружения), в которое встраивается убежище, и на основе технико-экономической оценки объемно-планировочных решений по использованию помещений в мирное время. Рекомендуется применять каркасную схему.

Бескаркасная схема допускается при соответствующем обосновании.

При проектировании убежищ могут применяться следующие конструктивные схемы:

каркасно-панельная с полным каркасом (рис. 29,*а*);

каркасно-панельная с неполным каркасом (рис. 29,*б*);

бескаркасная (рис. 29,*в*).

Каркасно-панельная схема с полным каркасом представляет собой систему, состоящую из стоек (колонн) и ригелей с заполнением из плит (панелей), прочно связанных с элементами каркаса.

В каркасно-панельной схеме с неполным каркасом колонны у наружных стен предусматриваются лишь в торцах сооружения. При бескаркасной схеме вертикальные ограждающие и внутренние несущие конструкции выполняются в виде сплошных стен.

В каркасно-панельных сооружениях с полным каркасом допускается продольное и поперечное расположение ригелей. В сооружениях с неполным каркасом рекомендуется продольное размещение ригелей.

Каркасная схема является наиболее рациональной, так как она дает возможность наилучшим образом использовать помещения убежища для народнохозяйственных целей и технически проще решать вопросы размещения инженерно-технического оборудования.

При строительстве убежищ с продольными и поперечными стенами (бескаркасная схема) добиться перечисленных преимуществ невозможно.

2.29(2.26). Конструктивные решения сопряжений элементов каркаса надземной части зданий с конструкциями встроенных убежищ должны предусматривать, как правило, свободное опи-

рание надземных конструкций зданий на покрытие встроенного убежища.

Для обеспечения пространственной жесткости каркаса вновь строящейся надземной части здания при воздействии эксплуатационных нагрузок допускается устройство «стыков по жесткой схеме» каркаса надземной части с покрытием убежищ, рассчитанных на разрушение надземных конструкций при особом сочетании нагрузок и сохранении при этом прочности и герметичности покрытия убежищ.

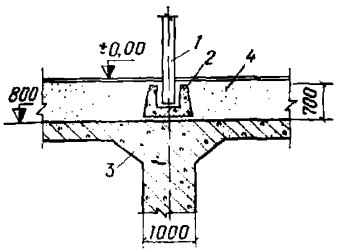


Рис. 30. Схема опирания надземного каркаса на перекрытие убежища через стаканный фундамент

1 — сборная железобетонная колонна надземного каркаса; *2* — сборный железобетонный фундамент стаканного типа; *3* — монолитное безбалочное перекрытие; *4* — засыпка

Конструктивная схема подвальной части здания должна отвечать требованиям обеспечения прочности и устойчивости при воздействии эксплуатационных нагрузок и нагрузок особого сочетания, а также экономической целесообразности.

Разбивочные оси по наружным и внутренним несущим стенам и отдельным опорам (колоннам) наземного каркаса здания и подвальной его части должны, как правило, совпадать. Расстояние между продольными и поперечными разбивочными осями отдельно стоящих убежищ надо принимать кратным 15М (М — основной модуль, равный 100 мм).

В подвальных помещениях допускается, в пределах расстояния между несущими конструкциями надземной части здания, вводить дополнительные опоры, уменьшающие расчетный пролет конструкций перекрытий убежищ.

При проектировании встроенных убежищ конструкции каркаса (колонны) надземной части здания не рекомендуется жестко связывать с конструкциями убежища. Фундаменты под колонны свободно устанавливают на перекрытие убежища. Пример конструктивного решения сопряжений указанных элементов приведен на рис. 30.

При решении стыков по жесткой схеме важно принять такую конструкцию стыка, которая обеспечивала бы необходимую жесткость от воздействия эксплуатационных нагрузок и могла бы быть разрушена без повреждения перекрытия убежища при воздействии нагрузки от ударной волны.

2.30(2.27). При проектировании убежищ следует предусматривать применение типовых сборных железобетонных конструкций.

Для убежищ IV класса допускается применение типовых железобетонных конструкций промышленного и жилищно-гражданского строительства с необходимым усилением.

При расположении основания убежищ ниже или на уровне грунтовых вод фундаментную плиту следует проектировать из монолитного железобетона.

Наружные стены убежищ, пол которых расположен ниже уровня грунтовых вод на 2 м и менее, допускается проектировать из сборных железобетонных конструкций с устройством надежной гидроизоляции.

В случае, если отметка пола убежища ниже уровня грунтовых вод более чем на 2 м, фундаментную плиту и наружные стены убежищ следует проектировать из монолитного железобетона с оклеечной гидроизоляцией, предусматривая индустриальные способы их возведения и непрерывную укладку бетонной смеси при бетонировании.

В зоне возможного затопления несущие конструкции убежищ следует проектировать из монолитного железобетона с оклеечной гидроизоляцией.

При проектировании убежищ в первую очередь рекомендуется использовать унифицированные конструкции подвальных помещений по серии У-01-01. Они экономичны и удобны в производстве работ. Из них можно возводить встроенные и отдельно стоящие убежища всех классов защиты.

К числу железобетонных конструкций промышленного и жилищно-гражданского строительства, которые могут быть применены при строительстве убежищ, следует отнести элементы пешеходных и производственных тоннелей, коллекторов, плиты перекрытий промышленных зданий под тяжелые нагрузки и т. п.

При сохранении опалубочных размеров несущая способность железобетонных конструкций промышленного и жилищно-гражданского строительства может быть увеличена путем повышения марки бетона, увеличения площади сечения рабочей продольной и поперечной арматуры, а также путем применения стали с повышенными прочностными характеристиками. Усиленные сборные железобетонные конструкции могут найти применение при строительстве убежищ II и III класса.

2.31(2.28). В наиболее напряженных местах изгибаемых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов необходимо предусматривать учащенную поперечную арматуру с шагом 10—15 d.

В центральных и внецентренно-сжатых элементах (колоннах), а также в сжатой зоне изгибаемых элементов под воздействием большой динамической нагрузки может происходить выпучивание сжатой конструктивной и рабочей арматуры и преждевременное разрушение сжатого бетона в наиболее напряженных местах. Для предотвращения выпучивания и разрушения сжатого бетона предусматривается установка учащенной поперечной арматуры с шагом $10—15d$, где d — наименьший диаметр сжатой продольной арматуры.

2.32(2.29). Покрытия следует проектировать, как правило, сборными и сборно-монолитными, обеспечивая надежную связь покрытия со стенами, выполненными из сборных железобетонных элементов, путем сварки закладных деталей или выпусков арматуры длиной $30—35d$ стержней, а со стенами из каменных (бетонных) материалов — путем установки анкеров. Узлы сопряжения должны замоноличиваться бетоном.

Элементы покрытий из сборных железобетонных конструкций следует проектировать, как правило, разрезными, с замоноличиванием швов раствором (бетоном) и устройством по контуру сооружения балки из монолитного бетона, связанной при помощи анкеров с наружными стенами (рис. 31). Сборно-монолитные конструкции целесообразно проектировать неразрезными с установкой надопорной арматуры в слое монолитного бетона (рис. 32). Часть рабочей арматуры (продольной и поперечной) можно устанавливать между сборными элементами (рис. 33).

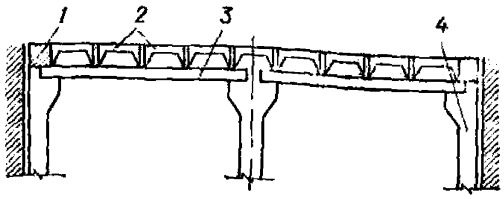


Рис. 31. Устройство монолитного ригеля в сборном перекрытии

1 — монолитный ригель; *2* — плиты; *3* — сборный ригель; *4* — колонна

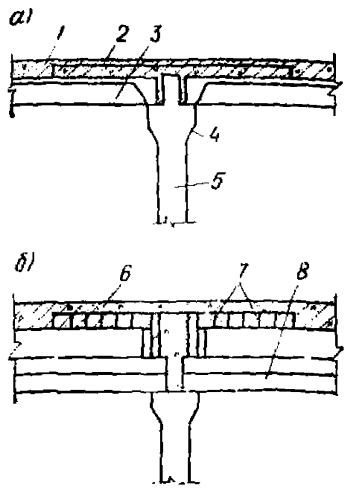


Рис. 32. Установка надопорной арматуры в сборно-монолитном перекрытии убежища

а — в неразрезных плитах; *б* — в неразрезных ригелях; *1* — слой монолитного бетона; *2* — надопорная арматурная сетка в плите; *3* — плита; *4* — ригель; *5* — колонна; *6* — надопорная арматура ригеля; *7* — выпуски поперечной арматуры из ригеля; *8* — ригель (плиты не показаны)

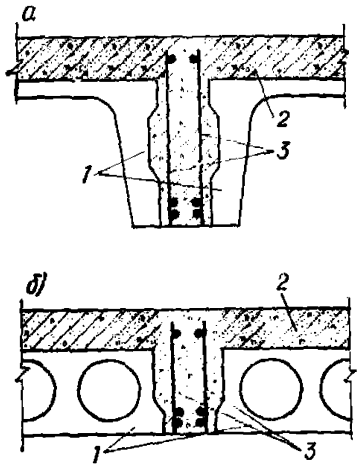


Рис. 33. Схема размещения арматурных каркасов между сборными элементами сборно-монолитного перекрытия убежища

а — с применением ребристых плит; *б* — с применением многопустотных плит; *1* — сборные элементы; *2* — монолитный бетон; *3* — дополнительные арматурные каркасы

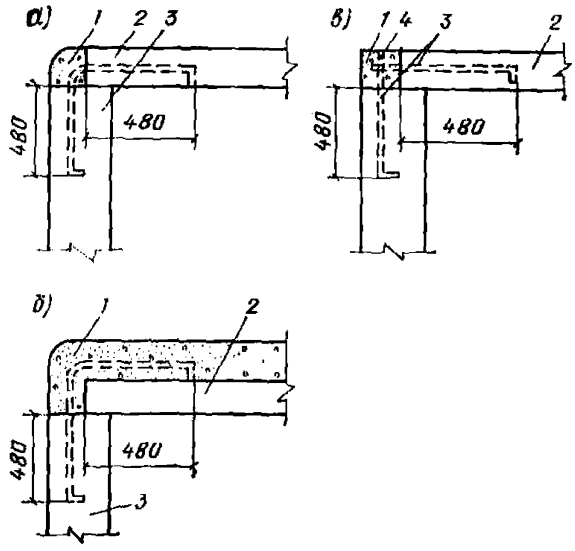


Рис. 34. Анкеровка элементов перекрытия с наружными стенами

а — при сборном железобетонном перекрытии; *б* — при сборно-монолитном железобетонном перекрытии; *в* — при устройстве стен из длинномерных конструкций; *1* — слой монолитного бетона; *2* — элемент перекрытия; *3* — анкер Ø 16 мм, заводимый в слой монолитного бетона через 1 м; *4* — стержень Ø 20 мм, привариваемый к анкерам

При проектировании сборно-монолитных покрытий следует обеспечить совместную работу сборного и монолитного бетонов.

Теоретические и экспериментальные исследования показали, что при положении сборного элемента ниже нейтральной оси (в растянутой зоне сечения) нарушения сцепления по шву-контакту не происходит. При нахождении шва-контакта в сжатой зоне может произойти отслоение сборных элементов от монолитного бетона. Совместная работа сборных элементов и монолитного бетона в сжатой зоне может быть достигнута путем специальной обработки поверхностей сборных элементов или путем установки, в соответствии с расчетом, поперечной арматуры.

Обработка поверхностей сборных элементов может производиться 15%-ным раствором сульфитно-спиртовой барды с последующим удалением несхватывающегося слоя бетона пескоструйным аппаратом, а также путем устройства в поверхности сборных элементов различного рода углублений, шпонок или втапливания в свежеуложенный и уплотненный бетон сборных элементов щебенки размером 20—40 мм.

В узлах опирания сборных элементов покрытий по стенам, выполненным из каменных материалов, предусматривается установка анкеров, заделываемых в стены из расчета 2 см² на 1 м стены. Соединение сборных железобетонных элементов покрытий и стен осуществляется либо установкой анкеров, либо на сварке закладных деталей. Постановка анкеров в сопряжениях сборных, сборно-монолитных и монолитных перекрытий со стенами из каменных материалов необходима для обеспечения связи элементов сооружения между собой. Такое соединение рассматривается как шарнирное, и поставленная арматура при расчете конструкций не учитывается.

При проектировании убежищ из монолитного железобетона рекомендуется применять наиболее рациональные конструктивные решения, в которых в наилучшей степени используются прочностные характеристики бетона (ограждающие конструкции криволинейного очертания, перекрытия безбалочного типа и т. п.). Для возведения убежищ следует использовать прогрессивные виды опалубки, а также безопалубочный способ производства работ. При устройстве стен и перекрытий из монолитного железобетона узлы сопряжения рекомендуется проектировать жесткими (рамными) с установкой в них необходимой по расчету арматуры. Конструктивные решения узлов сопряжения перекрытий со стенами показаны на рис. 34—36.

2.33(2.30). Стены следует проектировать из сборных железобетонных панелей, бетонных блоков, монолитного железобетона и других строительных материалов, удовлетворяющих требованиям прочности, а также другим требованиям, предъявляемым к подземным частям зданий и сооружений.

При проектировании стен из сборных конструкций необходимо предусматривать заполнение швов между стеновыми панелями и заделку их в паз фундаментной плиты бетоном или раствором. В водонасыщенных грунтах заполнение швов и заделку панелей следует производить водонепроницаемым бетоном (раствором) на безусадочном или расширяющемся и самонапрягающемся цементе либо на портландцементе с уплотняющими добавками.

Места сопряжения стен (углы, примыкания, пересечения), выполненные из каменных материалов и бетонных блоков следует усиливать арматурой класса А-I в виде отдельных стержней или сеток.

Рис. 35. Установка анкеров между перекрытиями и внутренними стенами

1 — сборные элементы перекрытия; *2* — внутренние стены из каменных материалов; *3* — анкеры, выпускаемые из кладки в швы между элементами перекрытия; *4* — арматурные стержни, укладываемые в швы между сборными элементами; *5* — монолитный бетон

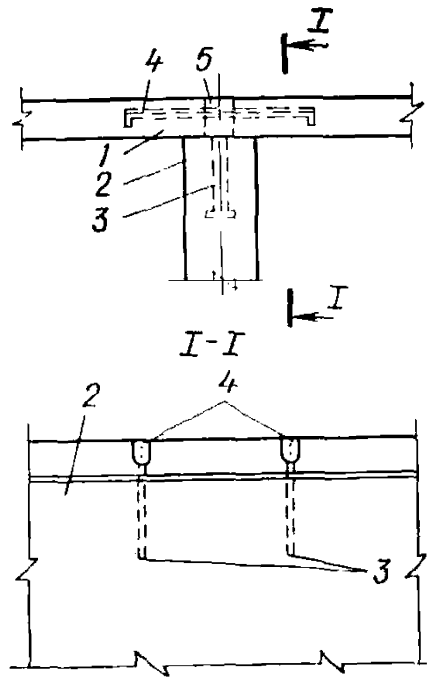


Рис. 36. Соединение сборных железобетонных элементов стен и перекрытий с помощью сварки

1 — железобетонный элемент перекрытия; *2* — железобетонный элемент наружной стены; *3* — закладные детали в сборных элементах; *4* — сварка из расчета не менее 5 см на 1 м стены (высота сварного шва принимается равной 0,6 *d*, *d* — толщина закладной детали); *5* — монолитный бетон

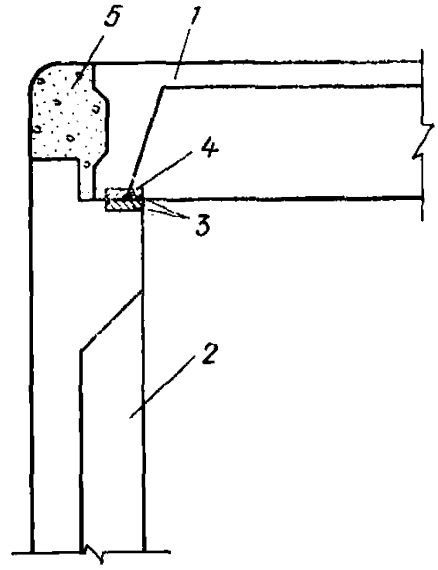
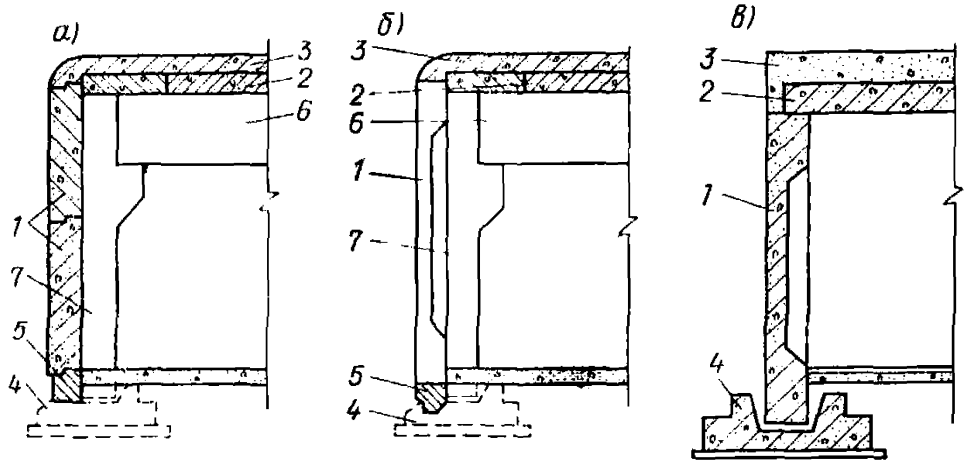
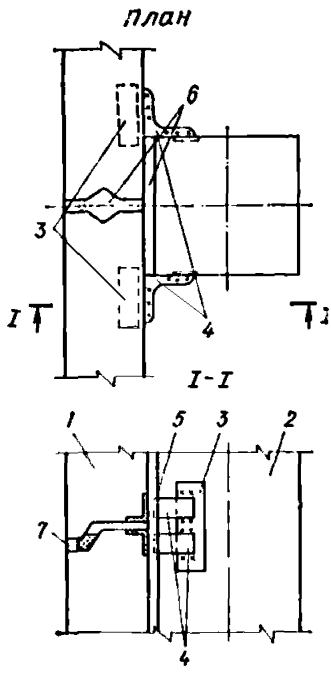
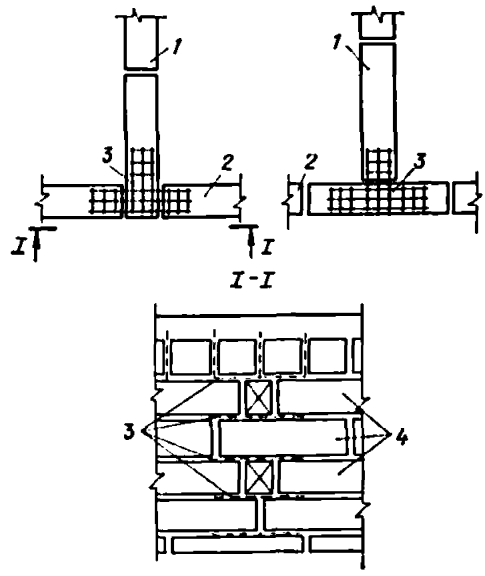


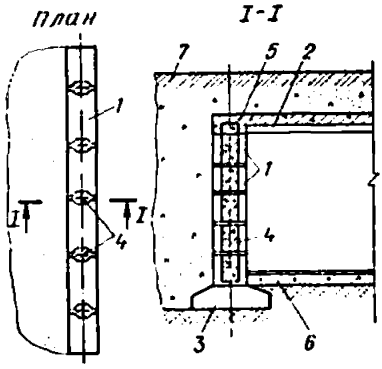
Рис. 37. Варианты решения наружных стен

а — из самонесущих панелей, расположенных горизонтально; *б* — из самонесущих панелей, расположенных вертикально; *в* — из несущих панелей; *1* — стеновая панель; *2* — сборная часть перекрытия; *3* — монолитная часть перекрытия; *4* — фундамент; *5* — рандбалка; *6* — ригель; *7* — колонна









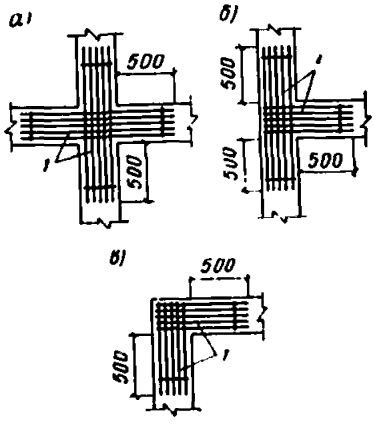


Рис. 38. Узел крепления наружных стеновых панелей и колонн

1 — железобетонные панели; *2* — железобетонная колонна; *3* — закладные детали панелей и колонны; *4* — соединительные элементы; *5* — сварка; *6* — заченка цементным раствором; *7* — уплотняющий жгут

Рис. 39. Конструктивное решение наружных стен, выполненных из бетонных блоков

1 — бетонные блоки; *2* — сборные плиты перекрытия; *3* — ленточный фундамент; *4* — арматурные каркасы; *5* — монолитный бетон; *6* — бетонная подготовка пола; *7* — грунтовая обсыпка

Рис. 40. Конструктивное усиление каменных стен арматурными сетками 6—8 мм

а — в пересечениях; *б* — в примыканиях; *в* — в углах

Рис. 41. Усиление сопряжений стен, выполненных из сборных бетонных блоков

1 — внутренняя стена из сборных бетонных блоков; *2* — наружная стена из сборных бетонных блоков; *3* — арматурная сетка; *4* — бетонные блоки наружной стены

Железобетонные панели для наружных стен убежищ могут быть самонесущими и несущими. Самонесущие панели воспринимают только боковую (горизонтальную) нагрузку (рис. 37,*а,б*), а несущие панели, кроме того, воспринимают нагрузку с элементов перекрытия убежища (рис. 37,*в*).

Конструкция горизонтальных и вертикальных швов в местах сопряжений панели между собой должна обеспечивать простое и надежное заполнение швов раствором (бетоном). Крепление панелей к колоннам производится сваркой через закладные детали (рис. 38).

Кладка наружных и внутренних стен из бетонных блоков должна производиться с перевязкой вертикальных швов. В отдельных случаях, когда необходимо повысить несущую способность наружных стен на воздействие горизонтальной нагрузки, в них устраиваются сквозные вертикальные штрабы, заполняемые бетоном и армируемые каркасами (рис. 39).

В местах сопряжения наружных стен убежищ с конструкциями входов и аварийных выходов при отсутствии грунтовых вод устраиваются осадочные швы. При расположении уровня грунтовых вод выше уровня пола убежища конструкции наружных стен и входов жестко соединяются между собой, т. е. проектируются неразрезными. Отметку пола аварийного выхода в этом случае рекомендуется располагать выше уровня грунтовых вод.

Конструктивные решения по усилению сопряжений стен убежищ, выполненных из каменных материалов, приведены на рис. 40—43.

При проектировании стен из сборных железобетонных конструкций в водонасыщенном грунте особое внимание следует обращать на тщательность заполнения стыков между панелями и пустот в местах сопряжения стен с фундаментами водонепроницаемым бетоном на безусадочном или расширяющемся цементе. Невыполнение этого требования приведет к образованию усадочных трещин и к затоплению убежища грунтовыми водами.

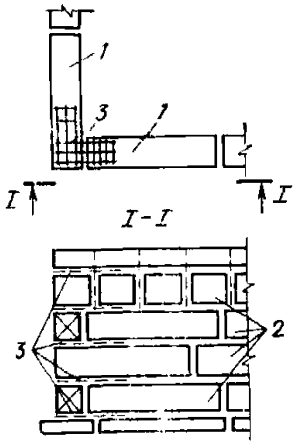
2.34(2.31). Колонны и фундаменты необходимо проектировать из сборного или монолитного железобетона. При расположении основания сооружения на 0,5 м выше наивысшего уровня грунтовых вод следует применять ленточные (под стены) и столбчатые (под колонны) фундаменты.

В водонасыщенных грунтах, сложных гидрогеологических условиях и в районах распространения вечномерзлых грунтов рекомендуется применение фундаментов в виде сплошной плиты из монолитного железобетона.

В районах распространения вечномерзлых грунтов тоннели входов и аварийных выходов должны иметь отделенные от основного сооружения фундаменты.

С целью уменьшения поперечного сечения колонн при значительных нагрузках рекомендуется применять косвенное армирование колонн горизонтальными сетками. Отметку верха ленточных фундаментов под стены следует принимать на уровне низа бетонной подготовки пола (см. рис. 39). Варианты конструктивных решений фундаментной плиты приведены на рис. 44.

Сопряжение колонн со столбчатыми фундаментами и сплошной фундаментной плитой следует делать жестким. Сопряжение сборных железобетонных колонн и ригелей между собой рекомендуется делать шарнирным, на сварке, через специально предусмотренные закладные детали (рис. 45).



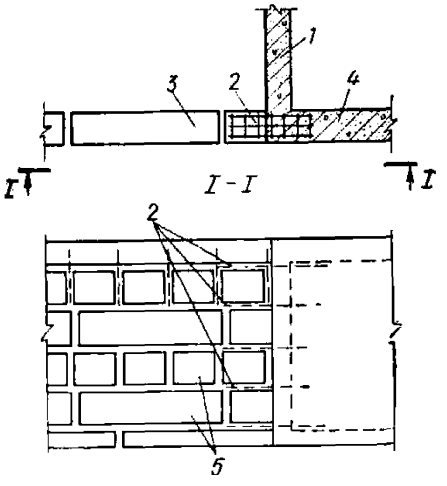


Рис. 42. Усиление сопряжения стен, выполненных из сборных бетонных блоков в углах

1 — наружная стенка из сборных бетонных блоков; *2* — бетонные блоки стен; *3* — арматурные сетки

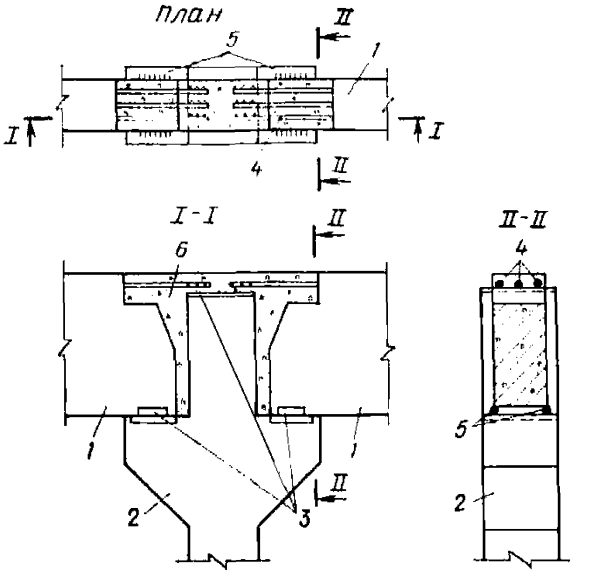


Рис. 43. Сопряжение стен, выполненных из сборных элементов и монолитного железобетона

1 — внутренняя монолитная стена; *2* — арматурные сетки; *3* — наружная стена из сборных бетонных блоков; *4* — наружная монолитная стена; *5* — бетонные блоки стен

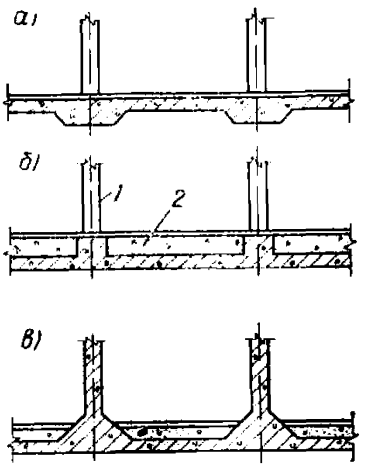


Рис. 44. Конструктивные решения сплошной фундаментной плиты

а — с балками понизу в направлении меньшего шага колонн; *б* — с балками поверху в двух взаимно перпендикулярных направлениях; *в* — с капителями под колоннами; *1* — колонна; *2* — засыпка

Рис. 45. Узел шарнирного закрепления ригеля на колонне

1 — железобетонный ригель; *2* — железобетонная колонна; *3* — закладные детали в колонне и ригеле; *4* — выпуски арматуры из ригеля; *5* — сварка; *6* — монолитный бетон

2.35(2.32). В северной строительно-климатической зоне тоннели входов и аварийных выходов убежищ, проектируемых с использованием вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу II, в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах, следует отделять от помещений убежищ деформационными швами, конструкция которых должна исключать возможность попадания грунтовых вод во входы убежищ.

При использовании вечномерзлых грунтов в качестве основания по принципу II допускается оттаивание грунта основания. В оттаявшем грунте будут происходить различные по величине осадки убежища и примыкающего к нему тоннеля входа, поэтому в указанных условиях необходимо устройство деформационных швов между убежищем и тоннелем входа. При этом конструкция деформационного шва должна обеспечить возможность различных по величине осадок и водонепроницаемость.

2.36(2.34). Перегородки следует проектировать армокирпичными, из сборного железобетона, из бетона на пористых заполнителях и других огнестойких материалов. Конструкции крепления их к стенам и колоннам, а при длине перегородок более 3 м — и к покрытиям, должны проектироваться с учетом возможных деформаций элементов покрытий и вертикальных осадок стен и колонн при воздействии расчетных нагрузок.

Для устройства перегородок целесообразно применять достаточно прочные материалы, обладающие небольшим объемным весом. Толщина перегородок должна определяться в соответствии с требованиями, предъявляемыми к ее прочности, с учетом получаемых горизонтальных ускорений, звукоизолирующей способности и герметичности (в необходимых случаях). Конструкция крепления перегородок к стенам, колоннам, перекрытию и полу принимается в соответствии с расчетом на инерционные силы. Расчет эквивалентных статических нагрузок от действия инерционных сил дан в прил. 2. Принципиальные решения узлов сопряжений перегородок с окружающими конструкциями показаны на рис. 46.

2.37(2.35). Защиту входных проемов следует предусматривать с помощью защитно-герметических и герметических ворот, дверей и ставней, разрабатываемых в соответствии с ГОСТом.

При строительстве убежищ, а также при использовании их помещений для народнохозяйственных целей не исключается возможность устройства в стенах убежища монтажных проемов. Защиту монтажных проемов значительных размеров рекомендуется осуществлять при помощи затворов, передвигаемых по специальным направляющим, параллельно плоскости стены, в которой расположен проем. Заделку проемов можно производить также специально подготовленными сборными элементами с обеспечением необходимой герметизации по контуру проема и между элементами и соответствующим закреплением конструкций (рис. 47). Защитные конструкции устанавливают с наружной и внутренней сторон стены (перекрытия). Допускается установка защитных конструкций с одной стороны, если поверх их устраивается грунтовая (песчаная) обсыпка толщиной не менее 0,5 м.

Защита мест прохода через ограждающие конструкции непрерывно действующих в мирное время недемонтируемых технологических устройств (грузовых лифтов, транспортеров, шнеков и т. п.) может быть выполнена путем ограждения их стенами, рассчитанными

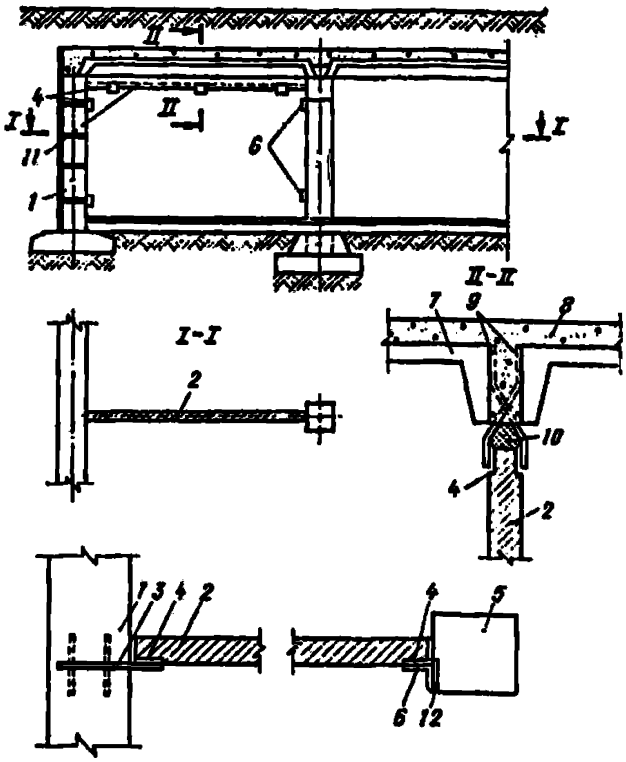


Рис. 46. Конструктивное решение крепления сборной железобетонной перегородки

1 — стена из сборных бетонных блоков; *2* — железобетонная перегородка; *3* — анкеры из круглого железа, закладываемые в швы наружной стены; *4* — закладные части перегородки; *5* — колонна; *6* — накладки из уголков; *7* — сборные элементы перекрытия; *8* — монолитный бетон; *9* — анкеры из расчета 1 см² сечения анкера на 1 м длины стены; *10* — зазор между стеной и плитой перекрытия, равный $^1/_{50}$ высоты стены и заполняемый податливым материалом (войлок, ветошь и т. п.); *11* — конструкция из дерева или сухой штукатурки, закрывающая зазор между перекрытием и перегородкой; *12* — сварные швы

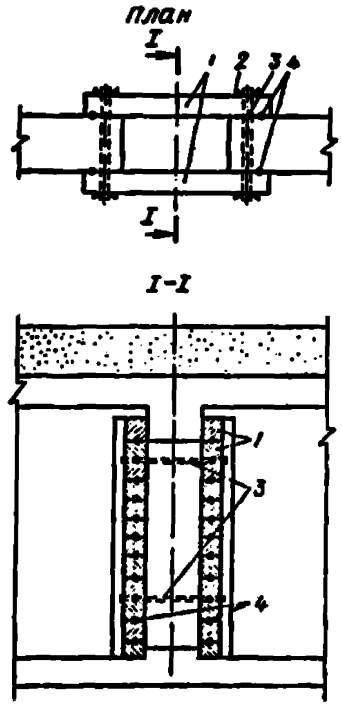


Рис. 47. Заделка проема сборными железобетонными элементами

1 — сборные железобетонные балочные элементы; *2* — швеллеры для крепления балок; *3* — анкеры; *4* — герметизирующие прокладки (жгуты)

на действующие нагрузки, и установкой в проемах защитно-герметических устройств. Причем эти конструкции могут быть расположены как выше перекрытия защитного сооружения, так и ниже его. На рис. 48 показано возможное конструктивное решение по защите прохода через перекрытие ленточного транспортера.

Для закрепления и передачи нагрузки с защитно-герметических и герметических дверей на опорные конструкции входов, а также обеспечения надежной герметизации по контуру проема устраивается обрамление из уголков (комингс). Крепление комингса осуществляется при помощи анкеров (рис. 49).

При проектировании входов особое внимание следует обратить на конструирование сопряжения защитно-герметических дверей с ограждающими конструкциями убежища. Если стены защитного сооружения будут возводиться из каменных материалов или из сборного железо-

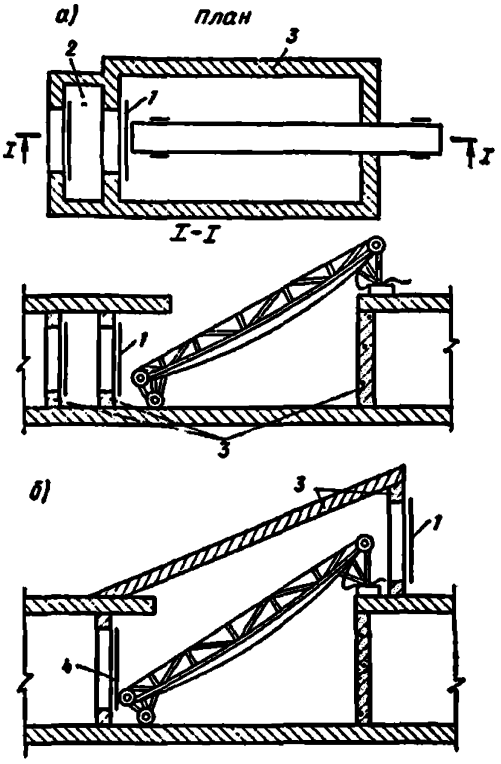


Рис. 48. Защита технологических отверстий в убежищах

а — защитные конструкции расположены ниже перекрытия; *б* — то же, выше перекрытия; *1* — защитно-герметическая дверь, ворота или ставень; *2* — тамбур; *3* — специально возводимые ограждающие конструкции, рассчитанные на действующие нагрузки *P*; *4* — герметические устройства

бетона, целесообразно проектировать специальные железобетонные блоки с дверным проемом. На рис. 50,*а* изображен общий вид железобетонного блока с дверным проемом. Опираться железобетонные блоки с дверным проемом в вертикальной плоскости могут как по всему контуру, так и по двум сторонам. Необходимо предусматривать крепление таких блоков к стенам тамбура или шлюзовых камер с тем, чтобы исключать возможность его отрыва при воздействии давления разрежения. Это крепление может осуществляться с помощью анкеров, заделываемых в стены тамбура или шлюзовой камеры и привариваемых к закладным частям железобетонного блока. Число анкеров определяется по нагрузке, создаваемой на блок давлением разрежения в ударной волне. Нагрузку от давления разрежения следует определять по п. 3.4. Для приближенного расчета железобетонного блока с дверным проемом, в случае его опирания по двум вертикальным сторонам предлагается условно делить этот блок на четыре части так, как это показано на рис. 50,*б*. При этом принимается, что элементы *1* и *2* работают как балки на двух шарнирных опорах, а элементы *3* и *4* — как плиты, опертые по трем сторонам, одна из которых с шарнирной опорой (вертикальная сторона), а две другие защемлены. Действующая на блок динамическая равномерно распределенная нагрузка принимается равной нагрузке на стены соответствующего типа входа. При этом считается, что нагрузка дверного полотна передается поровну на элементы *3* и *4*, а нагрузка на элементы *1* и *2* с элементов *3* и *4* распределяется по треугольному закону (рис. 50,*в*.)

Распределенная по треугольному закону нагрузка, передаваемая с элементов *3* и *4* на элементы *1* и *2*, приводится к эквивалентной статической силе P' (рис. 50,*г*). Эту силу в свою очередь можно заменить на равную ей по величине, действующую в плоскости продольной оси элемента *1* и *2*, и на пару сил, расположенную в плоскости, перпендикулярной к оси этого элемента (рис. 50,*д*). Действующая в плоскости продольной оси элемента *1* или *2* сила будет вызывать прямой изгиб, а пара сил — кручение. Таким образом, эле-

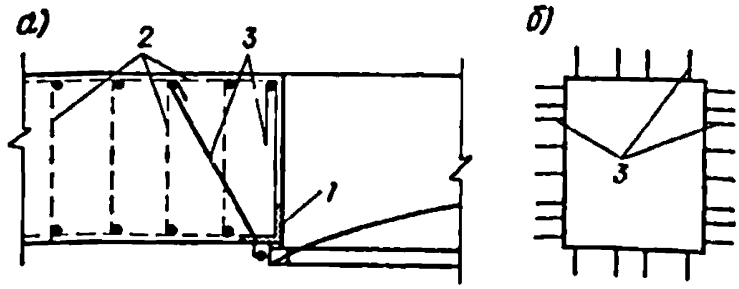


Рис. 49. Крепление коминга в дверном проеме

а — анкеровка коминга; *б* — схема расположения анкеров по периметру дверного проема; *1* — коминг; *2* — рабочая арматура по расчету участка стены; *3* — анкеры

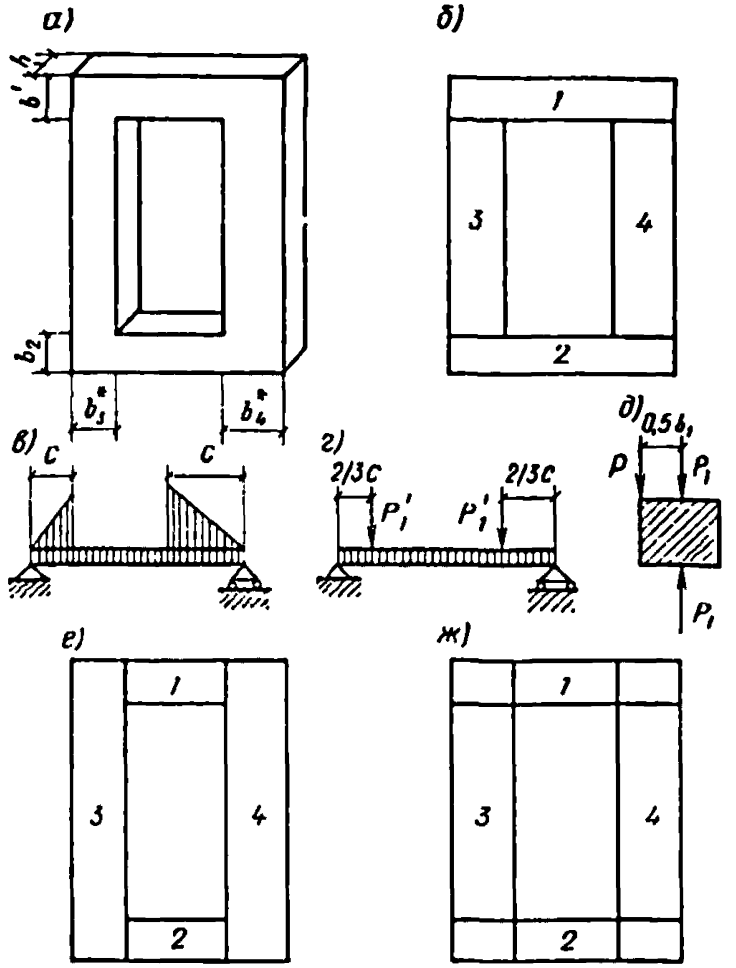


Рис. 50. Расчетные схемы железобетонного блока с дверным проемом

а — общий вид; *б* — деление блока на расчетные элементы при его опирании по двум вертикальным сторонам; *в* — эпюра нагрузок; *г* — схема приложения статической силы *P*, эквивалентной нагрузке, распределенной по треугольному закону с основанием «с»; *д* — схема приложения пары сил, действующей в плоскости, перпендикулярной оси элемента *1* или *2*; *е* — деление блока на расчетные элементы при его опирании по всему контуру; *1* — верхний ригель блока высотой *b* и толщиной *h*; *2* — нижний ригель блока высотой *b* и толщиной *h*; *3* — левая стойка блока шириной *b* и толщиной *h*; *4* — правая стойка блока шириной *b* и толщиной *h*

менты *1* и *2* будут испытывать сложное напряжение — изгиб с кручением. Расчетные величины изгибающего момента $M_{макс}$, поперечной силы $Q_{макс}$ и крутящего момента $M_{кр}$ в элементах *1* и *2* в случае равенства размеров элементов *3* и *4* могут быть определены по формулам:

$$M_{макс} = 0{,}25q_{экв}\,[0{,}67HC\,(B+2C)+0{,}5b\,(B+2C)^2]; \quad (3)$$

$$Q_{макс} = 0{,}5q_{экв}\,(B+2C)\,(0{,}5H+b); \quad (4)$$

$$M_{кр} = 0{,}125q_{экв}\,bH\,(B+2C), \quad (5)$$

где $q_{экв}$ — эквивалентная статическая нагрузка;
H и B — высота и ширина дверного проема;

$$C = b^* - 0{,}5d; \quad (6)$$

b — ширина горизонтального элемента *1* или *2*;
b^* — ширина элементов *3* и *4*;
d — ширина площади опирания элементов *3* и *4*.

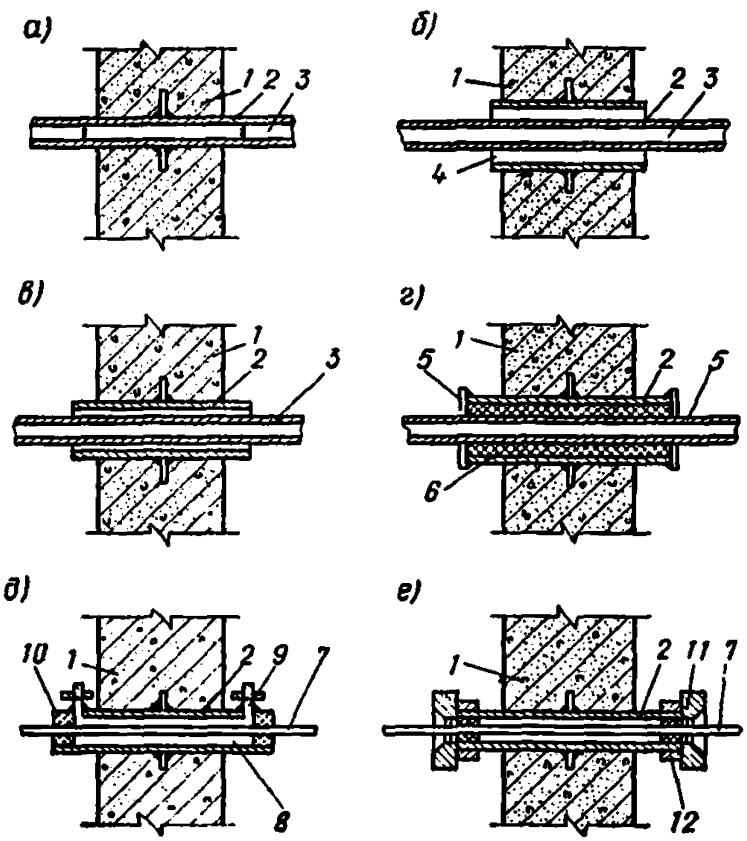


Рис. 51. Закладные части герметизирующих устройств на вводах трубопроводов и кабелей

а — для воздухопроводов и холодных труб с приваркой встык (на внутренних линиях герметизации); *б, в* — для холодных труб с пропуском внутри закладной гильзы; *г* — универсальный ввод для всех трубопроводов; *д, е* — то же, для кабелей и электропроводов; *1* — кольцевое стальное ребро; *2* — закладная гильза; *3* — трубопровод; *4* — зачеканка цементным раствором; *5* — стальной приварной фланец; *6* — набивка асбестом; *7* — кабель или электрические провода; *8* — кабельная мастика; *9* — патрубок для заливки кабельной мастики; *10* — уплотнение просмоленным канатом; *11* — гайка сальника СКТ; *12* — упругая подкладка

Если опирание железобетонного блока осуществляется вверху и внизу или по всему контуру, характер работы элементов становится другим. На рис. 50,*е* показано рекомендуемое деление блока для приближенного расчета, когда опирание происходит вверху и внизу. В этом случае элементы *3* и *4* можно рассматривать как балки, лежащие на двух шарнирных опорах, а элементы *1* и *2* — как плиты, опертые по трем сторонам, одна из которых имеет шарнирную опору, а две другие защемлены. Деление блока для расчета в случае опирания по всему контуру показано на рис. 50,*ж*. Полученные таким делением элементы блока целесообразно рассматривать как плиты, опертые по трем сторонам.

2.38(2.36). На вводах коммуникаций, обеспечивающих внешние связи данного помещения, приспосабливаемого под убежища, с другими, а также функционирование систем внутреннего оборудования после воздействия расчетной нагрузки следует предусматривать компенсационные устройства.

Принципиальные решения мест прохода коммуникаций через ограждающие конструкции убежищ приведены на рис. 51. Расстояние между температурно-усадочными швами для убежищ, выполненных из железобетона и бетона, устанавливаются в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75, а из каменных материалов — СНиП II-В.2-71. Не следует заглублять сооружение, требующее устройства температурно-усадочного шва, ниже отметки грунтовых вод. Конструктивное решение температурно-усадочного шва в ограждающих конструкциях показано на рис. 52.

Вводы коммуникаций в сооружения должны конструироваться с учетом перемещения сооружения относительно грунта, а переходы

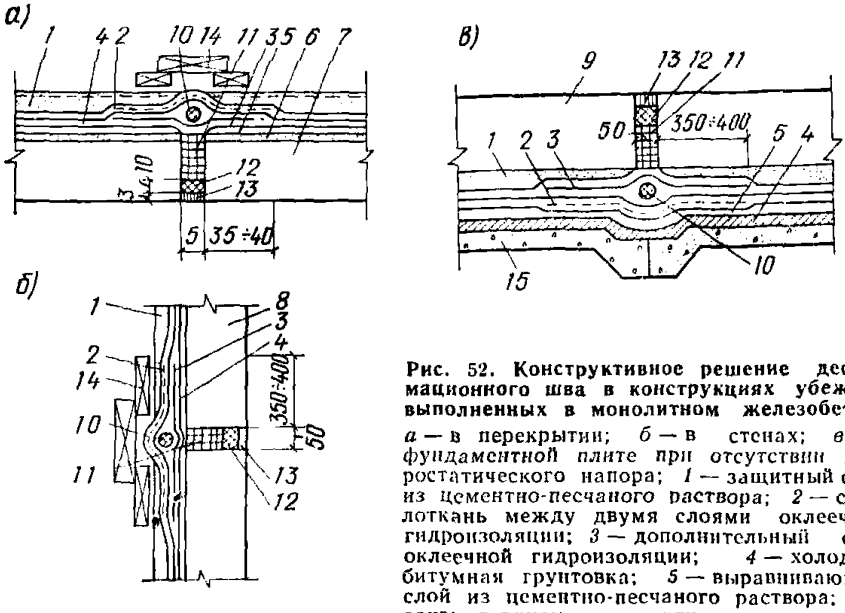


Рис. 52. Конструктивное решение деформационного шва в конструкциях убежищ, выполненных в монолитном железобетоне

а — в перекрытии; *б* — в стенах; *в* — в фундаментной плите при отсутствии гидростатического напора; *1* — защитный слой из цементно-песчаного раствора; *2* — стеклоткань между двумя слоями оклеечной гидроизоляции; *3* — дополнительный слой оклеечной гидроизоляции; *4* — холодная битумная грунтовка; *5* — выравнивающий слой из цементно-песчаного раствора; *6* — сливная призма с проектным уклоном; *7* — плита перекрытия; *8* — стена; *9* — фундаментная плита; *10* — жгут Ø 5 см, пропитанный битумом; *11* — заливка мастикой изол или горячим битумом; *12* — конопатка просмоленным жгутом; *13* — цементно-песчаный раствор; *14* — глиняный кирпич; *15* — бетонная подготовка

коммуникаций из одного блока сооружения в другой — с учетом разности перемещений этих блоков относительно грунта. Относительные осадки сооружения определяют по формуле прил. 5.

ГИДРОИЗОЛЯЦИЯ И ГЕРМЕТИЗАЦИЯ

2.39(2.37). Гидроизоляцию убежищ следует проектировать в соответствии с требованиями инструкции по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений. Степень допустимого увлажнения ограждающих конструкций убежищ следует принимать в зависимости от назначения помещений, используемых в мирное время, но не ниже II категории.

Для гидроизоляционных покрытий следует выбирать материалы, обладающие высокой адгезией, значительной сопротивляемостью разрыву, водо- и паронепроницаемостью, наибольшим относительным удлинением.

В северной строительно-климатической зоне независимо от принципа использования вечномерзлых грунтов (I и II) в качестве основания убежищ заглубленные в грунт конструкции должны иметь гидроизоляцию, стойкую к замораживанию и пригодную к условиям работы при отрицательных температурах. Во всех случаях гидроизоляция должна совмещаться с антикоррозионной защитой, а также с защитой фундаментов и других подземных частей зданий и сооружений от выпучивания.

В убежищах гражданской обороны гидроизоляция должна обеспечивать:

защиту конструкций сооружения от агрессивного действия грунтовых вод;

нормальную эксплуатацию сооружения;

незатопляемость сооружения после воздействия расчетной нагрузки.

Все эти требования могут быть выполнены при правильном решении вопросов, касающихся выполнения мероприятий, предупреждающих возможность обводнения грунта и поступления воды к убежищам, выбора гидроизоляционных материалов и конструктивных решений гидроизоляции.

К числу мероприятий, предупреждающих возможность обводнения, относятся: уплотнение грунтов при засыпке котлованов, устройство отмосток у зданий и вертикальная планировка территории вокруг убежища с устройством сети водостоков.

Грунты в пазухах котлованов должны засыпаться и уплотняться послойно. Послойное уплотнение повышает устойчивость грунта, уменьшает осадку и увеличивает водонепроницаемость обратной засыпки.

У наружных стен здания (сооружения), в которое встроено убежище, необходимо предусматривать устройство водонепроницаемой отмостки шириной не менее 1,2 м.

Поверхностные воды при плохой организации водоотвода служат источником для образования подземных вод. Вертикальная планировка вокруг убежища должна обеспечивать надежный сток поверхностных вод.

Выбор материалов и конструктивное решение гидроизоляции должны производиться исходя из необходимости сохранения сплошного покрытия и его водонепроницаемости после воздействия расчетных нагрузок.

Этим требованиям лучше всего удовлетворяют поливинилхлоридный пластикат М57-40 толщиной 2 мм (СТУ 30-14264-64); листовой полиэтилен высокого давления ВД толщиной 1,5—2 мм, рулонный изол; бризол; асфальто-битумная, битумно-наритовая, цементно-латексная и эпоксидно-дегтевая композиции.

Наиболее надежным типом гидроизоляции является штукатурная асфальтовая гидроизоляция из холодных и горячих мастик. Она представляет собой сплошное водонепроницаемое покрытие, создаваемое нанесением нескольких слоев холодных или горячих асфальтовых мастик на изолируемую поверхность. В зависимости от действующего гидростатического напора толщина слоя штукатурки принимается: для холодных мастик — 10—20 мм; для горячих растворов или мастик — 8—18 мм.

Кроме штукатурной асфальтовой гидроизоляции может также применяться литая асфальтовая гидроизоляция, которая наносится на вертикальные изолирующие поверхности путем залива асфальтового раствора или мастики в щели между изолируемой поверхностью и опалубкой. Ширина щели в зависимости от высоты одновременной заливки, типа ограждения (опалубки) и температуры воздуха принимается равной 30—50 мм. Гидроизоляция из рулонного изола и бризола применяется для защиты сооружений от напорных и безнапорных грунтовых, а также атмосферных вод и устраивается путем наклеивания этих материалов на изолируемую поверхность с применением мастики БКС.

В связи с недостаточной монтажной прочностью при соприкосновении с горячей мастикой бризол следует применять для гидроизоляции горизонтальных конструкций или вводить в мастику растворители для понижения ее рабочей температуры. Количество слоев материала принимается по расчету, но не менее трех. При наличии гидростатического напора необходимо не менее четырех слоев изола или бризола. Наклеивание этих материалов производится внахлестку с перекрыванием полотнищ на 10 см в продольных стыках и на 15 в поперечных. Швы полотен должны располагаться вразбежку по длине и ширине кусков материала. Для предотвращения повреждений гидроизоляции при производстве работ на горизонтальных поверхностях должна устраиваться цементно-песчаная защитная стяжка толщиной 3—5 см, а на вертикальных — цементная штукатурка по металлической сетке толщиной 3—5 см или защитно-прижимная стенка из кирпича, бетонных блоков или плит с заполнением зазоров между ней и гидроизоляционным покрытием песчано-цементным раствором состава 1:3.

При высоте стенки более 2 м ее устойчивость должна усиливаться путем устройства пилястр, контрфорсов и др.

Гидроизоляционное покрытие из поливинилхлоридного пластиката и листового полиэтилена применяют от напорных и безнапорных грунтовых вод и атмосферных осадков, проникающих в грунт. Его наклеивают на изолируемую поверхность с применением битумно-каучуко-солярной мастики (БКС), состав которой по массе следующий: битум БН-111—100; латекс СКС — 30 (в пересчете на сухое вещество) — 4; соляровое масло — 16.

Отдельные листы соединяют сваркой внахлестку с перекрыванием кромок на 8—10 см при наклейке и на 3—4 см без наклейки. Гидроизоляция без наклейки на основание допускается при отсутствии постоянного гидростатического напора при толщине листа 1,5—2 мм. В целях защиты гидроизоляции от механических повреж-

дений при производстве работ на горизонтальных поверхностях следует устраивать цементно-песчаную защитную стяжку толщиной 3—4 см по металлической сетке. Причем по гидроизоляционному ковру фундаментной плиты предварительно укладывается один слой пергамина, рубероида или картона.

На вертикальных поверхностях гидроизоляция из поливилхлоридного пластиката и листового полиэтилена может выполняться без устройства защитных конструкций (стяжек, стенок). Обсыпка сооружения с гидроизоляцией из указанных материалов производится однородным крупно- или среднезернистым песком. Битумно-наиритовая, цементно-латексная и эпоксидно-дегтевая гидроизоляция применяется для защиты сооружений от безнапорных грунтовых вод, а также от атмосферных вод и наносится механизированным или ручным путем. Битумно-наиритовая гидроизоляция наносится в пять—семь слоев общей толщиной 3—4 мм, цементно-латексная — не менее пяти слов толщиной 2 мм, эпоксидно-дегтевая — не менее грех слоев толщиной 2—3 мм. С целью предотвращения повреждений при производстве работ на горизонтальных поверхностях устраивается цементно-песчаная стяжка толщиной 3—4 см. Надежность гидроизоляции зависит от качества ее устройства, поэтому проектные организации, проектирующие убежища, должны организовать авторский надзор за их возведением, при этом особое внимание обращается на качество работ по устройству гидроизоляции ограждающих конструкций и вводов коммуникации в убежище, защитного ограждения и по засыпке котлована. Все скрытые работы должны быть оформлены актом.

2.40(2.38). В убежищах, размещаемых в водонасыщенных грунтах и зонах возможного затопления, гидроизоляцию из рулонных материалов и отдельных листов необходимо рассчитывать исходя из условия обеспечения водонепроницаемости после воздействия расчетных нагрузок.

При проектировании указанных убежищ необходимо определять зоны возможного появления трещин в ограждающих конструкциях и ширину их раскрытия при наиболее неблагоприятных расчетных случаях воздействия. Конструкцию гидроизоляционного покрытия следует определять с учетом возможного деформирования его без разрыва и потери изоляционных свойств.

2.41(2.39). Расчетная величина деформации $a_т$, см, при которой материал гидроизоляции деформируется без разрыва определяется по формуле

$$a_т = \frac{2K_и E_и \varepsilon_и^2 \delta}{R_м + q f_и}, \qquad (7)$$

где $K_и$ — коэффициент, зависящий от соотношения физико-механических свойств гидроизоляционных материалов и мастики, принимаемый по табл. 10(7);

Таблица 10(7)

Отношение показателей физико-механических свойств материалов $\frac{\delta R_и}{R_м}$	1	1—2	2
Коэффициент $K_и$ . . .	0,67	1,0	1,4

$E_и$ — модуль деформации гидроизоляционного материала, принимаемый по табл. 12(8), кгс/см²;

$\varepsilon_и$ — относительное удлинение гидроизоляционного материала, принимаемое по табл. 12(8);

$R_и$ — расчетное сопротивление гидроизоляционного материала растяжению, кгс/см², принимаемое по табл. 12(8);

δ — толщина гидроизоляционного материала, см;

$R_м$ — расчетное сопротивление мастики сдвигу, принимаемое по табл. 12(8), кгс/см²;

q — расчетная нагрузка на гидроизоляцию, кгс/см²;

$f_и$ — коэффициент трения песка по гидроизоляционному покрытию, принимаемый по табл. 11(9).

Таблица 11 (9)

Материал гидроизоляционного покрытия	Коэффициент трения $f_и$ песка при его зерновом составе и влажности, %			
	среднезернистого		крупнозернистого	
	$G=0$	$G \leqslant 0{,}5$	$G=0$	$G \leqslant 0{,}5$
Поливинилхлоридный пла-стикат	0,5	0,4	0,55	0,43
Листовой полиэтилен	0,42	0,36	0,45	0,38
Изол и бризол	0,52	0,4	0,6	0,45

Примечание. Для глинистых и суглинистых грунтов коэффициент $f_и$ допускается принимать как для среднезернистых песков при влажности $G \leqslant 0{,}5$.

2.42(2.40). Максимальная ширина раскрытия трещин в местах сопряжения железобетонных конструкций не должна превышать 0,5 см.

В тех случаях, когда значения $a_т$ будут меньше максимальной ширины трещины в конструкции сооружения, необходимо предусматривать применение гидроизоляционных материалов с более высокими прочностными характеристиками, увеличивать число слоев гидроизоляционного покрытия или предусматривать местные усиления гидроизоляции в зоне образования трещин.

Расчет гидроизоляции на отрыв по вертикальным поверхностям при осадке сооружения под действием нагрузки производится по формуле

$$q f_и \leqslant R_м, \qquad (8)$$

где $R_м$, q и $f_и$ — то же, что в формуле (7).

При воздействии расчетной нагрузки не исключена возможность образования трещин в конструкциях убежищ. При этом образование трещин, разрушений и других повреждений в гидроизоляционном слое не допускается. Чтобы обеспечить должную устойчивость гидроизоляции от механических повреждений, необходимо с помощью расчетов определить деформативность материалов гидроизоляции, ее устойчивость на отрыв и величину возможных трещин в конструкциях от воздействия расчетной нагрузки. Расчеты показывают, что гидро-

изоляционные покрытия деформируются без разрыва при довольно значительной ширине раскрытия трещин. Так, например, при времени нарастания нагрузки 0,15 с, давлении на гидроизоляцию 5 кгс/см² и относительной деформации для листового полиэтилена 0,2, поливинилхлоридного пластиката 1 и для изола (бризола) 0,08 ширина трещин может достигать величин, указанных в табл. 13.

Таблица 13

Гидроизоляционное покрытие	Количество слоев	Ширина трещин, мм
Поливинилхлоридный пластикат, приклеенный мастикой БКС	1	13,8
Листовой полиэтилен ВД, приклеенный мастикой БКС	1	4,9
Изол, приклеенный мастикой БКС	3	3
То же, бризол	3	4
Битумно-наиритовая композиция толщиной 3—4 мм	5—7	1
Цементно-латексная или эпоксидно-дегтевая композиция	3—5	0,3

Как видно из табл. 13, ряд гидроизоляционных покрытий деформируется без разрыва при довольно значительной ширине раскрытия трещин. Однако возникает большая опасность среза или вдавливания гидроизоляции в трещины с разрывом материала, поэтому допускается ширина раскрытия трещин во всех случаях не более 5 мм.

По этой же причине относительное смещение элементов сборно-монолитных сооружений в местах стыков и сопряжений должно быть также не более 5 мм.

Если ширина раскрытия трещин по расчету оказывается меньше 5 мм, но больше, чем деформационная способность намеченного гидроизоляционного материала перекрывать их, то следует конструктивными мерами уменьшить ширину трещин или применить гидроизоляционный материал с большей деформативной способностью

В ряде случаев может оказаться достаточным усиление гидроизоляции в зонах раскрытия трещин дополнительными слоями гидроизоляционного материла или прокладкой из стеклоткани.

При подготовке сооружения под гидроизоляцию его поверхность следует тщательно выровнять затиркой цементно-песчаным раствором. Все углы сооружения должны быть округлены по радиусу не менее 10 см. Цементно-песчаная стяжка на покрытии отдельно стоящих сооружений должна делаться с уклоном $i=0{,}2$—0,03 от продольной оси к наружным стенам.

Примеры конструктивных решений по устройству гидроизоляции приведены на рис. 53—55.

2.43(2.41). Вводы инженерных коммуникаций должны быть доступны для их осмотра и ремонта с внутренней стороны убежища. Допускается объединение их, при этом группировку вводов следует производить с учетом требований соответствующих

Таблица 12 (8)

№ п.п.	Гидроизоляционный материал	Расчетные сопротивления $R_н$, кгс/см² (над чертой), модуль деформации $E_н$, кгс/см² (под чертой), при времени нарастания нагрузки, м·с							
		до 6	8	10	20	40	60	100	150
1	Поливинилхлоридный пластикат при $\varepsilon_и = 0{,}2$	240 / 1400	230 / 1200	220 / 1140	180 / 920	150 / 720	140 / 700	130 / 650	120 / 600
2	То же, при $\varepsilon_и = 0{,}1$	300 / 300	285 / 295	275 / 290	255 / 270	240 / 220	230 / 215	220 / 210	215 / 205
3	Листовой полиэтилен при $\varepsilon_и = 0{,}2$	155 / 790	143 / 740	137 / 710	122 / 630	115 / 595	112 / 560	108 / 550	107 / 540
4	Изол в три слоя при $\varepsilon_и = 0{,}1$	54 / 560	50 / 520	46 / 500	40 / 430	36 / 340	32 / 320	29 / 300	24 / 280
5	Изол в 4 слоя при $\varepsilon_и = 0{,}08$	72 / 880	67 / 820	62 / 780	54 / 680	46 / 550	42 / 510	39 / 490	36 / 450
6	Изол в 5 слоев при $\varepsilon_и = 0{,}08$	89 / 1120	83 / 1040	78 / 980	70 / 830	60 / 780	54 / 650	48 / 580	45 / 540
7	Бризол в 3 слоя при $\varepsilon_и = 0{,}08$	61 / 630	56 / 580	53 / 560	45 / 480	37 / 380	35 / 360	33 / 340	31 / 320
8	Бризол в 5 слоев при $\varepsilon_и = 0{,}08$	99 / 1260	93 / 1170	89 / 1100	79 / 935	67 / 880	61 / 730	64 / 650	51 / 610
9	Бризол в 4 слоя при $\varepsilon_и = 0{,}08$	81 / 990	75 / 920	70 / 880	61 / 765	52 / 620	47 / 575	44 / 550	41 / 510
10	Мастика БКС $R_м$	17,5	17,5	17,5	13	9,8	8,0	6,2	5,2

Примечание. При промежуточных значениях времени нарастания нагрузки значения $R_п$, $R_м$ и $E_и$ допускается принимать по интерполяции.

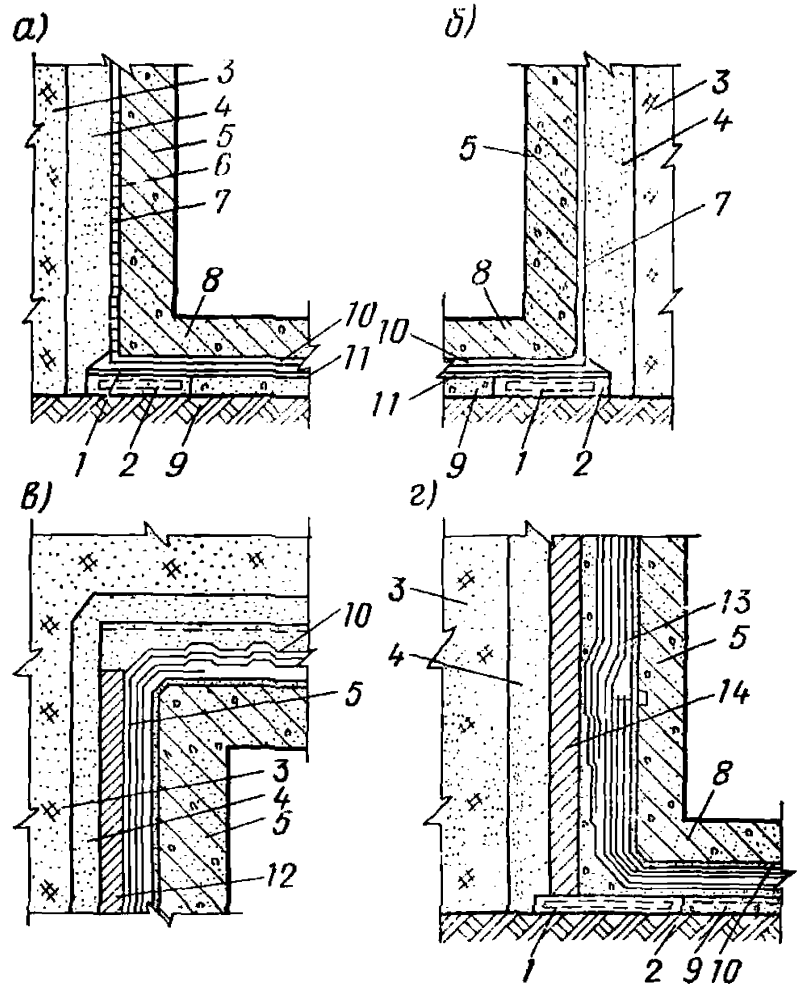


Рис. 53. Пример конструктивного решения гидроизоляции

а — сопряжение полихлорвиниловой гидроизоляции стен и фундаментной плиты с приклейкой; *б* — то же, без приклейки; *в* — сопряжение гидроизоляции из изола стены и перекрытия; *г* — сопряжение гидроизоляции стены из изола с фундаментной плитой; *1* — армированная часть бетонной подготовки; *2* — уплотненный грунт; *3* — насыпной грунт; *4* — дренирующий слой; *5* — железобетонная стена; *6* — мастика; *7* — поливинилхлоридный пластикат; *8* — железобетонная фундаментная плита; *9* — подготовка из бетона; *10* — защитная стяжка; *11* — слой пергамина; *12* — защитная стенка; *13* — выравнивающий слой; *14* — гидроизоляция из изола (бризола) на мастике

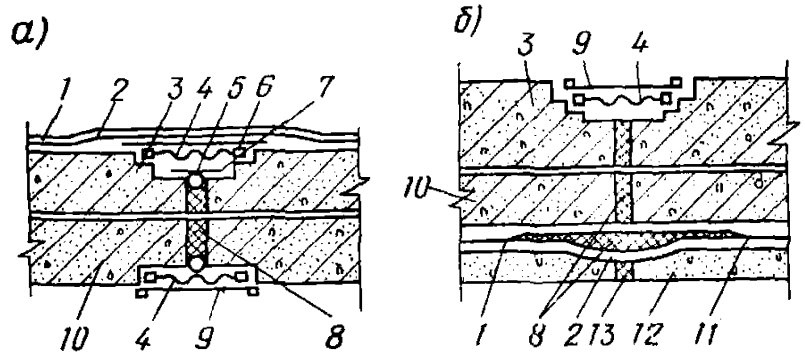


Рис. 54. Гидроизоляция деформационных швов

а — в покрытиях и стенах; *б* — в фундаментной плите; *1* — гидроизоляционное покрытие; *2* — дополнительный слой гидроизоляции; *3* — металлическая обкладка шва; *4* — резиновый компенсатор; *5* — жгут пропитанный битумом; *6, 7* — металлическая диафрагма и накладка; *8* — мастика УМС-50; *9* — металлическая полоса; *10* — основная конструкция; *11* — защитная стяжка; *12* — бетонная подготовка; *13* — просмоленная доска

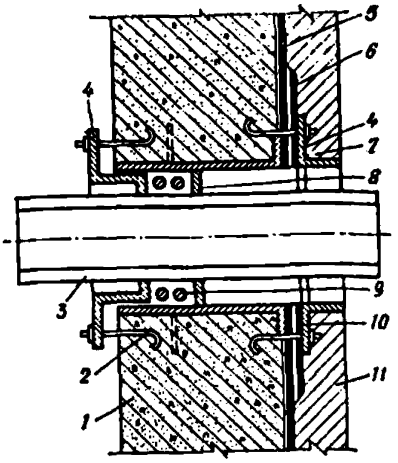


Рис. 55. Гидроизоляция мест пропуска трубопроводов

1 — основная конструкция; *2* — анкерный крепежный болт; *3* — труба; *4* — прижимной фланец на болтах; *5* — гидроизоляционное покрытие; *6* — дополнительный слой гидроизоляции; *7* — закладная часть (отрезок трубы); *8* — упор для набивки; *9* — уплотняющая набивка; *10* — фланец закладной части; *11* — защитная стенка

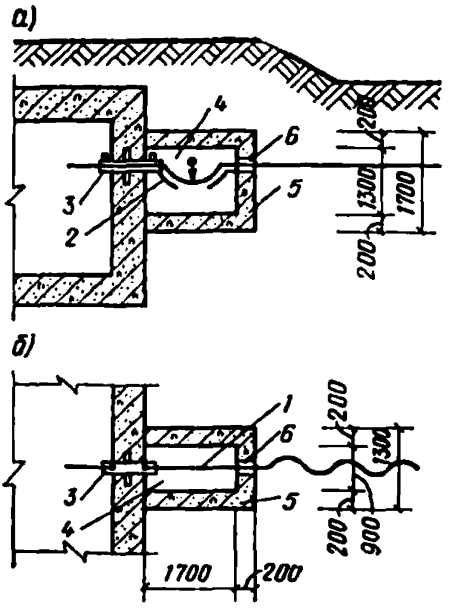


Рис. 56. Компенсационное устройство кабельных коммуникаций

а — разрез; *б* — план; *1* — кабель; *2* — направляющие; *3* — герметическое устройство; *4* — камера; *5* — торцовая стенка; *6* — уплотнительная набивка

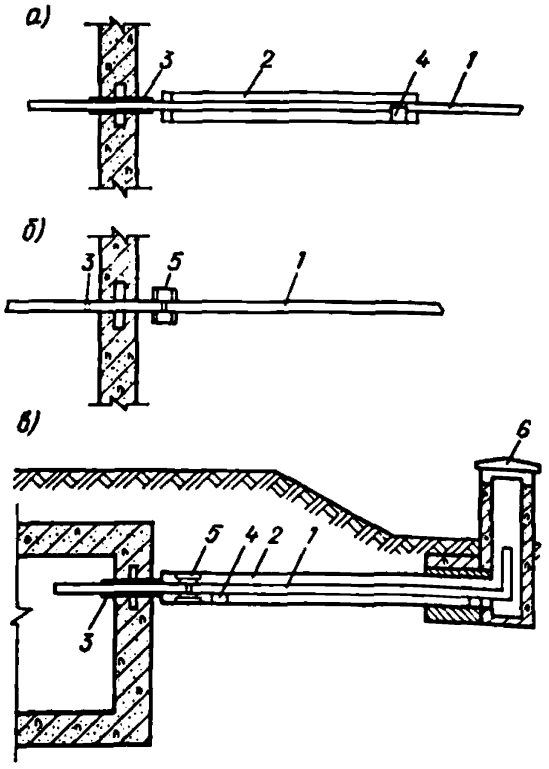
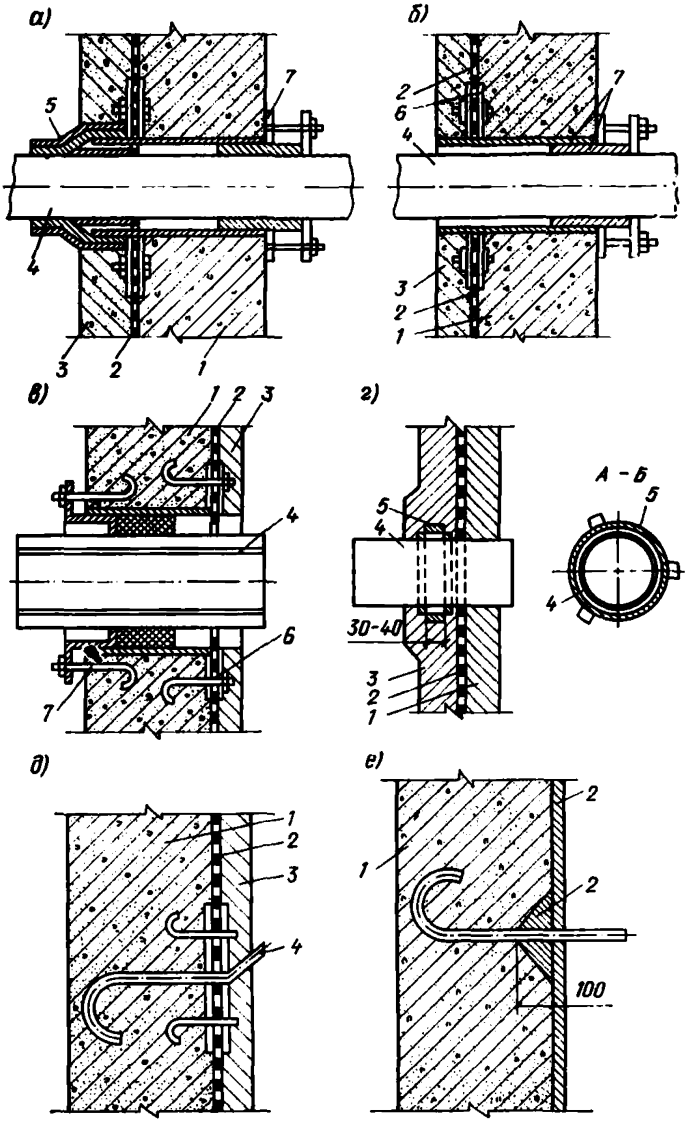


Рис. 57. Компенсационное устройство

а — для наполненных трубопроводов; *б* — для воздуховодов; *в* — для газовыхлопных трубопроводов; *1* — трубопровод; *2* — футляр трубопровода; *3* — герметические устройства; *4* — подставки; *5* — муфта; *6* — выхлопная шахта



глав СНиП. На вводах водоснабжения и теплоснабжения, а также выпусках канализации следует предусматривать внутри убежища установку запорной арматуры.

Закладные части для вводов кабелей, воздуховодов, труб водопровода и теплоснабжения и для выпусков канализации следует устраивать в виде стальных патрубков с наваренными в

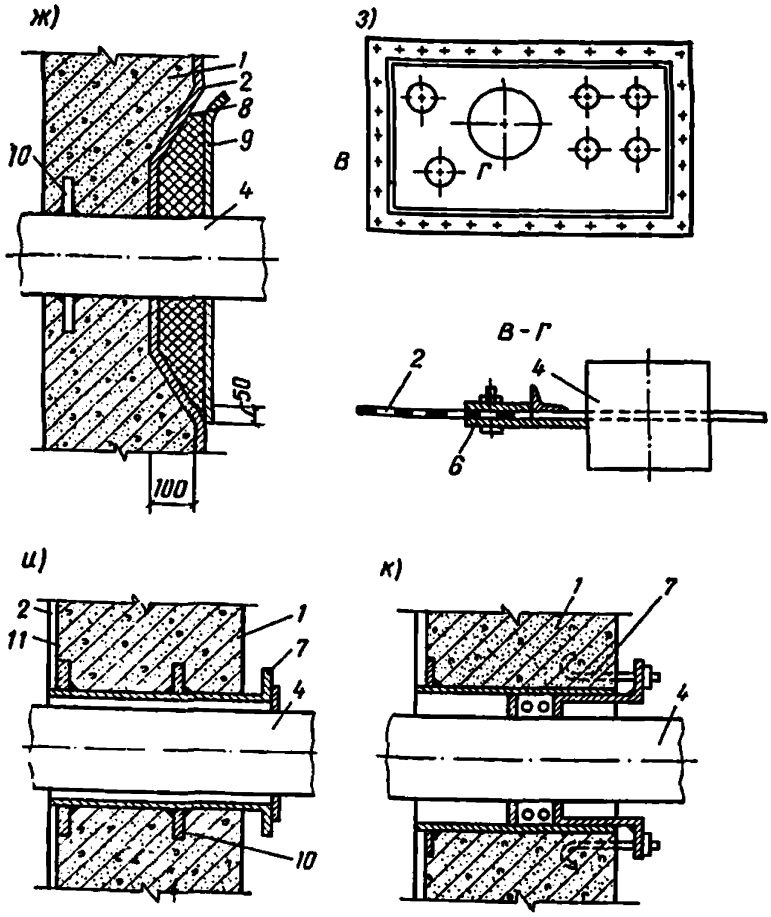


Рис. 58. Способы сопряжения закладных деталей с гидроизоляцией

а, б — с оклеечной, при пропуске труб через отверстия диаметром более диаметра труб; *в* — то же, горячих труб; *г* — с оклеечной, при применении бандажных накладок; *д* — с оклеечной, при заделке анкера в стену; *е* — то же, с асфальтовой; *ж* — с асфальтовой, при заделке труб в стену; *з* — групповой фланец для нескольких труб и кабелей; *и, к* — с асфальтовой и цементной, при пропуске труб через отверстия диаметром более диаметра труб; *1* — изолируемая конструкция; *2* — гидроизоляция; *3* — защитное ограждение; *4* — труба (анкер); *5* — манжета из битумизированной стеклоткани (рулонного материала) с обмоткой жгутом (проволокой) или с зажимом бандажной накладкой; *6* — фланец и защемляющая накладка; *7* — упор, уплотняющая набивка и зажимное приспособление; *8* — заливка мастикой; *9* — защитная металлическая диафрагма; *10* — «воротник»; *11* — армирующая металлическая сетка

средней их части фланцами. Установку закладных частей в ограждающие конструкции следует предусматривать, как правило, до бетонирования.

На вводах коммуникаций должны предусматриваться меры, исключающие возможность их среза при взаимных смещениях сооружения и грунта. Конструктивные решения вводов различных инженерных коммуникаций приведены на рис. 56—57.

2.44(2.42). Закладные части для крепления защитно-герметических и герметических дверей (ставней) и вводов инженерных коммуникаций следует проектировать с учетом нагрузок от воздействия ударной волны. По периметру закладных частей дверей следует предусматривать установку штуцеров с шагом 0,5 м для нагнетания через них раствора на расширяющемся цементе.

В закладных (трубчатых) частях после прокладки кабелей электроснабжения и связи должна предусматриваться заливка свободного пространства кабельной мастикой. В других вводах свободное пространство внутри закладных частей следует заполнять уплотнительными прокладками.

Одной из сложных задач является решение герметизации узлов и деталей конструкций пропуска коммуникаций через ограждающие конструкции. В зависимости от назначения и конструктивных особенностей прокладки коммуникаций способы сопряжения закладных деталей с гидроизоляцией приведены на рис. 58.

2.45(2.43). Эксплуатационный подпор воздуха при режиме фильтровентиляции должен предусматриваться 5 кгс/м². При режиме чистой вентиляции подпор воздуха в убежище следует обеспечивать за счет превышения притока над вытяжкой, величина подпора воздуха при этом не нормируется.

Подпор воздуха в убежищах позволяет предотвратить проникание внутрь помещения отравляющих веществ и бактериологических аэрозолей, а также продуктов сгорания при наружных пожарах. Поддержание эксплуатационного подпора обеспечивается подачей воздуха, количество которого зависит от герметичности ограждающих конструкций и входов убежищ.

3. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ

НАГРУЗКИ И ИХ СОЧЕТАНИЯ

3.1(3.1). Ограждающие и несущие конструкции, основания убежищ следует рассчитывать на особое сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, временных длительных нагрузок и статической нагрузки, эквивалентной действию динамической нагрузки от воздействия ударной волны (эквивалентная статическая нагрузка).

Конструкции и основания должны быть, кроме того, проверены расчетом на основное сочетание нагрузок и воздействий при эксплуатации помещений убежищ в мирное время, а также на возникающие усилия и сохранность герметичности убежищ при возможной осадке отдельных нагруженных опор (колонн) убежищ от эксплуатационной нагрузки надземной части здания или сооружения.

Основные сочетания нагрузок и воздействий, возникающих при эксплуатации помещений убежищ в мирное время, составляются в соответствии с главой СНиП по нагрузкам и воздействиям.

Конструкции убежищ, расположенных на территории нефтегазоперерабатывающих и химических производств, проверяются расчетом на особое сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, временных длительных нагрузок и эквивалентной статической нагрузки от ударной волны возможного взрыва газовоздушных смесей, образующихся при разрушении емкостей с взрывоопасными продуктами.

Параметры ударной волны взрыва смесей с воздухом углеводородных газов типа $C_m H_n$ определяются по формулам прил. 1.

Внутренние конструкции убежищ (стены, перегородки, колонны, междуэтажные перекрытия), а также различного рода устройства для крепления внутреннего оборудования должны рассчитываться с учетом инерционных сил, вызванных перемещением сооружения под действием нагрузок от ударной волны. Рекомендации по расчету и формулы для определения эквивалентных статических нагрузок от действия инерционных сил приведены в прил. 2.

3.2(3.2). Постоянная и временная длительная нагрузка должны определяться, согласно требованиям глав СНиП, по нагрузкам и воздействиям и соответствующим нормам проектирования строительных конструкций. Постоянную нагрузку на убежища от конструкций вышележащих этажей зданий или сооружений при расчете на особое сочетание нагрузок следует определять согласно главе СНиП II-11-77.

3.3(3.3). При расчете на особое сочетание нагрузок коэффициенты сочетания нагрузок и перегрузки к эквивалентным статическим, постоянным и временным длительным нагрузкам следует принимать равным 1.

При проектировании убежищ, возводимых в сейсмических районах, расчет на сейсмическое воздействие не производится.

Пример определения нагрузки особого сочетания приведен в прил 11. Проектирование встроенных убежищ для строительства в сейсмических районах необходимо проводить с учетом конструктивных мероприятий, предусмотренных главой СНиП по строительству в сейсмических районах.

ДИНАМИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ ОТ ВОЗДЕЙСТВИЯ УДАРНОЙ ВОЛНЫ

3.4(3.4). Динамическая нагрузка на элементы конструкций определяется условиями воздействия ударной волны на убежища в зависимости от заглубления их в грунт и гидрогеологических условий (рис. 59).

Принимается одновременное загружение всех конструкций. При этом динамическая нагрузка P_n, кгс/см², принимается равномерно распределенной по площади и приложенной нормально к поверхности конструкций.

Динамические нагрузки на конструкции убежищ от ударной волны возникают при расчетном взрыве, взрыве обычных взрывчатых веществ, например тротила и смесей углеводородных газов с воздухом. На покрытия встроенных убежищ, кроме нагрузки от ударной волны, затекающей в помещения первого этажа через проемы в стенах, действует нагрузка от обрушения вышележащих конструкций здания. Однако нагрузка от обрушенных конструкций не является определяющей, так как она в несколько раз меньше динамической от ударной волны и начинает действовать в момент, когда нагрузка от ударной волны значительно уменьшилась и в конструкции наступила разгрузка.

Динамическая нагрузка от ударной волны характеризуется направлением (вертикальным и горизонтальным), способом приложения к конструкции, законом изменения во времени и величиной и параметрами ударной волны (давлением во фронте и временем действия).

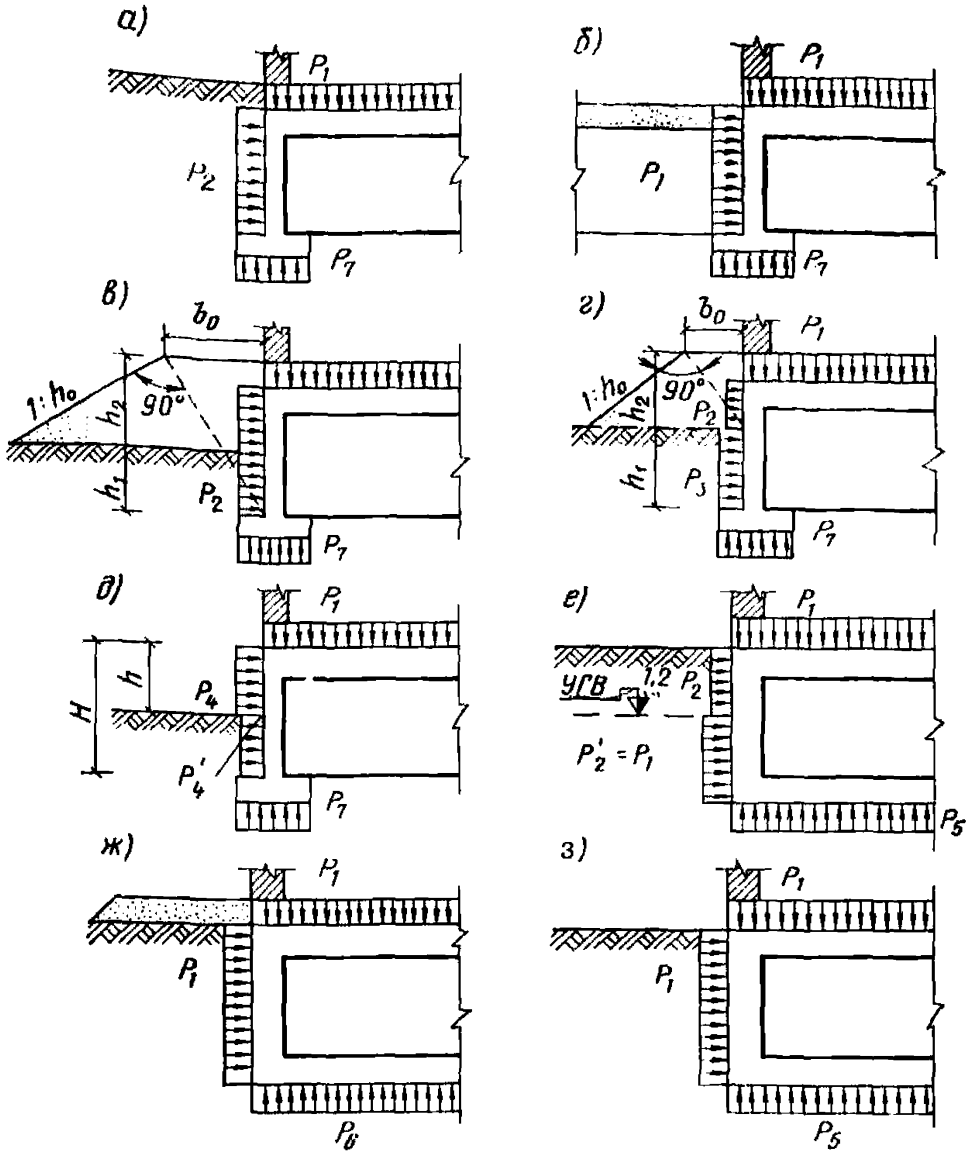


Рис. 59. Схемы приложения динамических нагрузок на конструкции

а, б — при полном заглублении встроенного убежища (*а*) и с примыканием (*б*) к помещению подвала, не защищенному от ударной волны; *в, г* — при неполном заглублении убежищ, обвалованных грунтом, с выносом бровки откоса на расстояние b_0, соответственно больше (*в*) и меньше (*г*) отношения $(h_1+h_2)\frac{h}{0}-1$; *д* — при неполном заглублении убежища с открытыми участками стен; *е* — при полном заглублении убежища и при уровне грунтовых вод выше отметки пола убежища; *ж, з* — при расположении убежища в вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу I (*ж*) и по принципу II (*з*)

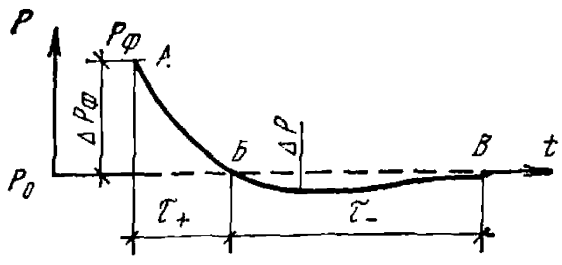


Рис. 60. Изменение давления в фиксированной на местности точке при прохождении ударной волны

ΔP_Φ — избыточное давление во фронте; ΔP — максимальное разрежение; τ_+ и τ_- — продолжительность фазы сжатия и разрежения; P_0 — атмосферное давление; *А, Б, В* — точки кривой

Ударная волна распространяется в атмосфере со сверхзвуковой скоростью в виде области (фазы) сжатия и следующей непосредственно за ней фазы разрежения.

На земной поверхности в районе расположения убежища в момент прихода ударной волны давление скачком повышается от атмосферного P_0 до значения $P_0+\Delta P_\Phi$ во фронте волны, а затем постепенно убывает (рис. 60).

По прошествии времени τ_+ от момента прихода фронта ударной волны фаза сжатия переходит в фазу разрежения. Одновременно с давлением в фазе сжатия возникает движение воздуха в направлении распространения волны. В фазе разрежения воздух движется в обратном направлении.

Изменение скорости U и плотности воздуха ρ во времени аналогично изменению избыточного давления в ударной волне. Расчетные нагрузки на конструкции убежищ в большинстве случаев зависят от избыточного давления ΔP_Φ и скоростного напора $q = \frac{1}{2}\rho U^2$ в фазе сжатия.

Фаза разрежения существенно влияет при определении обратных (отсасывающих) нагрузок на защитные двери входов в убежища и люки (ставни) аварийных выходов. Динамический эффект фазы разрежения невелик ввиду плавного возрастания отрицательного давления, поэтому эквивалентная статическая отсасывающая нагрузка на двери и люки в этой фазе принимается равной максимальному по абсолютной величине отрицательному давлению. Оно в фазе разрежения может быть принято равным: для убежищ II и III класса — 0,25 кгс/см²; IV класса — 0,15 кгс/см².

Основными характеристиками фазы сжатия является избыточное давление ΔP_Φ во фронте ударной волны и время действия τ_+. Величина давления во фронте ударной волны принимается, в соответствии с заданной степенью защиты убежища, по главе СНиП II-11-77. Время действия τ_+ фазы сжатия при заданной мощности взрыва определяется по соответствующим справочным данным в зависимости от класса убежища.

При расчете конструкций действительный график изменения избыточного давления в положительной фазе (см. рис. 60) заменяется эквивалентным треугольным графиком с линейной зависимостью давления от времени

$$\Delta P_{(t)} = \Delta P_\Phi\left(1 - \frac{t}{\Theta}\right),$$

где Θ — эффективное время действия ударной волны, которое рассчитывается по формулам:

$$\left.\begin{aligned} \Theta &= (0{,}72 - 0{,}08\,\Delta P_\Phi)\,\tau_+ \text{ при } 1 < \Delta P_\Phi \leqslant 3; \\ \Theta &= (0{,}85 - 0{,}2\,\Delta P_\Phi)\,\tau_+ \text{ при } \Delta P_\Phi \leqslant 1. \end{aligned}\right\} \qquad (9)$$

В случае отсутствия в задании на проектирование убежища данных о мощности взрыва эффективное время действия ударной волны следует принимать по справочным данным.

Максимальная величина динамической нагрузки на конструктивный элемент сооружения и закон изменения ее во времени зависят от среды (грунта, воздуха), через которую передается на-

грузка от ударной волны, от условий взаимодействия ударной волны с конструкцией и ее размеров, а также от проемности здания (обстройки) и характеристики материала его ограждающих конструкций. Под проемностью здания понимается отношение (в %) площади проемов (оконных, дверных, технологических и т. п.) в ограждающих конструкциях здания к общей площади ограждающих конструкций и проемов.

Принимается одновременное загружение всех конструкций сооружения. При этом динамическая нагрузка считается нормально приложенной к поверхности рассчитываемой конструкции одновременно по всем пролетам, равномерно распределенной по площади и изменяющейся во времени по линейным законам.

3.5(3.5). Динамическую вертикальную нагрузку P_1 на покрытия убежищ (рис. 59) и тоннелей аварийных выходов и горизонтальную нагрузку P_1 на стены, отделяющие убежища от примыкающих помещений подвалов, не защищенных от ударной волны (рис. 59,*б*), а также на наружные стены убежищ, размещенных на вечномерзлых грунтах (рис. 59,*ж*, *з*), следует принимать равной давлению во фронте ударной волны ΔP согласно главе СНиП II-11-77.

Для покрытий убежищ, встроенных в кирпичные и панельные здания, при расположении над ними помещений с площадью проемов в ограждающих конструкциях менее 10% величину ΔP следует умножать на коэффициент 0,9.

Динамическую вертикальную нагрузку P_1 на покрытия убежищ, расположенных под техническими подпольями, а также горизонтальную нагрузку на стены, отделяющие убежища от примыкающих помещений подвалов, не защищенных от ударной волны, следует принимать равной давлению во фронте ударной волны ΔP, умноженному на коэффициент 0,8 при площади проемов менее 10% площади ограждающих конструкций кирпичных и панельных зданий над подпольями или подвалами.

Динамическая нагрузка на покрытия встроенных убежищ, равная давлению во фронте ударной волны, будет в том случае, если ограждающие конструкции зданий (сооружений), в которые встроены убежища, будут выполнены из легко разрушаемого заполнения (асбестовое, легкие стальные или алюминиевые панели промышленных зданий весом не более 50 кгс/м²) или иметь проемность стен 10% и более.

Для этих условий закон изменения вертикальной динамической нагрузки во времени приведен на графиках рис. 61,*а* (для стен с проемностью более 50%) и рис. 61,*б* (для стен с проемностью от 10 до 50%).

В обоих случаях за величину нагрузки на покрытие принято $P_{макс}$, равное давлению во фронте ударной волны $\Delta P_ф$.

На графике рис. 61,*б* показаны: $P_н$ — нагрузка от волны проскока;

$P_{макс}$ — максимальная динамическая нагрузка;

Θ_1 — время нарастания нагрузки до максимального значения, которое ориентировочно принимается равным: 0,9 с — для убежищ IV класса; 0,06 с — III класса и 0,04 с — II класса. Более точно время Θ_1 определяется по графикам прил. 6.

При расположении убежищ в зданиях без проемов или с проемностью менее 10% закон изменения нагрузки во времени приведен на графике рис. 61,*д*, в котором: $P_{макс}$ — максимальная динамиче-

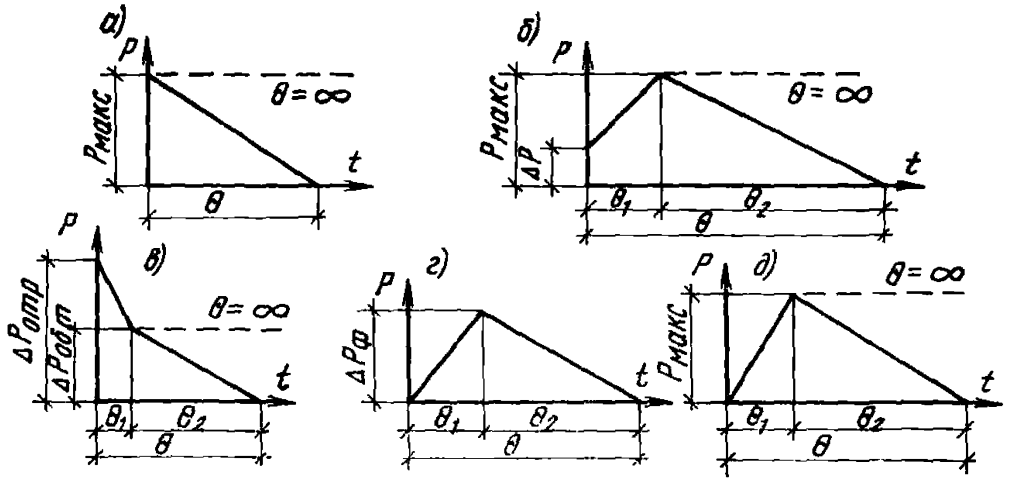


Рис. 61. Закон изменения во времени динамической нагрузки

а — на покрытие отдельно стоящих убежищ и тоннелей аварийных выходов без грунтовой подсыпки и с подсыпкой высотой 1,2 м, на покрытия убежищ, встроенных в здания (сооружения) с легко разрушаемыми ограждающими конструкциями или в кирпичные и панельные здания с проемностью более 50%; *б* — на покрытия убежищ, встроенных в кирпичные и панельные здания (сооружения) с проемностью от 10 до 50%; *в* — на фронтальные элементы конструкций, возвышающихся над уровнем земли; *г* — на тыльные элементы конструкций, возвышающихся над уровнем земли; *д* — на покрытие убежищ, встроенных в кирпичные и панельные здания с проемностью менее 10%, на стены, отделяющие убежище от примыкающих помещений подвала не защищенных от ударной волны, на наружные стены, обвалованные грунтом, на фундаменты на мягких нескальных грунтах

ская нагрузка; Θ_1 — время нарастания нагрузки до максимального значения, принимаемое в зависимости от класса защиты убежищ и материала ограждающих конструкций зданий по табл. 14.

Таблица 14

Класс защиты	Значения Θ_1, с, для зданий					
	из кирпичной кладки толщиной, см			из бетонных панелей толщиной, см		
	38	51	64	20	24	30
II	0,03	0,04	0,055	0,022	0,026	0,028
III	0,045	0,06	0,07	0,031	0,034	0,04
IV	0,07	0,09	0,11	0,054	0,06	0,071

В этом случае максимальная динамическая нагрузка для покрытий равна значению P_1, вычисляемому по формуле

$$P_1 = C_{ст} \Delta P_ф, \qquad (10)$$

где $C_{ст}$ — коэффициент, учитывающий потерю энергии ударной волны на разрушение наружных стен здания, принимаемый равным 0,9 для покрытий убежищ под первым этажом и 0,8 — под техническим этажом кирпичных и панельных зданий. Коэффициент $C_{ст}=0,8$ принимается также при определении нагрузки на стены, отделяющие убежища от примыкающих помещений подвалов, не защищенных от ударной волны.

3.6. При наличии на покрытии убежища или тоннеля аварийного выхода грунтовой засыпки толщиной более 1,2 м конструкция покрытия испытывает действие волны сжатия, генерированной ударной волной, распространяющейся по поверхности грунта. Для волны сжатия характерно постепенное нарастание напряжения до максимальной величины (см. рис. 61,*д*) за время Θ_1, которое определяется по формуле

$$\Theta_1 = \frac{X}{a_1}\left(1 - \frac{a_1}{a_0}\right), \tag{11}$$

где X — расстояние от поверхности грунта до рассматриваемого сечения; a_0 и a_1 — скорости распространения соответственно упругих и пластических волн сжатия в грунте.

Скорость a_1 определяется по результатам испытаний образцов грунта в соответствии с «Руководством по расчету остаточных деформаций грунтов при динамических нагрузках» (М., Стройиздат, 1967). Ориентировочные значения a_0 и a_1 приведены в табл. 15. Если действующее на поверхность грунта давление ΔP_Φ больше напряжения σ_s, соответствующего динамическому пределу упругости грунта при сжатии, то с возрастанием глубины максимальное вертикальное напряжение (давление) $\sigma_м(X)$ в волне сжатия уменьшается и на глубине $X \geqslant X_s$ (где X_s — расстояние от поверхности грунта до нижней границы зоны образования пластических деформаций однородного грунта) становится равным σ_s.

Глубина зоны образования пластических деформаций однородного грунта рассчитывается по формуле

$$X_s = \frac{2a_1\Theta}{1-(a_1/a_0)^2}\left(1 - \frac{\sigma_s}{\Delta P_\Phi}\right) \tag{12}$$

при $\Delta P_\Phi > \sigma_s$.

Динамический предел упругости σ_s мягких грунтов составляет 1—1,5 кгс/см² и определяется по результатам испытаний образцов грунта.

Распределение максимальных напряжений $\sigma_м(X)$ в волне сжатия по глубине грунта определяется зависимостью

$$\sigma_м(X) = \Delta P_\Phi\left[1 - \left(1 - \frac{a_1^2}{a_0^2}\right)\frac{X}{2a_1\Theta}\right] \tag{13}$$

при $0 \leqslant X < X_s$;

$$\sigma_м(X) = \sigma_s \quad \text{при } X \geqslant X_s.$$

При расчетах удобно пользоваться коэффициентом затухания, представляющим отношение максимального давления в волне сжатия на глубине X к давлению на поверхности грунта. Коэффициент затухания $K_{зат}$ определяется по формуле

$$\left.\begin{aligned} K_{зат} &= 1 - \left(1 - \frac{a_1^2}{a_0^2}\right)\frac{X}{2a_1\Theta} \\ &\text{при } 0 \leqslant X < X_s; \\ K_{зат} &= \frac{\sigma_s}{\Delta P_\Phi} \quad \text{при } X \geqslant X_s. \end{aligned}\right\} \tag{14}$$

Основные физико-механические характеристики грунтов приведены в табл. 15.

Таблица 15

№ п.п.	Характеристика грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений	Параметр грунта δ, кгс·с²/м⁴	Скорость распространения волн, м/с			Коэффициент Пуассона μ	Угол внутреннего трения φ
			упругих a_0	упругопластических a_1	поперечных B_0		
1	Насыпной грунт, уплотненный со степенью влажности $G \leqslant 0{,}5$	160	300	150	100	0,35	12—14
2	Песок крупный и средней крупности при степени влажности $G \leqslant 0{,}8$	170	500	250	150	0,3	25—35
3	Суглинок тугопластичный и плотно-пластичный	170	600	300	250	0,35	15—22
4	Глина твердая и полутвердая	200	1500	500	350	0,4	18—38
5	*Лесс, лессовидный суглинок* при показателе просадочности $\Pi = 0{,}17$	150	400	200	150	0,3—0,4	14—25
6	Грунт *при относительном содержании* растительных осадков $q > 0{,}6$ (торф)	100	200	100	80	0,2—0,3	5—30
7	Илы супесчаные-глинистые	150—190	1100	500	300	0,3—0,45	5—15
8	Водонасыщенный грунт (ниже уровня грунтовых вод) при степени влажности						
	$G > 0{,}9$	200	1750	1500	250	0,5	12—20
	$G \leqslant 0{,}8$	190	600	450	200	0,48	

В результате препятствия вертикальному движению частиц грунта, оказываемого перекрытием сооружения, происходит процесс отражения волны сжатия, приводящий к увеличению давления на перекрытие. Отражение волны сжатия учитывается коэффициентом отражения $K^{*}_{отр}$, определяемым по графику рис. 62 в зависимости от отношений $\sigma_м(X)/\sigma_s$ и a_0/a_1.

Максимальная динамическая нагрузка (см. рис. 61,*д*) на покрытие сооружения с грунтовой обсыпкой $X=H (H>1$ м) будет равна

$$\left.\begin{aligned} P_{макс} &= \Delta P_ф K_{зат} K^{*}_{отр} \text{ при } \Delta P_ф > \sigma_s; \\ P_{макс} &= \Delta P_ф K^{*}_{отр} \text{ при } \Delta P_ф \leqslant \sigma_s, \end{aligned}\right\} \qquad (15)$$

где $K_{зат}$ — определяется по формуле (14) при $X=H$;

$K^{*}_{отр}$ — определяется по графику рис. 62, причем при $\Delta P_ф \leqslant \sigma_s$ вместо $\sigma_м(X)/\sigma_s$ берется отношение $\Delta P_ф/\sigma_s$.

Время нарастания нагрузки до $P_{макс}$ рассчитывается по формуле (11).

3.7(3.6). Динамическую горизонтальную нагрузку P_2, передаваемую через грунт на элементы наружных стен (рис. 59,*а*, *в*, *г*, *е*), следует принимать по формуле

$$P_2 = K_б \Delta P, \qquad (16)$$

где $K_б$ — коэффициент бокового давления, принимаемый по табл. 16(11);

ΔP — давление во фронте ударной волны, кгс/см², принимаемое согласно главе СНиП II-11-77.

Таблица 16 (11)

Характеристика грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию основания зданий и сооружений	Коэффициент $K_б$
Пески со степенью влажности $G<0,8$; супеси с консистенцией $B<1$; суглинки и глины с консистенцией $B<0,75$	0,5
Водонасыщенные грунты (ниже уровня грунтовых вод); пески со степенью влажности $G>0,8$; супеси, суглинки и глины с консистенцией $B>1$	1

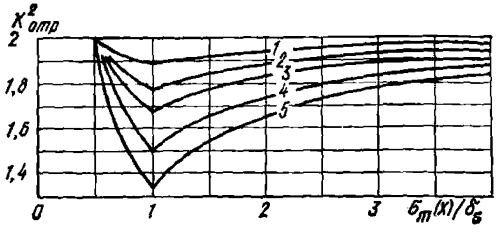


Рис. 62. Графики для определения коэффициента отражения волны сжатия от неподвижной преграды

кривые и значения a_0/a_1, соответственно: *1* — 1,1; *2* — 1,3; *3* — 1,5; *4* — 2; *5* — 3

При наличии данных инженерных изысканий следует принимать $K_б=0{,}4$ для песков со степенью влажности $G\leqslant 0{,}5$ и $K_б=0{,}6$ для глины с консистенцией $0{,}75<B<1$.

Примечание. Учитывается как возможное увеличение давления на передней стене за счет горизонтальной составляющей массовой скорости грунта, так и затухание волны сжатия с глубиной и снижение давления за счет движения сооружения. Произведение коэффициентов, учитывающих указанные явления, принимается равным 1.

На стены действует боковое давление с постепенным нарастанием до максимального значения (см. рис. 61,*д*), составляющего часть от вертикального максимального давления в волне сжатия:

$$\left.\begin{aligned} P_{бок} &= K_б\,\sigma_м(X) \text{ при } \Delta P_ф > \sigma_s;\\ P_{бок} &= K_б\,\Delta P_ф \text{ при } \Delta P_ф \leqslant \sigma_s. \end{aligned}\right\} \qquad (17)$$

Здесь максимальное вертикальное напряжение $\sigma_м(X)$ в волне сжатия по формуле (13) обычно определяют для сечения X на уровне середины высоты стены.

Величина коэффициента бокового давления $K_б$ зависит от свойств и гранулометрического состава грунта, степени водонасыщенности, величины напряжений в грунте и скорости деформаций элемента грунта. Его значение ограничивается, с одной стороны, единицей для водонасыщенных грунтов и с другой стороны — приблизительно 0,4—0,5 для грунтов естественной влажности. Как правило, местная величина $K_б$ обычно бывает неизвестной. Значение $K_б=1$ для водонасыщенных грунтов обеспечивает некоторый запас в определении максимального давления на стены.

Пример. Требуется определить динамические нагрузки на покрытие и стены сооружения, полностью заглубленного в грунт, при расположении его в различных зонах действия взрыва углеводородно-воздушной смеси (см. прил. 1). Расстояние от поверхности грунта до покрытия сооружения $H=2$ м, высота стен (от верха покрытия до уровня пола) $h_{ст}=4$ м; грунт — суглинок естественной влажности. Давление на поверхности грунта и эффективное время действия ударной волны в различных зонах взрыва УВС определены в примере прил. 1 и составляют:

в зоне действия детонационной волны $\Delta P_ф=17$ кгс/см²; $\Theta=0{,}062$ с;

в зоне действия воздушной ударной волны $\Delta P_ф=3{,}15$ кгс/см², $\Theta=0{,}225$ с и $\Delta P_ф=1{,}3$ кгс/см², $\Theta=0{,}297$ с — на расстоянии 272 и 456 м от центра взрыва УВС.

По табл. 15 скорость распространения волн сжатия в суглинке насыпном равна: $a_0=300$ м/с; $a_1=150$ м/с. Коэффициент бокового давления по табл. 16(11) $K_б=0{,}5$.

Динамический предел упругости примем $\sigma_s=1{,}5$ кгс/см². Время нарастания Θ_1 в волне сжатия вычисляется по формуле (11):

для сечения на уровне верха покрытия ($X=2$ м)

$$\Theta_1=\frac{2}{150}\left(1-\frac{150}{300}\right)=0{,}0067\text{с};$$

для сечения на уровне середины стены, м

$$X=H+\frac{h_{ст}}{2}=2+\frac{4}{2}=4$$

$$\Theta_1=0{,}0134\text{ с}.$$

Для сооружения, находящегося в зоне действия детонационной волны, глубина зоны образования пластических деформаций, определяемая по формуле (12), равна

$$X_s = \frac{2 \cdot 150 \cdot 0{,}062}{1 - \left(\frac{150}{300}\right)^2} \left(1 - \frac{1{,}5}{17}\right) = 22 \text{ м},$$

т. е. больше глубины рассматриваемых в примере сечений. Для определения максимальных напряжений в волне сжатия можно воспользоваться формулой (13), вычисления по которой дают следующие значения напряжений:

на уровне покрытия $X = 2$ м

$$\sigma_м = 17 \left[1 - \left(1 - \frac{150^2}{300^2}\right) \frac{2}{2 \cdot 150 \cdot 0{,}062}\right] = 17 \cdot 0{,}92 = 15{,}6 \text{ кгс/см}^2;$$

на уровне середины стены $X = 4$ м

$$\sigma_м = 17 \left[1 - \left(1 - \frac{150^2}{300^2}\right) \frac{4}{2 \cdot 150 \cdot 0{,}062}\right] = 17 \cdot 0{,}84 = 14{,}3 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициенты затухания на этих уровнях соответственно будут равны 0,92 и 0,84.

Коэффициент отражения волны сжатия от покрытия (при значении $\sigma_м/\sigma_s = 15{,}6/1{,}5 = 10{,}4$) равен $K^*_{отр} = 1{,}95$

[при $\sigma_м > \sigma_s$ $K^*_{отр} = 2 - (1 - a_1/a_0)\ \sigma_s/\sigma_м$].

Максимальная динамическая нагрузка на покрытие по формуле (15) равна

$$P_{макс} = 17 \cdot 0{,}92 \cdot 1{,}95 = 30{,}4 \text{ кгс/см}^2.$$

По формуле (17) горизонтальная динамическая нагрузка на стены равна

$$P_{макс} = 0{,}5 \cdot 14{,}3 = 7{,}15 \text{ кгс/см}^2.$$

График динамической нагрузки на покрытие и стены изображен на рис. 61,*д*.

При размещении сооружения на расстоянии 272 м от центра взрыва УВС глубина зоны образования пластических деформаций по формуле (12) равна

$$X_s = \frac{2 \cdot 150 \cdot 0{,}225}{0{,}75} \left(1 - \frac{1{,}5}{3{,}15}\right) = 47 \text{ м}.$$

Дальнейшие вычисления производим по тем же формулам, что и в первом случае.

Напряжения в волне сжатия и коэффициенты затухания равны: на уровне покрытия

$$\sigma_м = 3{,}15 \left[1 - 0{,}75 \frac{2}{2 \cdot 150 \cdot 0{,}225}\right] = 3{,}15 \cdot 0{,}98 = 3{,}1 \text{ кгс/см}^2.$$

$$K_{зат} = 0{,}98;$$

на уровне середины стены

$$\sigma_м = 3{,}15\left[1 - 0{,}75\,\frac{4}{2\cdot 150\cdot 0{,}225}\right] = 3{,}15\cdot 0{,}95 = 3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$K_{зат} = 0{,}95.$$

Коэффициент отражения волны сжатия от покрытия по графику рис. 62 при значении $\sigma_м/\sigma_s = 3{,}1/1{,}5 = 2$ и $a_0/a_1 = 2$ будет $K^*_{отр} = 1{,}75$ и максимальная величина динамической нагрузки $P_{макс} = 3{,}15\cdot 0{,}98\cdot 1{,}75 = 5{,}4$ кгс/см². Нагрузка $P_{макс}$ на стены $P_{макс} = 0{,}5\cdot 3 = 1{,}5$ кгс/см².

График нагрузки на стены и покрытие показан на рис. 61,*д*.

В случае размещения сооружения в зоне действия воздушной ударной волны при давлении $\Delta P_ф = 1{,}3 < \sigma_s = 1{,}5$ кгс/см² затухания волны сжатия для рассматриваемых уровней не будет, и максимальная величина динамической нагрузки на стены будет равна

$$P_{макс} = 0{,}5\cdot 1{,}3 = 0{,}65 \text{ кгс/см}^2.$$

Коэффициент отражения волны сжатия от покрытия по графику рис. 62 при

$$\Delta P_ф/\sigma_s = 1{,}3/1{,}5 = 0{,}87 \text{ и}$$

$$a_0/a_1 = 2 \text{ будет } K^*_{отр} = 1{,}6.$$

$$P_{макс} = \Delta P_ф K^*_{отр} = 1{,}3\cdot 1{,}6 = 2{,}08 \text{ кгс/см}^2.$$

График изменения динамической нагрузки во времени остается тем же (см. рис. 61,*д*).

3.8(3.7). При уровне горизонта грунтовых вод выше отметки пола убежища (рис. 59,*е*) динамическую горизонтальную нагрузку на элементы наружных стен, расположенных выше уровня горизонта грунтовых вод, следует определять по формуле (16) с коэффициентом $K_б$ для неводонасыщенных грунтов, умноженным на коэффициент 1,2.

Динамическую горизонтальную нагрузку на стены, расположенные ниже уровня горизонта грунтовых вод, следует определять по формуле (16) с коэффициентом $K_б$ для водонасыщенных грунтов.

Примечание. Увеличение нагрузки на наружные стены, расположенные ниже уровня горизонта грунтовых вод, учитывается коэффициентом $K_б = 1$.

При посадке убежища в водонасыщенный грунт давление на стены повышается в результате отражения и преломления падающей волны сжатия на границе раздела неводонасыщенный — водонасыщенный грунт.

Максимальная величина нормального (вертикального) давления в грунте на уровне грунтовых вод определяется по формуле

$$\sigma_{макс} = \frac{K^*_{отр} A_2}{A_1 + A_2}\,\Delta P_ф, \qquad (18)$$

где $K^*_{отр}$ — принимается по графику рис. 62 при скоростях a_1 и a_0 для грунта выше уровня грунтовых вод; A_1 и A_2 — акустические

сопротивления грунта выше и ниже уровня грунтовых вод, определяются по формуле

$$A = a_1 \rho, \tag{19}$$

(a_1 — скорость распространения упруго-пластических волн; ρ — параметр грунта, см. табл. 15).

Расчет стен производится на равномерно распределенную по высоте стены горизонтальную динамическую нагрузку, изменяющуюся во времени (см. рис. 61,*д*) с максимальной величиной нагрузки

$$P^{ст}_{макс} = \overline{K}_б \sigma_{макс}, \tag{20}$$

где $\sigma_{макс}$ — максимальная величина вертикального давления в грунте, определяемая по формуле (18);

$\overline{K}_б$ — приведенный коэффициент бокового давления, рассчитываемый при $\frac{h}{H} \geqslant \frac{1}{1+\sqrt{K_б}}$ по формуле

$$\overline{K}_б = K_б \left[1 + \frac{1-K_б}{K_б}\left(1-\frac{h}{H}\right)^2\right]^2. \tag{21}$$

Координаты максимального момента от верха стены (верхней опоры)

$$X_{макс} = \frac{H}{2}\sqrt{\frac{\overline{K}_б}{K_б}} = \frac{H}{2}\left[1 + \frac{1-K_б}{K_б}\left(1-\frac{h}{H}\right)^2\right]; \tag{22}$$

при $\frac{h}{H} \leqslant \frac{1}{1+\sqrt{K_б}}$ $\quad \overline{K}_б = \left[1-(1-K_б)\left(\frac{h}{H}\right)^2\right]^2$. (23)

Координаты максимального момента от верха стены (верхней опоры)

$$X_{макс} = \frac{H}{2}\left(2-\sqrt{\overline{K}_б}\right), \tag{24}$$

где $\overline{K}_б$ — коэффициент бокового давления для грунта выше уровня грунтовых вод, принимаемый в соответствии с табл. 16(11).

Время Θ_1 нарастания расчетной горизонтальной динамической нагрузки до величины $P^{ст}_{макс}$ определяется по формуле (11), где X — расстояние от свободной поверхности грунта до уровня грунтовых вод. Время Θ_2 спада нагрузки принимается равным эффективному времени действия ударной волны.

3.9(3.8). Динамическую горизонтальную нагрузку $P_э$ на элементы наружных стен убежища (рис. 59,*г*) следует определять по формуле

$$P_э = K_б K_{отр} \Delta P, \tag{25}$$

где $K_{отр}$ — коэффициент, учитывающий отражение ударной волны, принимаемый по табл. 17(12);

$K_б$, ΔP — обозначения те же, что в формуле 16(3).

Таблица 17 (12)

Уклон откосов обвалования	1:5	1:4	1:3	1:2
Коэффициент $K_{отр}$	1,0	1,1	1,2	1,3

При набегании воздушной ударной волны на передний откос обсыпки максимальное давление на откос по сравнению с давлением на фронте проходящей ударной волны резко увеличивается за счет отражения волны от наклонной преграды. Однако этот пик давления весьма кратковремен и максимальное напряжение в волне сжатия, генерированное им, интенсивно затухает на небольшой глубине от поверхности откоса, поэтому влияние этого пика давления на волну сжатия не учитывается и принимается, что напряженное состояние в грунте создается проходящей ударной волной и от поверхности откоса распространяется плоская продольная волна, в которой смещение частиц грунта перпендикулярно к поверхности откоса. Фронтальная стена оказывает сопротивление смещению частиц грунта, в результате чего происходит отражение волны сжатия под углом. На стены действует давление отражения, величина которого определяется умножением максимального напряжения $\sigma_м$ в волне сжатия от откоса на коэффициент отражения, вычисляемый по формуле

$$K_{отр\,\varphi} = K^*_{отр} \cos^2 \varphi + K_б \sin^2 \varphi, \qquad (26)$$

где φ — угол падения волны сжатия [угол между нормалями к поверхности откоса обсыпки и к поверхности преграды (рис. 63,*а*)];

$K^*_{отр}$ — коэффициент отражения при нормальном падении волны сжатия на преграду (определяется по графику рис. 62). В формуле (26) напряженное состояние в грунте от действующего давления $\sigma_м$ заменено эквивалентным напряженным состоянием, создаваемым давлением σ_1 и σ_2 (см. рис. 63,*а*), которые находятся путем использования известных из теории упругости формул перехода от одних координатных площадок к другим.

Давление в волне сжатия $\sigma_м$ определяется для сечения на уровне середины высоты стены с учетом затухания по глубине. Допускается принимать $\sigma_м$ равным давлению во фронте воздушной ударной волны ввиду незначительного затухания волны сжатия при расчетном взрыве на практически применяемых глубинах посадки убежищ. Изменение нагрузки во времени на фронтальную стену при учете влияния откоса принимается по графику (см. рис. 61,*д*), т. е. аналогично изменению нагрузки на стены полностью заглубленных убежищ. Максимальная величина нагрузки (см. рис. 61,*д*) на стену ниже точки A (см. рис. 63,*а*) равна:

$$P_{макс} = \sigma_м (X) \ (K^*_{отр} \cos^2 \varphi + K_б \sin^2 \varphi). \qquad (27)$$

Выше точки A принимается нагрузка $P_{макс} = \sigma_м(X) K_б$. Из чертежа на рис. 63,*а* следует, что угол падения волны сжатия на стену равен $\varphi = 90° - \alpha$, где α — угол наклона откоса к горизонту ($\operatorname{tg}\alpha = 1/n$).

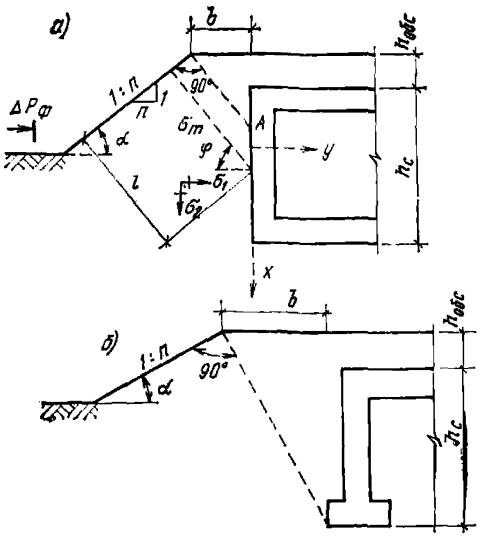


Рис. 63. Схемы обвалования убежищ

а — при выносе бровки откоса $b < \dfrac{h_c + h_{обс}}{n}$; *б* — то же, при $b \geqslant \dfrac{h_c + h_{обс}}{n}$

Формулу (27) можно привести к виду (при $\sigma_м = (X) = \Delta P_ф$):

$$P_{макс} = K_б \left(\frac{K^*_{отр}}{K_б} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha \right) \Delta P_ф .$$

Из сравнения с формулой (4) СНиП II-11-77 видно, что

$$K_{отр} = \frac{K^*_{отр}}{K_б} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha . \qquad (28)$$

В табл. 12 СНиП II-11-77 приведены усредненные значения $K_{отр}$. Для уменьшения нагрузки на фронтальную стену вынос бровки откоса рекомендуется устраивать таким, чтобы проекция откоса не попадала на стену (см. рис. 63,*б*). Величина выноса при этом определяется из геометрического соотношения:

$$b \geqslant (h_{обв} + h_c) \operatorname{tg} \alpha = \frac{h_{обс} + h_c}{n} . \qquad (29)$$

При таких значениях b максимальная величина нагрузки на стену определяется по формуле (16). Так как практически никогда точно не известна ориентация убежища относительно центра взрыва, то все стены частично заглубленного убежища рассчитываются на рассмотренные выше нагрузки.

3.10(3.9). Динамическую горизонтальную нагрузку P_4 для участков наружных стен, необвалованных и возвышающихся над поверхностью земли, непосредственно воспринимающих нагрузку от ударной волны (рис. 59,*д*), следует определять с учетом эффекта обтекания сооружения ударной волной.

Для отдельно стоящих убежищ и встроенных убежищ в здания, имеющие на первом этаже проемы (оконные и др.) 10%

и более площади стен этажа, динамическую нагрузку следует определять по формуле

$$P_4 = \Delta P + \frac{2{,}5\Delta P^2}{\Delta P + 7}. \qquad (30)$$

Для убежищ, встроенных в здания и сооружения с площадью проемов на первом этаже менее 10% площади стен, динамическую нагрузку P_4 следует определять по формуле

$$P_4 = 2\Delta P + \frac{6\Delta P^2}{\Delta P + 7{,}2}. \qquad (31)$$

Динамическую горизонтальную нагрузку P_4', передаваемую через грунт (рис. 59,*д*), во всех случаях следует определять по формуле

$$P_4' = K_6 P_4; \qquad (32)$$

в формулах (30), (31) и (32) ΔP и K_6 — обозначения те же, что в формуле (16).

В процессе взаимодействия ударной волны с конструкциями убежища, возвышающимися над уровнем земли (наружные стены, оголовки аварийных выходов), различают две фазы: дифракцию и обтекание. Фаза дифракции является начальной — на фронтальные конструкции действует давление отражения $\Delta P_{отр}$, определяемое по формуле

$$\Delta P_{отр} = 2\Delta P + \frac{6\Delta P^2}{\Delta P + 7{,}2}. \qquad (33)$$

На краях возвышающейся части сооружения, обтекаемой ударной волной, из-за разности давлений в падающей и отраженной волнах возникает волна разрежения, распространение которой приводит к снижению давления на конструкцию от значения $\Delta P_{отр}$ до значения давления обтекания (см. рис. 61,*в*). Время от начала отражения до начала установления режима обтекания Θ_1^* ориентировочное. Берется наименьшее из двух значений, рассчитываемых по формулам:

$$\Theta_1^* = 3h/D_ф; \qquad (34)$$

$$\Theta_1^* = 3b/2D_ф, \qquad (34)$$

где h и b — размеры, определяемые по рис. 64;

$D_ф$ — скорость распространения фронта ударной волны, определяемая по табл. 18.

Таблица 18

ΔP, кгс/см²	0,05	0,1	0,3	0,5	1	1,5	2	2,5	3
$D_ф$, м/с	347	354	380	404	460	510	555	596	635

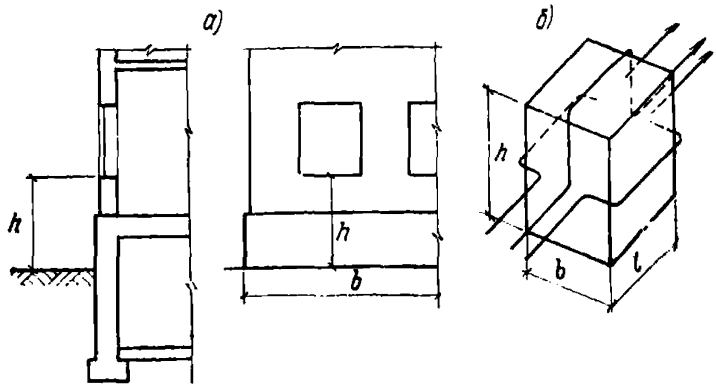


Рис. 64. Схемы для определения размеров, влияющих на время обтекания
а — встроенное убежище; *б* — обтекание оголовка ударной волной, *h* — расстояние от поверхности земли до оконного проема (высота оголовка); *b* — длина стороны здания, обращенной к взрыву, *l* — длина стороны здания (оголовка), расположенной по направлению движения ударной волны

В случае возведения над убежищем разрушаемой надстройки размер *h* следует принимать равным высоте возвышающейся над уровнем земли части стены убежища.

Для стен прочных зданий с площадью проемов на первом этаже менее 10% за величину *h* и *b* принимается, соответственно, высота и ширина здания в целом.

В фазе обтекания нагрузки на возвышающиеся над уровнем земли конструкции убежища складываются из статического (избыточного) давления в волне и динамического давления (от скоростного напора), возникающего вследствие торможения потока. Максимальная величина давления обтекания приблизительно вдвое меньше давления отражения:

$$\Delta P_{\text{обт}} = 0{,}5\,\Delta P_{\text{отр}}. \qquad (35)$$

При времени обтекания $\Theta_1^* < \dfrac{0{,}2\pi}{\omega}$ где ω — частота собственных колебаний конструкции (см. прил. 11) с целью упрощения расчетов допускается не учитывать кратковременный импульс давления отражения в фазе дифракции и принимать максимальную величину нагрузки на конструкцию равной давлению обтекания по формуле (30), в которой второй член правой части определяет нагрузку от скоростного напора.

Как правило, это условие выполняется для частично возвышающихся необвалованных стен убежищ (см. рис. 59), встроенных в здания, имеющие на первом этаже проемы, составляющие 10% и более площади стен этажа или легко разрушаемую надстройку. В этом случае закон изменения нагрузки принимается по графику рис. 61,*а*, в котором значение $P_{\text{макс}}$ равно давлению обтекания $\Delta P_{\text{обт}}$.

Если время обтекания $\Theta_1^* \geqslant \dfrac{0{,}2\pi}{\omega}$, то импульсом давления отражения пренебречь нельзя и закон изменения нагрузки на конструкцию принимается по графику рис. 61,*в*, в котором максимальная динамическая нагрузка равна давлению отражения $\Delta P_{\text{отр}}$.

Пример. Наружные стены встроенного убежища, имеющего размеры в плане 12×36 м, возвышаются над уровнем земли на 1 м. Расстояние от уровня земли до низа оконных проемов в стенах здания $h=2$ м. Убежище находится в зоне действия воздушной ударной волны взрыва ГВС (см. прил. 1).

Давление во фронте и эффективное время действия ударной волны равны:

$$\Delta P_{\Phi} = 1{,}3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\Theta = 0{,}279 \text{ с}.$$

Требуется определить параметры динамической нагрузки на наружные стены убежища, возвышающиеся над уровнем земли.

По формуле (33) максимальная величина нагрузки от давления отражения равна:

$$\Delta P_{\text{отр}} = 2 \cdot 1{,}3 + \frac{6 \cdot 1{,}3^2}{1{,}3 + 7{,}2} = 3{,}79 \text{ кгс/см}^2;$$

при скорости фронта ударной волны

$$D_{\Phi} = 340 \sqrt{1 + 0{,}83 \cdot 1{,}3} = 490 \text{ м/с}.$$

Наименьшее значение времени обтекания по формуле (34) будет (при характерном размере $h=2$ м).

$$\Theta_1^* = \frac{3 \cdot 2}{490} = 0{,}012\text{с}.$$

Изменение нагрузки во времени представлено на графике рис. 61,*в*.

3.11(3.10). Динамическую нагрузку P_5 на сплошную фундаментную плиту (рис. 59,*е*) на основаниях из нескольких грунтов и при условии, что толщина слоя грунта под фундаментной плитой до скалы равна или больше величины заглубления сооружения в грунт, следует принимать равной давлению во фронте ударной волны ΔP.

При толщине слоя нескального грунта от низа фундаментной плиты до скалы меньшей величины заглубления сооружения динамическую нагрузку P_5 следует принимать равной величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициент 1,2.

3.12(3.11). Динамическую нагрузку P_5 на сплошную фундаментную плиту (рис 59,*г*) на вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу II следует принимать равной величине давления во фронте ударной волны ΔP.

Динамическую нагрузку P_6 на сплошную фундаментную плиту (рис. 59,*ж*) на вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу I следует принимать равной величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициент 1,2.

3.13(3.12). Динамическую вертикальную нагрузку на колонны, внутренние и наружные стены следует определять расчетом в зависимости от площади загружения и динамической нагрузки на покрытия, определяемой по п. 3.5 главы СНиП II-11-77.

Динамическую нагрузку P_7 на ленточные и отдельно стоящие фундаменты следует определять расчетом в зависимости от динамической вертикальной нагрузки на стены, колонны и площади фундаментов.

В результате воздействия нагрузки на покрытие сооружения оно начнет смещаться в грунте и в основании возникают напряжения, препятствующие смещению сооружения. Максимальная величина динамической нагрузки на подошву фундамента, возникающая за счет отпора грунта, может быть определена по формулам, полученным из рассмотрения одномерного движения грунта с находящимся в нем сооружением как жестким телом:

для отдельно стоящих убежищ

$$P_{\text{макс}} = \frac{A_\Phi}{A_\text{п} + A_\Phi K_\Phi} K^*_{\text{отр}} \sigma \Phi_1; \tag{36}$$

для встроенных убежищ

$$P_{\text{макс}} = \frac{\Delta P_{\text{макс}}}{K_\Phi} \Phi_2, \tag{37}$$

где $A_\text{п}$ и A_Φ — аккустические сопротивления грунта обсыпки под покрытием $A_\text{п}$ и под фундаментом A_Φ:

$$A = a_1 \rho, \tag{38}$$

a_1 — скорость распространения упругопластических волн сжатия в грунте;

ρ — параметр грунта;

$K^*_{\text{отр}}$ — коэффициент отражения волны сжатия от покрытия, определяемый по графику рис. 62;

σ — максимальное давление в волне сжатия на уровне верха покрытия;

$\Delta P_{\text{макс}}$ — максимальное давление воздушной ударной волны на покрытие встроенного убежища;

$K_\Phi = \frac{F_\Phi}{F_\text{п}}$ — отношение площади F_Φ подошвы фундамента к площади $F_\text{п}$ покрытия сооружения;

Φ_1 и Φ_2 — функции, значения которых определяют по формулам:

$$\Phi_1 = 1 - \frac{t_m - \Theta_1}{\Theta - \Theta_1} + \frac{m_\text{с}}{(A_\text{п} + K_\Phi A_\Phi)\,\Theta_1} \left[\left(e^{\frac{-(A_\text{п}+K_\Phi A_\Phi)\,\Theta_1}{m_\text{с}}} - \right.\right.$$

$$\left.\left. - \frac{\Theta_1}{\Theta - \Theta_1} \right) X\, e^{\frac{-(A_\text{п}+K_\Phi A_\Phi)\,(t_m - \Theta_1)}{m_\text{с}}} + \frac{\Theta_1}{\Theta - \Theta_1} \right], \tag{39}$$

где Θ_1 — время нарастания нагрузки на покрытие до максимального значения;

Θ — время действия нагрузки (эффективное время), с;

$m_\text{с}$ — масса сооружения, приходящаяся на 1 м² площади основания (размерность $[m_\text{с}]$ — кгс·с²/м³ при $[A]$ — кгс·с/м³);

t_m — время нарастания нагрузки на подошву фундамента определяется по формуле:

$$t_m = \Theta_1 + \frac{m_\text{с}}{A_\text{п} + K_\Phi A_\Phi} \ln \left[\frac{\Theta}{\Theta_1} - \frac{\Theta - \Theta_1}{\Theta_1} \left(e^{\frac{-(A_\text{п}+K_\Phi A_\Phi)\Theta_1}{m_\text{с}}} \right) \right], \tag{40}$$

в которой те же обозначения, что и в формулах (36)—(39)

Вычисление Φ_2 и t_m для встроенного убежища производится соответственно по формулам (39) и (40), при подстановке в них $A_п=0$. Обычно расчет конструкций убежищ приходится проводить несколько раз. Для расчета в первом приближении значения функций Φ_1 и Φ_2 можно определить по упрощенной формуле:

$$\Phi_1 \simeq \Phi_2 = 1 - \frac{t_m - \Theta_1}{\Theta - \Theta_1}. \qquad (41)$$

График изменения во времени нагрузки на подошву фундамента представлен на рис. 61,*д*, где величина Θ_1 численно равна t_m по формуле (40). Время спада Θ_2 нагрузки принимается равным эффективному времени действия ударной волны.

Пример 1. На встроенное убежище III класса действует воздушная ударная волна взрыва газовоздушной смеси с параметрами

$$\Delta P_ф = 1{,}3 \text{ кгс/см}^2 \text{ и } \Theta = 0{,}227 \text{ с}.$$

Масса убежища, приходящаяся на 1 м^2 площади основания, составляет $m_c = 350$ кгс·с^2/м^4.

Грунт под подошвой фундаментной плиты — суглинок ненарушенной структуры. Требуется определить нагрузку на фундаментную плиту. Принимается коэффициент $K_ф = F_ф/F_п = 1$.

В соответствии с табл. 15, $a = 300$ м/с; $\rho = 170$ кгс·с^2/м^4. Время нарастания нагрузки на покрытие $\Theta_1 = 0{,}0067$ с (см. п. 3.5). Акустическое сопротивление грунта под фундаментной плитой:

$$A_ф = 170 \cdot 300 = 5{,}1 \cdot 10^4 \text{ кгс·с/м}^3.$$

Вычислим:

$$\frac{m_c}{K_ф A_ф} = \frac{350}{1 \cdot 5{,}1 \cdot 10^4} = 6{,}9 \cdot 10^{-3} \text{ с}; \quad \frac{K_ф A_ф}{m_c} = 170 \text{с}^{-1}.$$

По формуле (40) время нарастания нагрузки на плиту до максимума равно

$$t_m = 0{,}0067 + 0{,}0069\, l_п \left(\frac{0{,}297}{0{,}0067} - \frac{0{,}297 - 0{,}0067}{0{,}0067}\, e^{-170 \cdot 0{,}0067} \right) =$$

$$= 0{,}027 \text{ с}.$$

Функция Φ_2 при $A_п = 0$ по формуле (39) равна

$$\Phi_2 = 1 - \frac{0{,}027 - 0{,}0067}{0{,}297 - 0{,}0067} + \frac{0{,}0059}{0{,}0067} \left[\left(e^{-170 \cdot 0{,}0067} - \frac{0{,}297}{0{,}297 - 0{,}0067} \right) \times \right.$$

$$\left. \times\, e^{-170\,(0{,}027 - 0{,}0067)} + \frac{0{,}0067}{0{,}297 - 0{,}0067} \right] = 1 - 0{,}07 + 0{,}8 \times$$

$$\times\, [(0{,}3198 - 0{,}0229)\, 0{,}03271 + 0{,}0229)] = 0{,}95.$$

По формуле (41) $\Phi_2 = 0{,}93$, т. е. отличие от предыдущего значения менее 3%.

Максимальная величина нагрузки на фундаментную плиту по формуле (37) равна

$$P_{макс} = P_5 = \frac{1{,}3}{1}\, 0{,}956 = 1{,}24 \text{ кгс/см}^2.$$

Пример 2. На отдельно стоящее убежище с обсыпкой перекрытия слоем суглинка высотой 1 м действует нагрузка от ударной волны: $\Delta P_\Phi = 1{,}3$ кгс/см² и эффективным временем действия $\Theta = 0{,}297$ с. Масса убежища по примеру 1: $m_c = 350$ кгс·с²/м⁴.

Под фундаментом убежища — суглинок ненарушенной структуры. Требуется определить нагрузку на сплошную фундаментную плиту.

По табл. 15 для суглинка насыпанного $a_0 = 300$ м/с, $a_1 = 150$ м/с, $\rho = 160$ кгс·с²/м⁴; для суглинка ненарушенной структуры $a_1 = 300$ м/с, $\rho = 170$ кгс·с²/м⁴.

Максимальное давление в волне сжатия на уровне покрытия $\sigma_m = \Delta P_\Phi = 1{,}3$ кгс/см². Время нарастания нагрузки на покрытие до максимального значения по формуле (11) равно

$$\Theta_1 = \frac{1}{150}\left(1 - \frac{150}{300}\right) = 0{,}0033 \text{ с}.$$

Вычислим акустические сопротивления:

$$A_\text{п} = 160 \cdot 150 = 2{,}4 \cdot 10^4 \text{ кгс·с/м}^3;$$

$$A_\Phi = 170 \cdot 300 = 5{,}1 \cdot 10^4 \text{ кгс·с/м}^3.$$

и величины:

$$\frac{m_c}{A_\text{п} + A_\Phi} = \frac{300}{(2{,}4 + 5{,}1)\ 10^4} = 0{,}004 \text{ с};$$

$$\frac{A_\text{п} + A_\Phi}{m_c} = 250 \text{с}^{-1}.$$

По формуле (40) время t_m равно

$$t_m = 0{,}0033 + 0{,}004 l_n \frac{0{,}297}{0{,}0033} - \frac{0{,}297 - 0{,}0033}{0{,}0033} e^{-250 \cdot 0{,}0033} =$$

$$= 0{,}019 \text{ с}.$$

Функция Φ_1 по формулам (39) и (41) соответственно равна 0,95 и 0,947, т. е. имеет практически одинаковые значения.

Коэффициент отражения по графику рис. 62 при значениях

$$\sigma_m/\sigma_s = 1{,}3/1{,}5 = 0{,}87 \text{ и } a_0/a_2 = 300/150 = 2$$

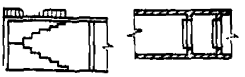
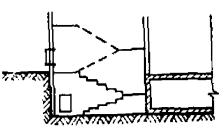
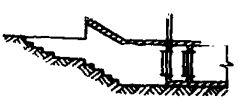
будет $K^*_{\text{отр}} = 1{,}6$, тогда максимальная величина нагрузки на фундаментную плиту по формуле (36) равна

$$P_{\text{макс}} = P_5 = \frac{5{,}1 \cdot 10^4}{(2{,}4 + 5{,}1)\ 10^4} 1{,}6 \cdot 1{,}3 \cdot 0{,}95 = 1{,}34 \text{ кгс/см}^2.$$

Время нарастания этой нагрузки $t_m = 0{,}019$ с.

3.14(3.13). Динамическую горизонтальную нагрузку на участки наружных стен убежищ в местах расположения входов и на первые (наружные) защитно-герметические двери (ворота) *следует определять в зависимости от типа входа, его расположения* и принимать равной величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициент $K_\text{в}$, принимаемый согласно табл. 19(13).

Таблица 19 (13)

Тип входа	Схемы входов	Коэффициент $K_в$ убежищ класса		
		II	III	IV
1. Вход из помещения первого этажа, а также из подвалов, не защищенных от ударной волны		1	1	1
2. Сквозниковый вход с перекрытым участком против входного проема		1	1,1	1,2
3. Вход из лестничных клеток зданий при входе в лестничную клетку с улицы		2,5	2,2	2
4. Тупиковый вход без оголовка или с легким (разрушающимся) павильоном		2,7	2,5	2,2
5. Вход в возвышающихся над поверхностью стенах, а также вход с аппарелью ($i \leqslant 1:6$)		3	2,7	2,3

Значения коэффициентов $K_в$ для убежищ II — IV классов, указанные в пп. 3,4 и 5 табл. 19(13) главы СНиП II-11-77, при размещении убежищ в промышленной или селитебной зонах городов с плотностью застройки 25% и более следует умножать на коэффициент 0,8.

Динамическую горизонтальную нагрузку на защитно-герметические двери (ворота), расположенные во входах в возвышающихся над поверхностью земли стенах [п. 5 табл. 19(3)], при условии обтекания сооружений ударной волной следует определять по формуле 30(5).

Нагрузки на элементы входов (стены, защитно-герметические двери и т. п.) в основном зависят от давления в проходящей ударной волне, типа и расположения входа и ориентации его относительно центра взрыва.

Значения коэффициента $K_в$, равного отношению максимальной динамической нагрузки во входе (определенной с учетом вышеприведенного замечания) к давлению на фронте проходящей ударной волны, приведены в табл. 19(13). Этим коэффициентом определяется максимальная величина горизонтальной динамической нагрузки на участки наружных стен убежищ во входах и на первые (наружные) защитные или защитно-герметические двери, установленные в предтамбурах.

График изменения во времени нагрузки на наружные стены и двери во входах из помещений первого этажа, подвалов и из лестничных клеток принимается по рис. 61,*д* при времени нарастания нагрузки Θ_1, определяемом в зависимости от класса убежища в соответствии с п. 3.5. Для остальных типов входов указанных в табл. 19(13), график нагрузки принимается по рис. 61,*а*.

3.15(3.14). Динамическую нагрузку на внутренние стены тамбуров-шлюзов следует принимать равной динамической нагрузке на наружные стены убежища в месте расположения входа, умноженной на коэффициент 0,8.

Динамическую нагрузку на внутренние стены тамбуров входов следует принимать равной: для убежищ II—III класса — 0,25 кгс/см²; IV класса — 0,15 кгс/см².

Динамическая нагрузка $P_ш$ на внутренние стены, пол, перекрытие и вторую защитно-герметическую дверь тамбура-шлюза определяется из условия возможного затекания ударной волны через открытую первую защитно-герметическую дверь в момент заполнения тамбура-шлюза. При этом нагрузка на наружные стены убежища в месте расположения первой защитно-герметической двери определяется по п. 3.14(3.13).

Динамическая нагрузка $P_т$ на внутренние стены тамбуров и герметические двери возникает в результате затекания ударной волны через возможные неплотности в наружных частях входа и по периметру примыкания наружной двери к дверной коробке. Такие неплотности являются следствием скрытых дефектов строительных и монтажных работ при установке закладных деталей и элементов наружной двери. Нагрузка на внутренние стены тамбуров плавно возрастает за сравнительно большое время до своего максимального значения и потому принимается действующей статически.

3.16(3.15). Динамические нагрузки от ударной волны затекания на конструкции аварийного выхода, запроектированного в виде защищенного оголовка с шахтой и тоннелем, а также на участок стены в месте примыкания выхода следует принимать равным величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициент 1,6.

Динамические нагрузки от ударной волны затекания на конструкции аварийного выхода (воздухозаборного канала), запроектированного в виде защищенного оголовка с шахтой, а также на участок стены в месте примыкания шахты следует принимать равными величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициенты для убежищ II и III классов —1,65; IV класса —1,8.

3.17(3.16). Динамическую нагрузку от ударной волны затекания на стены, покрытие и пол аварийного (эвакуационного) выхода, запроектированного в виде наклонного спуска и тоннеля, следует принимать равной величине давления во фронте ударной волны ΔP, умноженной на коэффициент $K_в$, принимаемый согласно табл. 19(13).

По динамическим нагрузкам определяют эквивалентные статические нагрузки для всех элементов входов (полов, стен, перекрытий) от устья до защитно-герметической двери или противовзрывного устройства в наружной стене убежища.

ЭКВИВАЛЕНТНЫЕ СТАТИЧЕСКИЕ НАГРУЗКИ

3.18(3.17). Эквивалентную статическую нагрузку на изгибаемые и внецентренно-сжатые (случай а) элементы железобетонных конструкций покрытий убежищ при расчете их на изгиб и поперечную силу следует принимать равной динамической нагрузке по п. 3.5 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$. При этом коэффициенты динамичности при расчете конструкций элементов покрытий по несущей способности на изгибающий момент следует принимать по табл. 20(14), а при расчете на поперечную силу — по той же табл. 20(14) с увеличением их на 10% для отдельно стоящих убежищ.

Таблица 20(14)

Расчетные условия	Класс арматурной стали	Коэффициент $K_д$ для убежищ	
		встроенных	отдельно стоящих
Предельное состояние 1а	A-I; A-II; A-III; B-I	1	1,2
Предельное состояние 1б	A-I; A-II; A-III; B-I	1,2	1,8

Примечание. Предельные состояния 1а и 1б приняты согласно пп. 4.2 и 4.3 СНиП II-11-77.

Эквивалентную статическую нагрузку при определении величины продольной силы для внецентренно-сжатых элементов покрытия следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой по пп. 3.6—3.9 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д = 1$.

Действие ударной волны на элементы конструкций убежищ при расчетах заменяется действием эквивалентных статических нагрузок, вызывающих в элементах такие же деформации, как и динамические нагрузки от ударной волны.

Эквивалентная статическая нагрузка принимается равномерно распределенной и нормально приложенной к поверхности конструкции. Ее величина на единицу площади поверхности равна:

при определении изгибающих моментов

$$q_{эк}^{м} = P_{макс} K_м; \qquad (42)$$

при определении поперечных сил

$$q_{эк}^{Q} = P_{макс} K_Q; \qquad (43)$$

при определении перемещений (углов поворота, прогибов)

$$q_{эк}^{П} = P_{макс} K_{П}; \qquad (44)$$

при определении продольных сил

$$q_{эк}^{N} = P_{макс} K_{N}, \qquad (45)$$

где $P_{макс}$ — максимальная динамическая нагрузка;

$K_{м}$, K_{Q}, K_{N}, $K_{П}$ — коэффициенты динамичности для соответствующих усилий и перемещения, которые учитывают динамичность нагрузки в соответствии с расчетным предельным состоянием.

Основное влияние скорости деформирования на прочностные свойства сталей учитывается коэффициентом упрочнения, который определяется в соответствии с пп. 4.8, 4.11, 4.13 СНиП II-11-77.

Коэффициент динамичности по продольной силе K_{N} для обоих случаев предельного состояния (1а и 1б) при расчете изгибаемых конструкций принимается равным единице.

Для расчета конструкции необходимо установить предельное состояние, расчетную схему конструкции, максимальную величину динамической нагрузки, закон изменения ее во времени и предварительные размеры сечений элементов.

Предварительные размеры сечений элементов принимаются исходя из практики проектирования или устанавливаются приближенным расчетом на эквивалентную статическую нагрузку, равную максимальной величине динамической нагрузки, умноженной на коэффициент динамичности.

Способы определения коэффициента динамичности и расчета на изгиб (проверки прочности) элементов покрытий для различных схем излагаются в разд. 7.

Проверка прочности элементов покрытия на поперечную силу при расчете по случаям 1а и 1б производится в соответствии с пп. 4.24, 4.25 СНиП II-11-77.

Поперечная сила у грани опоры от особого сочетания нагрузок определяется по формуле

$$Q_{1} = Q_{эк} + Q_{ст}, \qquad (46)$$

где $Q_{эк}$, $Q_{ст}$ — поперечная сила от эквивалентной статической и статической нагрузок соответственно.

Расчетная величина поперечной силы находится по пп. 4.24 и 4.27 СНиП II-11-77.

3.19(3.18). Вертикальную эквивалентную статическую нагрузку при расчете центрально- и внецентренно-сжатых (случай б) стоек рам, колонн и внутренних стен следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой по п. 3.12 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_{д}$, принимаемый по табл. 21(15).

Примечание. Для внецентренно-сжатых элементов железобетонных конструкций случаи а и б принимаются согласно главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций.

Таблица 21 (15)

Условия расположения убежищ	Коэффициент $K_д$ для убежищ	
	встроенных	отдельно стоящих
1. На основаниях из нескальных грунтов при расположении фундамента выше уровня грунтовых вод	1,0	1,2
2. На основаниях из нескальных грунтов при расположении фундамента ниже уровня грунтовых вод, а также на вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу II	1,2	1,4
3. На скальных основаниях или вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу I	1,4	1,8

В табл. 21(15) для убежищ, расположенных на основаниях из нескальных грунтов при расположении фундаментов выше уровня грунтовых вод дано усредненное значение коэффициента динамичности. Более точное определение коэффициента можно произвести по графику на рис. 65 в зависимости от параметров $\bar{q}_1$ и r, вычисляемых по формулам:

$$\bar{q}_1 = \frac{a_1 \rho F_ф}{K m} ; \qquad (47)$$

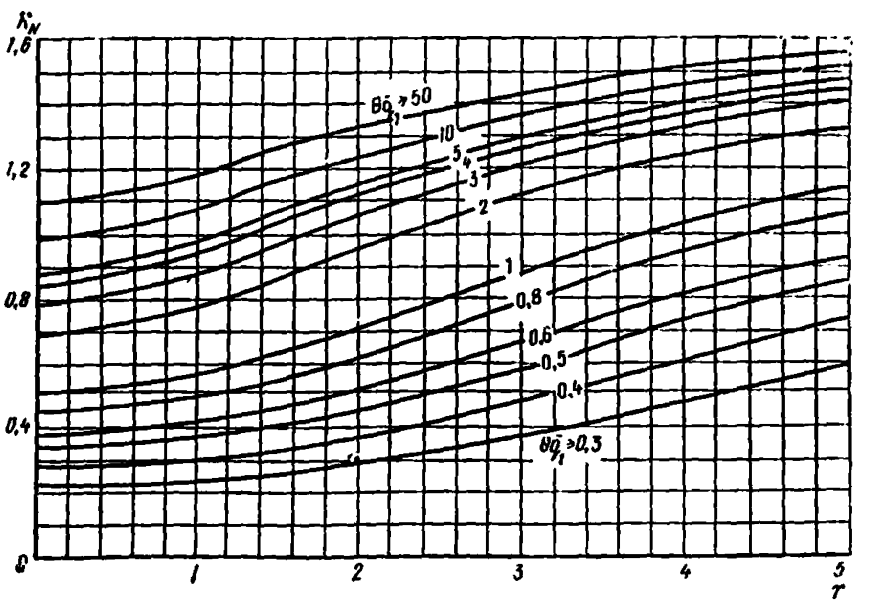


Рис. 65. График для определения коэффициентов динамичности по продольной силе в колонне (стене) и под подошвой фундамента

$$r = \sqrt{\frac{a_1}{\bar{q} D} - 1}, \qquad (48)$$

где a_1 — скорость распространения упругопластической волны сжатия в грунте основания принимается по табл. 15; ρ — параметр грунта основания;

F_Φ — площадь подошвы фундамента под колонной (стеной):

$$F_\Phi = b D,$$

где b — расстояние между осями балок (плит), опирающихся на стены; D — большая сторона подошвы фундамента колонны или ширина подошвы ленточного фундамента стены];

K — коэффициент равный: для колонн $K=2$, для стен $K=1$;

$$m = m_\Phi + m_к + m_п,$$

[$m_п$ — масса части покрытия, с которой собирается нагрузка на колонну (стену);

$m_к$, m_Φ — масса колонны (стены) и фундамента под колонной (стеной) соответственно].

Расчет на прочность ведется статическими методами по формуле

$$N_{эк} + N_{ст} \leqslant N_В, \qquad (49)$$

где $N_{эк}$, $N_{ст}$ — продольные силы от эквивалентной статической и статической нагрузок;

$N_в$ — предельная величина продольной силы, определяемая с учетом продольного изгиба.

3.20(3.19). Вертикальную эквивалентную статическую нагрузку на наружные стены от действия ударной волны на покрытия следует определять как давление на опоры от покрытия при действии на него эквивалентной статической нагрузки, равной 0,8 P_1.

Расчет каменных наружных стен по предельному состоянию 1а, к которым примыкают (а не опираются) покрытия, производится на продольную силу от нагрузки, приходящейся непосредственно на горизонтальное сечение стены, и от нагрузки с примыкающего покрытия шириной 1 м, приложенной на расстоянии 4 см от внутренней поверхности стены.

При расчете наружных стен следует учитывать, что продольные силы действуют одновременно с горизонтальной эквивалентной статической нагрузкой.

Продольная сила в наружных стенах уменьшает растягивающие усилия, возникающие от изгиба стены горизонтальной нагрузкой. Величина продольной силы зависит от инерционных и сжимающих сил, передаваемых на стену от перекрытия и фундамента. Максимумы изгибающего момента и сжимающих сил во времени не совпадают, и точное определение продольной силы достаточно сложно, так как необходимо строить графики изменения усилий во времени. Коэффициент динамичности K_N по продольной силе в наружных стенах, пригруженных перекрытием, на основании расчетов приближенно принят равным 0,8.

В наружных стенах, к которым примыкают (а не опираются) перекрытия, в расчете продольной силы учитывается вертикальная сила, возникающая вследствие трения верхнего конца стены об опорные конструкции (перекрытие).

3.21(3.20). Горизонтальную эквивалентную статическую нагрузку при расчете железобетонных изгибаемых и внецентренно-сжатых (случай а) элементов наружных стен следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой в соответствии со схемой рис. 59 и согласно пп. 3.5—3.9 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$, принимаемый при расчете по изгибающему моменту согласно табл. 22(16), а при расчете на поперечную силу — согласно той же табл. 22(16), но с увеличением на 10%.

Таблица 22 (16)

Расчетные условия	Класс арматурной стали	Коэффициент $K_д$ для стен	
		заглубленных и обвалованных (рис. 59,*а, б, в, е, ж, з*)	при неполном заглублении и необвалованных (рис. 59,*д*)
Предельное состояние 1а	А-I; А-II; А-III; В-I	1	1,3
Предельное состояние 1б	А-I; А-II; А-III; В-I	1,2	1,7

Для стен, находящихся в водонасыщенных грунтах (при УГВ выше 1 м от пола убежища), $K_д$ следует принимать равным 1,8.

3.22(3.21). Горизонтальную эквивалентную статическую нагрузку на внецентренно-сжатые (случай б) железобетонные стены, а также на каменные стены следует принимать:

для обвалованных стен и стен, примыкающих к помещениям подвалов, не защищенных от ударной волны, равной динамической нагрузке, определяемой по пп. 3.5—3.8 СНиП II-11-77, с коэффициентом динамичности $K_д$, равным 1;

для стен, расположенных ниже уровня грунтовых вод (рис. 59, *е*) и необвалованных стен (рис. 59,*д*), равной динамической нагрузке, определяемой по пп. 3.7 и 3,9 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д = 1{,}7$, а для каменных стен без продольной арматуры — $K_д = 2$.

На заглубленные и обвалованные стены (см. рис. 59,*а, в, г*) действует максимальная динамическая нагрузка, изменяющаяся по времени (см. рис. 61,*д*) и определяемая по формулам (17) и (27). Так же изменяется нагрузка на стены, примыкающие к помещениям подвалов, не защищенным от ударной волны (см. рис. 59,*б*). Время нарастания Θ_1 нагрузки на заглубленные и обвалованные стены рассчитывается по формуле (11), в которой значение X принимается равным расстоянию от поверхности земли до середины стены. Стены, примыкающие к помещениям подвалов, рассчитываются по формулам, применяемым для расчета конструкций перекрытий на аналогичную по характеру изменения во времени нагрузку, с использованием графиков разд. 7 для определения $K_м$.

На необвалованные стены, возвышающиеся над поверхностью грунта (см. рис. 59,*д*), действует нагрузка, изменяющаяся во времени по графику рис. 61,*в*. Максимальная величина ее равна давлению

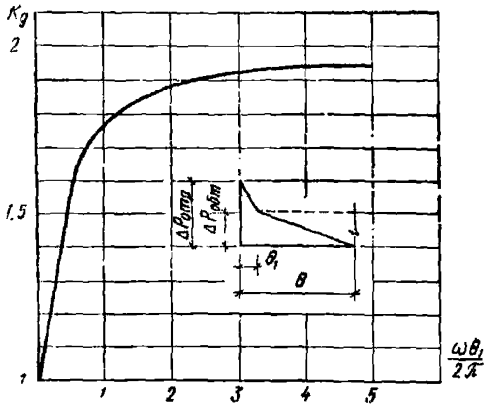


Рис. 66. График для определения коэффициентов динамичности при расчете необвалованных стен, возвышающихся над поверхностью грунта, по случаю 1б на нагрузку при дифракции

отражения, определяемому по формуле (33). Время обтекания рассчитывается по формуле (34).

В табл. 14 СНиП II-11-77 приведены усредненные значения коэффициента динамичности к максимальной нагрузке, равной давлению обтекания $\Delta P_{обт}$ для случая, когда время обтекания мало $\theta_1^* < \frac{0{,}2\pi}{\omega}$, импульс давления отражения не учитывается и изменение нагрузки во времени можно принять аналогично графику рис. 61,*а*, но с максимальным давлением $\Delta P_{обт}$.

Если время обтекания $\theta_1^* > \frac{0{,}2\pi}{\omega}$, то импульсом давления отражения в фазе дифракции пренебречь нельзя, и коэффициенты динамичности необходимо определять по максимальной динамической нагрузке, равной давлению отражения. При расчете по случаю 1б (СНиП II-11-77, п. 3.18) коэффициент динамичности определяется по графику рис. 66 в зависимости от отношения $\frac{\omega\theta_1^*}{2\pi}$. Расчет по случаю 1а производится с помощью графиков рис. 67 и 68 и формул, применяемых для расчета конструкций перекрытий (см. разд. 7).

При $\theta_1^* < \frac{0{,}2\pi}{\omega}$ расчет может производиться для нагрузки линейно-убывающей от скачка с максимальным давлением, равным давлению обтекания до нуля. При этом используются графики и формулы разд. 7, применяемые для расчета балок с соответствующими закреплениями концов.

3.23(3.22). Вертикальную эквивалентную статическую нагрузку на ленточные и отдельно стоящие фундаменты следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой согласно п. 3.12 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$, определяемый согласно табл. 15 указанной главы СНиП.

При расчете сплошных фундаментных плит вертикальную эквивалентную статическую нагрузку следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой по пп. 3.10 и 3.11 СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$, принимаемый согласно табл. 23(17).

Коэффициент динамичности к вертикальной динамической нагрузке на фундаменты под колонны и стены отдельно стоящих убежищ при расположении фундаментов на нескальных грунтах и с отметкой подошвы выше уровня грунтовых вод может определяться

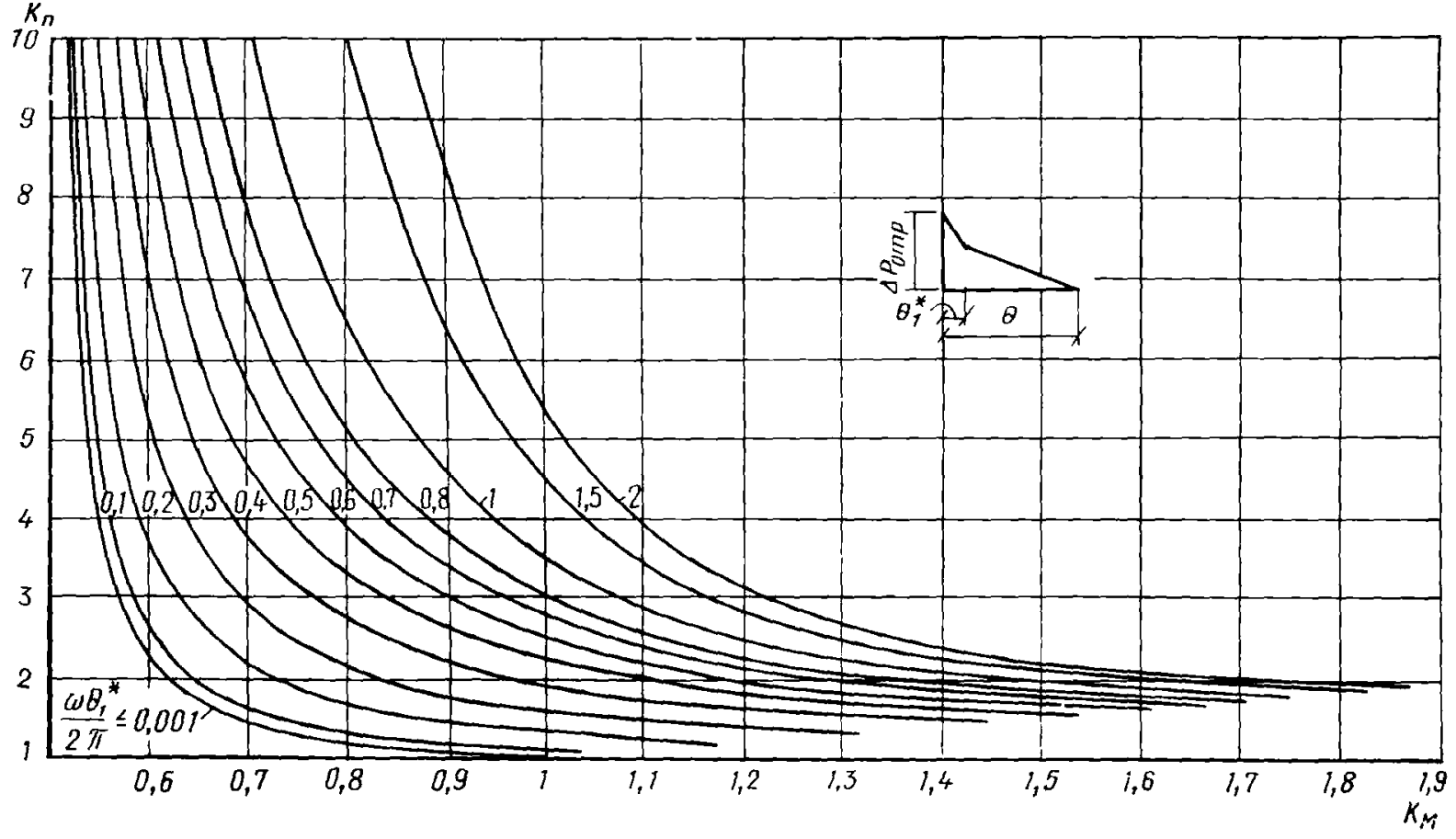


Рис. 67. График зависимости $K_п$ от $K_м$ при расчете необвалованных стен по случаю Iа без учета влияния скорости деформирования на прочностные свойства арматурных сталей

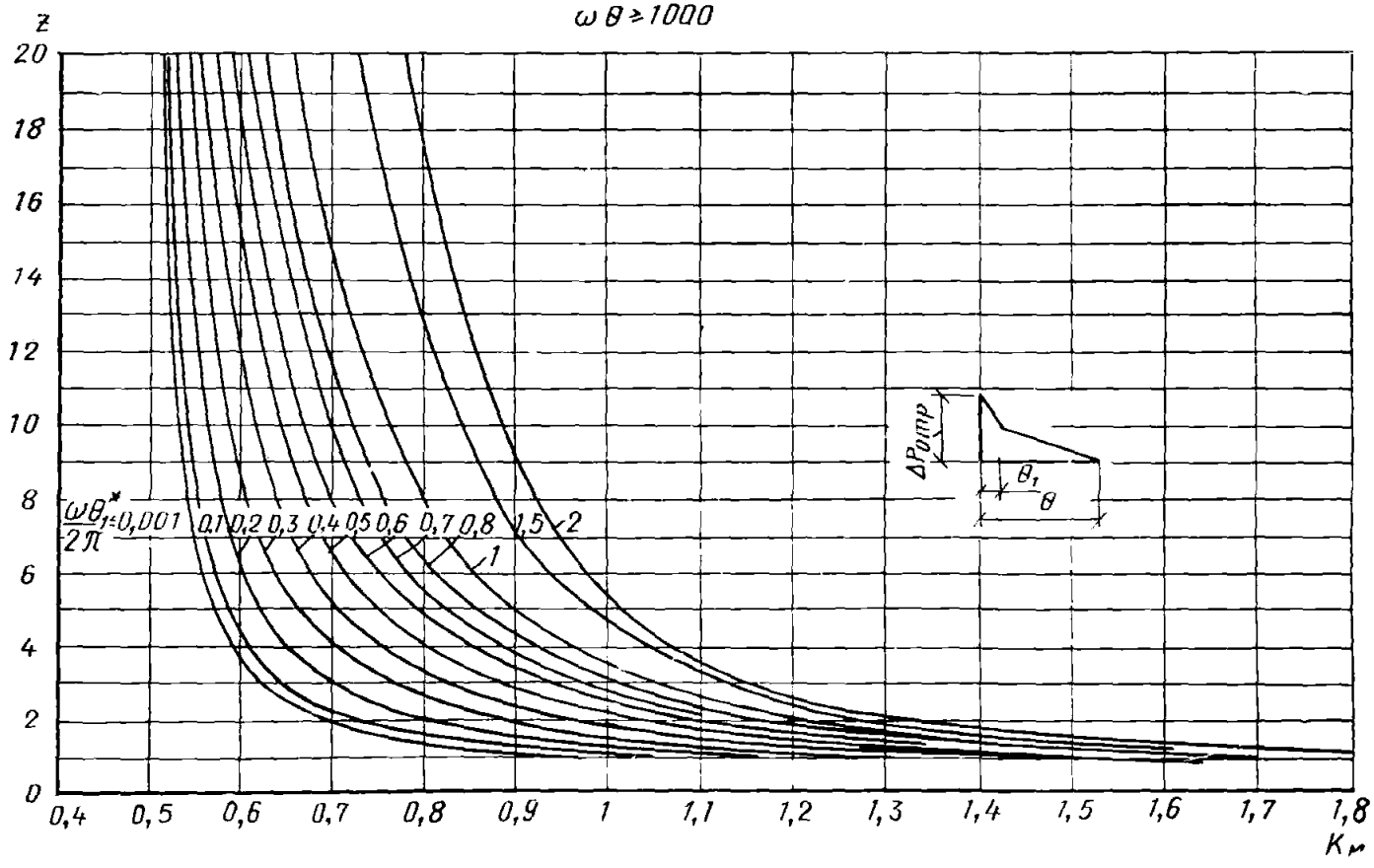


Рис. 68. График значений коэффициента динамичности по изгибающему моменту (без учета упрочнения арматурной стали) для предельной величины динамической нагрузки $\Delta P_{отр}$ на необвалованные стены

Таблица 23 (17)

Условия размещения фундаментной плиты	Коэффициент $K_д$ для убежищ	
	встроенных	отдельно стоящих
1. На нескальных грунтах при расчете по предельному состоянию 1а	1,0	1,0
2. На водонасыщенных грунтах при расчете по предельному состоянию 1б	1,2	1,2
3. На скальных грунтах или на вечномерзлых при использовании основания по принципу I	1,0	1,0
4. На вечномерзлых грунтах при использовании основания по принципу II	1,2	1,4

по графику рис. 65 в зависимости от параметров q_1 и r, вычисляемых соответственно по формулам (47) и (48).

3.24(3.23). Оголовки аварийных выходов, возвышающиеся над поверхностью земли, следует рассчитывать на горизонтальную эквивалентную статическую нагрузку, равную давлению во фронте ударной волны ΔP, умноженному на коэффициент динамичности $K_д = 2$.

При расчете оголовков на сдвиг и опрокидывание динамическую нагрузку следует принимать равной:

на стену, обращенную к взрыву — по формуле (5);
на тыльную стену — $1{,}3\ \Delta P_ф$;
на покрытие и боковые стены — $1{,}25\ \Delta P_ф$.

3.25(3.24). Эквивалентную статическую нагрузку на наружные стены в местах расположения входов, на стены тамбуров-шлюзов и тамбуров, на ограждающие конструкции входов и защитно-герметические двери следует принимать равной динамической нагрузке, определяемой согласно пп. 3.13—3.16 главы СНиП II-11-77, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$ согласно табл. 24(18).

Для ограждающих конструкций входов сквозникового и тупикового типа, а также аварийных выходов коэффициент динамичности следует принимать $K_д = 1{,}3$.

3.26(3.25). Закладные детали для крепления дверей и ставней должны рассчитываться на эквивалентную статическую нагрузку, приложенную перпендикулярно к плоскости стены и направленную в сторону, противоположную действию ударной волны. Величину этой эквивалентной статической нагрузки следует принимать: для убежищ II — III классов — 0,25 кгс/см², для убежищ IV класса — 0,15 кгс/см².

Внутренние стены расширительных камер, расположенных за противовзрывными устройствами, должны рассчитываться на эквивалентную статическую нагрузку, равную 0,2 кгс/см² независимо от класса убежища.

Таблица 24 (18)

Вход (выход)	Коэффициент динамичности $K_д$ для элементов входа			
	стены в местах примыкания входов	стены тамбуров-шлюзов	стены тамбуров	защитно-герметические двери (ставни)
1. Из помещений первого этажа, а также из подвалов, не защищенных от ударной волны	1,2	1,2	1,0	1,3
2. Сквозняковый с перекрытым участком против входного проема	1,7	1,3	1,1	1,8
3. Из лестничных клеток зданий при входе в лестничную клетку с улицы	1,4	1,2	1,0	1,5
4. Тупиковый без оголовка или с легким (разрушаемым) павильоном	1,7	1,3	1,1	1,8
5. В возвышающихся над поверхностью стенах, а также вход с аппарелью ($i \leqslant 1:6$)	1,6	1,3	1,0	1,7
6. Аварийный выход с вертикальной шахтой	1,7	—	1,1	1,8

Эквивалентная статическая нагрузка на элементы входов встроенных заглубленных убежищ, а также на элементы входов, вынесенных за пределы контура здания или отдельно стоящих убежищ, определяется согласно п. 3.25(3.24).

В табл. 24(18) приведены усредненные значения коэффициента $K_д$. Более точно коэффициенты динамичности при определении горизонтальной эквивалентной статической нагрузки на стены в местах примыкания входов и на защитно-герметические двери (ставни) в заглубленных входах из помещений первого этажа или из лестничных клеток, а также из подвалов, не защищенных от ударной волны, можно определять по п. 7.3 настоящего Руководства.

Для остальных типов входов коэффициенты динамичности при определении горизонтальных эквивалентных статических нагрузок на наружные стены и двери определяют по п. 7.2.

Графики изменения нагрузки во времени и максимальные значения динамической нагрузки на наружные стены, в местах примыкания входов и двери необходимо принимать в соответствии с п. 3.14(3.13). Коэффициент динамичности к нагрузке на внутренние стены тамбуров и герметические двери можно брать из таблиц указанного пункта, а к нагрузке на внутренние стены шлюза и вторую защитно-герметическую дверь шлюза определяется по графикам п. 7.3 при времени нарастания θ_1, рассчитываемом по п. 3.15(3.14).

3.27(3.26). Стены открытых лестничных спусков и горизонтальных открытых участков входов в убежища независимо от расположения их относительно уровня грунтовых вод должны

проверяться расчетом на действие эксплуатационной нагрузки и нагрузки от собственного веса грунта; на действие динамической нагрузки они не рассчитываются.

Устраиваемые над входом сквозникового типа перед первой защитно-герметической дверью козырьки (перекрытия) следует рассчитывать на нагрузку, приложенную снизу, равную давлению во фронте ударной волны ΔP, умноженному на коэффициент 0,2. Кроме того, козырьки следует проверять расчетом на нагрузку от обрушения вышележащих конструкций, равную 0,3 кгс/см^2.

Стены открытых лестничных спусков и горизонтальных открытых участков входов в убежища во всех случаях проверяют расчетом на совместное действие нагрузки от фазы разрежения, величина которой принимается в соответствии с п. 3.26(3.25) и нагрузки от собственного веса грунта.

3.28(3.27). Перекрытые участки входов и въездных рамп (предтамбуры), тоннели аварийных выходов на участках от устья до защитно-герметических дверей (ставней) или противовзрывных устройств следует рассчитывать на два случая:

а) загружение только снаружи;

б) результирующее — загружение снаружи и изнутри.

Величины эквивалентных статических нагрузок снаружи определяются по пп. 3.17—3.21, а изнутри — по п. 3.24 СНиП II-11-77. При этом для тоннелей, расположенных в грунте, необходимо учитывать пассивный отпор грунта.

Эквивалентная статическая нагрузка на конструкции (двери, ставни, противовзрывные устройства), расположенные внутри тоннелей аварийных выходов, принимается равной динамической нагрузке (см. пояснение к пп. 3.16, 3.16) с коэффициентом динамичности, определяемым по данным п. 7.2.

Участки тоннелей аварийных выходов протяженностью от убежища до защитно-герметических дверей, ставней или противовзрывных устройств, предотвращающих затекание масс воздуха ударной волны внутрь тоннеля, рассчитываются только на внешние нагрузки (см. пп. 3.5—3.9) с коэффициентом динамичности, определяемым по графикам главы 7.

При расчете на загружение снаружи и изнутри коэффициент динамичности для результирующей нагрузки принимается равным 1.

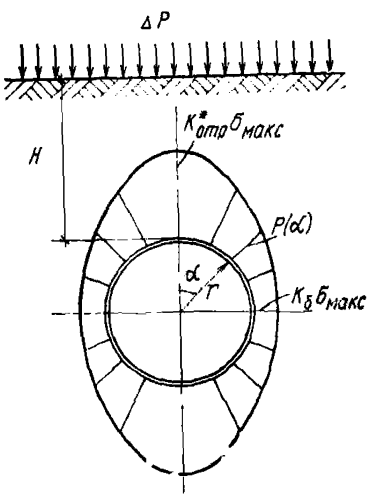


Рис. 69. Схема внешнего нагружения цилиндрической трубы

Внешняя эквивалентная статистическая нагрузка на тоннели круглого сечения и воздухозаборных труб большого сечения определяется умножением внешнего давления, передаваемого через грунт, на коэффициент динамичности, равный 1. Направление давления в любой точке трубы принимается по радиусу (рис. 69). Относительно вертикального и горизонтального диаметров трубы закон изменения давления на контуре принимается симметричным:

$$P_{(\alpha)} = \sigma_{макс} (K^{*}_{отр} \cos^2 \alpha + K_б \sin^2 \alpha), \quad (50)$$

где α — центральный угол, отсчитываемый от вертикального диаметра;

$\sigma_{макс}$ — максимальное давление в волне сжатия на уровне верха трубы, определяемое по формуле (13);

$K^{*}_{отр}$ — коэффициент отражения, определяемый по графику рис. 62, в соответствии с п. 3.5;

$K_б$ — коэффициент бокового давления.

4. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

4.1(4.1). Расчет бетонных и железобетонных конструкций убежищ следует производить в соответствии с требованиями глав СНиП: основные положения проектирования строительных конструкций и оснований, по проектированию бетонных и железобетонных конструкций и главы СНиП II-11-77.

Расчет несущих конструкций убежищ должен производиться на силовые воздействия, возникающие как при эксплуатации помещений убежищ в мирное время, так и при воздействии на них ударной волны.

В настоящее время расчет конструкций гражданских и промышленных сооружений на воздействие статических и динамических нагрузок проводится по предельным состояниям. Кратковременные нагрузки, вызываемые действием ударной волны взрыва, являются одной из разновидностей динамических нагрузок, поэтому к расчету убежищ применимы все положения метода предельных состояний.

К защитным сооружениям предъявляются особые эксплуатационные требования. Одно из них — конструкции сооружения должны выдержать однократное действие нагрузки без разрушения. При этом могут возникнуть большие остаточные деформации и перемещения, которые в железобетонных конструкциях сопровождаются сильно развитыми трещинами. Напряжения в материале конструкции в наиболее опасных сечениях достигают предельных значений, близких к разрушающим. Полное использование прочностных свойств материалов позволяет получать наиболее экономичные конструктивные решения. Второе эксплуатационное требование к конструкциям защитных сооружений заключается в повышенных требованиях к прочности — при однократном действии динамической нагрузки в конструкции не должны возникать существенные остаточные деформации и должны закрываться все трещины после окончания действия нагрузки. При действии нагрузки в конструкции могут развиваться трещины (например, в растянутой зоне бетона железобетонной балки), после закрытия которых возможно образование незначительных остаточных деформаций, которые можно не принимать во внимание.

В соответствии с этими требованиями достижение предельного состояния характеризуется возникновением остаточных деформаций в материале конструкции.

ХАРАКТЕРИСТИКА ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

4.2.(4.2). Расчет конструкций убежищ на силовые воздействия производится по методу предельных состояний — по несущей способности (первая группа предельных состояний) и должен обеспечивать от:

разрушения отдельных элементов конструкций в наиболее напряженных сечениях;

потери устойчивости формы отдельными элементами конструкций;

разрушения конструкций при совместном воздействии силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды.

Конструкции убежищ рассчитываются только по несущей способности (предельные состояния первой группы).

Расчет убежищ по предельным состояниям второй группы не производится, так как при воздействии на убежище расчетной нагрузки допускаются образование трещин в конструкциях, прогибы, повороты и колебания.

4.3(4.3). Расчет несущих конструкций защитных сооружений должен выполняться с учетом упругопластических свойств материалов — предельное состояние 1а.

Предельное состояние конструкций в упругопластической стадии (состояние 1а) характеризуется началом разрушения бетона сжатой зоны в наиболее напряженных сечениях; растянутая арматура при этом находится в стадии развития неупругих (пластических) деформаций. Допускается возникновение остаточных перемещений и наличие в бетоне растянутой зоны раскрытых трещин. По состоянию 1а рассчитываются элементы основных несущих и ограждающих конструкций убежищ, тоннели аварийных выходов.

Предельное состояние конструкций по упругой стадии работы арматуры (состояние 1б) характеризуется достижением в растянутой арматуре напряжений, равных расчетному динамическому сопротивлению арматуры, при этом напряжения в бетоне сжатой зоны, как правило, меньше расчетного динамического призменного сопротивления бетона.

Расчет железобетонных конструкций по предельному состоянию 1б обеспечивает отсутствие в них остаточных деформаций.

По предельному состоянию 1б следует рассчитывать конструкции убежищ, возводимых в водонасыщенных грунтах.

В зависимости от свойств материалов, использованных в железобетонных конструкциях убежищ, и требований, предъявляемых к сооружениям, расчет конструкций по несущей способности может выполняться либо с учетом проявления в них упругопластических деформаций (предельное состояние 1а), или только упругих деформаций (предельное состояние 1б).

Предельное состояние конструкций в упругопластической стадии их работы под нагрузкой (состояние 1а) характеризуется значительным развитием неупругих деформаций в рабочей арматуре, что проявляется в существенном увеличении прогибов конструкции с последующим разрушением (раздроблением) бетона в сжатой зоне сечения.

Деформирование железобетонного элемента в упругопластической стадии происходит в следующей последовательности: сначала при достижении конструкцией упругого прогиба Y_0 напряжения в растянутой арматуре достигают значения расчетного динамического предела текучести стали $R_a^д$, а напряжения в бетоне сжатой зоны сечения при этом оказываются меньше динамического предела прочности $R_б^д$ бетона. После этой стадии происходит интенсивное развитие неупругих (пластических) деформаций в арматуре и бетоне,

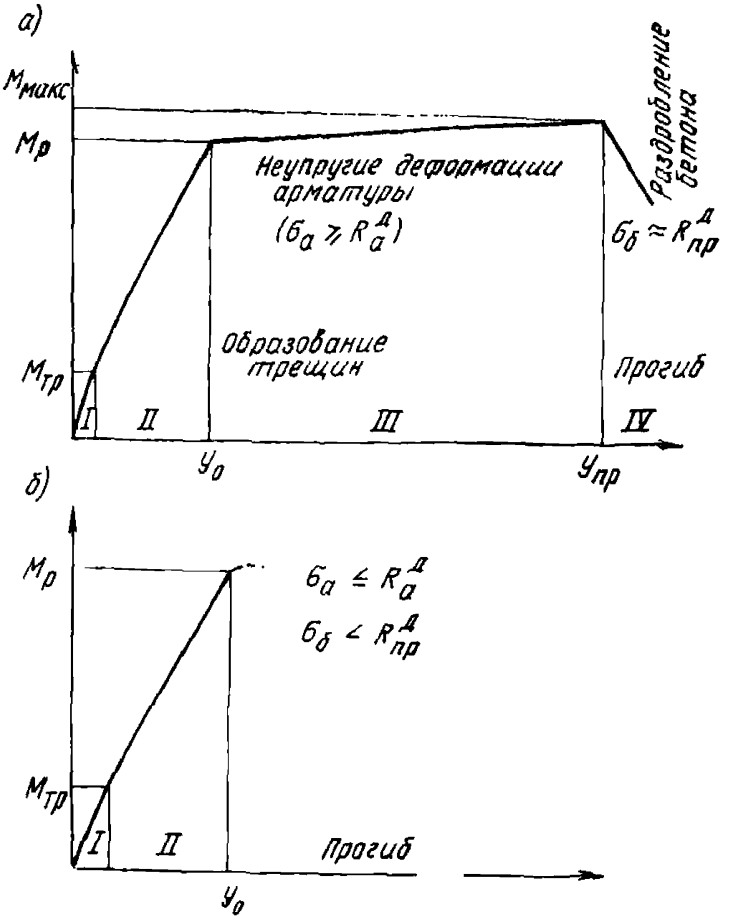


Рис. 70. Развитие прогибов в железобетонном элементе при нагружении

а — по стадии Iа; *б* — по стадии Iб; $M_{макс}$ — предельный изгибающий момент; $M_р$ — момент внутренних усилий; *У* — значения прогибов; $M_{тр}$ — момент появления трещин

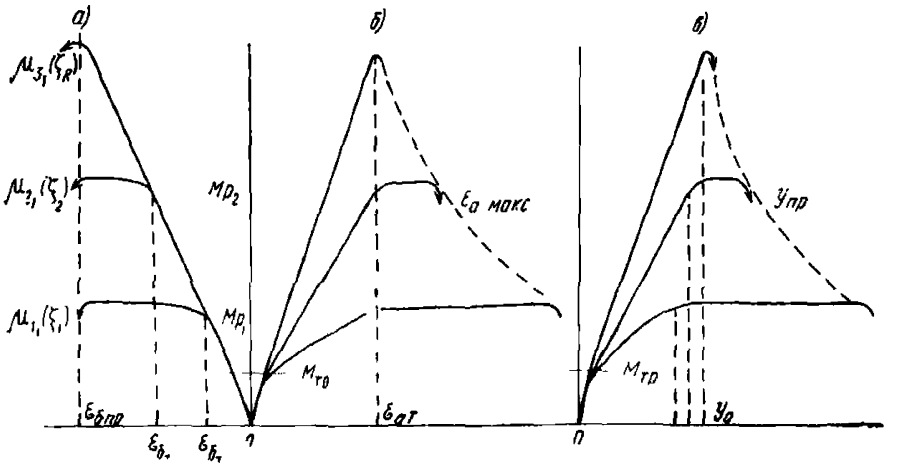


Рис. 71. Схемы развития деформации бетона (*а*), арматуры (*б*) и прогибов (*в*) железобетонных элементов при нагрузке в зависимости от μ, %, или от ξ

а также развитие прогибов от того момента, пока не начнется разрушение бетона сжатой зоны сечения при достижении конструкцией предельного прогиба $Y_{пр}$.

На рис. 70,*а* изображена типичная диаграмма момента — прогиба изгибаемой железобетонной конструкции, армированной малоуглеродистой сталью с площадкой текучести. Граница между I и II стадиями напряженного состояния сечения соответствует появлению трещин в растянутой зоне бетона. Граница между II и III (прогиб Y_0) стадиями соответствует началу текучести в растянутой арматуре, а граница между III и IV стадиями (прогиб $Y_{пр}$ — началу разрушения бетона сжатой зоны. Диаграмма деформации в IV стадии характеризует процесс разрушения (падения несущей способности) конструкции.

Теоретические исследования показывают, что при действии кратковременной динамической нагрузки конструкция может работать, не разрушаясь и в стадии разрушения (стадия IV). В настоящее время не имеется диаграмм деформаций конструкций в этой стадии ее работы. В связи с этим при расчете конструкций на действие кратковременных динамических нагрузок достижение предельного состояния до полной несущей способности характеризуют началом разрушения сжатой зоны материала, т. е. для железобетонной балки достижением прогиба $Y_{пр}$, соответствующего концу стадии III.

Предельное состояние железобетонных конструкций по упругой стадии деформирования (состояние 1б) характеризуется тем, что при достижении конструкцией некоторого упругого прогиба Y_0 напряжения в растянутой арматуре достигают напряжений, меньших или равных расчетному динамическому сопротивлению $R_a^д$, а напряжения в бетоне сжатой зоны сечения при этом, как правило, меньше расчетного динамического сопротивления бетона $R_{пр}^д$ (призменной динамической прочности) (см. рис. 70,б).

При работе железобетонных конструкций в стадии упругого деформирования в бетоне растянутой зоны сечения образуются трещины, а в бетоне сжатой зоны при этом могут развиваться неупругие деформации. Вследствие этого в железобетонных конструкциях убежищ, рассчитываемых по предельному состоянию 1б, после воздействия однократной кратковременной динамической нагрузки возможно наличие незначительных остаточных деформаций (прогибов) и раскрытых трещин со стороны растянутой зоны.

Величины упругих прогибов Y_0 и предельных прогибов $Y_{пр}$ в изгибаемых железобетонных конструкциях (элементах) при действии кратковременных однократных динамических нагрузок зависят от геометрических размеров сечений, нормальных к продольной оси элементов, количества растянутой и сжатой арматуры в сечениях, прочностных и деформативных свойств арматурной стали и бетона. В железобетонных элементах с одинаковым поперечным сечением по мере увеличения количества растянутой арматуры предельные прогибы, при которых происходит разрушение бетона сжатой зоны, сокращаются, а упругие прогибы несколько возрастают. При этом происходит уменьшение способности элементов к податливому (пластическому) деформированию и повышается вероятность хрупкого их разрушения при восприятии кратковременной динамической нагрузки.

Уменьшение способности к упругопластическому деформированию железобетонных элементов по мере увеличения содержания растянутой арматуры в заданном сечении объясняется сокращением

величины максимальных неупругих деформаций арматурных стержней из-за ограниченных предельных относительных деформаций бетона сжатой зоны, которые принимаются равными 0,003 (рис. 71). В зависимости от требований, предъявляемых к железобетонным конструкциям защитных сооружений, для обеспечения их работы при динамическом нагружении необходимо проверять расчетом величины упругих и предельных прогибов Y_0 и $Y_{пр}$.

4.4(4.4). Предельные состояния 1а и 1б шарнирно-опертых изгибаемых и внецентренно-сжатых (случай а) элементов нормируются величиной K, равной отношению полного прогиба (перемещения) конструкции, достигаемого к моменту предельного состояния $Y_{пр}$, к величине упругого прогиба (перемещения) конструкции Y_0, при котором напряжение в арматуре растянутой зоны достигает значения расчетных динамических сопротивлений.

Для элементов, рассчитываемых по предельному состоянию 1а, следует принимать $K=3$ и соблюдать условие $Y_i \leqslant Y_{пр}$, а для элементов, рассчитываемых по предельному состоянию 1б, $K=1$ и соблюдать условие $Y_i \leqslant Y_0$.

Величины прогибов конструкций определяются:

а) упругий прогиб изгибаемых элементов Y_0, при котором напряжения в растянутой зоне достигают значений $R_a^д$, — по формуле

$$Y_0 = \left(\frac{R_a^д}{E_a} + \frac{0{,}003 M_p^д}{M_{пр}^д} \right) \frac{S l_0^2}{h_0}; \qquad (51)$$

б) предельный прогиб $Y_{пр}$, при котором начинается раздробление бетона на верхней грани сжатой зоны балочных элементов, — по формуле

$$Y_{пр} = \frac{0{,}003}{h_0 (\mu - \mu')} \frac{0{,}75 R_{пр}^д}{R_a^д} S l_0^2; \qquad (52)$$

в) предельный прогиб $Y'_{пр}$, при котором начинается разрушение сжатой зоны внецентренно-сжатых элементов, — по формуле

$$Y'_{пр} = \frac{0{,}003 \cdot 0{,}75 R_{пр}^д b}{N + R_a^д F_a - R_{ас}^д F'_0} S l_0^2, \qquad (53)$$

где $R_a^д$, $R_{а,с}^д$ — расчетные динамические сопротивления арматуры растяжению (сжатию);

$R_{пр}^д$ — расчетная динамическая призменная прочность бетона;

E_a — модуль упругости арматуры;

F_a, F'_a — площади растянутой (сжатой) арматуры;

μ, μ' — коэффициенты армирования сечения растянутой (сжатой) арматуры;

a' — расстояние от равнодействующей усилий в сжатой арматуре до ближайшей грани сечения;

h_0 — рабочая высота сечения;

l_0 — расчетная длина элемента;

b — ширина прямоугольного сечения;

N — предельная сжимающая сила;

S — коэффициент, зависящий от схемы загружения элементов и условий на опорах, принимаемый согласно прил. 7;

$M_{\text{р}}^{\text{д}}$ — изгибающий момент, при котором напряжение в арматуре достигает $R_{\text{а}}^{\text{д}}$, определяемый из выражения

$$M_{\text{р}}^{\text{д}} = F_{\text{а}} R_{\text{а}}^{\text{д}} (h_0 - 0{,}5\,\chi^{\text{д}}) + F'_{\text{а}} R_{\text{ас}}^{\text{д}} \left(\frac{\chi^{\text{д}}}{2} - a'\right);$$

$$\text{где } \chi^{\text{д}} = \frac{F_{\text{а}} R_{\text{а}}^{\text{д}}}{b\, R_{\text{пр}}^{\text{д}}};$$

$M_{\text{пр}}^{\text{д}}$ — максимальный изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением при условии $\xi^{\text{д}} = \xi_R^{\text{д}}$ и определяемый для прямоугольного сечения из выражения

$$M_{\text{пр}}^{\text{д}} = 0{,}5\, b\, h_0^2\, R_{\text{пр}}^{\text{д}};$$

$\xi^{\text{д}}$, $\xi_R^{\text{д}}$ — определяются по п. 4.19 СНиП II-11-77:

4.5(4.5). Предельное состояние 1а элементов с защемленными опорами или неразрезных изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов (случай а) нормируется величиной угла раскрытия трещин в шарнире пластичности, определяемой по формуле

$$\psi_{i\ \text{пр}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{\xi^{\text{д}}}. \qquad (54)$$

При $\xi^{\text{д}} < 0{,}02$ $\Psi_{i\text{пр}}$ принимается равным 0,2 радиана.

где $\xi^{\text{д}}$ — относительная высота сжатой зоны бетона, определяемая из выражений:

для изгибаемых элементов

$$\xi^{\text{д}} = \mu \frac{R_{\text{а}}^{\text{д}}}{R_{\text{пр}}^{\text{д}}};$$

для внецентренно-сжатых элементов (случай а)

$$\xi_N^{\text{д}} = \mu \frac{R_{\text{а}}^{\text{д}}}{R_{\text{пр}}^{\text{д}}} + \frac{N}{b\, h_0\, R_{\text{пр}}^{\text{д}}},$$

μ — коэффициент армирования сечения растянутой зоны, определяемый из выражения

$$\mu = \frac{F_{\text{а}}}{b\, h_0}.$$

Прочность элемента при работе его в упругопластической стадии (предельное состояние 1 а) обеспечивается при условии

$$\psi_i \leqslant \psi_{i\ \text{пр}}, \qquad (55)$$

где Ψ_i — величина угла раскрытия трещин в шарнире пластичности от расчетной нагрузки с учетом коэффициента динамичности по перемещению.

Упругий прогиб Y_0, при котором в растянутой арматуре достигается предел текучести стали, определяется по величине кривизны в наиболее напряженном нормальном сечении изгибаемого элемента с учетом схемы его нагружения. Кривизна рассчитывается по значениям деформаций в растянутых стержнях и в бетоне на сжатой грани в проверяемом сечении к моменту достижения в арматуре напряжений, равных расчетному динамическому сопротивлению стали (см. рис. 71).

Формула 52(8) применяется в том случае, если для армирования растянутой и сжатой зон сечения проверяемых элементов применяются стержни из стали одного класса и если $\mu^1 \leqslant 0{,}5\mu$. Когда для армирования растянутой и сжатой зон элементов применяется сталь разных классов, определение предельных прогибов производится по формуле

$$Y_{\text{пр}} = \frac{0{,}003 \cdot 0{,}75\, R^{\text{д}}_{\text{пр}}}{h_0\,(\mu\, R^{\text{д}}_{\text{а}} - \mu'\, R^{\text{д}}_{\text{ас}})}\, S\, l_0^2. \qquad (56)$$

В элементах таврового сечения с полкой в сжатой зоне и с учитываемой в расчете сжатой арматурой $M_{\text{пр}}$ определяется приближенно по формуле

$$M_{\text{пр}} = 0{,}5\, b\, h_0^2\, R^{\text{д}}_{\text{пр}} + h_{\text{п}}\,(b_{\text{п}} - b)\, R^{\text{д}}_{\text{пр}} \times$$
$$\times\,(h_0 - 0{,}5\, h^{\bullet}_{\text{п}}) + F'_{\text{а}}\, R^{\text{д}}_{\text{ас}}\,(h_0 - a'). \qquad (57)$$

Точное определение $M_{\text{пр}}$ следует производить с учетом граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi^{\text{д}}_R$, при котором предельное состояние элемента наступает при одновременном достижении в растянутой арматуре и сжатом бетоне расчетного динамического сопротивления $R^{\text{д}}_{\text{а}}$ и $R^{\text{д}}_{\text{пр}}$. В этом случае в общем виде предельный изгибающий момент подсчитывается (рис. 72) по формуле

$$M_{\text{пр}} = b\, \xi^{\text{д}}_R\, h_0\, R^{\text{д}}_{\text{пр}}\,(h_0 - 0{,}5\, \xi^{\text{д}}_R\, h_0) + (b_{\text{п}} - b) \times$$
$$\times\, h_{\text{п}}\, R^{\text{д}}_{\text{пр}}\,(h_0 - 0{,}5\, h'_{\text{п}}) + F'_{\text{а}}\, R^{\text{д}}_{\text{ас}}\,(h_0 - a'). \qquad (58)$$

В формулах (57) и (58) помимо указанных ранее членов приняты следующие обозначения:

$b_{\text{п}}$ — ширина полки в сжатой зоне;

$h_{\text{п}}$ — высота полки таврового сечения;

a' — расстояние от сжатой грани элемента до равнодействующей усилий, воспринимаемых сжатой арматурой;

$\xi^{\text{д}}_R$ — граничная относительная высота сжатой зоны сечения.

Для железобетонных элементов, рассчитываемых по предельному состоянию 1а (т. е. когда допускается развитие неупругих деформаций в арматуре и возникновение остаточных прогибов), следует назначать такие размеры поперечных сечений и армирование растянутой зоны, чтобы отношение предельных прогибов $Y_{\text{пр}}$ к упругим прогибам Y_0, рассчитываемых по формулам 51(7), 52(8), 53(9) и (56) было порядка трех.

Когда для защитного сооружения требуется запроектировать конструкции, в которых после воздействия кратковременной дина-

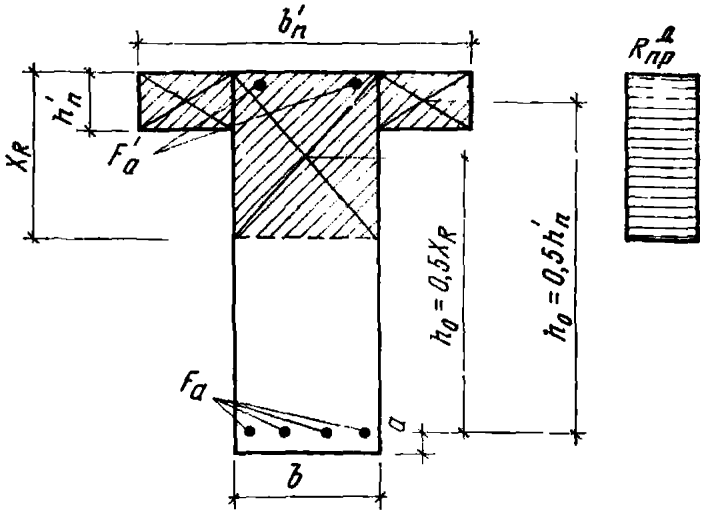


Рис. 72. Схема к определению предельного изгибающего момента, воспринимаемого тавровым сечением при $\xi^д = \xi^д_R$

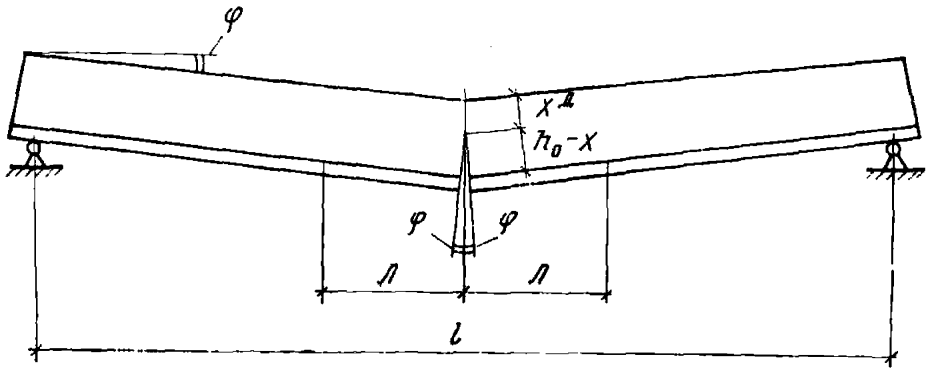


Рис. 73. Схема деформации шарнирно-опертой балки в пластической стадии

мической нагрузки не должны возникать существенные остаточные деформации, отношение $K = \dfrac{Y_{пр}}{Y_0}$ допускается не более 1.

Коэффициенты K, соответствующие назначенным предельным состояниям, используются для определения коэффициентов динамичности по нагрузке.

При работе элементов в упругопластической стадии трещины достигают наибольшего развития по высоте сечения, а также наибольшего раскрытия на уровне расположения растянутой арматуры и разделяют деформируемый элемент по длине на отдельные блоки, соединенные так называемыми шарнирами пластичности (рис. 73).

Формулы для определения угла раскрытия трещин приведены в разд. 7 и в прил. 11.

При достижении первого предельного состояния, когда элемент получает наибольшее перемещение и при этом начинается разрушение бетона в сжатой зоне сечения, трещины в шарнирах пластичности достигают наибольшего раскрытия в наиболее напряженных мес-

тах конструкции. Предельный угол раскрытия трещин в шарнире пластичности может быть использован в качестве критерия достижения предельного состояния 1а в изгибаемых и внецентренно-сжатых элементах в зависимости от коэффициента армирования сечения.

МАТЕРИАЛЫ И ИХ РАСЧЕТНЫЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ

а) Бетон

(4.6). Для сборных и монолитных бетонных и железобетонных конструкций убежищ должен применяться тяжелый бетон проектной марки не ниже М200, а для колонн и ригелей — не ниже М300.

Бетонные блоки для стен высотой 2,4 м следует предусматривать марки не ниже М100. Раствор для заделки швов сборных железобетонных конструкций принимать марки не ниже М100, а для кладки стен — не ниже М50.

Проектной маркой бетона называется соответствующая характеристика бетона, задаваемая при проектировании.

Соответствие фактического значения характеристики бетона его проектной марке устанавливается на основании результатов испытаний согласно требованиям соответствующих государственных стандартов.

Для второстепенных конструкций (подготовка под полы, под наружные лестничные марши, пандусы и т. п.) может применяться бетон марки М100. Для внутренних конструкций убежищ (перегородок или несущих небольшую вертикальную нагрузку стен) допускается применение легких бетонов марки не ниже М100.

4.7(4.7). При расчетах конструкций защитных сооружений на эквивалентные статические нагрузки нормативные сопротивления бетона осевому сжатию призм (призменная прочность) $R^{н}_{пр}$ и сопротивление осевому растяжению $R^{н}_{р}$ принимаются в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. При этом коэффициенты безопасности по бетону при сжатии $K_{б.с}$ и растяжении $K_{б.р}$ принимаются равными: $K_{б.с}=1{,}15$ и $K_{б.р}=1{,}25$.

4.8(4.8). Расчетные динамические сопротивления бетона в проектируемых конструкциях защитных сооружений следует принимать равными расчетным сопротивлениям бетона при расчете на эквивалентные статические нагрузки, согласно табл. 25(19), умноженными на коэффициент динамического упрочнения бетона $K_{у.б}$, равный 1,2.

Коэффициент динамического упрочнения бетона ($K_{у}=1{,}2$), учитывающий повышение прочностных характеристик материалов при больших скоростях деформирования, вводится при расчете конструкций на особое сочетание нагрузок, а также на воздействие инерционных сил. Повышение прочностных характеристик материалов предусматривается при всех видах напряженного состояния конструкций.

Коэффициент линейной температурной деформации бетона при изменении температуры от минус 50°С до плюс 50°С принимается равным $1\cdot10^{-5}$ град$^{-1}$.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) $\mu_{п}$ принимается равным 0,2; а модуль сдвига

Таблица 25 (19)

Воздействие и сопротивление	Расчетные сопротивления бетона и начальные модули упругости, кг/см², при проектной марке бетона									
	М100	М150	М200	М250	М300	М350	М400	М450	М500	М600
Сжатие осевое (призменная прочность $R_{пр}$)	50	75	100	130	150	180	200	230	250	300
Растяжение осевое $R_р$	5,8	7,6	9,2	10,4	12	13,2	14,4	15,2	16	17,6
Модуль упругости бетона естественного твердения $E_б \cdot 10^5$	1,9	2,3	2,6	2,9	3,2	3,4	3,6	3.8	4,0	4,2

Примечание. Модуль упругости бетона, подвернутого тепловой обработке при атмосферном давлении, принимается равным 0,9 E.

бетона G — равным 0,4 от соответствующих значений $E_б$, указанных в табл. 25(19).

Объемный вес вибрированного бетона на гравии или щебне принимается равным 2500 кг/м³. При содержании арматуры более 3% объемный вес должен определяться как сумма весов бетона и арматуры на единицу объема железобетонной конструкции. При этом вес арматурной стали на единицу длины принимается по действующим ГОСТам.

4.9(4.9). Расчетные сопротивления бетона, указанные в табл. 25(19), следует умножать на коэффициент условий работы бетона, принимаемые по табл. 26(20).

В табл. 26(20) значатся коэффициенты условий работы $m_{бт}$ и $m_{би}$. Воздействие расчетной нагрузки на конструкции убежищ происходит не сразу после их возведения, а за промежуток времени от возведения сооружения до воздействия расчетной нагрузки произойдет нарастание прочности бетона, которое учитывается коэффициентом $m_{бт}$, равным 1,25.

В заводских условиях по сравнению с обычными имеют место более качественная подготовка инертных материалов для бетона и арматуры, укладка арматуры и бетонной смеси, тщательное уплотнение уложенного бетона и благоприятные условия для его твердения. Все это в СНиП II-11-77 учитывается коэффициентом $m_{би}$, равным 1,15.

4.10(4.10). Расчетное динамическое сопротивление бетона срезу $R^{д}_{ср}$ следует принимать равным расчетному сопротивлению бетона осевому сжатию (призменная прочность) $R_{пр}$, согласно табл. 25(19), умноженному на коэффициент, равный 0,25.

Расчетное сопротивление срезу для обычных условий (статического расчета) рекомендуется определять по формуле

$$R_{ср} = 0{,}7\sqrt{R_р R_{пр}}, \qquad (59)$$

где $R_р$ — осевое растяжение;

$R_{пр}$ — осевое сжатие (призменная прочность).

При расчете на эквивалентные статические нагрузки следует вводить коэффициент упрочнения $K_{уб} = 1{,}2$.

Преобразуем подкоренное выражение формулы (59), приводя $R_р$ к $R_{пр}$.

Для распространенных марок бетона (М150—М300) $R_р = \dfrac{R_{пр}}{11{,}6}$.

Подставляя в формулу (59) $K_{уб} = 1{,}2$ и $R_р = \dfrac{R_{пр}}{11{,}6}$, получим:

$$R_{ср} = 1{,}2 \cdot 0{,}7\sqrt{\frac{R_{пр}}{11{,}6} R_{пр}} = \frac{0{,}84}{3{,}35} R_{пр} = 0{,}25\, R_{пр}.$$

Расчетное динамическое сопротивление бетона на срез $R_{ср}$ применяется при расчете фундаментов на продавливание, определении размеров капителей безбалочных перекрытий, а также при проверке на скалывающие напряжения в местах соединения монолитного железобетона со сборным в сборно-монолитных конструкциях перекрытий.

Таблица 26 (20)

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы бетона	Коэффициенты условий работы бетона	
	условное обозначение	величина коэффициента
1. Попеременное замораживание и оттаивание при эксплуатации конструкций в водонасыщенном состоянии и расчетной зимней температуре наружного воздуха:		
ниже минус 20 до минус 40°С включительно	$m_{б.з}$	0,85
ниже минус 5 до минус 20°С включительно	$m_{б.з}$	0,9
минус 5°С и выше	$m_{б.з}$	0,95
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эксплуатации конструкций при эпизодическом водонасыщении при расчетной зимней температуре наружного воздуха:		
ниже минус 40°С	$m_{б.з}$	0,9
минус 40°С и выше	$m_{б.з}$	1
3. Бетонные конструкции	$m_{б.з}$	0,9
4. Нарастание прочности бетона во времени, кроме бетонов марки М600 и выше и бетонов на глиноземистом цементе, алюминатных и алитовых портландцементах	$m_{б.т}$	1,25
5. Бетонные и железобетонные элементы заводского изготовления	$m_{б.н}$	1,15

б) Арматура

4.11(4.11.) Выбор арматурных сталей для железобетонных конструкций убежищ должен производиться с учетом требований главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций и согласно табл. 27(21) настоящих Норм.

Для закладных деталей и соединительных накладок должна применяться прокатная углеродистая сталь класса С 38/23 согласно требованиям главы СНиП по проектированию стальных конструкций. При этом коэффициент упрочнения стали следует принимать $K_у = 1{,}4$ и коэффициент условий работы $m = 1{,}1$.

Выбор арматурных сталей для железобетонных конструкций убежищ должен производиться в зависимости от требований, предъявляемых к сооружениям убежищ, типа конструкций, назначения арматуры, вида и марки бетона, условий возведения и эксплуатации убежищ. При этом должны приниматься во внимание следующие свойства арматурных сталей:

прочностные, характеризуемые величиной физического (условного) предела текучести и временного сопротивления;

пластические, выражаемые величиной общих и равномерных удлинений при разрыве;

Таблица 27 (21)

Назначение арматуры	Степень применения	Класс арматуры
1. Продольная рабочая растянутая и сжатая арматура, определяемая расчетом	Рекомендуется Допускается	A-III A-II
2. Поперечная арматура, определяемая расчетом	Рекомендуется Допускается	A-III A-I, A-II
3. Поперечная арматура конструктивная	Рекомендуется Допускается	A-I, B-I A-II
4. Монтажная и конструктивная арматура	Рекомендуется Допускается	A-II A-I

упругопластические свойства, характеризуемые формой диаграммы деформирования стали при растяжении (диаграмма «удлинение — напряжение»). Такая диаграмма может учитываться при определении работы, затрачиваемой на деформирование конструкций при напряжениях в стали за пределом текучести;

свариваемость сталей, что принимается во внимание при выборе типа сварных соединений.

Кроме указанных свойств сталей необходимо учитывать возможность их хрупкого разрыва при возведении конструкций или эксплуатации в условиях низких температур, поведение при повышенных температурах, при скоростном нагружении и при действии повторяющихся нагрузок.

При выборе арматурных сталей следует руководствоваться прил. 3 к СНиП II-21-75.

4.12(4.12). При расчете конструкций убежищ на эквивалентные статические нагрузки нормативные сопротивления арматуры следует принимать по главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. При этом коэффициент безопасности по арматуре K_a следует принимать:

для стержневой арматуры класса A-I и A-II равным 1,05; для класса A-III — равным 1,1 и проволочной арматуры класса B-I равным 1,5.

4.13(4.13). Расчетные динамические сопротивления арматуры — $R_a^д$ $R_{a.x}^д$ и $R_{a.c}^д$ — следует принимать равными расчетным сопротивлениям арматуры, согласно табл 28(22), умноженными на коэффициент динамического упрочнения арматурной стали, принимаемый согласно табл. 29(23).

Расчетные сопротивления арматуры классов A-I, A-II и A-III, указанные в табл. 28(22), при расчете конструкции на изгиб следует умножать на коэффициент условий работы m_a, равный 1,1.

При расчете конструкции по предельным состояниям условия, исключающие их наступление, учитываются введением расчетных коэффициентов трех видов: однородности материала, условий работы и перегрузки.

Чтобы гарантировать соблюдение условий $R > \sigma$, где R — предел прочности материала; σ — фактическое напряжение, в расчетах бе-

Таблица 28 (22)

Вид и класс арматуры	Расчетные сопротивления арматуры при расчете на эквивалентные статические нагрузки, кгс/см²			Модуль упругости E_a, кгс/см²	Относительное удлинение при разрыве δ, %
	растяжению		сжатию, $R_{a.c}$		
	продольной и поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_a	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы $R_{a.x}$			
1. Горячекатаная гладкая, стержневая класса А-I	2300	1800	2300	$2{,}1 \times 10^6$	25
2. Горячекатаная периодического профиля, стрежневая, класса А-II	2800	2200	2800	$2{,}1 \times 10^6$	25—19
3. То же, класса А-III	3600	2900	3600	$2 \cdot 10^6$	14
4. Проволочная арматура класса В-I	3600	2100	3600	$2 \cdot 10^6$	25

Примечания: 1. В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которой меньше $^1/_3$ диаметра продольных стержней, а также из проволочной арматуры класса В-I значение $R_{a.x}$ принимается равным 2600 кгс/см².

2. В расчетные сопротивления включены, в соответствии с главой СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, коэффициенты условий работы поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) на действие поперечной силы.

Таблица 29 (23)

Условия применения арматурной стали	Условные обозначения	Значения коэффициентов динамического упрочнения арматурной стали класса	
		А-I и А-II	А-III
1. В растянутой зоне	$K_{у.р}$	1,35	1,3
2. В сжатой зоне	$K_{у.с}$	1,1	1,1

рут меньшие значения сопротивлений материалов и большие значения нагрузок. При коэффициенте перегрузки, равном единице, одновременное применение коэффициентов однородности и условии работы (величины которых меньше единицы) в определении расчетного сопротивления приводит к тому, что вероятность наступления предельного состояния становится чрезвычайно малой. Как известно, предельное состояние означает не разрушение конструкции, а только допущение определенных величин деформаций. Защитные конструкции убежищ рассчитываются на однократное воздействие нагрузки от ударной волны, имеющей резко выраженный случайный характер, поэтому расчет этих конструкций по расчетным сопротивлениям, величины которых определены в главе СНиП, изложенным выше методом, приведет к излишнему запасу прочности. Целесообразно защитные конструкции убежищ рассчитывать по сопротивлениям материалов, приближающимся к нормативным, величины которых в СНиП определены с меньшей характеристикой безопасности (число стандартов), чем расчетные сопротивления, поэтому в качестве первого шага для сталей классов А-II и А-III при расчете на изгиб вводится дополнительный коэффициент условий работы — $m_a = 1{,}1$, на который умножается расчетное сопротивление стали.

РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРОЧНОСТИ[1]

4.14(4.14). Расчет элементов железобетонных конструкций убежищ по прочности должен производиться для сечений нормальных и наклонных к продольной оси элементов. Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (*смятие и продавливание*).

Расчет сечений *изгибаемых и внецентренно-сжатых* элементов сборно-монолитных конструкций производится так же, как и монолитных. В рабочую высоту сечения следует включать высоту сборных элементов, при этом необходимо обеспечивать совместную их работу.

Сборно-монолитные железобетонные конструкции должны проверяться расчетом на воздействие скалывающих напряжений.

Испытания показали, что если в сборно-монолитной конструкции сборный элемент находится в зоне растяжения (ниже нейтральной оси), то нарушения сцепления по *шву монтажа сборно-монолитной* конструкции не происходит. При нахождении сборного элемента бетона в сжатой зоне (над промежуточными опорами неразрезных балок) наблюдается расслоение сборных элементов и монолитного бетона. Исходя из этого сборно-монолитные железобетонные конструкции над промежуточными опорами должны быть проверены расчетом на скалывающее напряжение. Порядок расчета изложен в п. 4.37(4.31).

4.15(4.15). Расчет прочности элементов железобетонных конструкций по сечениям, нормальным к оси элемента, производится исходя из следующего:

сопротивление растянутого бетона не учитывается и все растягивающие усилия передаются на арматуру, причем напряжения в ней принимаются равными расчетным динамическим сопротивлениям арматурной стали на растяжение;

[1] Пример расчета железобетонных элементов приведен в прил. 13.

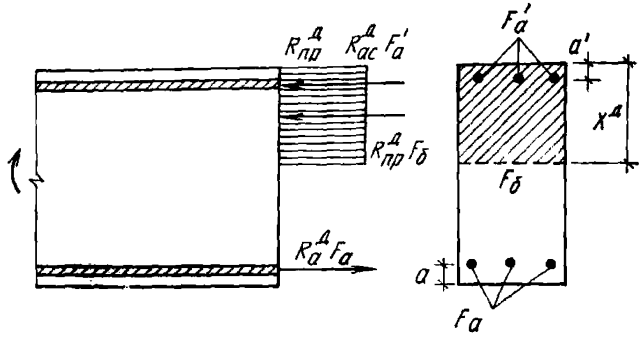


Рис. 74. Схема усилий в нормальном сечении железобетонного элемента при расчете его прочности

сопротивление бетона сжатию принимается равным динамическому расчетному сопротивлению бетона, а эпюра напряжений в сжатой зоне условно считается прямоугольной (в отдельных случаях принимается трапециевидной с коэффициентом полноты 0,75);

сжимающие напряжения в арматуре сжатой зоны элементов принимаются равными динамическим расчетным сопротивлениям арматурной стали на сжатие.

Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны, приведена на рис. 74.

4.16(4.16). Определение внутренних усилий (изгибающих моментов, продольных и поперечных сил) в элементах конструкций защитных сооружений следует производить по правилам строительной механики от нагрузок, определяемых согласно требованиям п. 3.1 СНиП II-11-77.

Расчет конструкций убежищ целесообразно производить в целом как рамы. В случае с неуравновешенными внешними нагрузками расчет конструкции убежищ следует производить как рамы с дополнительными стержнями или, условно разрезав по стенам, рассчитать раздельно покрытие и фундаментную плиту как неразрезные балки.

При расчете поэлементно следует учитывать перераспределение усилий.

При расчете статически неопределимых балочных и рамных систем на эквивалентные статические нагрузки по состоянию 4а допускается учитывать перераспределение усилий между опорой и пролетом вследствие пластических деформаций или появления трещин. При этом уменьшение на опоре изгибающего момента, получаемого по расчету на эквивалентные статические нагрузки, допускается до 50% для балок и 30% для плит перекрытий и фундаментов.

Для сборно-монолитных и монолитных балочных плит покрытий (за исключением плит безбалочных покрытий) заглубленных защитных сооружений, рассчитываемых без учета распора, возникающего вследствие ограничения горизонтальных перемещений опорных сечений, заделанных в железобетонные стены или

ригели, следует уменьшать рабочую арматуру в пролете: на 20% при $\xi^{д} \leqslant 0{,}2$; на 15% при $0{,}2 < \xi^{д} \leqslant 0{,}3$; на 10% при $0{,}3 < \xi^{д} \leqslant 0{,}4$.

При $\xi^{д} > 0{,}4$ влияние распора не учитывается.

В изгибаемых железобетонных конструкциях, смещение опорных сечений которых ограничено, возникают продольные сжимающие усилия от распора. Эти усилия появляются вследствие того, что примыкающие к рассчитываемому элементу соседние конструкции препятствуют горизонтальному смещению его на опоре. Такое явление имеет место в монолитных железобетонных рамах, в сборных и сборно-монолитных железобетонных элементах, в плитах, окаймленных по контуру балками.

В убежищах распор должен учитываться при расчете сборных железобетонных конструкций перекрытий с замоноличенными швами и связанными со стенами или стойками сваркой закладных деталей, анкерами или другими способами.

Экспериментальные исследования показали, что распор в изгибаемых железобетонных элементах возникает до образования в бетоне растянутой зоны первых трещин. Однако в этот период времени величина его незначительна, и он не оказывает существенного влияния на напряженное состояние элемента. По мере развития трещин, особенно в стадии развития неупругих деформаций арматуры, величина распора резко увеличивается, несущая способность элемента повышается.

4.17(4.17). При применении в защитных сооружениях предварительно-напряженных железобетонных конструкций предельное усилие, отвечающее расчетным динамическим характеристикам материалов при расчете на эквивалентные статические нагрузки, должно быть больше усилия, вызывающего образование трещин, в убежищах не менее чем на 25%.

В предварительно-напряженных конструкциях, используемых для убежищ, не допускается применять арматуру, для которой относительное удлинение при разрыве δ меньше 4%. Предварительно-напряженные конструкции, в которых арматура не имеет сцепления с бетоном, применять в убежищах не допускается.

а) Внецентренно-сжатые элементы

4.18(4.18). Расчет внецентренно-сжатых элементов на действие сжимающей продольной силы N производится в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций. Для случая, когда расчетный эксцентриситет продольной силы e равен нулю, а расчетная длина элемента $l_0 \leqslant 20h$, расчет сжатых элементов допускается производить из условия

$$N = \varphi \left[R^{д}_{пр} F + R^{д}_{ас} \left(F_a + F'_a \right) \right], \qquad (60)$$

где φ — коэффициент, принимаемый по главе СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций;

F_a — площадь сечения растянутой арматуры, см²;

F'_a — площадь сечения сжатой арматуры, см²;

F — площадь сечения элемента, см²;

N — продольная сила от действия постоянных, длительных и

кратковременных (эквивалентных статических) нагрузок, определяемая из выражения:

$$N = N_{\text{экв.ст}} + N_{\text{дл}};$$

$R^{\text{д}}_{\text{пр}}$ — расчетная динамическая призменная прочность бетона;

$R^{\text{д}}_{\text{а.с}}$ — расчетное динамическое сопротивление сжатию арматуры.

Расчетное динамическое сопротивление сжатию арматуры в сжатых железобетонных элементах определяется предельной сжимаемостью бетона, которая в значительной мере может зависеть от наличия косвенной арматуры в сечениях и частоты расположения хомутов охватывающих продольные стержни. В связи с этим расчетное динамическое сопротивление сжатой арматуры $R^{\text{д}}_{\text{ас}}$ должно приниматься не более:

а) в монолитных железобетонных сооружениях при расчете железобетонных элементов в упругой стадии, когда коэффициент армирования сечений продольными стержнями $\mu \leqslant 4\%$ и шаг поперечной арматуры $U \leqslant 20d$ — $R^{\text{д}}_{\text{ас}} \leqslant 4000$ кгс/см²;

б) в монолитных конструкциях при расчете их в пластической стадии, когда $\mu \leqslant 4\%$ и $U \leqslant 20d$ — $R^{\text{д}}_{\text{ас}} \leqslant 5000$ кгс/см²;

в) в монолитных конструкциях при расчете в пластической стадии, когда $\mu \leqslant 4\%$ и $U \leqslant 10d$ — $R^{\text{д}}_{\text{ас}} \leqslant 6000$ кгс/см²;

г) в сборных и в сборно-монолитных конструкциях при расчете их в упругой и упруго-пластической стадиях во всех случаях $R^{\text{д}}_{\text{ас}} \leqslant 4000$ кгс/см²;

д) в монолитных и сборных конструкциях, рассчитываемых на повторные динамические воздействия, $R^{\text{д}}_{\text{ас}} \leqslant 4000$ кгс/см².

4.19(4.19). Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости граней элемента, должен производиться в зависимости от соотношения между величиной относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi^{\text{д}}$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi^{\text{д}}_R$ при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному динамическому сопротивлению арматуры растяжения.

Расчет производится:

при $\xi^{\text{д}} \leqslant \xi^{\text{д}}_R$ с учетом расчетных динамических сопротивлений арматуры;

при $\xi^{\text{д}} > \xi^{\text{д}}_R$ с учетом напряжений, достигаемых в арматуре, — по формуле

$$\sigma^{\text{д}}_{\text{а}} = R^{\text{д}}_{\text{а}} \left(2 \frac{1 - \xi^{\text{д}}}{1 - \xi^{\text{д}}_R} - 1 \right), \qquad (61)$$

где $\xi^{д}$ — относительная высота бетона сжатой зоны, определяемая из выражения

$$\xi^{д} = \frac{x^{д}}{h_0} \text{ или } \xi^{д} = \mu \frac{R_{а}^{д}}{R_{пр}^{д}};$$

h_0 — рабочая высота сечения;

$x^{д}$ — высота сжатой зоны бетона при эквивалентной статической нагрузке;

$R_{а}^{д}$ — расчетное динамическое сопротивление растяжению арматуры;

$\sigma_{а}^{д}$ — напряжение в растянутой арматуре, не достигшей предела текучести;

μ — коэффициент армирования сечения растянутой зоны.

Значение $\xi^{д}$ определяется из условия равновесия внутренних сил, воспринимаемых бетоном сжатой зоны $N_б$ и растянутой арматурой $N_а$ в предельной стадии 1а работы элемента под нагрузкой. В этом случае напряжения в растянутой арматуре, как правило, достигают расчетного динамического сопротивления стали $R_{а}^{д}$ раньше, чем в бетоне будет достигнута расчетная призменная динамическая прочность $R_{пр}^{д}$, за счет чего и происходит развитие неупругих (пластических) деформаций в конструкции.

Граничная высота сжатой зоны $\xi_{R}^{д}$ определяется из того условия, что предельное состояние элемента наступает при одновременном достижении в растянутой арматуре сопротивления, равного расчетному динамическому сопротивлению стали при растяжении $R_{а}^{д}$ и расчетного динамического сопротивления бетона сжатой зоны $R_{пр}^{д}$. В этом случае арматура растянутой зоны не претерпевает развития неупругих деформаций и в элементе с граничным армированием происходит хрупкое разрушение в предельной стадии.

В выражении 61 (13) значение высоты сжатой зоны бетона $\chi^{д}$ может быть определено по формуле

$$\chi^{д} = \frac{R_{а}^{д} F_{а} - R_{ас}^{д} F_{а}'}{R_{пр}^{д} b}, \qquad (62)$$

где b — ширина сечения.

Расчет центрально-сжатых колонн, усиленных жесткой арматурой или имеющих стальные обоймы, сделанные из прокатных профилей, производится по формуле

$$N = R_{пр}^{д} F_{б} + R_{ас}^{д} F_{а} + R_{аж}^{д} F_{аж} + R_{а_0}^{д} F a_0, \qquad (63)$$

где $R_{аж}^{д}$ — расчетное динамическое сопротивление жесткой арматуры;

$R_{а_0}^{д}$ — расчетное динамическое сопротивление металла обоймы;

$F_{аж}$ — площадь поперечного сечения жесткой арматуры;

$F_{а_0}$ — площадь поперечного сечения металлической обоймы.

4.20(4.20). Величина $\xi_R^д$ определяется по формуле

$$\xi_R^д = \frac{\xi_0^д}{1 + \frac{R_a^д}{4000}\left(1 - \frac{\xi_0^д}{1,1}\right)}, \qquad (64)$$

где $\xi_0^д$ — характеристика сжатой зоны бетона, определяемая по формуле:

$$\xi_0^д = 0,85 - 0,0008\, R_{пр}^д, \qquad (64а)$$

где $R_{пр}^д$ — расчетная динамическая призменная прочность бетона.

4.21(4.21). Расчет прямоугольных сечений внецентренно-сжатых элементов, указанных в п. 4.19 СНиП II-11-77 следует производить:

а) при $\xi^д = \frac{\chi^д}{h_0} \leqslant \xi_R^д$ по формуле

$$N e \leqslant R_{пр}^д\, b\, \chi^д\, (h_0 - 0,5\,\chi^д) + R_{ас}^д\, F_a'\, (h_0 - a'), \qquad (65)$$

при этом высота сжатой зоны определяется по формуле

$$N + R_a^д F_a - R_{ас}^д\, F_a' = R_{пр}^д\, b\, \chi^д; \qquad (66)$$

б) при $\xi^д = \frac{\chi^д}{h_0} > \xi_R^д$ по той же формуле (65) при этом высота сжатой зоны определяется:

для элементов из бетона марки М400 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II и А-III — по формуле

$$N + \sigma_a^д F_a - R_{ас}^д\, F_a' = R_{пр}^д\, b\, \chi^д, \qquad (67)$$

где $\sigma_a^д$ — определяется по формуле 61(13).

Схема усилий в поперечном сечении внецентренно-сжатого железобетонного элемента прямоугольного сечения приведена на рис. 75.

4.22. Проверка прочности внецентренно-сжатых двутавровых сечений с симметричной арматурой, сосредоточенной в полках (рис. 76), производится следующим образом.

Если соблюдается условие

$$N \leqslant R_{пр}^д\, b_п'\, h_п', \qquad (68)$$

т. е. граница сжатой зоны проходит в полке, то расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b_п'$.

Если условие (68) не соблюдается, т. е. граница сжатой зоны проходит в ребре, расчет производится в зависимости от высоты сжатой зоны

$$\chi^д = \frac{N - R_{пр}^д\, F_{св}}{R_{пр}^д\, b};$$

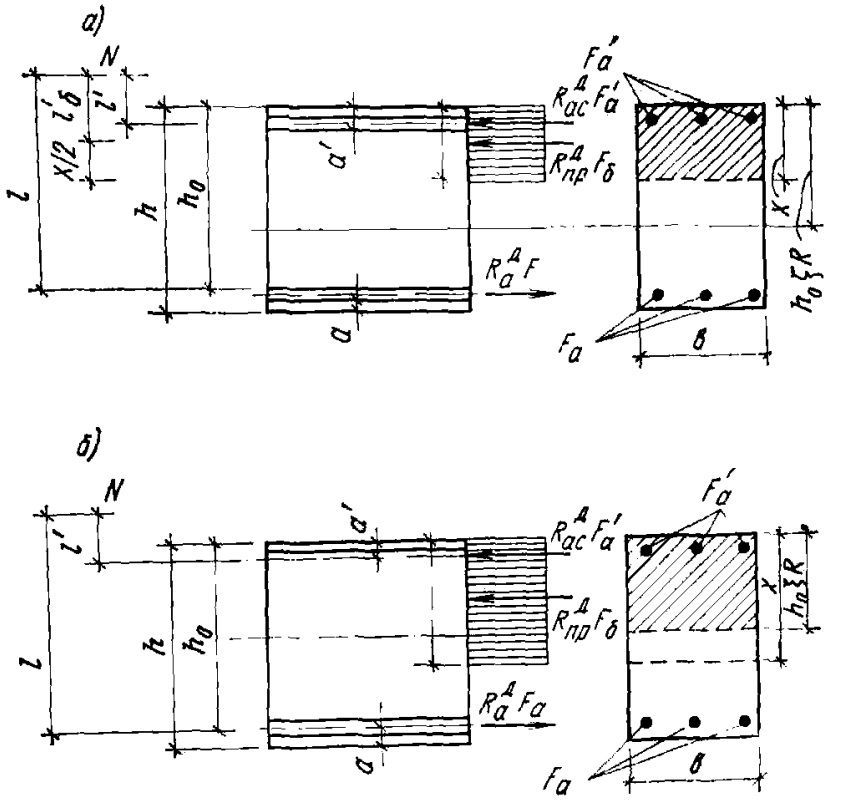


Рис. 75. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно-сжатого элемента при расчете его прочности

а — при $\xi^{д} < \xi_R^{д}$; *б* — при $\xi^{д} > \xi_R^{д}$

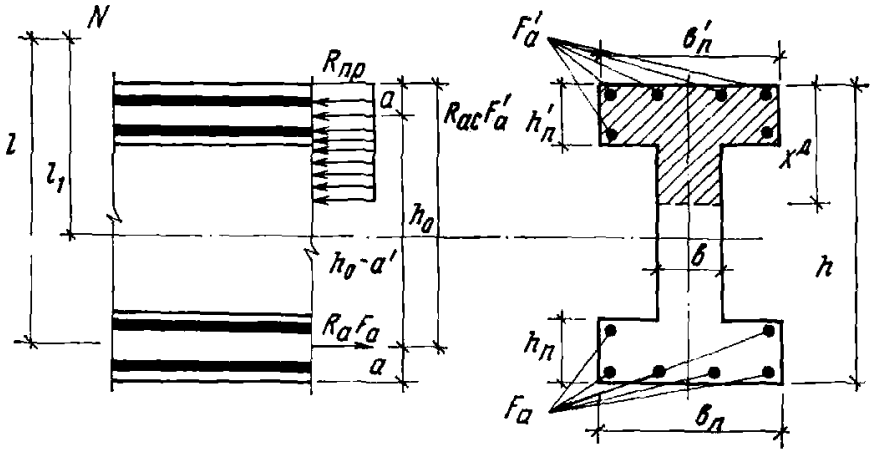


Рис. 76. Схема усилий в двутавровом симметрично-армированном внецентренно-сжатом элементе при расчете прочности

а) при $\chi^{д} \leqslant \xi_R^{д} h_0$ прочность сечения проверяется по формуле

$$N e = R_{пр}^{д} b \chi \left(h_0 - \frac{\chi}{2}\right) + R_{пр}^{д} F'_{св} \left(h_0 - \frac{h'_п}{2}\right) + \\ + R_{ас}^{д} F_а (h_0 - a'), \qquad (69)$$

где помимо ранее указанных членов $F'_{св}$ — площадь свесов сжатой полки, определяемая, в соответствии с рис. 77, по выражению

$$F_{св} = h'_п (b'_а - b);$$

б) при $\chi^{д} > \xi_R^{д} h_0$ прочность сечения проверяется также из условия (69) при определении высоты сжатой зоны по формуле 67(17) с учетом напряжений в сжатой арматуре.

4.23. При расчете внецентренно-сжатых элементов при $l_0 > 20 h_0$ должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет продольного усилия $e_0^{сл}$, обусловленный неучтенными в расчете факторами, в том числе неоднородностью свойств бетона по сечению или неопределенностью передачи усилия на сжатый элемент от поддерживаемых конструкций.

Случайный эксцентриситет $e_0^{сл}$ принимается наибольший из следующих значений:

$^1/_{600}$ всей длины элемента или длины его части между точками закрепления элемента;

$^1/_{30}$ высоты сечения элемента;

1 см.

В элементах статически определимых конструкций эксцентриситет относительно центра тяжести сечения e_0 находится как сумма эксцентриситетов: эксцентриситета, определяемого статическим

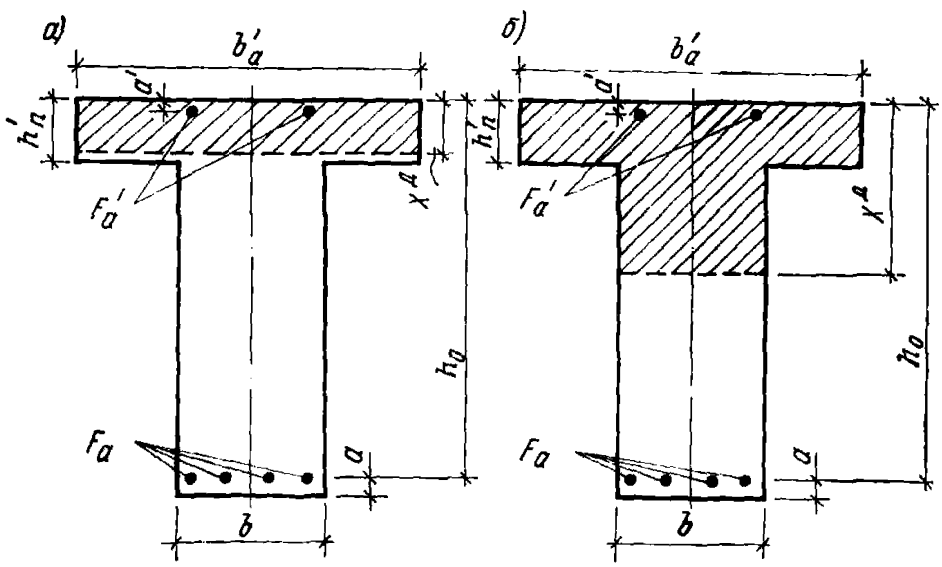


Рис. 77. Форма сжатой зоны в поперечном сечении изгибаемого элемента с полкой в сжатой зоне

а — при расположении границы сжатой зоны в полке; *б* — при расположении границы сжатой зоны в ребре

расчетом по величинам изгибающего момента M и продольной силы N_1, и случайного эксцентриситета $e_0^{сл}$. Суммарный эксцентриситет принимается не менее указанных значений случайного эксцентриситета.

Для элементов статически неопределимых конструкций (например, защемленные по концам стены и столбы) величина эксцентриситета продольной силы относительно центра тяжести сечения принимается равной эксцентриситету, полученному из статического расчета конструкций, но не менее $e_0^{сл}$.

Изгибаемые элементы

4.24. Расчетный пролет изгибаемого элемента рекомендуется принимать:

для шарнирно-опертых элементов — расстояние между центрами опорных площадок;

для жесткозащемленных элементов — размер пролета в свету;

для неразрезных конструкций — пролет в свету, умноженному на 1,05, если толщина опорных конструкций более 30 см, или расстояние между центрами опорных конструкций, если их толщина равна или меньше 30 см.

Расчетная длина сжатых жесткозащемленных элементов принимается равной 0,7 их длины в свету для монолитных, сборно-монолитных и сборных конструкций с замоноличенными узлами и равной длине элемента в свету для сборных конструкций без замоноличиваемых узлов.

4.25(4.22). Расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси элемента, производится с учетом граничного значения относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi_R^д$.

С целью предотвращения хрупкого разрушения изгибаемых элементов, рассчитываемых по предельному состоянию Ia, необходимо уменьшать подсчитываемое по формуле 64а(14а) значение $\xi_R^д$ на 10%.

Для изгибаемых в плоскости оси сечения элементов с арматурой, сосредоточенной вблизи растянутой и сжатой граней, расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси элементов, производится в зависимости от величин относительной высоты условной сжатой зоны $\xi^д$ и граничной относительной высоты сжатой зоны $\xi_R^д$.

Относительная высота $\xi^д = \dfrac{\chi^д}{h_0}$ определяется из соответствующих условий равновесия внутренних сил в сечении, воспринимаемых бетоном сжатой зоны и растянутой арматурой. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона $\xi_R^д$ определяется по формуле 64(14).

Уменьшение $\xi_0^д$ на 10% необходимо для того, чтобы обеспечить достижение в растяной арматуре расчетного динамического сопротивления $R_а^д$ ранее достижения бетоном расчетного динамического сопротивления $R_б^д$.

4.26(4.23). Расчет прямоугольных сечений, нормальных к продольной оси элемента, при $\xi^{д} = \frac{\chi^{д}}{h_0} \leqslant 0{,}9\,\xi^{д}_{R}$ должен производиться по формуле

$$M \leqslant R^{д}_{пр}\, b\, \chi^{д}\,(h_0 - 0{,}5\,\chi^{д}) + R^{д}_{ас}\, F'_{а}\,(h_0 - a^{1}), \qquad (70)$$

при этом высота сжатой зоны $\chi^{д}$ определяется из формулы

$$R^{д}_{а} F_{а} - R^{д}_{ас}\, F'_{а} = R^{д}_{пр}\, b\, \chi^{д}. \qquad (71)$$

Прочность элементов прямоугольного сечения, рассчитываемых по предельному состоянию 1б, т. е. при $\xi^{д} > \xi^{д}_{R}$, допускается определять по формуле

$$M \leqslant R^{д}_{пр}\, b\, \xi^{д}\, h_0^2\,(1 - 0{,}4\,\xi^{д}) + R^{д}_{ас}\, F'_{а}\,(h_0 - a'). \qquad (72)$$

В этом случае эпюра напряжений в сжатой зоне бетона принимается трапециевидного очертания с коэффициентом полноты, равным 0,6.

Высота сжатой зоны определяется по формуле

$$R^{д}_{а} F_{а} - R^{д}_{ас}\, F'_{а} = 0{,}6\, R^{д}_{пр}\, b\, \chi^{д}. \qquad (73)$$

4.27. Расчет прочности элементов, изгибаемых в плоскости оси симметрии сечения и имеющих полку в сжатой зоне (тавровые, двутавровые сечения) (см. рис. 77) при значениях $\xi^{д} \leqslant \xi^{д}_{R}$, если прямая, ограничивающая условную сжатую зону, проходит в полке, производится по формуле 71(20) как для элемента прямоугольного сечения шириной $b'_{п}$. При этом должно соблюдаться условие:

$$R^{д}_{а} F_{а} \leqslant R^{д}_{пр}\, b'_{п}\, h'_{п} + R^{д}_{ас}\, F'_{а}. \qquad (74)$$

Если прямая, ограничивающая условную сжатую зону таврового или двутаврового сечения, проходит в ребре (рис. 77), то расчет прочности производится по формуле

$$M \leqslant R^{д}_{пр}\, b\, \chi^{д}\,(h_0 - 0{,}5\,\chi^{д}) + R^{д}_{пр}\,(b_{п} - b) \times$$

$$\times\,(h_0 - 0{,}5\,h'_{п}) + R^{д}_{ас}\, F'_{а}\,(h_0 - h'_{п}). \qquad (75)$$

Положение прямой, ограничивающей условную сжатую зону сечения, определяется по формуле

$$R^{д}_{а} F_{а} = R^{д}_{пр}\,[b\, \chi^{д} + (b'_{п} - b)\, h'_{п}] + R^{д}_{ас}\, F'_{а}. \qquad (76)$$

и принимается не более $\xi^{д}_{R}\, h_0$.

Если найденное из условия (76) значение $\chi^{д} > \xi^{д}_{R}\, h_0$, то расчет производится по формуле (75) с применением в ней граничного значения $\chi^{д} = \xi^{д}_{R}\, h$ и $R^{д}_{ас} \leqslant 4000$ кгс/см².

Вводимая в расчет ширина сжатой полки $b'_{п}$ принимается из условий, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_1 \geqslant 0{,}1h$ — 0,5 расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер или при расстояниях между ними, больших чем расстояния между продольными ребрами, и при $h'_n < 0{,}1h$ принимается $b_n = 6h'_n$;

в) при консольных свесах полки, когда $h'_n \geqslant 0{,}1h$ $b'_n = 6h'_n$, если $0{,}05h \leqslant h'_n < 0{,}1h$, то $b'_n = 3h'_n$. Если $h'_n < 0{,}05h$, то свесы не учитываются.

4.28. Если в расчете прочности элементов учитывается сопротивление арматуры, расположенной в сжатой зоне, то при определении граничной высоты сжатой зоны должно соблюдаться условие:

$$Z_б \leqslant Z'_a, \tag{77}$$

где Z'_a — расстояние между равнодействующими усилий в арматуре сжатой и растянутой зон;

$Z_б$ — расстояние между равнодействующими усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре растянутой зоны.

При несоблюдении условия (77) расчет прочности изгибаемого элемента производится по формуле

$$M \leqslant R^д_a F_a Z_a. \tag{78}$$

РАСЧЕТ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО НАКЛОННЫМ СЕЧЕНИЯМ

4.29(4.24). При расчете элементов на действие поперечной силы от эквивалентных статических нагрузок должно соблюдаться условие:

а) при расчете по предельному состоянию 1а

$$Q \leqslant 0{,}45\, R^д_{пр}\, b\, h_0; \tag{79}$$

б) при расчете по предельному состоянию 1,б

$$Q \leqslant 0{,}35\, R^д_{пр}\, b\, h_0. \tag{80}$$

В формулах 79 и 80 значение $R^д_{пр}$ для бетонов марок выше М400 принимается как для бетона марки М400. При расчете сечений с переменной шириной по высоте принимается наименьшее значение ширины.

4.30(4.25). Расчет изгибаемых элементов на действие поперечных сил допускается не производить, если соблюдается условие

$$Q \leqslant 0{,}6\, R^д_p\, b\, h_0. \tag{81}$$

Значения правой части формулы 81(23) увеличиваются на 25% для сплошных плоских плит. При соблюдении условий 81 в сплошных плоских плитах поперечная арматура ставится конструктивно.

Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям производится на действие поперечной силы и изгибающего момента.

За расчетное значение поперечной силы в наклонном сечении принимается поперечная сила в сечении, нормальном к продольной

оси элемента и расположенном у конца сечения в сжатой зоне, а также сила, найденная с учетом части нагрузки, приложенной к элементу в пределах длины проекции наклонного сечения (т. е. уменьшающей величину поперечной силы).

При расчете на действие поперечной силы сечений, наклонных к продольной оси элементов, предельные усилия определяются исходя из следующих условий:

учитывается вся поперечная арматура, пересекающая рассматриваемое наклонное сечение, с растягивающими напряжениями, равными расчетным динамическим сопротивлениям стали;

поперечное усилие в бетоне над наклонной трещиной определяется в зависимости от его расчетного динамического сопротивления растяжению $R_р^д$, размеров элемента и наклона сечения;

поперечное усилие в продольной арматуре, пересекающей наклонную трещину, не учитывается;

сопротивление продольной арматуры, расположенной в бетоне сжатой зоны, не учитывается.

4.31(4.26). Расчет элементов с поперечной арматурой должен производиться по формуле

$$Q = \Sigma R_{а.х}^д F_х + \Sigma R_{а.х}^д F_0 \sin\alpha + Q_б, \qquad (82)$$

где Q — поперечная сила, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил от внешней нагрузки, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения;

$\Sigma R_{а.х}^д F_х + \Sigma R_{а.х}^д F_0 \sin\alpha$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение;

α — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении;

$Q_б$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны в наклонном сечении.

Величина $Q_б$ для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов определяется по формуле

$$Q_б = \frac{2 R_р^д b h_0^2}{C}, \qquad (83)$$

где C — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента;

b и h_0 принимаются в пределах наклонного сечения.

4.32(4.27). Для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов постоянной высоты, армированных хомутами, длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, отвечающая минимуму его несущей способности по поперечной силе (при отсутствии внешней нагрузки в пределах наклонного сечения), C_0 определяется по формуле

$$C_0 = \sqrt{\frac{2 R_р^д b h_0^2}{q_х}}, \qquad (84)$$

а величина поперечной силы $Q_{х.б}$, воспринимаемой хомутами и бетоном в наклонном сечении с длиной проекции C_0, — по формуле

$$Q_{х.б} = 2\sqrt{2 R_р^д b h_0^2 q_х}, \qquad (85)$$

где q_x — усилие в хомутах на единицу длины элемента в пределах наклонного сечения, определяемое по формуле

$$q_x = \frac{R^д_{а.х} F_x}{U}; \qquad (86)$$

U — расстояние между хомутами, см.

4.33(4.28). Применение изгибаемых элементов без поперечной арматуры в конструкциях убежищ не допускается.

При армировании приопорной зоны железобетонных элементов предпочтительно применять поперечную арматуру, найденную расчетом, в виде стержней меньших диаметров и расположенных более часто. Кроме того, поперечное армирование элемента независимо от результатов расчета должно удовлетворять конструктивным требованиям, изложенным в главе СНиП II-21-75.

4.34. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям на действие изгибающего момента должен производиться из условия:

$$M^д \leqslant R^д_а F_а Z + \Sigma R^д_а F_0 Z_0 + \Sigma R^д_{а.х} F_x Z_x, \qquad (87)$$

где $M^д$ — динамический момент от внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне над наклонным сечением; правая часть выражения (87) представляет сумму моментов относительно указанной оси соответственно от усилий в продольной $F_а$, отогнутой F_0 и поперечной F_x арматуре, пересекающих наклонное сечение;

Z, Z_0 и Z_x — соответственно расстояния от плоскостей расположения продольной, отогнутой и поперечной арматуры до упомянутой выше оси.

Высота сжатой зоны в наклонном сечении измерена по нормали к продольной оси элемента, определяется из условия равновесия проекции на продольную ось сил, воспринимаемых бетоном и арматурой в наклонном сечении.

Проверка наклонного сечения на действие изгибающего момента не производится на участках, где невозможно образование нормальных трещин.

РАСЧЕТ НА ПРОДАВЛИВАНИЕ

4.35(4.29). Расчет на продавливание плитных конструкций (без поперечной арматуры) от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, должен производиться по формуле

$$P \leqslant R^д_р b_{ср} h_0, \qquad (88)$$

где P — продавливающая сила;

$b_{ср}$ — среднее арифметическое значение величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании, в пределах рабочей высоты сечения h_0;

$R^д_р$ — расчетное динамическое сопротивление бетона растяжению.

При определении величин $b_{ср}$ и P предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавлива-

ющей силы, а боковые стороны наклонены под углом 45° к горизонтали.

При продавливании по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней больше 45° правая часть формулы (88) умножается на величину h_0/C, но не более 2,5 (где C — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания).

4.36(4.30). При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры расчет должен производиться из условий:

$$P \leqslant R^{д}_{а.х} F_{хп}; \tag{89}$$

$$P \leqslant 1,4 R^{д}_{р} b_{ср} h_0, \tag{90}$$

где $F_{хп}$ — суммарная площадь сечения поперечной арматуры, пересекающей боковые поверхности пирамиды продавливания;

$R^{д}_{а.х}$ — расчетное динамическое сопротивление поперечной арматуры.

Указанные требования распространяются на плиты толщиной не менее 20 см, а также на ленточные и столбчатые фундаменты, в пазы которых заделываются сборные стеновые панели и колонны.

При этом расчет на продавливание следует вести исходя из возможности продавливания железобетона, расположенного ниже дна стаканного или паза ленточного фундамента.

Поперечная арматура, устанавливаемая в плитных элементах в зоне продавливания, должна иметь достаточную анкеровку по концам. Кроме того, должна быть обеспечена передача поперечного усилия с продольной арматуры на хомуты. Ширина зоны постановки хомутов должна быть не менее 1,5 высоты сечения.

Схема образования пирамиды продавливания в железобетонном фундаменте приведена на рис. 78. Поперечная арматура в плитных конструкциях применяется в том случае, если величина усилия на продавливание не удовлетворяет условию 88.

При постановке поперечной арматуры в объеме призмы выкалывания увеличение несущей способности плитного элемента на продавливание принимается не более чем в 1,4 раза по сравнению с продавливающей силой, определяемой без учета поперечной арматуры по формуле (88).

Повышение несущей способности плитных элементов на продавливание, когда не обеспечиваются

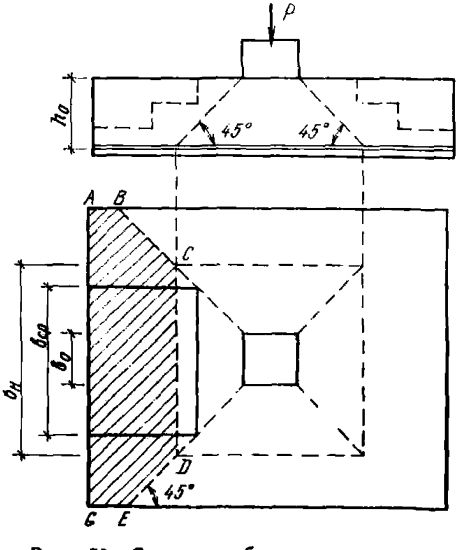


Рис. 78. Схема образования пирамиды продавливания в железобетонном фундаменте

требования пп. 4.47 и 4.48, может быть достигнуто путем устройства стальных воротников из жесткой арматуры (швеллер, двутавр, уголковый профиль) длиной, равной 0,1—0,2 пролета элемента. Указанные воротники устанавливаются по контуру колонн или пропускаются через колонны.

При установке жестких воротников продавливание плитного элемента происходит по увеличенному объему выкалывания за счет увеличенного основания воротника над колонной. В этом случае средний периметр сторон пирамиды продавливания увеличивается и принимается равным:

$$b_{ср} = 2\,(a + b + 2\,h_0), \qquad (91)$$

где a и b — стороны воротника, прямоугольного в плане.

Для воротников с одинаковым вылетом ветвей допускается принимать, что продавливание плитного элемента происходит по образующим усеченного конуса, нижним основанием которого является окружность диаметром, равным размеру длины стороны воротника. В этом случае длина окружности определяется:

$$b_{ср} = \pi\,(a + h_0). \qquad (92)$$

Воротники рекомендуется рассчитывать как стальной элемент, без учета работы окружающего бетона, принимая за нагрузку на него распределенное давление бетона.

РАСЧЕТ НА СКАЛЫВАНИЕ

4.37(4.31). Неразрезные сборно-монолитные изгибаемые конструкции над промежуточными опорами должны быть проверены расчетом на скалывающие напряжения, возникающие на поверхности контакта материалов, по формуле

$$\tau = \frac{Q}{0{,}9\,b\,h_0}. \qquad (93)$$

Предельное значение этих напряжений находится из выражения

$$\tau_{пр} = 0{,}25\,R^{д}_{пр}\,K_{пов}, \qquad (94)$$

где Q — поперечная сила в рассматриваемом сечении элемента; $K_{пов}$ — коэффициент, учитывающий степень шероховатости поверхности сборного элемента, принимаемый согласно табл. 30(24).

Если $\tau > \tau_{пр}$, то следует предусматривать выпуски поперечной арматуры из сборного элемента в слой монолитного бетона нормально к поверхности и в количестве, определяемом расчетом на поперечную силу.

В плоских сборных элементах количество выпусков арматуры должно быть не менее 5 см^2 на 1 м^2 поверхности перекрытия.

Поверхность сборных элементов должна быть чистой и не загрязнена маслами.

В сборно-монолитных изгибаемых плитах (панелях) поперечная арматура в сечении может быть установлена в сборном элементе, а также в специально оставляемых промежутках между ними. При

Таблица 30 (24)

Характеристика шероховатости поверхности бетона	Значения коэффициента $K_{пов}$
1. Гладкая (заглаженная) поверхность	0,45
2. Поверхность с естественной шероховатостью	0,6
3. Поверхность с наличием местных углублений (1,5×1,5×1 см) с шагом 10×10 см	0,65
4. Поверхность с втопленной щебенкой размером 20—40 мм через 50—70 мм в свежеуложенный и уплотненный бетон	0,80
5. Поверхность свежеуложенного бетона сборного элемента, обработанная 15%-ным раствором сульфитно-спиртовой барды с последующим удалением несхватившегося слоя бетона пескоструйным аппаратом	1

расчете учитываются только те стержни поперечной арматуры сборных элементов, которые пересекаются наклонной трещиной и имеют достаточную анкеровку в бетоне. В связи с этим слой монолитного бетона целесообразно предусматривать минимальной толщины исходя из важности размещения в нем рабочей надопорной арматуры и удобства производства работ. Минимальная толщина слоя монолитного бетона, укладываемого по плитам (панелям), может быть принята равной 10 см.

В сборно-монолитных изгибаемых ригелях во всех случаях устраиваются выпуски поперечной арматуры в слой монолитного бетона. Площадь арматуры определяется расчетом на поперечную силу.

Конструкции сборных элементов в сборно-монолитных перекрытиях должны быть проверены расчетом на действие веса свежеуложенного бетона и других нагрузок, возникающих в процессе возведения защитного сооружения.

В сборно-монолитных конструкциях, работающих на осевое или внецентренное сжатие, необходимо предусматривать меры по увеличению сцепления сборных элементов с монолитным бетоном. С этой целью рекомендуется применять сборные элементы таврового сечения с ребрами, направленными в сторону монолитного бетона.

КОНСТРУИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.38. Назначение минимального процента армирования железобетонных конструкций убежищ производится в соответствии с требованиями главы СНиП II-21-75.

Если расчетом установлено, что несущая способность железобетонного элемента исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, то площадь сечения растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой расчетом по прочности не менее чем на 25%.

Оптимальный процент армирования железобетонных изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов, рассчитываемых с учетом разви-

тия неупругих пластических деформаций арматуры, определяют по формуле

$$\mu_{опт} \quad \xi_{опт} \frac{R^{д}_{пр}}{R^{д}_{а}} 100. \qquad (95)$$

Для монолитных конструкций $\xi_{опт}$ принимается в пределах 0,12—0,22, а для сборных — 0,15—0,25. При этом нижние значения указанных пределов рекомендуется принимать при отношении продольного прогиба к упругому $K=3$, а верхние — при $K=1$.

В конструкциях, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, следует, как правило, применять арматуру класса А-II и А-I.

Железобетонные элементы конструкций убежищ следует армировать стержнями из сталей одной марки при минимальном разнообразии сортаментов по диаметру.

4.39. *Армирование элементов железобетонных конструкций*, рассчитываемых по предельному состоянию 1а, следует выполнять преимущественно из горячекатаной стали класса А-III марки 25Г2С или класса А-II марок 10ГТ и ВСт5сп2.

При отношении предельных прогибов к условно-упругим K [рассчитываемых по формулам (1.7) и (2.8)], меньше 3, кроме сталей указанных марок допускается применять стали класса А-III марки 35ГС и класса А-II марки ВСт5пс2 при условии, что соединение пересекающихся стержней арматуры в каркасах производится контактной точечной сваркой, а стыковка стержней производится дуговой сваркой с применением стыковых накладок.

При использовании стали класса А-I марок Ст3кп3 и ВСт3кп2 применять дуговую сварку не разрешается.

Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных элементов следует применять сталь класса А-I марок ВСтсп2 и ВСт3пс2 и класса А-II марки 10ГТ.

4.40. Расстояния в свету между арматурными стержнями по высоте и ширине сечения следует назначать с учетом удобства укладки и уплотнения бетона. При бетонировании элементов в горизонтальном положении минимальное расстояние между стержнями назначается не менее размера их диаметра и принимается не менее 25 мм для растянутой арматуры и 30 мм — для сжатой арматуры; при бетонировании элементов в вертикальном положении расстояние между стержнями принимается не менее 50 мм.

Если в проектируемом элементе принимаются арматурные стержни разного диаметра, то наиболее крупные стержни располагаются в сечении в нижнем ряду.

4.41. Защитный слой бетона для рабочей арматуры должен обеспечивать совместную работу стержней с бетоном на всех стадиях работы конструкций, а также защиту арматуры от воздействия внешней среды: влажности, температуры, агрессивных сред. При этом должны учитываться требования главы «Противопожарные требования. Основные положения проектирования» и главы СНиП II-28-73* «Защита строительных конструкций от коррозии».

4.42. Для продольной рабочей арматуры толщина защитного слоя должна составлять не менее диаметра стержня и не менее:

в плитах и стенках толщиной до 100 мм включительно — 10 мм;

в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках и ребрах высотой менее 250 мм — 15 мм;

в балках и ребрах высотой 250 мм и более, а также в колоннах — 20 мм;
в фундаментных балках и сборных фундаментах — 30 мм;
для нижней арматуры монолитных фундаментов: при наличии бетонной подготовки — 35 мм, при отсутствии бетонной подготовки — 70 мм.

4.43. Толщина защитного слоя бетона от торца поперечной, распределительной и конструктивной арматуры до наружных граней элементов принимается не менее 10 мм.

4.44. При конструировании железобетонных элементов необходимо предусматривать мероприятия, обеспечивающие достаточную анкеровку стержней в бетоне и надежное сцепление их с бетоном по длине элементов. В конструкциях из бетона марки М200—М600 продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{ao}^{d}, указанную в табл. 31.

Таблица 31

Условия работы арматуры	При арматуре класса		Величина заделка, мм, не менее
	A-I	A-II, A-III	
1. Заделка растянутой арматуры в растянутой зоне	$32d$	$28d$	250
2. Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	$23d$	$20d$	200
3. Стыки арматуры внахлестку, без сварки в растянутом бетоне	$35d$	$30d$	250
4. Стыки арматуры внахлестку без сварки в сжатом бетоне	$25d$	$24d$	200

4.45. При невозможности выполнения требований п. 4.43 должны быть приняты дополнительные меры по усилению анкеровки рабочих стержней в бетоне путем приварки по концам стержней анкерующих элементов из пластин, коротышей арматуры, закладных деталей или постановки дополнительных сеток, охватывающих стержни.

В случае когда продольная арматура в зоне анкеровки не учитывается в расчете, а поставлена конструктивно, длина ее заведения за грань опоры должна быть не менее $10d$.

4.46. Для предотвращения выпучивания сжатой арматуры и преждевременного разрушения бетона сжатой зоны изгибаемых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов необходимо в местах, где действуют максимальные изгибающие моменты, ставить дополнительные хомуты, препятствующие потере устойчивости сжатых стержней.

Расстояние между указанными хомутами принимается равным пяти диаметрам сжатых стержней.

5. РАСЧЕТ УБЕЖИЩ ИЗ КАМЕННЫХ И ДРУГИХ МАТЕРИАЛОВ, ОСНОВАНИЙ И СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

РАСЧЕТ УБЕЖИЩ ИЗ КАМЕННЫХ И ДРУГИХ МАТЕРИАЛОВ

5.1.(5.1). В каменных и армокаменных конструкциях следует применять материалы с проектными марками по прочности на сжатие не ниже: кирпич — 100, бутовый камень — 150, раствор для кладки — 50.

Повышенные требования к маркам кирпича, бутового камня и раствора в каменных и армокаменных конструкциях объясняются сложными условиями работы конструкций. При воздействии на убежище расчетных нагрузок наружные стены будут находиться в условиях изгиба и внецентренного с большим эксцентриситетом сжатия, а на внутренние перегородки и стены будет действовать нагрузка от инерционных сил.

5.2(5.2). *Расчетные динамические сопротивления кладки* из каменных материалов в конструкциях следует принимать равными расчетным сопротивлениям, согласно главе СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций, умноженным на коэффициент динамического упрочнения $K_у = 1{,}2$.

5.3(5.3). Расчетные динамические сопротивления для листового и профильного проката в конструкциях следует принимать равными расчетным сопротивлениям, согласно главе СНиП по проектированию стальных конструкций, умноженными на коэффициент динамического упрочнения $K_у = 1{,}4$, и коэффициент условий работы $m = 1{,}1$.

При расчете сварных соединений стальных конструкций коэффициент динамического упрочнения $K_{у.св}$ следует принимать равным 1.

Коэффициент динамического упрочнения различных конструкционных материалов, учитывающий повышение прочностных характеристик материалов при больших скоростях деформирования, вводится при расчете конструкций на особое сочетание нагрузок, а также на воздействие инерционных сил. Повышение прочностных характеристик материалов предусматривается при всех видах напряженного состояния конструкций.

При расчете изгибаемых металлических конструкций на особое сочетание нагрузок предельный момент внутренних сил в разрезных балках постоянного сечения может определяться по формуле

$$M_{пред} = R^д W^п, \qquad (96)$$

где $R^д$ — расчетное динамическое сопротивление стали;
$W^п$ — пластический момент сопротивления, равный удвоенному статическому моменту половины площади сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения. Для прокатных двутавров и швеллеров при изгибе в плоскости стенки $W^п = 1{,}12W$ при изгибе параллельно полкам $W^п = 1{,}2W$.

5.4(5.4). Расчетные динамические сопротивления для дерева, применяемого в конструкциях, следует принимать равными расчетным сопротивлениям согласно главе СНиП по проектированию деревянных конструкций, умноженным на коэффициент динамического упрочнения $K_у = 1{,}4$.

5.5(5.5). Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций следует производить по первой группе предельных состоя-

ний в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций.

Расчет стен из каменных материалов при $e_0 \leqslant 0{,}7y$ производится без проверки растянутой зоны на раскрытие трещин. При этом наибольшая величина эксцентриситета e_0 при расчете по несущей способности должна удовлетворять условию при расчете:

по предельному состоянию 1а — $e_0 \leqslant 0{,}95y$;

по предельному состоянию 1б — $e_0 \leqslant 0{,}8y$,

где y — расстояние от центра тяжести сечения элемента до края сечения в сторону эксцентриситета.

Расчет несущей способности каменных стен без продольного армирования, подверженных воздействию динамических нагрузок, производится с учетом следующих условий:

расчетная схема стены принимается в виде балки, свободно опирающейся в уровнях перекрытия и верха фундамента;

вертикальная нагрузка равна весу вышерасположенных стен и опорной реакции покрытия над убежищем от действующей на него динамической нагрузки;

горизонтальная динамическая нагрузка равномерно распределена по высоте стены.

В зависимости от соотношения величин изгибающего момента и продольной (вертикальной) силы стена может работать по двум схемам:

в условиях сжатия всех сечений (первая схема) или при действии в некоторых сечениях растягивающих напряжений, вызывающих появление горизонтальных трещин (вторая схема).

По первой схеме работают центрально-сжатые или внецентренно-сжатые стены с малым эксцентриситетом, ограниченным величиной

$$2\,e_0/h \leqslant 0{,}45, \qquad (97)$$

где e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести сечения;

h — толщина стены (при прямоугольном ее сечении).

По второй схеме стена работает при большом эксцентриситете:

$$\frac{2\,e_0}{h} > 0{,}45. \qquad (97а)$$

Так как одним из требований к стенам убежищ является их способность противостоять динамической нагрузке от взрыва не обрушаясь, то требование пригодности к дальнейшей эксплуатации отодвигается на второй план. В связи с этим при определении предельной горизонтальной нагрузки от ударной волны внецентренно-сжатых с большими эксцентриситетами стен убежищ величину эксцентриситета можно не ограничивать.

В процессе перемещения точек стены под действием внешних динамических нагрузок величина эксцентриситета продольной силы меняется. Для начала загружения относительный эксцентриситет продольной силы приближенно (без учета статических нагрузок) может быть определен по формуле

$$\frac{2\,e_0}{h} = \frac{\xi H^2}{4h^2}\,\frac{(2-\alpha)^2}{1+0{,}5\,\dfrac{l}{h}}, \qquad (98)$$

где H — высота стены;
l — пролет покрытия, опирающегося на стену;
α — безразмерная величина, определяемая из выражения

$$\alpha = 1 + \frac{l e_1}{\xi H^2}, \tag{99}$$

где e_1 — эксцентриситет опорной реакции — расстояние от оси приложения опорной реакции покрытия до центра тяжести сечения стены;
ξ — коэффициент, величина которого определяется условиями взаимодействия волны сжатия в грунте или воздушной ударной волны с конструкцией стены.

Для стен, воспринимающих нагрузку через грунт, значение ξ зависит от схемы обвалования и вида грунта. При полном заглублении стены убежища можно принять

$$\xi = K_б, \tag{100}$$

где $K_б$ — коэффициент бокового давления (см. табл. 16).

Для стен, ограждающих убежище от других помещений и наружных необвалованных стен, приближенно можно принимать $\xi = 1$.

Сечение, для которого эксцентриситет определяется по формуле (98), находится на расстоянии $\frac{H}{2}\alpha$ от нижней плоскости покрытия. Далее рассматриваются несущие наружные стены с величиной безразмерного параметра $\alpha \leqslant 1{,}172$*.

Для самонесущих наружных стен максимальный изгибающий момент будет в середине высоты стены и величина относительного эксцентриситета продольной силы в этом сечении определяется по формуле

$$\frac{2e_0}{h} = \frac{\xi H^2}{4h^2} \cdot \frac{\left(1 - \frac{K_т h}{2H}\right)}{\left(1 + \frac{\xi K_т H}{2h}\right)}, \tag{101}$$

$K_т$ — коэффициент трения материала стены по материалу покрытия.

В формуле (101) учтены продольные силы, возникающие в самонесущих наружных стенах убежища вследствие трения верхнего конца стены об опорные конструкции (покрытие).

При больших эксцентриситетах в наиболее напряженных сечениях после разрушения раствора от растяжения возникают горизонтальные трещины, раскрывающиеся с ростом перемещения стены и уменьшающие рабочую часть сжатого сечения. Вследствие малой прочности раствора на растяжение упругие деформации стены оказываются ничтожно малыми по сравнению с остаточными, так что при расчете стен по предельному состоянию 1а упругую стадию можно не учитывать.

Принимается, что горизонтальная трещина делит стену на два одинаковых блока, вращающихся относительно друг друга, которые

---

* При значении $\alpha > 1{,}172$ максимальный момент будет в сечении на уровне покрытия и несущие стены в этом случае могут быть рассчитаны статическим методом.

деформируются в местах контактов друг с другом, а также с фундаментом и перекрытием (рис. 79).

Достижение предельного состояния 1а характеризуется началом разрушения материала кладки сжатой зоны в сечении с раскрытой горизонтальной трещиной в момент получения стеной наибольших перемещений.

Предельное состояние 1а может быть нормировано величиной полного угла раскрытия горизонтальных трещин.

Условием прочности стены является

$$\varphi_{макс} \leqslant \varphi_{п}, \qquad (102)$$

где $\varphi_{п}$ — половина предельного угла раскрытия трещины (шва), величина которого определяется из экспериментальных данных или по формуле

$$\varphi_{п} = \frac{R^{а} h_{к} \sqrt[3]{\frac{h}{y_0}}}{E_{к} y_0}, \qquad (103)$$

где $R^{а}$ — расчетное динамическое сопротивление сжатию кладки;

$h_{к}$ — высота ряда кладки;

y_0 — высота сжатой зоны кладки в сечении с трещиной;

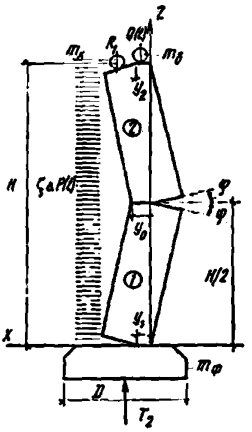


Рис. 79. Расчетная схема каменной неармированной стены

$m_{в}$ — масса вышерасположенной стены; $m_{б}$ — масса части перекрытия; $m_{ф}$ — масса фундамента; $Q(t)$ — нагрузка от перекрытия; T_2 — продольная сила под подошвой фундамента

$E_{к}$ — модуль деформации кладки, определяемый по формуле $E_{к} = 0{,}5\,E_0$,

где E_0 — модуль упругости (начальный модуль деформации) кладки, определяемый по СНиП по проектированию каменных и армокаменных конструкций;

$\varphi_{макс}$ — максимальный угол поворота блока, определяемый из решения дифференциального уравнения движения стены под действием внешних динамических нагрузок*:

$$\varphi_{макс} = \frac{f_{макс}(t)\,\xi\,\Delta P\,A_{\delta}}{A_{д}} - \frac{R_1}{A_{д}}(1{,}5\,h - 3\,y_0), \qquad (104)$$

где $f_{макс}(t)$ — функция времени, зависящая от характера действующей динамической нагрузки. Максимальное ее значение равно коэффициенту динамичности;

R_1 — вес стен надземной части сооружения, учитываемый в расчете;

$A_{д}$ — коэффициент жесткости, определяемый по формуле:

$$A_{д} = \frac{1{,}5\,E_{к}\,y_0^3}{h_{к}}, \qquad (105)$$

---

* См. М. Д. Боданский, Л. М. Горшков, В. И. Морозов, Б. С. Расторгуев. Расчет конструкций убежищ. М., Стройиздат, 1974.

где A_5 — коэффициент, определяемый по формулам:

а) для несущих стен

$$A_5 = h^2 \left[\frac{\xi H^2}{4h^2} - \frac{l}{h}\left(1 - 1{,}5\frac{y_0}{h} - 0{,}5\frac{y_2}{h}\right) - \right.$$

$$\left. - 1{,}5\left(1 - 2\frac{y_0}{h}\right)\right], \qquad (106)$$

где y_2 — высота зоны смятия в месте опирания элементов перекрытия на стену. Приближенно y_2 можно принять равной длине заделки элементов покрытий;

б) для самонесущих стен

$$A_5 = h^2 \left[\frac{\xi H^2}{4h^2} - K_т \frac{h}{H}\left(1 - 1{,}5\frac{y_0}{h}\right)\left(\xi \frac{H^2}{h^2} + 1\right) - \right.$$

$$\left. - 1{,}5\left(1 - 2\frac{y_0}{h}\right)\right], \qquad (107)$$

в) для стен заполнения каркасов, включающих достаточно жесткие ригели, между которыми находится кладка

$$A_5 = \frac{\xi H^2}{4}. \qquad (108)$$

Предельная величина эквивалентной статической горизонтальной нагрузки $P_{экв}$ от ударной волны на каменную стену без продольного армирования определяется по формулам (102) и (104):

$$P_{экв} \leqslant \frac{A_3}{A_5}\left[\varphi_п + \frac{R_1}{A_4}(1{,}5h - 3y_0)\right], \qquad (109)$$

где

$$P_{экв} = f_{макс}(t)\,\xi\,\Delta P = K_д\,\xi\,\Delta P.$$

Давление во фронте ударной волны, соответствующее предельной величине $P_{экв}$ может быть определено по формуле

$$\Delta P \leqslant \frac{A_4}{A_5\,\xi\,K_д}\left[\varphi_п + \frac{R_1}{A_4}(1{,}5h - 3y_0)\right]. \qquad (110)$$

Из условия минимума предельной нагрузки высота y_0 сжатой зоны равна:

а) для несущих стен

$$y_0 = 1{,}25h\,\frac{\left[1 + {}^2/_3\,(l/h - \frac{\xi H^2}{4h^2})\right]}{1 + 0{,}5\frac{l}{h}} \text{ при } \frac{\xi H^2}{4h^2} < 1{,}35 + 0{,}925\,\frac{l}{h};$$

$$y_0 = 0{,}125\,h, \text{ при } \frac{\xi H^2}{4h^2} \geqslant 1{,}35 + 0{,}925\,\frac{l}{h}; \qquad (111)$$

б) для самонесущих стен

$$\left.\begin{aligned} y_0 &= 1{,}25\,h\left[1-\frac{2}{3}\left(\frac{2e_0}{h}\right)\right], \text{ при } \frac{2e_0}{h} < 1{,}35;\\ y_0 &= 1{,}25, \text{ при } \frac{2e_0}{h} \geqslant 1{,}35; \end{aligned}\right\} \quad (112)$$

в) для стен заполнения каркасов

$$y_0 = 0{,}5\,h - \frac{H}{8}\varphi \approx 0{,}5\,h \quad \text{и} \quad R_1 = 0.$$

РАСЧЕТ ОСНОВАНИЙ И ФУНДАМЕНТОВ

5.6(5.6). Расчет оснований и фундаментов убежищ должен производиться в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений, по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

Расчет оснований, сложенных скальными грунтами, а также водонасыщенными глинистыми и заторфованными грунтами, на особое сочетание нагрузок должен выполняться по несущей способности. При этом коэффициент безопасности следует принимать 1,1.

Расчет оснований, сложенных нескальными грунтами, кроме водонасыщенных глинистых и заторфованных грунтов, на особое сочетание нагрузок следует производить по деформациям. При этом расчетные динамические давления на нескальные грунты следует принимать равными условным расчетным давлениям на грунт согласно главе СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений, умноженными на коэффициент динамического упрочения $K_y=5$, но не более 15 кгс/см^2. Величину предельно допускаемой деформации оснований допускается не устанавливать ввиду значительной жесткости убежищ.

Расчетные сопротивления оснований из скальных грунтов следует принимать равными временным сопротивлениям образцов скального грунта на одноосное сжатие в водонасыщенном состоянии, умноженным на коэффициент динамического упрочения $K_y=1{,}3$.

5.7(5.7). Требования к проектированию защитных сооружений, возводимых в районах распространения вечномерзлых грунтов, определяются, согласно главе СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах, выбором принципа использования мерзлых грунтов в качестве основания, расчетной температурой грунтов и их температурным режимом в процессе строительства и эксплуатации сооружений. Требования в отношении встроенных сооружений и самого здания должны быть едиными.

Отдельно стоящие заглубленные сооружения могут проектироваться с выбором принципа использования вечномерзлых грунтов в качестве основания независимо от принципа, принятого для окружающих зданий, если эти сооружения располагаются на расстоянии, исключающем взаимное тепловое влияние. При этом следует учитывать принципы использования вечномерзлых грунтов в качестве основания;

принцип I — грунты основания сохраняются в мерзлом состоянии в течение всего периода строительства и эксплуатации здания или сооружения;

принцип II — допускается оттаивание грунтов основания.

5.8(5.8). В качестве фундаментов отдельно стоящих сооружений следует использовать плитные, ленточные, столбчатые или свайные фундаменты. При принципе I использования вечномерзлых грунтов в качестве основания в них должны быть предусмотрены трубы или каналы с подачей хладоносителя при помощи естественного или механического побуждения, для поддержания расчетной температуры вечномерзлых грунтов в основании сооружения.

Выбор типа охлаждающих устройств определяется особенностями местных условий (температура воздуха, количество ветреных дней и направление ветра) и теплотехническим расчетом.

5.9(5.9). При проектировании следует учитывать, что вентиляционные трубы, короба или каналы должны быть доступны для периодического осмотра и очистки от льда, а также должен быть обеспечен отвод воды из труб и сборного коллектора.

Поверхность сооружения, соприкасающаяся с грунтом в пределах сезонного промерзания-оттаивания, должна покрываться обмазками или пленками, снижающими силы морозного выпучивания.

5.10(5.10). Расчетные динамические сопротивления вечномерзлых грунтов следует принимать равными нормативным сопротивлениям согласно главе СНиП по проектированию оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах, умноженными на коэффициент условий работы $m_3=1{,}2$ и коэффициент динамического упрочнения K_y, равный:

6 — для грунтов в твердомерзлом состоянии;

4 — для грунтов в пластичномерзлом состоянии.

Проектирование оснований и фундаментов убежищ следует производить в соответствии с требованиями глав СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений и оснований и фундаментов на вечномерзлых грунтах.

При проектировании убежищ для северных районов особое внимание должно быть уделено правильному выбору принципа использования вечномерзлых грунтов для основания.

Рекомендации по выбору принципа использования вечномерзлых грунтов для основания приведены в табл. 32.

Для каждой строительной площадки, как правило, следует предусматривать один принцип использования вечномерзлых грунтов в качестве основания зданий и сооружений. Совместное применение двух принципов допускается только при условии, если в процессе строительства и эксплуатации будет исключено нарушение устойчивости зданий и сооружений в результате взаимного теплового влияния зданий и сооружений на грунты основания. Это требование необходимо учитывать также при строительстве отдельно стоящих убежищ, возводимых на застроенной территории.

При применении оснований по принципу I вечномерзлое состояние грунтов основания достигается путем:

а) устройства в основании убежища охлаждающих каналов и труб, вентилируемых с принудительным побуждением;

Таблица 32

№ п. п.	Мерзлотно-грунтовые условия строительной площадки	Принцип использования грунта	Способ обеспечения устойчивости основания и фундамента	Рекомендуемые конструкции фундаментов
1	Толщина деформирующихся при оттаивании вечномерзлых грунтов более 25 м. Температура грунта минус 2°С	I	Сохранение естественного температурного состояния мерзлых грунтов в период эксплуатации	Свайные фундаменты или сплошная фундаментная плита
2	То же, с температурой грунта выше минус 2°С	I	Понижение температуры грунтов в течение периода эксплуатации с помощью охлаждающих установок	Полые сваи или сплошная фундаментная плита
3	Слой деформирующихся при оттаивании грунтов подстилается на глубине от 6 до 25 м непросадочными вечномерзлыми, скальными или талыми грунтами	II	Выбор конструкций, ограничивающих расчетные величины деформаций фундаментов, заложенных на оттаивающем основании из просадочных грунтов	Сплошная фундаментная плита
4	Непросадочные при оттаивании мерзлые или талые грунты залегают на глубине 6—10 м от поверхности земли	II	Опирание фундаментов на непросадочные грунты	Сплошная фундаментная плита, свайные фундаменты

б) устройства под зданиями и сооружениями термоизолирующих слоев.

Выбор способа производится на основе теплотехнического расчета и технико-экономического сравнения вариантов.

РАСЧЕТ СВАЙНЫХ ФУНДАМЕНТОВ

5.11(5.11). Расчет свайных фундаментов должен производиться в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию свайных фундаментов и глубоких опор.

Несущую способность свай следует определять как наименьшее из значений, полученных при расчетах на особое сочетание нагрузок (с учетом действия ударной волны) по сопротивлению:

грунта основания сваи;

материала сваи, определяемому в соответствии с нормами проектирования бетонных и железобетонных конструкций.

Несущая способность свайных фундаментов по условию сопротивления материала свай определяется главой СНиП по проектированию свайных фундаментов на вертикальную эквивалентную статическую нагрузку, которая принимается равной динамической нагрузке от ударной волны, действующей на покрытие и передающейся на рассматриваемую часть фундамента, умноженной на коэффициент динамичности $K_д$, равный: для свай-стоек — 1,8; для висячих свай — 1.

5.12(5.12). Несущая способность $P_{св}$ (тс) висячих свай по условию сопротивления грунта основания определяется по формуле

$$P_{св} = P_{ст} + \Delta P_1 K_\beta \sum_{i=1}^{n} \frac{\nu_i \Pi_i H_{гр} \operatorname{tg} \varphi_i}{1 - \nu_i} +$$

$$+ K_v (a_{1в} \rho_в E_р + a_{1н} \rho_н F_0) + \frac{a_{1н}^2 \rho_н (1 - 2\nu_н) K_z \sqrt{F_0}}{(1 - \nu_н)^2}, \quad (112а)$$

где $P_{ст}$ — несущая способность одной сваи, тс, при воздействии статической нагрузки, определяемая по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов и глубоких опор;

ΔP_1 — давление во фронте ударной волны, тс/м² ($\Delta P_1 = 10\,\Delta P$), ΔP — давление, кгс/см², принимаемое согласно прил. 1;

K_β, K_v, K_z — коэффициенты, учитывающие несовпадение по времени максимума давления в ударной волне, скорости и перемещения свайного фундамента, принимаемые $K_v = 1$ м/с; $K_z = 0{,}015$ м; $K_\beta = 0{,}7$ для фундаментов под наружными стенами и $K_\beta = 0{,}44$ для внутренних стен (колонн);

n — количество разнородных слоев грунта;

ν_i — коэффициент Пуассона для i-го слоя **грунта, определяемый** по главе СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений;

$П_i$ — периметр поперечного сечения сваи в середине i-го слоя грунта, м;
$H_{гр}$ — толщина i-го слоя грунта, м, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи;
φ_i — угол внутреннего трения i-го слоя грунта, определяемый по главе СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений;
$\nu_н$ — коэффициент Пуассона для слоя грунта под острием сваи, определяемый по главе СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений;
$a_{1в}$; $a_{1н}$ — скорости распространения упруго-пластических волн в слое грунта у подошвы ростверка и у острия сваи, м/с, принимаемые по табл. 33(25);
$\rho_в$, $\rho_н$ — параметр грунта под ростверком и под острием сваи, тс·с²/м⁴, принимаемый по табл. 33(25);

Таблица 33 (25)

Характеристика грунтов в соответствии с главой СНиП по проектированию оснований зданий и сооружений	Параметр грунта ρ, тс·с²/м⁴	Скорость распространения упругопластических волн a_1, м/с
1. Насыпной грунт, уплотненный со степенью влажности $G \leqslant 0{,}5$	0,16	150
2. Песок крупный и средней крупности при степени влажности $G \leqslant 0{,}8$	0,17	250
3. Суглинок тугопластичный и плотнопластичный	0,17	300
4. Глина твердая и полутвердая	0,2	500
5. Лёсс, лёссовидный суглинок при показателе просадочности $П = 0{,}17$	0,15	200
6. Грунт при относительном содержании растительных остатков $q > 0{,}6$ (торф)	0,1	100
7. Илы супесчаные-глинистые	0,15—0,19	500
8. Водонасыщенный грунт (ниже уровня грунтовых вод) при степени влажности:		
$G > 0{,}9$	0,2	1500
$G \leqslant 0{,}9$	0,19	450

Примечание. Для промежуточных значений характеристик ρ и a_1, приведенных в таблице, допускается применять интерполяцию.

$F_р$ — площадь подошвы ростверка, определяемая методом подбора, приходящаяся на одну сваю, м², за вычетом площади F_0;
F_0 — площадь опирания, м², на грунт сваи, принимаемая по главе СНиП по проектированию свайных фундаментов и глубоких опор.

Уравнение движения фундамента из висячих свай можно представить формулой

$$M\varphi(t) + R(t) = P(t), \qquad (112в)$$

где M — масса фундамента;
$\varphi(t)$ — ускорение вертикального движения;

$R(t)$ — общее сопротивление грунта вертикальному движению свайного фундамента;
$P(t)$ — нагрузка.

Общее сопротивление грунта $R(t)$ слагается из сопротивлений по боковым поверхностям свай и заглубленных стен убежища, а также из реакции ростверка и сопротивления у острия сваи. Выражения для решения перечисленных сопротивлений приведены в информационном сборнике ВНИИИС «Проектирование и строительство защитных сооружений гражданской обороны» вып. 3(45), 1980 г.

Анализ и обобщение результатов расчета по определению величин сопротивления грунта движению свайного фундамента при осадке защитного сооружения в пределах 10—15 см дали возможность получить формулу (112а), позволяющую установить несущую способность висячих свай при воздействии нагрузок, возникающих при ядерных взрывах.

6. РАСЧЕТ ПРОТИВОРАДИАЦИОННОЙ ЗАЩИТЫ

6.1(6.1). Ограждающие конструкции убежищ должны обеспечивать ослабление радиационного воздействия до допустимого уровня.

Степень ослабления радиационного воздействия выступающими над поверхностью земли стенами и покрытиями убежищ следует определять по формуле

$$A \leqslant \frac{2 K_{\gamma i} K_{ni}}{K_{\gamma i} + K_{ni}} K_{\text{р}}, \qquad (113)$$

где A — требуемая степень ослабления, принимаемая согласно прил. 1;

K_{γ_i} — коэффициент ослабления дозы гамма-излучения преградой из i слоев материала, равный произведению значения K_{γ} для каждого слоя, принимаемых по табл. 34(26);

K_{ni} — коэффициент ослабления дозы нейтронов преградой из i слоев материала, равный произведению значений K_n для каждого слоя, принимаемых по табл. 34(26);

$K_{\text{р}}$ — коэффициент условий расположения убежищ, значения которого принимаются по табл. 35(27).

6.2(6.2). При определении степени ослабления гамма-излучения ($K_{\gamma i}$) толщину каждого слоя защиты необходимо умножить на коэффициент 1,5.

В защитную толщу конструкций убежищ, обвалованных грунтом, следует включать несущие конструкции и грунтовую обсыпку.

В убежищах, расположенных в подвалах под техническими этажами зданий (сооружений), в защитную толщу перекрытия убежища дополнительно включается и толщина перекрытия технического этажа.

Из всех видов ионизирующих излучений, действующих при взрыве, для расчета защиты практически учитываются только гамма-излучение и нейтроны. Ослабление излучения в защите зависит от характера излучения, его энергии, химического состава и плотности материала защиты. В табл. 34(26) приведены коэффициенты

Таблица 34 (26)

Толщина слоя материала, см	Коэффициенты ослабления дозы гамма-излучения и нейтронов проникающей радиации толщей материала					
	бетон (железобетон)		кирпичная кладка		грунт	
	K_γ	K_n	K_γ	K_n	K_γ	K_n
10	2	2,4	1,6	2	1,6	2,3
15	3	3,5	1,8	2,3	1,8	3,5
20	4,2	5,5	2,8	3,6	2,8	5
25	6	8,5	4	4,5	4	7
30	9	13	4,7	8,2	4,7	11
35	13	20	7	9	7	16
40	18	30	8	14	8	24
45	26	45	12	19	12	35
50	40	70	14	28	14	50
55	55	110	20	38	20	70
60	80	160	23	52	23	110
65	110	260	32	74	32	160
70	170	390	40	100	40	220
75	240	600	50	150	50	350
80	350	900	70	200	70	510
85	600	1400	90	300	90	750
90	700	2100	120	400	120	1000
95	1000	3200	160	590	160	1500
100	1500	5000	200	800	200	2200

Примечание. Для промежуточных значений толщины слоя материала коэффициенты K_γ и K_n следует принимать по интерполяции.

Таблица 35 (27)

Характеристика условий расположения убежища	Коэффициент $K_р$
1. Отдельно стоящее убежище, расположенное вне района застройки	1
2. То же, расположенное в районе застройки	2
3. Встроенное убежище в отдельно стоящем здании:	
для выступающих над поверхностью земли стен	2
для покрытий	4
4. Встроенное убежище внутри производственного комплекса или жилого квартала:	
для выступающих над поверхностью земли стен	4
для покрытий	8

ослабления дозы гамма-излучения и нейтронов проникающей радиации для различных материалов.

Оценка степени ослабления радиационного воздействия отдельными конструктивными элементами убежищ производится по формуле (113) с учетом относительного компонентного состава радиации и условий расположения сооружений в застройке.

Защитная способность сооружения функционально связана с характером угловых распределений данного компонента излучений. Многократное рассеяние гамма-квантов и нейтронов в воздухе приводит к тому, что на сооружение, находящееся на каком-то расстоянии от центра взрыва, действует излучение, идущее не только со стороны зоны взрыва и радиоактивного облака, но и со всех других направлений в полупространстве над поверхностью земли, а также отраженное от грунта излучение. Поэтому на встроенные в здания убежища, которые находятся в застройке и экранированы соседними зданиями, всегда действует не только ослабленное прямое, но и рассеянное в воздухе гамма-излучение и нейтроны.

Установлено, что при расчетных взрывах наблюдается эффект так называемого динамического равновесия в угловых распределениях проникающих излучений. Этот эффект состоит в том, что на расстоянии приблизительно 300 м для нейтронов и 600 м для гамма-квантов устанавливается равновесное состояние поля, заключающееся в том, что при дальнейшем увеличении расстояния относительная угловая плотность потока излучений, приходящих с различных направлений в излучающем пространстве, не изменяется.

Расчет степени ослабления радиационного воздействия конструкциями убежищ по формуле (113) и коэффициентов ослабления излучений $K_{\gamma i}$ и K_{ni} толщей материала производится для зоны равновесного состояния поля и постоянного соотношения доз гамма-излучения и нейтронов, равного 1:1.

В табл. 34(26) даны значения коэффициентов K_γ и K_n для широкого параллельного пучка гамма-квантов и нейтронов, нормально падающих на преграду. Для учета реального углового распределения гамма-излучения, падающего на стены и покрытие убежища под разными углами в расчет вводится «косая» толщина, полученная путем умножения каждого слоя защиты на коэффициент 1,5.

Пример. Определить степень ослабления радиационного воздействия во встроенном полностью заглубленном убежище внутри производственного комплекса. Толщина железобетонной плиты перекрытия 35 см, толщина слоя обсыпки грунтом — 30 см.

Решение. По данным табл. 34(26) и 35(27) находим значения коэффициентов K_γ K_n и $K_р$, входящих в формулу (113): $K_р = 8$ [см. п. 4 табл. 35(27)].

Для определения значений коэффициентов $K_{\gamma i}$ толщину слоя бетона и грунта умножаем на коэффициент 1,5:

$K_{\gamma_{бет}} = 48$ (для слоя бетона 52,5 см);

$K_{\gamma_{гр}} = 12$ (для слоя грунта 45 см);

$K_{n_{бет}} = 20$ (для слоя бетона 35 см);

$K_{n_{гр}} = 11$ (для слоя грунта 30 см).

Степень ослабления радиационного воздействия в убежище

$$A = \frac{2 \cdot 48 \cdot 12 \cdot 11 \cdot 8 \cdot 20}{48 \cdot 12 + 20 \cdot 11} = 2547.$$

Полученное значение необходимо сравнить с требуемым по СНиП II-11-77.

7. СПОСОБЫ ОПРЕДЕЛЕНИЯ КОЭФФИЦИЕНТОВ ДИНАМИЧНОСТИ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ПОКРЫТИЯ

К РАСЧЕТУ ШАРНИРНО-ОПЕРТОЙ БАЛКИ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Iб

7.1. Коэффициенты динамичности по усилиям и перемещению в формулах (42) — (44) равны

$$K_{\text{м}} = K_{\text{Q}} = K_{\text{п}} = K_{\text{д}}. \qquad (114)$$

В формуле (114) коэффициент динамичности $K_{\text{д}}$ зависит от характера изменения динамической нагрузки во времени и частоты собственных колебаний конструкции и определяется по пп. 7.2—7.5.

Выполнение условия прочности изгибаемых и внецентренно-сжатых (случай а) элементов покрытия, находящихся под действием статической и динамической нагрузок, проверяется по формуле

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{экв}} &\leqslant \overline{M}_0; \\ \overline{M}_0 &= M_0 - M_{\text{с}}, \end{aligned}\right\} \qquad (115)$$

где $\overline{M}_0$ — предельный момент внутренних усилий в наиболее напряженном сечении, определяемый по расчетному динамическому сопротивлению материала конструкции;

$M_{\text{экв}}$ — изгибающий момент от эквивалентной статической нагрузки;

$M_{\text{с}}$ — изгибающий момент (с тем же знаком, что и $M_{\text{экв}}$) (от расчетной статической нагрузки).

7.2. Для динамической нагрузки, возрастающей скачком до максимального значения и далее убывающей во времени, коэффициент динамичности определяется по графику рис. 80 или вычисляется по формуле

$$K_{\text{д}} = 2\left(1 - \frac{\operatorname{arc\,tg}\,\omega\,0}{\omega\,0}\right); \quad \omega\,0 \geqslant 2{,}33, \qquad (116)$$

где ω — частота собственных колебаний балки, c^{-1}.

0 — эффективное время действия динамической нагрузки, c.

Значения коэффициента динамичности (по рис. 80) или по формуле (116) определены для балки на жестких несмещаемых опорах.

При учете смещения опор и деформации покрытия отдельно стоящих убежищ на основаниях из нескальных грунтов при расположении фундаментов выше уровня грунтовых вод эти значения коэффициентов динамичности рекомендуется уменьшать на 35%.

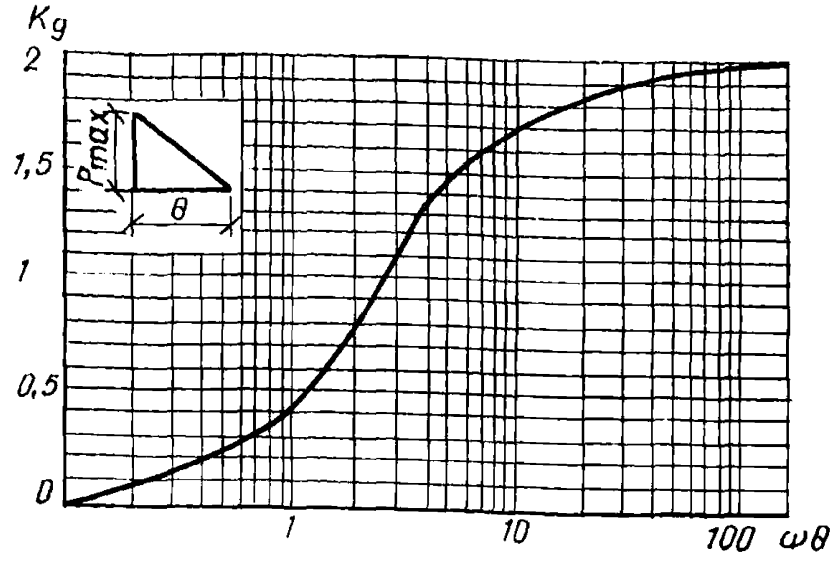
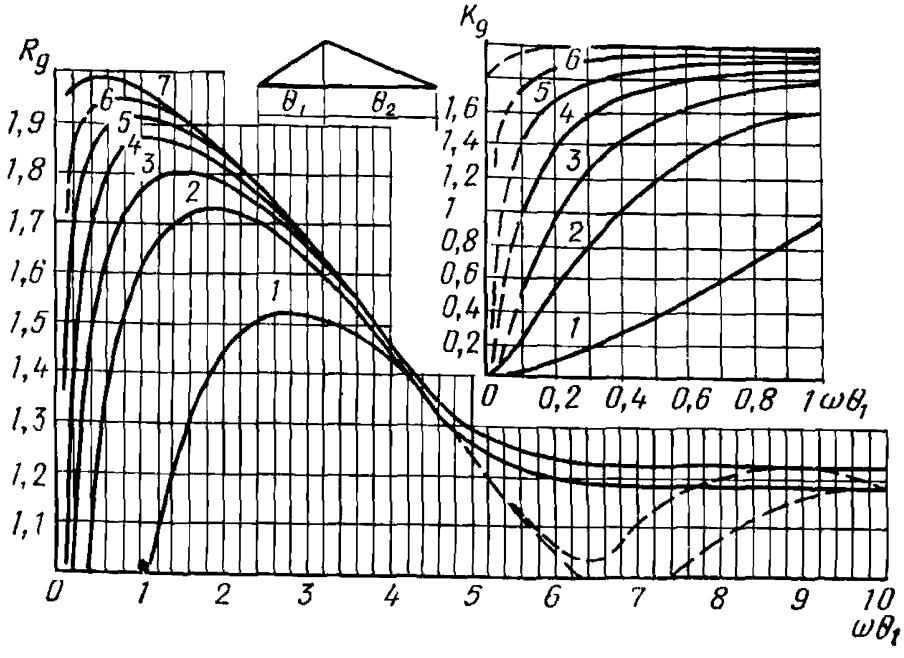


Рис. 80. График для определения коэффициента динамичности при расчете конструкций по случаю 1б



Рс. 81. График значений коэффициента динамичности $K_{д1}$ для нагрузки с нарастанием при расчете конструкций по случаю 1б

Кривые и значения θ_2/θ_1 соответственно: *1* — 1; *2* — 5; *3* — 10; *4* — 20; *5* — 40; *6* — 100; *7* $\geqslant$ 200

7.3. Для динамической нагрузки, постепенно возрастающей до максимального значения, за время θ и далее убывающей до нуля за время θ_2 (рис. 59, *г*, *д*) коэффициент $K_д$ определяется по рис. 81 в зависимости от значений $\omega\theta_1$ и θ_2/θ_1.

При значениях $\omega\theta_1$, близких к $2n\pi$ (где n — целое положительное число), кривая изменения коэффициента динамичности имеет минимумы, показанные пунктирной линией на рис. 81.

Чтобы избежать занижения коэффициента динамичности в связи с тем, что величина ω и θ_1 определяются приближенно, кривые на графиках рис. 81 проведены по максимальным значениям коэффициента динамичности.

При $\omega\theta_1=20$ величина коэффициента динамичности принимается $K_д=1{,}1$, а в промежутке $10<\omega\theta_1<20$ — по интерполяции.

7.4. Для динамической нагрузки, линейно-возрастающей от скачка ($\Delta P_{пр}$) до максимального значения за время θ_1 (см. рис. 59,*б*), коэффициент динамичности $K_д$ определяется по рис. 82, при $\theta=\infty$.

7.5. Коэффициент динамичности $K_д$ для покрытий с грунтовой засыпкой толщиной более 1 м определяется по рис. 83 в зависимости от безразмерных параметров:

$$S_n=\frac{\omega H}{a_1};\quad \eta=\frac{\rho a_1}{2 m_1 \omega}, \tag{117}$$

где H — толщина слоя грунта над конструкцией;
a_1 — скорость распространения упругопластических деформаций в грунте [см. табл. 22 (15)];
ρ — параметр грунта обсыпки;
m_1 — масса конструкции на единицу площади загружаемой поверхности;
ω — частота колебаний конструкции, определяемая без учета массы грунта над покрытием.

В данном случае коэффициент динамичности учитывает, кроме эффекта динамического действия нагрузки, влияние отражения волны сжатия от покрытия и свободной поверхности грунта. При построении графика (рис. 83) коэффициент отражения принят равным двум. Эквивалентная статическая нагрузка на покрытие в этом случае определяется по формуле

$$q_{экв}=\Delta P_ф K_{зат} K_д, \tag{118}$$

где $\Delta P_ф$ — давление на поверхности грунтовой обсыпки;
$K_{зат}$ — коэффициент затухания по формуле (14).

При $S_n>0{,}25$ изменение коэффициента отражения в зависимости от величины давления (см. рис. 62) можно учесть приближенно, умножив величину давления $\Delta P_ф$ на 0,5 K^*, где $K^*_{стр}$ определяется по графику рис. 62.

Коэффициент затухания $K_{зат}$ по формуле (14) целесообразно определять при небольшом времени действия ударной волны на поверхности грунта.

7.6. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения определяется по формуле

$$P_{макс}=\frac{8\,(M_0-M_c)}{b\,l^2 K_д}, \tag{119}$$

где b — ширина полосы нагружения;
M_0 — предельный момент внутренних усилий;
M_c — изгибающий момент от статической нагрузки;
$K_д$ — коэффициент динамичности;
l — длина расчетного пролета.

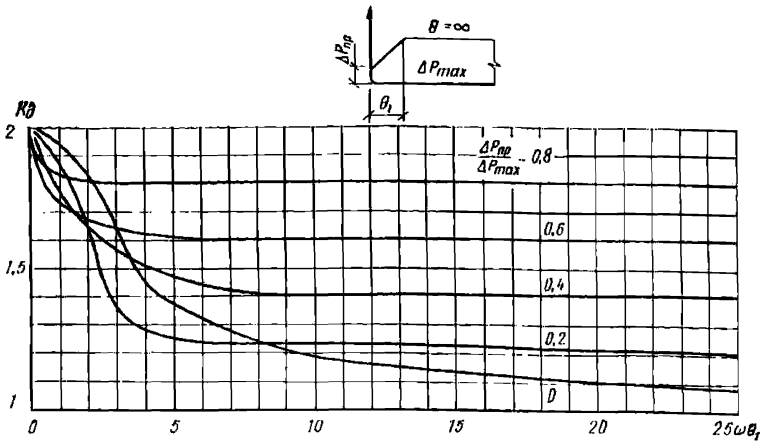


Рис. 82. График значений коэффициента динамичности ($K_д = K_{д1} = K_{д2}$) для нагрузки, линейно-возрастающей от скачка $\Delta P_{пр}$ до максимального значения, при расчете конструкций по случаю 1б

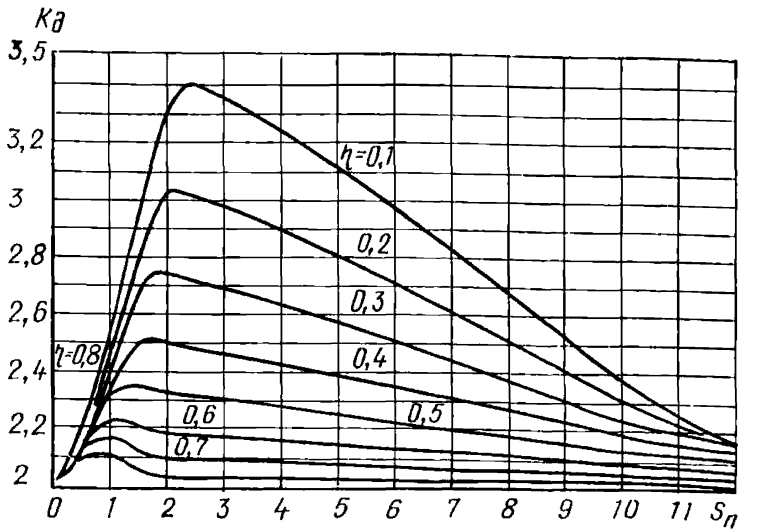


Рис. 83. График определения коэффициента динамичности ($K_д = K_{д1} = K_{д2}$) при расчете перекрытий с грунтовой обсыпкой более 1,2 м по случаю 1б

К РАСЧЕТУ ШАРНИРНО-ОПЕРТОЙ БАЛКИ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Iа

7.7. Расчет железобетонной шарнирно-опертой балки на изгиб производится из условия

$$\psi = \frac{\overline{P}\, l^3}{19{,}2\, B} K_п \leqslant \psi_{макс}, \qquad (120)$$

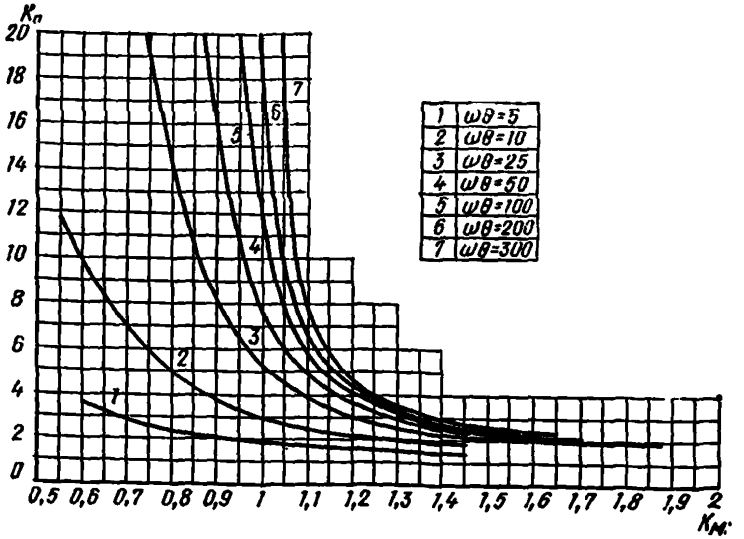


Рис. 84. График зависимости коэффициента динамичности по перемещению $K_п$ от коэффициента динамичности по изгибающему моменту $K_м$ при расчете шарнирно-опертых балок по предельному состоянию Ia

где ψ — угол раскрытия в шарнире пластичности в середине пролета балки;

$\psi_{макс}$ — максимально допустимый угол раскрытия в шарнире пластичности, устанавливаемый согласно прил. 8;

l — расчетный пролет балки;

B — жесткость балки в середине пролета (см. прил. 9);

$\overline{P} = bP_{макс}$ — ширина полосы нагруженя;

$P_{макс}$ — максимальная величина динамической нагрузки;

$K_п$ — коэффициент динамичности по перемещениям, определяемый по графикам рис. 84—85 в зависимости от круговой частоты собственных колебаний конструкции ω_1, величин, характеризующих закон изменения нагрузки во времени (показаны на графиках) и коэффициента динамичности по изгибающему моменту, значение которого вычисляется по формулам:

$$K_м = \frac{M_0 - M_c}{M_p}; \quad M_p = \frac{\overline{P} l^2}{8}. \tag{121}$$

На рис. 85 часть кривой, нанесенная сплошной линией, соответствует работе балки в пластической стадии, а пунктирная — упругой.

При $\omega\theta_1 > 2\pi$ и $\omega\theta_2 \geqslant 100$—$200$ расчет конструкций на нагрузку с нарастанием целесообразно проводить только в упругой стадии (случай 1б предельного состояния), так как учет пластических деформаций не дает экономического эффекта.

Коэффициент динамичности по поперечной силе K_Q принимается равным:

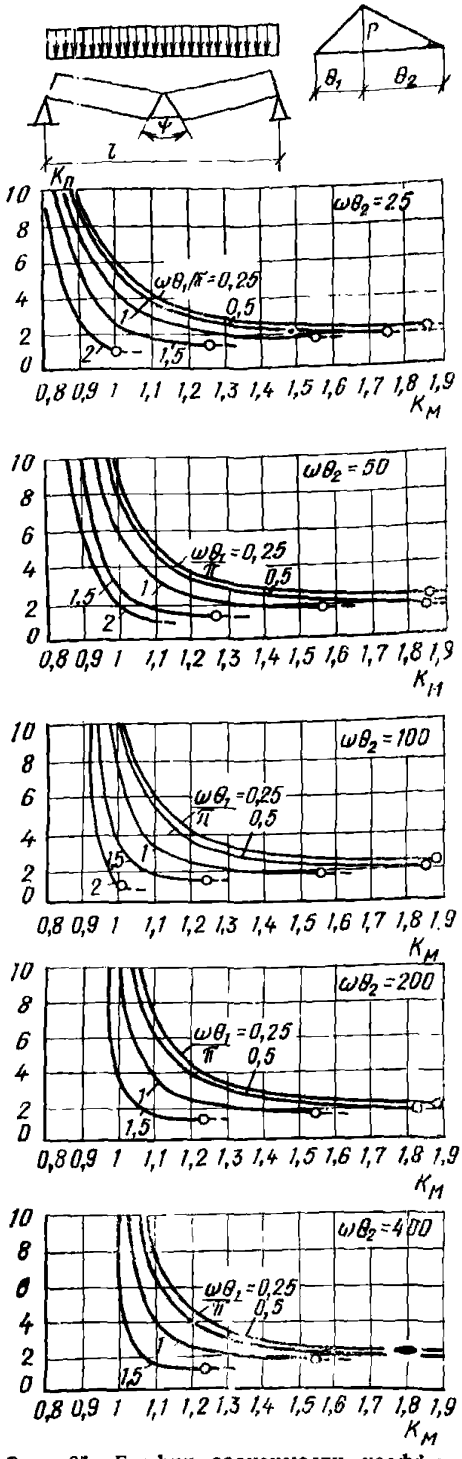


Рис. 85. График зависимости коэффициента динамичности по перемещению $K_п$ от коэффициента динамичности по изгибающему моменту $K_м$ при расчете шарнирно-опертых балок по случаю Ia на нагрузку с нарастанием

для нагрузки со скачком (см. рис. 61, *а*, *в*)

$$K_Q = 0{,}04 + 1{,}1\,K_м;$$

для нагрузки с нарастанием (см. рис. 61, *г*, *д*)

$$K_Q = 1{,}1\,K_м.$$

7.8. Для покрытий с грунтовой обсыпкой толщиной более 1 м коэффициент динамичности по перемещениям в формуле (120) определяется по графикам на рис. 86—88 в зависимости от безразмерных параметров S_n и η, рассчитываемых по формулам (117) и (118) и коэффициенте динамичности по изгибающему моменту, вычисляемому по формуле (121).

Максимальная величина динамической нагрузки $P_{макс}$ принимается:

$$P_{макс} = \Delta\, P_ф\, K_{зат}\, \frac{K^*_{отр}}{2}, \quad (122)$$

где $K_{зат}$ — определяется по формуле (14);

$K^*_{отр}$ — по графику на рис. 62.

При определении $M_с$ в формуле (121) необходимо учитывать вес грунтовой обсыпки.

Коэффициент динамичности по поперечной силе принимается равным

$$K_Q = 1{,}1\,K_м.$$

7.9. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения рассчитывается по формуле (119), в которой коэффициент динамичности $K_м$ определяется по графикам рис. 89 и 90 в зависимости от круговой частоты собственных колебаний конструкции, величин, характеризующих закон изменения нагрузки во времени, и параметра Z, определяемого по формуле

$$Z = \frac{2{,}4\,B\,\psi_{макс}}{(M_0 - M_с)\,l}, \quad (123)$$

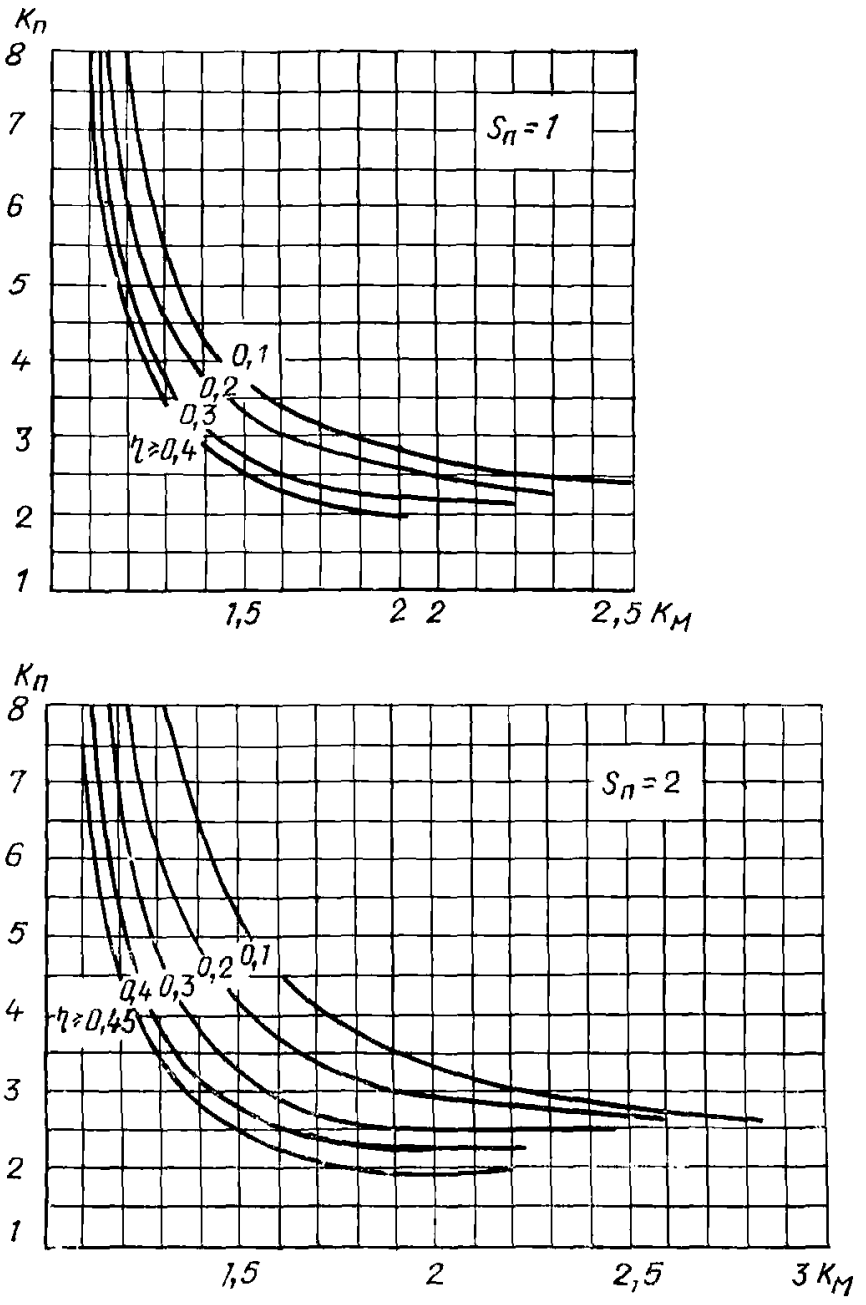


Рис. 86. Графики зависимости коэффициента динамичности по перемещениям $K_п$ от коэффициента динамичности по изгибающему моменту $K_м$ при расчете перекрытий с грунтовой обсыпкой более 1,2 м, по случаю 1а (параметр $S_п = 1$ и $S_п = 2$)

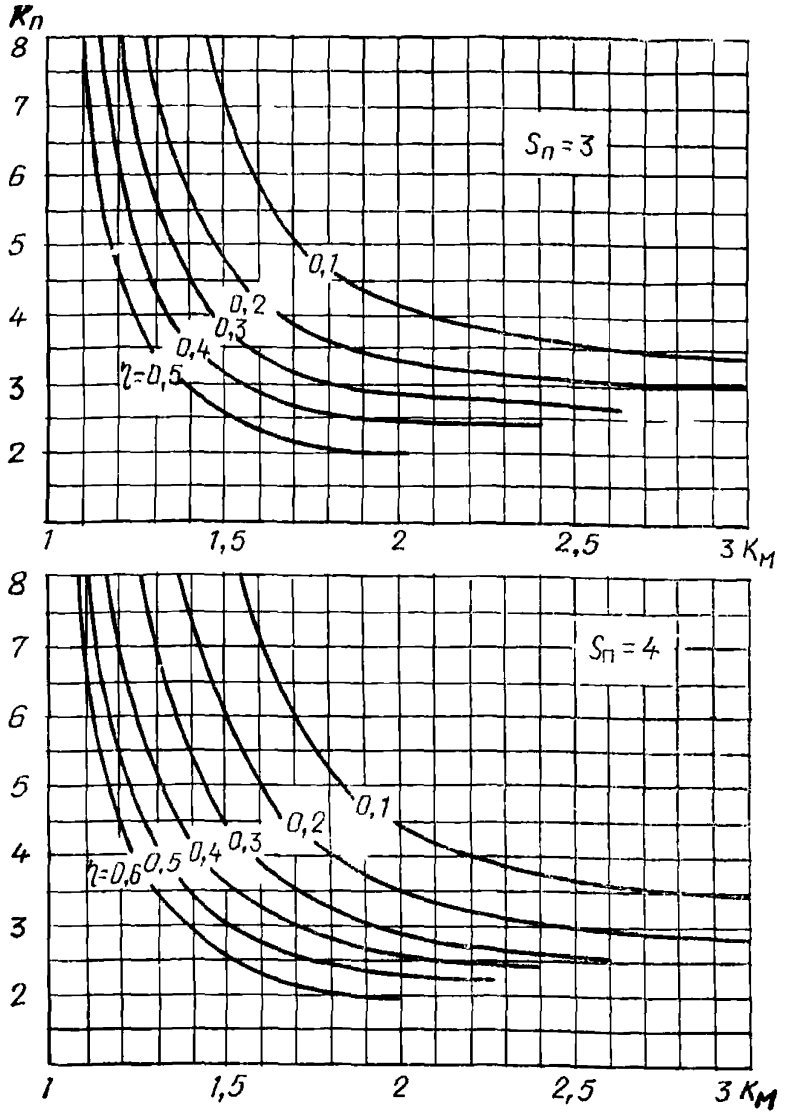


Рис. 87. График зависимости коэффициента динамичности по перемещению $K_п$ от коэффициента динамичности по изгибающему моменту $K_м$ при расчете перекрытий с грунтовой обсыпкой более 1,2 м по случаю Ia ($S_п = 3$ и $S_п = 4$)

в которой те же обозначения, что и в формулах (119) и (120). Так как время действия динамической нагрузки и ее максимальная величина являются функциями расстояния от центра взрыва до сооружения и мощности (энергии взрыва), то предельную величину динамической нагрузки в первом приближении следует определять при времени действия ее $\theta = \infty$.

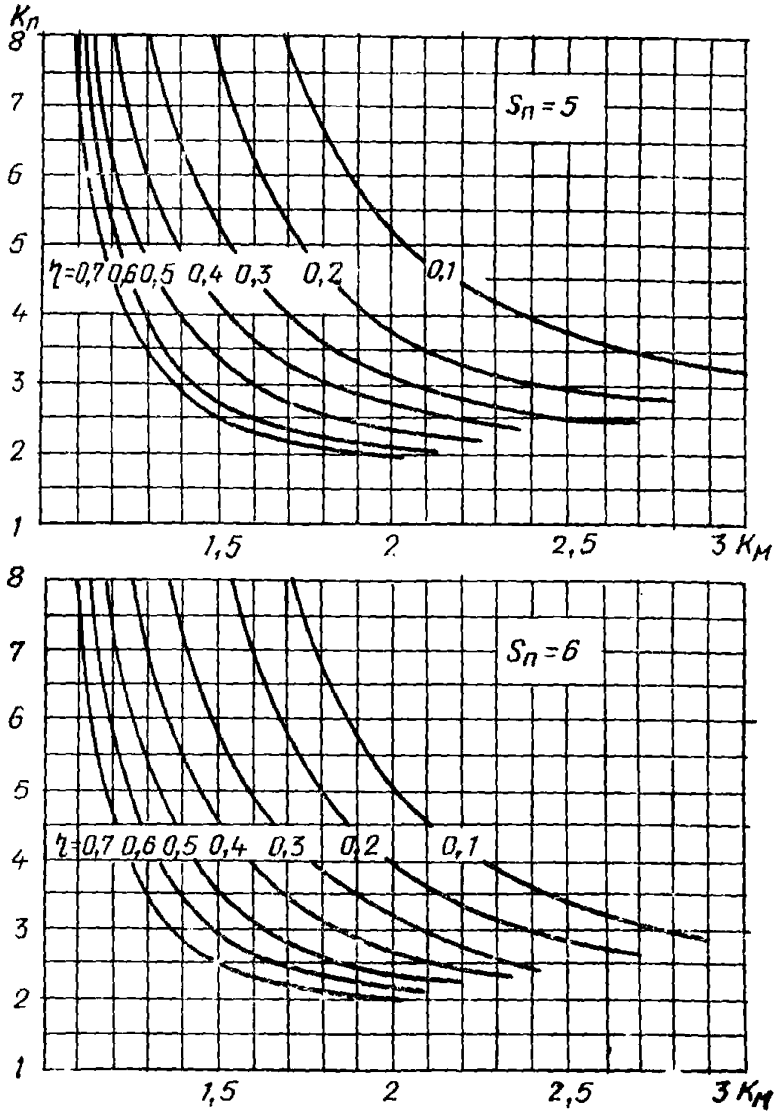


Рис. 88. Графики зависимости коэффициента динамичности по перемещению $K_п$ от коэффициента динамичности по изгибающему моменту $K_м$ при расчете перекрытий с грунтовой обсыпкой более 1,2 м по случаю Iа (параметр $S_п=5$ и $S_п=6$)

При заданной мощности взрыва и найденной в первом приближении величине нагрузки по известным формулам определяется время ее действия[1] и уточняется величина предельной нагрузки.

[1] Боданский М. Д., Горшков Л. М., Морозов В. И. Расторгуев Б. С. Расчет конструкций убежищ. М., Стройиздат, 1974.

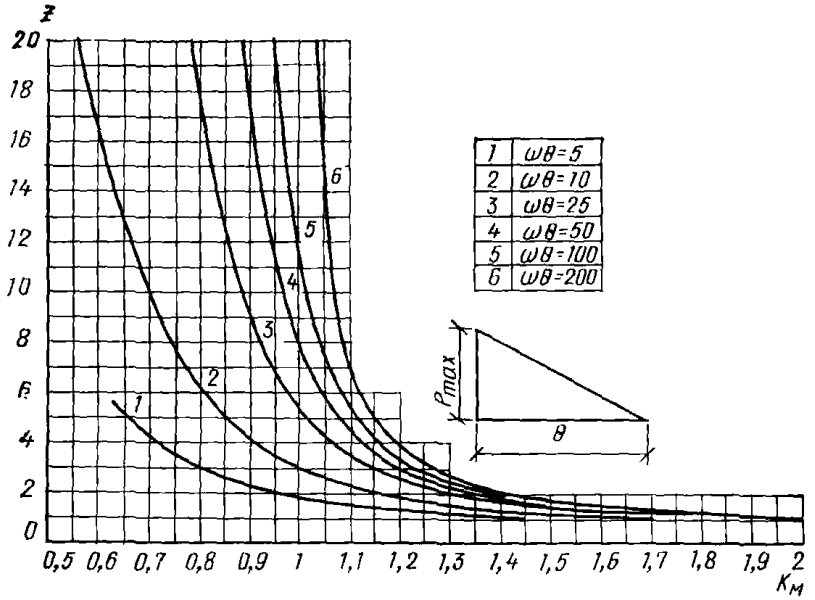


Рис. 89. График значений коэффициента динамичности по изгибающему моменту для предельной величины динамической нагрузки, возрастающей скачком и далее линейно убывающей во времени

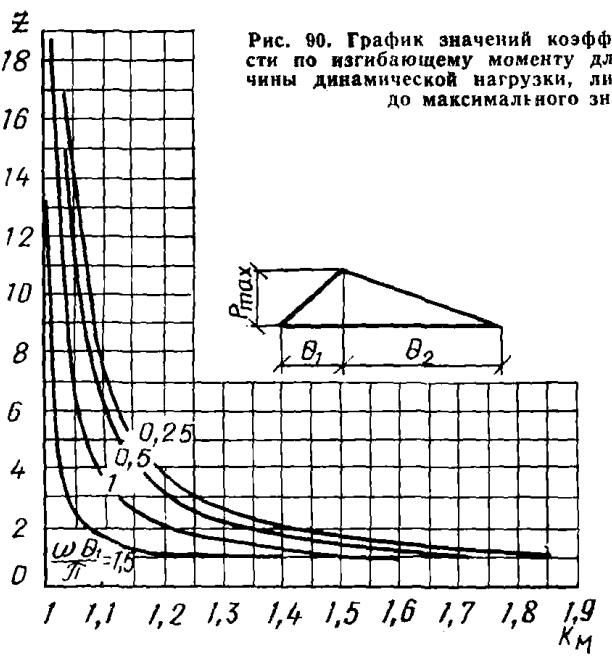


Рис. 90. График значений коэффициента динамичности по изгибающему моменту для предельной величины динамической нагрузки, линейно-возрастающей до максимального значения

К РАСЧЕТУ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Iб БАЛКИ С ОБОИМИ ЗАЩЕМЛЕННЫМИ КОНЦАМИ И ЭЛЕМЕНТОВ РАМ, КОНЦЫ КОТОРЫХ ЗАКРЕПЛЕНЫ В ЖЕСТКИХ УЗЛАХ

7.10. Коэффициенты динамичности с учетом выражения (114) определяют по графикам на рис. 80—83 в зависимости от круговой частоты собственных колебаний конструкции, величин, характеризующих закон изменения нагрузки во времени и безразмерных параметров S_n и η, вычисляемых по формулам (117) и (118) (для перекрытий с грунтовой обсыпкой более 1 м).

7.11. Условия прочности проверяются для опорного и пролетного сечений по формулам:

$$\left.\begin{aligned} M_{\text{экв}}^{\text{оп}} &\leqslant M_0^{\text{оп}} - M_{\text{с}}^{\text{оп}}; \\ M_{\text{экв}}^{\text{пр}} &\leqslant M_0^{\text{пр}} - M_{\text{с}}^{\text{пр}}, \end{aligned}\right\} \qquad (124)$$

где $M_{\text{экв}}^{\text{оп}}$, $M_{\text{экв}}^{\text{пр}}$ — изгибающие моменты на опоре и в пролете от эквивалентной статической нагрузки соответственно:

$$M_{\text{экв}}^{\text{оп}} = \frac{\overline{q}_{\text{экв}}^{(\text{м})} l^2}{12} K_1; \qquad (125)$$

$$M_{\text{экв}}^{\text{пр}} = \frac{\overline{q}_{\text{экв}}^{(\text{м})} l^2}{24} (3 - 2K_1). \qquad (126)$$

Здесь $\overline{q}_{\text{экв}}^{(\text{м})} = P_{\text{макс}} K_{\text{м}} b$, где b — расчетная ширина полосы загружения балки.

Для перекрытий с толщиной слоя грунтовой обсыпки более 1 м величина $P_{\text{макс}}$ определяется при $S_n > 0{,}25$ по формуле (122), а при $S_n \leqslant 0{,}25$ — по формуле $P_{\text{макс}} = \Delta P_{\text{ф}} K_{\text{зат}}$.

Коэффициент K_1, учитывающий перераспределение величин изгибающих моментов в пролете и на опоре, вследствие раскрытия трещин в растянутых зонах бетона определяется по формуле

$$K_1 = \frac{0{,}269 + 0{,}73\beta_1}{0{,}46 + 0{,}54\beta_1}; \qquad (127)$$

$$\beta_1 = \frac{B^{\text{оп}}}{B^{\text{пр}}}, \qquad (128)$$

где $B^{\text{оп}}$, $B^{\text{пр}}$ — соответственно жесткость балки на опоре и в середине пролета, определяемая с учетом раскрытия трещин в растянутой зоне бетона (см. прил. 9).

7.12. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения равна наименьшему из двух значений, рассчитываемых по формулам:

$$P_{\text{макс}} = \frac{12\,(\overline{M}_0^{\text{оп}} - M_{\text{с}}^{\text{оп}})}{b\, l^2\, K_1\, K_{\text{м}}}; \qquad (129)$$

$$P_{\text{макс}} = \frac{24\,(M_{0\,*}^{\text{пр}} - M_{\text{с}}^{\text{пр}})}{b\, l^2\, (3 - 2K_1)\, K_{\text{м}}}. \qquad (130)$$

К РАСЧЕТУ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Iа БАЛКИ С ОБОИМИ ЗАЩЕМЛЕННЫМИ КОНЦАМИ И ЭЛЕМЕНТОВ РАМ, КОНЦЫ КОТОРЫХ ЗАКРЕПЛЕНЫ В ЖЕСТКИХ УЗЛАХ

7.13. Расчет железобетонной балки с защемленными опорами на изгиб производится:
для опоры

$$\psi^{оп} = \frac{\bar{P}\, l^3}{192\, B^{пр}} K_п^{оп} \leqslant 0{,}5\, \psi_п^{оп}; \qquad (131)$$

для пролета

$$\psi^{пр} = \frac{\bar{P}\, l^3}{96\, B^{пр}} K_п^{пр} \leqslant \psi_п^{пр}, \qquad (132)$$

где $\psi^{оп}$, $\psi^{пр}$ — углы раскрытия в опорном и пролетном шарнирах пластичности соответственно;

$\psi_п^{оп}$, $\psi_п^{пр}$ — предельные углы раскрытия в тех же шарнирах пластичности, устанавливаемые согласно прил. 8;

$K_п^{оп}$, $K_п^{пр}$ — коэффициенты динамичности по перемещениям для опоры и пролета соответственно, определяемые по графикам прил. 10.

Расчет производится в следующей последовательности.

Определяются жесткость балки в сечении на опоре и в пролете (см. прил. 9), частота собственных колебаний конструкций ω_1 (см. прил. 11) и произведение $\omega_1\theta$.

По формулам (127) и (128) находят коэффициенты β_1 и K_1. Вычисляется коэффициент β_2

$$\beta_2 = \frac{M_0^{оп} - M_c^{оп}}{M_0^{пр} - M_c^{пр}}, \qquad (133)$$

где $M_0^{оп}$, $M_0^{пр}$ — предельный опорный и пролетный изгибающие моменты внутренних усилий;

$M_c^{оп}$, $M_c^{пр}$ — изгибающие моменты на опоре и в пролете от статической нагрузки, определяемые по формулам (125) и (126) соответственно, при подстановке в них вместо $\bar{q}_{экв}^{(м)}$ значения $q_c = \bar{q}_{св}$.

Вычисляется коэффициент динамичности по изгибающему моменту для опоры по формуле

$$K_м^{оп} = \frac{M_0^{оп} - M_c^{оп}}{M_р^{оп}}, \qquad (134)$$

где $M_р^{оп}$ — изгибающий момент на опоре от динамической нагрузки, равный

$$M_р^{оп} = \frac{\bar{P}\, l^2}{12} K_1. \qquad (135)$$

Таблица 36

Коэффициенты динамичности по поперечной силе для однопролетных защемленных балок и средних пролетов неразрезных балок

β_1	β_2	Значения $K_Q^{оп}$ при $K_м^{оп}$, равном							
		0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
0,6—0,9	0,56	0,8	0,9	1	1,2	1,3	1,4	1,4	1,5
	0,64	0,7	0,8	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5
	0,72	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,5
	0,8	0,6	0,7	0,8	1	1,1	1,2	1,3	1,4
0,9—1,06	0,7	1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4
	0,8	0,9	1	1,2	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4
	0,9	0,8	1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4
	1	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4
1,06—1,24	0,78	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4
	0,89	0,9	1	1,2	1,3	1,3	1,3	1,4	1,4
	1	0,8	1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4
	1,11	0,8	0,9	1	1,2	1,3	1,3	1,4	1,4
1,24—1,54	1,1	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3	1,3	1,4
	1,24	0,8	0,9	1	1,1	1,3	1,3	1,3	1,4
	1,38	0,7	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4
	1,52	0,7	0,8	0,9	1,1	1,2	1,3	1,3	1,4
1,54—1,95	1,56	0,7	0,8	1	1,1	1,2	1,2	1,3	1,4
	1,73	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,2	1,3	1,4
	1,9	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
	2,08	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
1,95—2,5	1,99	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
	2,21	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
	2,43	0,6	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3	1,4
	2,66	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,3	1,4

По вычисленному значению $K_м^{оп}$ с помощью графиков прил. 10 в зависимости от ω_1, θ; β_1 и β_2 определяют коэффициенты динамичности по перемещениям $K_п^{оп}$ (сплошная линия на графиках) и $K_п^{пр}$ (пунктирная линия на графиках) и по табл. 35 — коэффициент динамичности по поперечной силе K_Q.

Далее проверяется прочность конструкции по формулам (131) и (132) и производится расчет на поперечную силу в соответствии с пп. 4.24—4.27 СНиП II-11-77 с учетом формулы (46). Если при данном значении $K_м^{оп}$ кривая $K_п^{пр}$ (пунктир) на графиках прил. 10 отсутствует, то балка работает в упругопластической стадии и расчет на изгиб производится только из условия (131).

7.14. Для покрытий с грунтовой обсыпкой толщиной более 1 м коэффициенты динамичности по перемещениям в формулах (131) и (132) принимаются равными коэффициенту $K_п$, который определяется по графикам рис. 86—88 в зависимости от безразмерных параметров $S_п$ и η, рассчитываемых по формулам (117) и (118), и коэффициента динамичности по изгибающему моменту для опоры, вычисляемого по формуле (134). Максимальная величина динамической нагрузки $P_{макс}$ в формулах (131), (132) определяется по формуле (122). При определении $M_с$ необходимо учитывать вес грунтовой обсыпки.

Коэффициент динамичности по поперечной силе принимается равным

$$K_Q^{оп} = 1{,}1\, K_м^{оп}.$$

7.15. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения рассчитывается по формуле (129), в которой коэффициент динамичности $K_м$ определяется по графикам прил. 10 в зависимости от ω, θ_1, β_1, β_2 и параметра Z, определяемого по формуле

$$Z = \frac{8\, K_1\, B^{пр}\, \psi_п^{оп}}{(M_0^{оп} - M_с^{оп})\, l}, \qquad (136)$$

в которой те же обозначения, что и в формулах (131)—(135).

К РАСЧЕТУ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Iб БАЛКИ С ЗАЩЕМЛЕННЫМ И ШАРНИРНО-ОПЕРТЫМ КОНЦАМИ

7.16. Коэффициенты динамичности, с учетом формулы (114), определяются по графикам рис. 80—87 способами, рассмотренными выше.

7.17. Условия прочности проверяются для опорного и пролетного сечений по формуле (124), в которой:

$$M_{экв}^{оп} = \frac{\bar{q}_{экв}^{(м)}\, l^2}{8}\, K_2; \qquad (137)$$

$$M_{экв}^{пр} = \frac{\bar{q}_{экв}^{(м)}\, l^2}{8} \left(1 - \frac{K^2}{4}\right)^2. \qquad (138)$$

Здесь $\bar{q}_{\text{экв}}^{(\text{м})} = P_{\text{макс}} K_{\text{м}} b$, где b — расчетная ширина полосы загружения балки. Для покрытий с толщиной слоя грунтовой обсыпки более 1 м величина $P_{\text{макс}}$ определяется по формуле (122) при $S_{\text{п}} > 0{,}25$ и по формуле

$$P_{\text{макс}} = \Delta P_{\text{ф}} K_{\text{зат}} \text{ при } S_{\text{п}} \leqslant 0{,}25.$$

Коэффициент K_2, учитывающий перераспределение величин изгибающих моментов в пролете и на опоре вследствие раскрытия трещин в растянутых зонах бетона, определяется по формуле

$$K_2 = \frac{0{,}26 + 0{,}74\,\beta_1}{0{,}578 + 0{,}422\,\beta_2}, \tag{139}$$

в которой β_1 определяется из выражения (128).

7.18. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения равна наименьшему из двух значений, рассчитываемых по формулам:

$$P_{\text{макс}} = \frac{8\,(M_0^{\text{оп}} - M_{\text{с}}^{\text{оп}})}{b\,l^2 K_2 K_{\text{м}}}; \tag{140}$$

$$P_{\text{макс}} = \frac{8\,(M_0^{\text{пр}} - M_{\text{с}}^{\text{пр}})}{b\,l^2 \left(1 - \dfrac{K_2}{4}\right)^2 K_{\text{м}}}. \tag{141}$$

К РАСЧЕТУ ПО ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ Ia БАЛКИ С ЗАЩЕМЛЕННЫМ И ШАРНИРНО-ОПЕРТЫМ КОНЦАМИ

7.19. Расчет железобетонной балки с защемленной и шарнирной опорами на изгиб производится:

для опоры

$$\psi^{\text{оп}} = \frac{\bar{P}\,l^3}{106{,}8\,B^{\text{пр}}} K_{\text{п}}^{\text{оп}} \leqslant 0{,}5\,\psi_{\text{п}}^{\text{оп}}; \tag{142}$$

для пролета

$$\psi^{\text{пр}} = \frac{\bar{P}\,l^3}{44\,B^{\text{пр}}} K_{\text{п}}^{\text{оп}} \leqslant \psi_{\text{п}}^{\text{пр}}. \tag{143}$$

Шарнир пластичности в пролете расположен на расстоянии (0,36 — 0,45) l от шарнирной опоры.

Коэффициенты динамичности по перемещениям $K_{\text{п}}^{\text{оп}}$ и $K_{\text{п}}^{\text{пр}}$ определяются по графикам прил. 10 в зависимости от значений ω_2, Θ_1, β_1 и β_2 и коэффициента динамичности по изгибающему моменту для опоры $K_{\text{м}}^{\text{оп}}$, вычисляемого по формуле

$$K_{\text{м}}^{\text{оп}} = \frac{M_0^{\text{оп}} - K_{\text{у}} M_{\text{с}}^{\text{оп}}}{M_{\text{р}}^{\text{оп}}}, \tag{144}$$

в которой

$$M_{\text{р}}^{\text{оп}} = \frac{\bar{P}\, l^2}{8} K_2. \qquad (145)$$

При вычислении коэффициента β_2 по формуле (133) в нее следует подставлять значения $M_{\text{с}}^{\text{оп}}$ и $M_{\text{с}}^{\text{пр}}$, определяемые из выражений

$$M_{\text{с}}^{\text{оп}} = \frac{\bar{q}_{\text{с}}\, l^2}{8} K_2; \qquad (146)$$

$$M_{\text{с}}^{\text{пр}} = \frac{\bar{q}_{\text{с}}\, l^2}{8} \left(1 - \frac{K_2}{4}\right)^2. \qquad (147)$$

Если при найденном значении $K_{\text{м}}^{\text{оп}}$ кривая $K_{\text{пр}}^{n}$ (пунктир) на графиках прил. 10 отсутствует, то балка работает в упругопластической стадии и расчет на изгиб производится только из условия (142) для опоры.

7.20. Коэффициенты динамичности по поперечной силе на защемленной $K_Q^{\text{оп}}$ и шарнирной $K_Q^{\text{ш}}$ опорах принимаются по табл. 37 в зависимости от значений β_1, β_2 и $K_{\text{м}}^{\text{оп}}$.

Поперечные силы на опорах от эквивалентной статической нагрузки равны:

на защемленной

$$Q_{\text{экв}}^{\text{оп}} = \frac{\bar{P}\, l}{2} K_Q^{\text{оп}}; \qquad (148)$$

на шарнирной

$$Q_{\text{экв}}^{\text{ш}} = \frac{\bar{P}\, l}{2} K_Q^{\text{ш}}. \qquad (149)$$

7.21. Для покрытий с грунтовой обсыпкой толщиной более 1 м коэффициенты динамичности по перемещениям в формулах (142) и (143) принимаются равными коэффициенту $K_{\text{п}}$, который определяется по графикам на рис. 86—88 в зависимости от $S_{\text{п}}$, η и коэффициента динамичности по изгибающему моменту для опоры, вычисляемого по формуле (144). Максимальная величина динамической нагрузки определяется по формуле (122). При нахождении $M_{\text{с}}$ необходимо учитывать вес грунтовой обсыпки.

Коэффициенты динамичности по поперечной силе принимают равными

$$K_Q^{\text{оп}} = K_Q^{\text{ш}} \approx 1{,}1 K_{\text{м}}^{\text{оп}}.$$

Поперечные силы на опорах от эквивалентной статической нагрузки определяют по таблицам для статического расчета.

7.22. Предельная величина динамической нагрузки для балки с известными характеристиками сечения рассчитывается по формуле (140), в которой коэффициент динамичности по изгибающему моменту на опоре $K_{\text{м}}^{\text{оп}}$ определяют по графикам прил. 10 в зависи-

Таблица 37

β_1	β_2	Значения $K_Q^{ш}$ (числитель) и $K_Q^{оп}$ (знаменатель) при $K_м^{оп}$, равном							
		0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
0,5—0,77	0,53	1,1/1,3	1,2/1,5	1,4/1,8	1,4/1,8	1,4/1,8	1,4/1,9	1,4/1,9	1,4/2
	0,82	0,7/1	0,8/1,1	1/1,3	1,1/1,5	1,2/1,6	1,3/1,8	1,4/1,9	1,4/2
	1,12	0,5/0,7	0,6/0,8	0,6/1	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1/1,6
0,77—1,07	0,7	1/1,3	1,2/1,5	1,3/1,7	1,3/1,8	1,3/1,8	1,3/1,8	1,3/1,9	1,3/1,9
	0,85	0,8/1,1	1/1,3	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8	1,3/1,8	1,3/1,9	1,3/1,9
	1	0,7/1	0,8/1,2	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8	1,3/1,9	1,3/1,9
1,07—1,2	0,79	0,9/1,2	1,1/1,4	1,2/1,6	1,3/1,7	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	0,96	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,2/1,6	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	1,13	0,7/1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1,1/1,6	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
1,2—1,36	0,9	0,9/1,2	1/1,4	1,2/1,6	1,2/1,7	1,2/1,7	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	1,09	0,7/1,1	0,9/1,2	1/1,4	1,1/1,6	1,2/1,7	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	1,28	0,6/1	0,7/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,6	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
1,36—1,54	1,16	0,7/1,1	0,8/1,2	1/1,4	1,1/1,6	1,2/1,7	1,2/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	1,38	0,6/1	0,7/1,1	0,8/1,3	0,9/1,4	1/1,6	1,1/1,8	1,2/1,8	1,2/1,9
	1,59	0,6/0,9	0,6/1	0,7/1,2	0,8/1,3	0,9/1,5	1/1,6	1,1/1,8	1,2/1,9
1,54—1,86	1,67	0,6/0,9	0,8/1,1	0,8/1,2	0,9/1,4	1/1,6	1/1,7	1,1/1,8	1,1/1,9
	1,95	0,5/0,9	0,6/1	0,7/1,2	0,8/1,3	0,8/1,4	0,9/1,6	1/1,7	1,1/1,9
	2,23	0,5/0,8	0,5/1	0,6/1,1	0,7/1,2	0,8/1,4	0,8/1,5	0,9/1,6	1/1,8

мости от ω_2 Θ_1, β_1, β_2 и параметра Z, который определяют по формуле

$$Z = \frac{6{,}675\, K_2\, B^{\text{пр}}\, \psi_{\text{п}}^{\text{оп}}}{(M_0^{\text{оп}} - M_c^{\text{оп}})\, l}, \qquad (150)$$

в которой те же обозначения, что и в формулах (139) — (146).

Коэффициенты динамичности по поперечной силе для однопролетной балки с защемленной и шарнирной опорами и для неразрезной двухпролетной балки приведены в табл. 37.

К РАСЧЕТУ НЕРАЗРЕЗНЫХ БАЛОК С КРАЙНИМИ ШАРНИРНЫМИ ОПОРАМИ

7.23. Неразрезная балка представляется в виде системы однопролетных балок: с защемленными концами (средние пролеты) и с одним защемленным и другим шарнирно-опертым концами (крайние пролеты). Число пролетов обозначено n, пролеты нумеруются слева направо ($i=1,2,\ldots, n$). Условия прочности должны удовлетворяться одновременно для всех пролетов.

При расчете средних пролетов неразрезной балки используются формулы для однопролетной защемленной на обеих опорах балки, а при расчете крайних пролетов с шарнирной опорой — формулы для балки с одной защемленной и другой шарнирной опорами. В этих формулах величины коэффициентов K_1 и K_2, учитывающие перераспределение изгибающих моментов на опорах и в пролете, должны быть изменены, так как соотношения между изгибающими моментами на опорах и в пролетах неразрезных балок отличаются от таковых в однопролетных балках.

Для средних пролетов ($i = 2,3,\ldots, n-1$) величины коэффициентов $K_{1_i}^{\text{н}}$ в зависимости от числа пролетов балки будут равны:

при $n=3$ — $K_{1,2}^{H} = 1{,}2\ K_{1,2}$; при $n=4$:

для второго — $K_{1,2}^{H} = 1{,}07\ K_{1,2}$;

для третьего — $K_{1,3}^{H} = 1{,}07\ K_{1,3}$; при $n=5$:

для второго — $K_{1,2}^{H} = 1{,}105\ K_{1,2}$;

для третьего — $K_{1,3}^{H} = 0{,}948\ K_{1,3}$;

для четвертого — $K_{1,4}^{H} = 1{,}105\ K_{1,4}$.

Здесь:

$$K_{1_i} = \frac{0{,}269 + 0{,}731\ \beta_{1_i}}{0{,}46 + 0{,}54\ \beta_{1_i}}; \qquad (151)$$

$$\beta_{1_i} = \frac{B_i^{\text{оп}}}{B_i^{\text{пр}}}; \qquad (152)$$

$$B_i^{\text{оп}} = \frac{1}{2}\,(B_i^{\text{оп}} + B_{i+1}^{\text{оп}}), \qquad (153)$$

где $B_i^{\text{оп}}$ — жесткость i-й опоры.

При неравных величинах моментов внутренних усилий на опорах можно принимать их средние значения:

$$\bar{M}^{\text{оп}}_{0_i} = \frac{1}{2}\left(M^{\text{оп}}_{0_i} - M^{\text{оп}}_{c_i} + M^{\text{оп}}_{0_{i+1}} + M^{\text{оп}}_{c_{i+1}}\right), \qquad (154)$$

где $M^{\text{оп}}_{0\,i}$ — предельный момент внутренних усилий на i-й опоре; $M^{\text{оп}}_{c\,i}$ — изгибающий момент от статической нагрузки на i-й опоре.

Для крайних пролетов ($i = 1,...,n$) коэффициенты K_2^H будут равны:

для двухпролетной балки (при $n=2$)

$$K_2^{\text{н}} = K_2;$$

при любом числе пролетов больше двух (при $n \geqslant 3$) — $K_2^H = 0{,}8\,K_2$. [K_2 рассчитывают по формуле (139)].

7.24. При расчете по предельному состоянию 1б коэффициент динамичности, с учетом выражения (114), определяется по графикам рис. 80—87.

7.25. Расчет по предельному состоянию 1а производится в следующей последовательности: по формуле (134) для средних пролетов или по формуле (144) для крайнего пролета вычисляется коэффициент динамичности $K^{\text{оп}}_{\text{м}}$ по изгибающему моменту для i-го проема. При этом K_1 и K_2 заменяют соответственно на $K^H_{1,2}$ и K_2^H. По найденному значению $K^{\text{оп}}_{\text{м}}$ с помощью графиков прил. 10 в зависимости от закрепления концов i-го пролета и величин $\omega_1^H\Theta$, $\omega_2^H\Theta$, $\beta_{1\,i}$, $\beta_{2\,i}$ находят коэффициенты $K^{\text{оп}}_{\text{п}}$, $K^{\text{пр}}_{\text{п}}$ и $K^{\text{оп}}_Q$ ($K^{\text{ш}}_Q$) (см. табл. 36—39).

Условия прочности неразрезной балки запишутся в виде:

для опор

$$\psi_i^{\text{оп, н}} \leqslant \psi^{\text{оп}}_{\text{п}_i} \text{ (при } i = 2,\ 3,\ \ldots,\ n);$$

$$\psi_i^{\text{оп, н}} = \psi^{\text{оп}}_{i\ \text{лев}} + \psi^{\text{оп}}_{i\ \text{прав}}.$$

Значения $\psi^{\text{оп}}_{i\ \text{лев}}$, $\psi^{\text{оп}}_{i\ \text{прав}}$ определяют по формулам (131) для средних пролетов или (142) для крайнего пролета;

для пролетов

$$\psi_i^{\text{пр}} \leqslant \psi^{\text{пр}}_{\text{п}i} \text{ (при } i = 1,\ 2,\ \ldots,n),$$

где $\psi_i^{\text{пр}}$ определяют по формуле (139) для средних пролетов или (144) для крайнего пролета.

Шарнир пластичности в крайнем пролете расположен на расстоянии (0,36—0,45) l от шарнирной опоры.

Для покрытий с грунтовой обсыпкой более 1 м коэффициенты динамичности рекомендуется определять для всех пролетов неразрезной балки по крайнему пролету с использованием графиков рис. 86—88 в зависимости от безразмерных параметров $S_{\text{п}}$, η и коэффициента $K^{\text{оп}}_{\text{м}}$, вычисляемых соответственно по формулам (117), (118) и (144).

Таблица 38

Коэффициенты динамичности по поперечной силе для крайнего пролета неразрезной трехпролетной балки

β_1	β_2	Значения $K_Q^{ш}$ (числитель) и $K_Q^{оп}$ (знаменатель) при $K_м^{оп}$, равном							
		0.6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1.3
0,5—0,77	0,53	0,9/1,1	1/1,2	1,1/1,4	1,3/1,6	1,4/1,8	1,5/1,9	1,5/1,9	1.5/1,9
	0,82	0,6/0,8	0,7/0,9	0,8/1	0,9/1,2	1/1,3	1,1/1,4	1,2/1,6	1.3/1,7
	1,12	0,5/0,7	0,6/0,8	0,7/0,9	0,8/1,1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,6
0,77—1,07	0,7	0,8/1	0,9/1,2	1,1/1,4	1,2/1,5	1,3/1,7	1,4/1,8	1,4/1,9	1,4/1,9
	0,85	0,7/0,9	0,8/1,1	0,9/1,1	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8	1,4/1,9
	1	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,2	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,6	1,3/1,8
1,07—1,2	0,79	0,7/1	0,9/1,2	1/1,3	1,1/1,5	1,2/1,6	1,3/1,8	1,3/1,8	1,4/1,9
	0,96	0,6/0,9	0,7/1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1,1/1,6	1,2/1,7	1,3/1,9
	1,13	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1,1/1,6	1,2/1,7
1,2—1,36	0,9	0,7/0,9	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,6	1,3/1,7	1,3/1,8	1,3/1,9
	1,09	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8
	1,28	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1	0,8/1,1	0,8/1,3	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7
1,36—1,54	1,16	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1/1,5	1,1/1,7	1,2/1,8
	1,38	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1	0,7/1,1	0,8/1,3	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7
1,54—1,86	1,31	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,6	1,2/1,8
	1,56	0,5/0,7	0,5/0,9	0,6/1	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,4	0,9/1,5	1/1,6

Таблица 39

Коэффициенты динамичности по поперечной силе для крайнего пролета неразрезной балки с числом пролетов больше трех

β_1	β_2	Значения $K_Q^{ш}$ (числитель) и $K_Q^{оп}$ (знаменатель) при $K_м^{оп}$, равном							
		0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2	1,3
0,5—0,77	0,53	0,9/1,1	1/1,2	1,1/1,4	1,3/1,6	1,4/1,8	1,6/1,6	1,6/2	1,6/2
	0,82	0,6/0,8	0,7/0,9	0,8/1	0,9/1,2	1/1,3	1,1/1,4	1,2/1,6	1,3/1,7
	1,12	0,5/0,7	0,6/0,8	0,7/0,9	0,8/1,1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,5
0,77—1,07	0,7	0,8/1	0,9/1,2	1,1/1,4	1,2/1,5	1,3/1,7	1,4/1,9	1,5/2	1,5/2
	0,85	0,7/0,9	0,8/1,1	0,9/1,2	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8	1,4/2
	1	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,2	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,6	1,3/1,8
1,07—1,2	0,79	0,7/1	0,9/1,2	1/1,3	1,1/1,5	1,2/1,6	1,4/1,8	1,5/2	1,5/2
	0,96	0,6/0,9	0,7/1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1,1/1,6	1,3/1,7	1,4/1,9
	1,13	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,3	1/1,5	1,1/1,6	1,2/1,7
1,2—1,36	0,9	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,6	1,3/1,7	1,4/1,9	1,4/2
	1,09	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,3/1,8
	1,28	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1	0,8/1,2	0,9/1,3	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7
1,36—1,54	1,16	0,6/0,8	0,7/1	0,8/1,1	0,9/1,3	1/1,4	1,1/1,5	1,2/1,7	1,2/1,8
	1,38	0,5/0,8	0,6/0,9	0,7/1	0,7/1,2	0,8/1,3	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7
1,54—1,86	1,31	0,6/0,9	0,7/1,1	0,8/1,2	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7	1,2/1,8	1,3/1,9
	1,56	0,5/0,9	0,6/1	0,7/1,1	0,8/1,3	0,9/1,4	1/1,5	1,1/1,7	1,1/1,8

7.26. Предельная величина динамической нагрузки для неразрезной балки с известными характеристиками сечения рассчитывается по пп. 7.9, 7.12, 7.15, 7.18, 7.22 с использованием графиков прил. 10.

8. УБЕЖИЩА, РАЗМЕЩАЕМЫЕ В ЗОНЕ ВОЗМОЖНОГО ЗАТОПЛЕНИЯ

8.1(9.1). Убежища, размещаемые в зоне возможного затопления, должны удовлетворять всем требованиям настоящих норм с учетом воздействия гидравлического потока, обусловленного гравитационными или прорывными волнами.

Продолжительность затопления принимается для гравитационных волн кратковременной — до 2 ч, а для прорывных волн длительной — более 2 ч.

Убежища в зонах длительного затопления следует предусматривать при расчетной глубине воды не более 10 м. При больших глубинах затопления следует применять другие способы защиты.

Затопление береговой полосы водоемов может происходить при тектонических процессах на дне водоемов или при подводных взрывах — гравитационными волнами, при прорыве (полном или частичном) напорных фронтов гидроузлов — прорывными волнами.

Воздействие как гравитационных, так и прорывных волн на убежища вызывается образующимся гидравлическим потоком. Время воздействия их различное. Для гравитационных волн затопление менее продолжительное (1—2 ч), а для прорывных волн более длительное (до нескольких суток), определяемое временем опорожнения водохранилища.

Выбор места строительства убежища в пределах зоны затопления должен определяться глубиной гидравлического потока, образующегося после трансформации гравитационных или прорывных волн, и продолжительностью затопления.

При размещении убежища на местности расчетная глубина гидравлического потока при кратковременном затоплении выбирается из условия воздействия на ограждающие конструкции убежища гидростатического давления и скоростного напора, учитывая, что их воздействие снижается по мере удаления от уреза воды.

Глубину возможного затопления и продолжительность затопления от прорывных волн необходимо определять, чтобы решить вопрос целесообразности строительства убежища, так как при глубине затопления более 10 м необходимо применять другие способы защиты.

К числу таких способов относятся:

а) укрытие в убежищах, размещаемых в зоне затопления с глубиной менее 10 м, а в отдельных случаях и за пределами зоны возможного затопления с увеличением при необходимости радиуса сбора укрываемых и устройством во входах в убежище тамбуров-шлюзов. Увеличение радиуса сбора должно быть согласовано со временем подхода прорывной волны к предприятию или населенному пункту;

б) эвакуация работающих смен наземным транспортом заблаговременно или по сигналу оповещения при наводнении или других стихийных бедствиях;

в) эвакуация работающих смен по сигналу оповещения с помощью дежурных плавсредств, заблаговременно подготовленных для этих целей.

8.2(9.2). Убежища в зонах длительного затопления следует, по возможности, размещать на возвышенных участках местности с увеличением в обоснованных случаях радиуса сбора укрываемых согласно главе СНиП II-11-77.

В зонах затопления убежища устраиваются встроенными и отдельно стоящими. При размещении низа перекрытия отдельно стоящих убежищ выше уровня планировочной отметки земли следует проводить проверку устойчивости сооружения на сдвиг и опрокидывание гидравлическим потоком или против всплытия с коэффициентом запаса 1,1.

Вместимость убежищ в зоне длительного затопления рекомендуется принимать 300—600 чел.

При проектировании ДЭС следует предусматривать инженерные решения, исключающие попадание воды в воздухозабор и выхлоп дизеля.

В зонах затопления от прорывных волн при глубине воды 5 м и более следует предусматривать убежища без ДЭС. Фильтровентиляцию и регенерацию воздуха при этом обеспечивать с применением комплектов ФВК-2 и электроручных вентиляторов ЭРВ-600/300, входящих в эти комплекты. Охлаждение воздуха после РУ-150/6 предусматривать с помощью труб, размещаемых в грунте за пределами убежищ.

Освещение помещений этих убежищ предусматривать от переносных и местных источников (аккумуляторных и электрических фонарей, батарей, велогенераторов и др.).

При размещении защитных сооружений в зоне затопления необходимо стремиться к тому, чтобы они по возможности располагались на наиболее возвышенных местах, желательно укрытыми за естественными препятствиями, защищающими их от прямого воздействия гидравлического потока. Положительный эффект достигается размещением отдельно стоящих сооружений в горных выработках, выполненных в береговых откосах. В отдельных случаях в таких сооружениях удается воздухозаборные устройства вывести выше отметки уровня гидравлического потока.

В случае расположения защитного сооружения на открытой местности следует проверять возможность размыва грунтовой обсыпки, подмыва сооружения и при необходимости проводить укрепление откосов обсыпки в прилегающей территории. При этом необходимо проверять расчетом возможность всплытия и опрокидывания убежищ. Размыв и опрокидывание убежищ могут вызываться как прямым, так и обратным потоками. К проектированию ДЭС следует прибегать в исключительных случаях, предусматривая инженерные решения, исключающие попадание воды в воздухозабор и выхлоп дизеля, а также возможность их опорожнения после воздействия гравитационных и прорывных волн.

8.3(9.3). Оклеечную гидроизоляцию убежищ, размещаемых в зонах затопления, следует назначать сплошной, включая и покрытие, в соответствии с требованиями «Инструкции по проектированию гидроизоляции подземных частей зданий и сооружений» и с учетом стойкости ее против гидростатического напора и обеспечения зажатия жесткими конструктивными элементами по стенам и по покрытию.

Степень допустимого увлажнения ограждающих конструкций убежищ, размещаемых в зонах затопления, следует принимать I категории.

Гидроизоляция убежищ, размещаемых как в зонах кратковременного, так и длительного затопления, выполняется сплошной, включая покрытие. Гидроизоляция выполняется оклеечного типа из четырех слоев гидроизола.

Ограждающая конструкция гидроизоляции выполняется в виде кирпичной стенки или некондиционных железобетонных плит.

Степень допустимого увлажнения ограждающих конструкций убежищ, размещаемых в зонах затопления, следует принимать по нормам I категории, это требует применения более плотного бетона и непрерывного бетонирования, исключающего возможность образования рабочих швов.

Расчет гидроизоляции для убежищ, размещаемых в зонах возможного затопления, выполняется в соответствии с требованиями п. 2.38 СНиП II-11-77.

8.4(9.4). В убежищах, размещаемых в зонах возможного затопления, следует предусматривать аварийные выходы:

а) в зонах кратковременной продолжительности затопления — в виде вертикальной шахты с защищенным оголовком и в соответствии с требованиями п. 2.19 СНиП II-11-77.

По окончании затопления следует предусматривать выпуск воды из входа в убежище или откачку ее насосом;

б) в зонах продолжительного затопления в виде вертикальной шахты.

При глубине возможного затопления до 5 м выход должен осуществляться через шахту. При этом верх шахты следует принимать на 1 м выше уровня возможного затопления.

При глубине затопления до 10 м шахту следует устраивать высотой до 5 м над поверхностью обсыпки отдельно стоящего заглубленного убежища и обеспечивать эвакуацию укрываемых с помощью спасательно-эвакуационных средств (комплект «Выход») через люк (по типу танкового), перекрывающий шахту убежища.

В зонах кратковременного затопления аварийные выходы выполняются в соответствии с п. 2.19 СНиП II-11-77. При этом по возможности протяженность тоннеля, соединяющего вертикальную шахту с убежищем, делают минимальной длины с целью уменьшения объема выпускаемой в убежище или откачиваемой воды.

Удаление воды из аварийных выходов может осуществляться:

ручными насосами, установленными внутри убежища и соединенными с водосборным приямком. Выброс воды производится за пределы убежища;

выпуском воды в специальные приямки, предусмотренные внутри убежища. Их объем должен обеспечивать прием всего объема воды, заполнившего аварийный выход. Обычно для этих целей используют камеры перед масляными фильтрами. Перед откачкой воды необходимо с помощью системы контроля определить наличие воды над сооружением.

Аварийные выходы в убежищах, расположенных в зонах длительного затопления, устраиваются в виде вертикальной шахты, расположенной непосредственно на перекрытии. При глубине затопления, превышающей 5 м, оголовок аварийного выхода оборудуется люком, обеспечивающим эвакуацию укрываемых с помощью спаса-

тельно-эвакуационных средств (комплект «Выход»). Комплект «Выход» включает трехсекционную трубу-лаз с разъемными направляющими штангами; плавсредства: две полулодки ДЛ-10, соединяемые в паром, оснащенный якорным устройством и кран-балкой грузоподъемностью 150 кг; навесные моторы — 2; мотопомпу — 1; спецснаряжение, предназначенное для обеспечения навигации, водолазных спусков и безопасности работ на воде; ЗИП, предназначенный для монтажных работ и замены износившихся узлов и деталей.

Обслуживающий персонал комплекта «Выход» состоит из семи человек.

Комплект «Выход» обеспечивает эвакуацию при:

глубине воды над верхом оголовка аварийного выхода до 4 м;

скорости течения воды до 1,5 м/с.

Время установки трубы-лаза — 15 мин. Габаритные размеры трубы-лаза: высота — 4500 мм; высота одной секции — 1500 мм; диаметр секций: № 1 — 875 мм, № 2 — 670 мм, № 3 — 735 мм. Вес секций: № 1 — 82 кг; № 2 — 71 кг; № 3 — 53 кг.

Чтобы использовать комплект «Выход» для эвакуации укрываемых из убежищ, оголовок аварийного выхода необходимо оборудовать танковым люком. На погоне люка устанавливают штыри (3 шт.) с вмонтированными в них направляющими тросиками. Свободные концы тросиков крепятся к буйку, который всплывает по мере повышения уровня воды над оголовком аварийного выхода.

Спасательная команда подходит на пароме к буйку и закрепляет паром на якоре. По направляющим тросикам или с помощью водолазов на штыри погона люка устанавливают направляющие штанги, по которым посекционно опускается труба-лаз и закрепляется прижимами. Осушение трубы-лаза производится мотопомпой. После осушения открывается люк и производится эвакуация укрываемых на паром.

8.5(9.5). В убежищах, размещаемых в зонах возможного затопления, следует предусматривать минимально необходимое количество входных проемов, но не менее двух, а также минимальное количество приточно-вытяжных и других отверстий, сообщающихся с поверхностью.

Допускается совмещать воздухозаборы в одном канале с прокладкой в нем трубопроводов для воздухозабора по фильтровентиляции и ДЭС, а также вытяжных, кроме выхлопа от дизеля.

При воздействии гидравлического потока убежища, расположенные в зонах затопления, могут полностью погружаться в воду. В связи с этим все входные проемы, каналы воздуховодов, аварийные выходы заполняются водой. Увеличение количества каналов приводит к необходимости выполнять большой объем работы по их опорожнению.

8.6(9.6). Несущие конструкции убежищ, защитно-герметические двери (люки) и другие защитные устройства должны проверяться расчетом на нагрузку от гидростатического давления расчетного столба воды, который должен быть указан в задании на проектирование.

Гидростатическое давление от столба воды на сооружение, принимаемое в расчете, не должно превышать нагрузки, устанавливаемой классом защиты убежища.

Все выступающие элементы сооружения, оголовки аварийных выходов, воздуховодов, шахты и др. должны быть проверены расчетом на устойчивость и прочность от раздельного воздействия ударной волны и гидравлического потока.

В связи с тем, что величина воздействия гидравлического потока на сооружения уменьшается по мере удаления от уреза воды, место посадки убежища следует выбирать таким образом, чтобы гидростатическое давление и скоростной напор в данной точке были меньше, чем нагрузки, устанавливаемые классом защиты убежища. При этом допускается увеличение радиуса сбора укрываемых согласно п. 9.2 СНиП II-11-77.

8.7(9.7). Убежища, размещаемые в зонах возможных затоплений, должны возводиться по индивидуальным и типовым проектам из монолитных железобетонных конструкций со сплошной фундаментной плитой.

Бетон для убежищ, размещаемых в зонах затопления, должен применяться проектной марки: по прочности на сжатие — не ниже М200, по морозостойкости — М150 и по водонепроницаемости — В-6 в соответствии с требованиями главы СНиП по проектированию бетонных и железобетонных конструкций и ГОСТ 4795—68.

Конструкции убежищ, размещаемых в зоне возможных затоплений, следует рассчитывать по предельному состоянию 1б.

Гидравлический поток, воздействуя на сооружение, размывает обсыпку, расстраивает и вымывает стыки сборных железобетонных конструкций, подмывает основание, нарушая герметичность ограждающих конструкций, поэтому в зонах возможного затопления убежища должны возводиться из монолитных железобетонных конструкций с обеспечением непрерывной подачи бетонной смеси при бетонировании.

8.8(9.8). Оголовки аварийных выходов, воздухозаборных и вытяжных шахт следует проверять на давление от скоростного напора $P_{ск}$ гидравлического потока по формуле

$$P_{ск} = C_x \frac{\gamma V_п^2 F_{ск}}{2g}, \qquad (155)$$

где C_x — коэффициент лобового сопротивления, принимаемый согласно прил. 12;

γ — объемный вес воды;

g — ускорение свободного падения, равное 9,8 м/с²;

$V_п$ — скорость подходящего потока согласно СНиП II-11-77;

$F_{ск}$ — площадь проекции погруженной в поток части преграды на плоскость, перпендикулярную направлению движения потока.

Скорость потока в рассматриваемой точке определяется по главе СНиП II-11-77 в зависимости от параметров гравитационной волны и рельефа берега. Скорость распространения прорывных волн принимается по данным института Гидропроект им. С. Я. Жука Минэнерго.

Скорость распространения потока необходима также для сопоставления со скоростями размывания материалов обсыпки убежища, прилегающей к нему территории и материалов аварийных выходов, воздухозаборных и вытяжных шахт. При соответствующем технико-экономическом обосновании допускается проводить укрепление откосов обсыпки и территории.

8.9(9.9). В убежищах, размещаемых в зонах возможного затопления, следует предусматривать режим изоляции с регенерацией внутреннего воздуха, согласно главе СНиП II-11-77, а также предусматривать устройства, обеспечивающие контроль наличия воды над сооружением.

В воздухозаборных и вытяжных шахтах следует предусматривать установку противовзрывных устройств и водопроводных задвижек с электроручным управлением из убежища. Водопроводные задвижки должны быть рассчитаны на гидростатическое давление от расчетного столба воды.

Опорожнение заполненного водой участка шахты следует предусматривать путем слива воды в камеры перед масляными фильтрами или откачки ручным насосом за пределы сооружения.

Для защиты от попадания воды в убежища через воздухозаборные и вытяжные шахты на них предусматривается установка водопроводных задвижек. Задвижки должны быть рассчитаны на гидростатическое давление расчетного столба воды. Они устанавливаются на воздуховодах после противовзрывных устройств, считая от внешнего конца.

Для контроля наличия воды над сооружением могут быть использованы водопроводные или газовые трубы малого диаметра, проложенные в ограждающей конструкции убежища. Верхний конец выводится на поверхность земли, нижний, оборудованный вентилем, — в убежище.

9. ПРОТИВОПОЖАРНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

9.1. Убежища являются местом большого скопления людей на сравнительно небольшой площади. Эта особенность убежищ вызывает необходимость применять повышенные противопожарные требования при решении вопросов, касающихся выбора помещений под убежища, объемно-планировочных решений, внутренней отделки помещений, а также при определении минимальных пределов огнестойкости строительных конструкций.

Выполнение повышенных противопожарных требований поможет исключить возможность возникновения пожаров в убежищах или позволит провести быструю их локализацию.

9.2(10.1). При проектировании убежищ гражданской обороны в части противопожарных требований надлежит руководствоваться соответствующими главами СНиП в зависимости от назначения помещений в мирное время, а также требованиями настоящих норм.

9.3(10.2). Убежища следует размещать в подвальных помещениях производств категорий по пожарной опасности Г и Д. В отдельных случаях допускается размещение защитных сооружений в подвальных помещениях производств категорий А, Б, В и Е при обеспечении полной изоляции подвалов от надземной части зданий, необходимой защиты входов (выходов) и снижения нагрузки от возможного взрыва в здании до 80% по сравнению с эквивалентной расчетной нагрузкой.

Для убежищ, как правило, следует использовать подвалы зданий с производством категории Г и Д по пожарной опасности.

При использовании под убежища подвалов зданий с производствами категорий А, Б, В и Е в связи с взрывной, взрывопожарной и пожарной опасностью потребуются значительные затраты на проведение специальных мероприятий по изоляции их от надземной части здания, защите входов и увеличению в ряде случаев несущей способности ограждающих конструкций, поэтому использование подвалов зданий с такими производствами должно быть ограничено и

применяться только при соответствующем технико-экономическом обосновании.

9.4(10.3). Огнестойкость зданий и сооружений, в которые предусматривается встраивать убежища, должна быть не ниже II степени.

Минимальные пределы огнестойкости основных строительных конструкций убежищ следует принимать согласно табл. 40(40).

Таблица 40 (40)

Конструкция	Минимальный предел огнестойкости, ч
Несущие стены, колонны и покрытия основных помещений и входов	Несгораемые 2
Внутренние несущие перегородки	Несгораемые 1
Перегородки между маршами лестничных клеток	То же
Стены, отделяющие дизельную от помещений для укрываемых	»
Входные двери в ДЭС (внутренние)	Несгораемые 0,25
Стены и покрытия павильонов над входами	То же

В зоне расположения убежищ возможно возникновение пожаров от действия светового излучения и вследствие разрушения огневых нагревательных приборов, короткого замыкания при повреждении электрических сетей и по другим причинам, поэтому убежища и здания, в которые они встроены, должны проектироваться I и II степени огнестойкости.

9.5(10.4). Для внутренней отделки помещений убежищ должны применяться несгораемые или трудносгораемые материалы. Запрещается применение сгораемых синтетических материалов для изготовления нар и другого оборудования.

При использовании под убежища гардеробных помещений, размещаемых в подвалах, хранение домашней и рабочей одежды должно производиться на металлических вешалках или в металлических шкафчиках.

9.6(10.5). В складских помещениях, приспосабливаемых под убежища вместимостью 600 чел. и более и используемых для хранения сгораемых материалов и несгораемых в сгораемой таре, следует предусматривать устройство автоматических установок пожаротушения, а также вентиляции, используемой для дымоудаления.

Сгораемые синтетические материалы обладают низкой температурой воспламенения, устойчивым горением и низким пределом огнестойкости, поэтому требованиями главы СНиП II-11-77 запрещено их применение для изготовления нар и другого оборудования в убежищах, а также для внутренней отделки помещений.

При переводе склада на режим убежища все хранимые в нем сгораемые материалы удаляются.

При отсутствии сгораемых материалов отпадает необходимость в автоматическом пожаротушении. Автоматические системы пожаротушения консервируются.

9.7(10.6). При приспособлении под убежища помещений, в которых в мирное время размещаются производства категории В, стоянки легковых автомобилей, склады сгораемых материалов и несгораемых материалов в сгораемой таре следует предусматривать возможность удаления дыма при пожаре с помощью вытяжной системы вентиляции.

Объем удаляемого воздуха должен составлять не менее четырехкратного.

На вытяжной системе вентиляции должен устанавливаться герметический клапан (или утепленная заслонка) с электроприводом, открытие которого должно предусматриваться одновременно с пуском вентилятора.

Пуск вентилятора должен предусматриваться:

а) от пускового устройства в ФВК;

б) от пускового устройства, устанавливаемого у основного входа в убежище, используемого в мирное время;

в) от дымовых извещателей.

Одновременно с пуском вентилятора вытяжной системы вентиляции выключаются вентиляторы и закрываются герметические клапаны на приточных системах вентиляции.

В зданиях и сооружениях производств категории В, стоянок легковых автомобилей, складов сгораемых материалов требованиями СНиП рекомендуется устройство окон для дымоудаления на случай пожара. Однако устройство окон в несущих ограждающих конструкциях не обеспечивает сохранения требуемых защитных свойств сооружений, поэтому требованиями СНиП II-11-77 «Защитные сооружения гражданской обороны» предусмотрено обеспечение дымоудаления не через оконные проемы, а с применением вентиляции убежищ.

Расчеты показали, что для этих целей необходимо обеспечить четырехкратный воздухообмен.

Для удаления дыма используется вытяжная система вентиляции убежищ. При этом система вытяжной вентиляции убежищ, расположенных в первой и частично во второй климатических зонах, не обеспечивает необходимый для удаления дыма четырехкратный воздухообмен. Во всех остальных случаях необходимый воздухообмен обеспечивается.

Таким образом, при размещении в убежищах производств категории В, стоянок легковых автомобилей, складов сгораемых материалов, а также несгораемых материалов в сгораемой таре производительность вытяжной системы чистой вентиляции убежищ, расположенных в первой и второй климатических зонах, необходимо принимать из условия создания в помещениях для укрываемых не менее четырехкратного воздухообмена, соответственно увеличивая производительность приточной системы чистой вентиляции. Увеличение воздухообмена составит:

для первой климатической зоны — по вытяжке от 6 до 8 м³/ч×чел.; по притоку — от 7,3 до 10,7 м³/(ч·чел.);

для второй климатической зоны — по вытяжке до 9 м³/(ч·чел.); по притоку — до 10,7 м³/(ч·чел.).

Конструктивные указания по устройству вентиляции для дымоудаления изложены в «Руководстве по проектированию инженерно-технического оборудования убежищ гражданской обороны».

9.8(10.7). Убежища должны иметь не менее двух входов с шириной двери не менее 0,8 м и высотой двери не менее 1,8 м.

9.9(10.8). Выход (вход) из убежища, имеющего ДЭС, через общую лестничную клетку многоэтажного здания допускается

предусматривать при условии отделения глухими несгораемыми ограждениями маршей, идущих в подвал, от маршей, идущих на второй и последующие этажи, и устройства обособленного выхода наружу.

Эвакуационные выходы рассчитываются из условия эксплуатации помещений убежищ в мирное время. При определении количества выходов следует исходить из расчета 0,6 м на 100 чел. Однако во всех случаях необходимо предусматривать не менее двух эвакуационных выходов, которые должны быть разнесены. Не допускается расположение выходов с одной стороны убежища.

Принципиальное решение выхода (входа) из убежища, имеющего ДЭС, показано на рис. 17.

Глухое несгораемое ограждение маршей должно иметь предел огнестойкости не менее 1 ч.

9.10(10.9). Помещения защищенных ДЭС (в мирное время не эксплуатируются) следует относить по пожарной опасности к категории Г и предусматривать в них первичные средства пожаротушения: ручные пенные или углекислотные огнетушители, асбестовые покрывала и песок.

Хранение запаса топлива и масла в ДЭС в мирное время не предусматривается; заправку ДЭС горюче-смазочными материалами в период кратковременных испытаний следует производить из переносных емкостей.

В соответствии с требованиями Инструкции по приемке в эксплуатацию законченных строительством защитных сооружений гражданской обороны и их использованию в мирное время (СН 464-74) дизельные электростанции (ДЭС) убежищ, не используемые в мирное время, подлежат консервации. При консервации удаляются из помещения ДЭС все горюче-смазочные материалы, помещение ДЭС становится наименее пожароопасным, поэтому можно перевести его из категории В в категорию Г.

9.11(10.10). В убежищах вместимостью 600 чел. и более внутренний водопровод для пожаротушения следует предусматривать в тех случаях, когда это определено требованиями соответствующих глав СНиП в зависимости от назначения помещений в мирное время.

9.12(10.11). В убежищах ввод средств пожаротушения должен предусматриваться через входные проемы, заполняемые в мирное время обычными дверями, согласно п. 2.16 СНиП II-11-77.

9.13(10.12). Убежища, в соответствии с их использованием в мирное время, должны иметь первичные средства пожаротушения (ручные пенные огнетушители, песок и др.) в количествах, предусмотренных соответствующими типовыми правилами пожарной безопасности.

Необходимость в устройстве внутреннего противопожарного водопровода и в наличии первичных средств пожаротушения в помещениях убежищ определяется условиями их эксплуатации в мирное время, поэтому проектирование указанных мероприятий должно производиться с учетом требований соответствующих глав СНиП и Инструкции по противопожарной безопасности.

Средства пожаротушения должны вводиться внутрь помещений убежищ через дверные проемы. Проектирование специальных проемов для этих целей не допускается, так как их устройство приводит к снижению защитных свойств убежищ.

Определение избыточного давления во фронте ударной волны и эффективного времени действия при взрыве углеводородно-воздушных смесей

При взрыве углеводородно-воздушной смеси (УВС) различают две зоны действия (рис. 91): детонационной волны в пределах облака УВС и воздушной ударной волны за пределами облака УВС. Параметры взрыва УВС (давление во фронте и эффективное время действия ударной волны) зависят от расстояния до центра взрыва и от состава УВС. Приводимые ниже формулы соответствуют усредненным физико-механическим и энергетическим характеристикам стехиометрической смеси с воздухом углеводородных газов типа C_mH_n (ацетилен, метан, этан, пропан, бутан, пентан, этилен, пропилен, бутилен) и идеализированной схеме взрыва (детонации) облака УВС в форме полусферы с инициированием взрыва в ее центре.

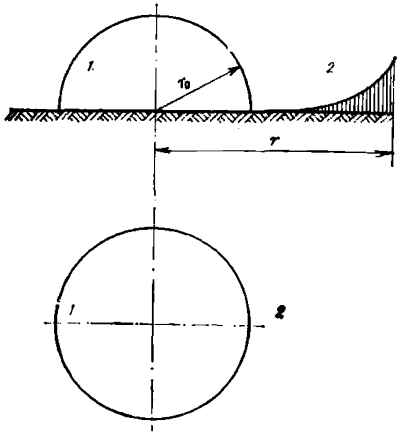


Рис. 91. Схема взрыва облака углеводородной воздушной смеси (УВС)

1 — зона действия детанационной волны в пределах облака УВС; *2* — зона действия воздушной ударной волны: r_0 — начальный радиус облака УВС; r — расстояние до центра взрыва

Зона облака углеводородно-воздушной смеси

Начальный радиус облака УВС, м, равен

$$r_0 = 18{,}5\sqrt[3]{Q}, \qquad (156)$$

где Q — количество углеводородных газов в топливно-воздушной смеси (тс), определяемое по формуле

$$Q = K_н Q_н, \qquad (157)$$

где $Q_н$ — количество сжиженных углеводородных газов в хранилищах до взрыва, тс;

$K_н$ — коэффициент перехода сжиженного продукта в УВС, значение которого принимается равным $K_п = 0{,}6$.

Значения начального радиуса облака УВС в зависимости от количества углеводородных газов в смеси приведено в табл. 41.

В зоне облака действует детонационная волна, избыточное давление во фронте которой принимается постоянным в пределах облака УВС и равным $\Delta P_ф = 17$ кгс/см².

Эффективное время действия θ детонационной волны, с, определяется по формуле

$$\theta = 0{,}37 \cdot 10^{-3} r_0 (r/r_0)^{0{,}27} \qquad (158)$$

$$\text{при } 0{,}3 \leqslant r/r_0 \leqslant 1,$$

где r_0 и r — начальный радиус облака УВС и расстояние до центра взрыва, м.

Таблица 41

Масса горючего в смеси, тс	r_0, м	Масса горючего в смеси, тс	r_0, м
1	18,5	450	142
2	23	500	147
3	27	600	156
4	29	700	164
5	32	800	172
10	40	900	179
15	46	1000	185
20	50	1500	212
25	54	2000	233
50	68	2500	251
75	78	3000	267
100	86	3500	281
150	98	4000	294
200	108	4500	306
250	117	5000	317
300	124	6400	344
350	131	10000	399
400	136		

Параметры детонационной волны в зависимости от r/r_0 приведены в табл. 42.

Таблица 42

r/r_0	ΔP, кгс/см²	$\frac{\theta}{r_0} 10^{-3}$, с/м	r/r_0	ΔP, кгс/см²	$\frac{\theta}{r_0} 10^{-3}$, с/м
0,3	17	0,27	2	1,63	1,34
0,4	17	0,29	2,5	1,12	1,57
0,5	17	0,31	3	0,82	1,78
0,6	17	0,32	3,5	0,63	1,99
0,7	17	0,34	4	0,50	2,18
0,8	17	0,35	5	0,38	2,30
0,9	17	0,36	6	0,28	2,59
1,0	17	0,37	7	0,22	2,82
1,0025	13,71	0,48	8	0,18	3,02
1,005	13,23	0,50	9	0,15	3,18
1,01	12,32	0,53	10	0,13	3,32
1,02	10,72	0,59	11	0,12	3,43
1,04	8,14	0,74	12	0,10	3,53
1,06	6,21	0,93	13	0,09	3,62
1,08	5,68	0,97	14	0,08	3,69
1,1	5,33	0,99	15	0,078	3,76
1,2	3,96	1,07	20	0,05	4,00
1,4	2,99	1,10	25	0,048	4,09
1,6	2,38	1,15	30	0,03	4,26
1,8	1,95	1,25	40	0,025	4,39

При отражении детонационной волны от преграды, когда конструкция расположена перпендикулярно направлению распространения детонационной волны, давление на преграду превосходит давление во фронте детонационной волны приблизительно в 2,5 раза, а эффективное время действия избыточного давления отражения приблизительно в 1,25 раза меньше, чем рассчитанное по формуле (158).

Зона действия воздушной ударной волны

Зона действия воздушной ударной волны начинается сразу за внешней границей облака УВС.

Давление во фронте ударной волны ΔP_{Φ}, кгс/см^2, и эффективное время действия зависят от расстояния до центра взрыва и определяются по формулам:

а) при $1 < r/r_0 < 1{,}061$

$$\Delta P_{\Phi} = 14{,}2\ (r/r_0)^{-14{,}64}; \qquad (159)$$

$$\Theta = 0{,}469 \cdot 10^{-3}\ r_0\ (r/r_0)^{12}; \qquad (160)$$

б) при $1{,}061 < r/r_0 \leqslant 1{,}212$

$$\Delta P_{\Phi} = 7{,}327\ (r/r_0)^{-3{,}4}; \qquad (161)$$

$$\Theta = 0{,}91 \cdot 10^{-3}\ r_0\ (r/r_0)^{0.86}; \qquad (162)$$

в) при $1{,}212 < r/r_0 \leqslant 1{,}515$

$$\Delta P_{\Phi} = 5{,}283\ (r/r_0)^{-1{,}7}, \qquad (163)$$

$$\Theta = 1{,}09 \cdot 10^{-3}\ r_0\ (r/r_0)^{0{,}1}; \qquad (164)$$

г) при $1{,}515 < r/r_0 \leqslant 4{,}545$

$$\Delta P_{\Phi} = 5{,}283\ (r/r_0)^{-1{,}7}; \qquad (165)$$

$$\Theta = 0{,}826 \cdot 10^{-3}\ r_0\ (r/r_0)^{0{,}7}; \qquad (166)$$

д) при $r/r_0 > 4{,}545$

$$\Delta P_{\Phi} = 0{,}909\ (r/r_0)^{-1} + 3{,}214\ (r/r_0)^{-2} + 8{,}696\ (r/r_0)^{-3}; \qquad (167)$$

$$\Theta = \frac{4{,}361 \cdot 10^{-3}\ r_0}{\Delta P\, r/r_0}. \qquad (168)$$

Параметры воздушной ударной волны как функции отношения r/r_0 можно определять по табл. 42, а по рис. 92 и 93 — как функции массы горючего в смеси и расстояния до центра взрыва.

Пример определения параметров взрыва УВС

Определим значения избыточного давления во фронте ударной волны и эффективное время действия на различных расстояниях от центра взрыва облака УВС, образовавшегося при разрушении емкости, в которой находилась $Q_{\text{н}} = 2000$ тс сжиженного пропана.

Количество продукта, перешедшего в облако УВС, по формуле (157) равно

$$Q = K_{\text{н}}\, Q_{\text{н}} = 0{,}6 \cdot 20\,000 = 1200 \text{ тс}.$$

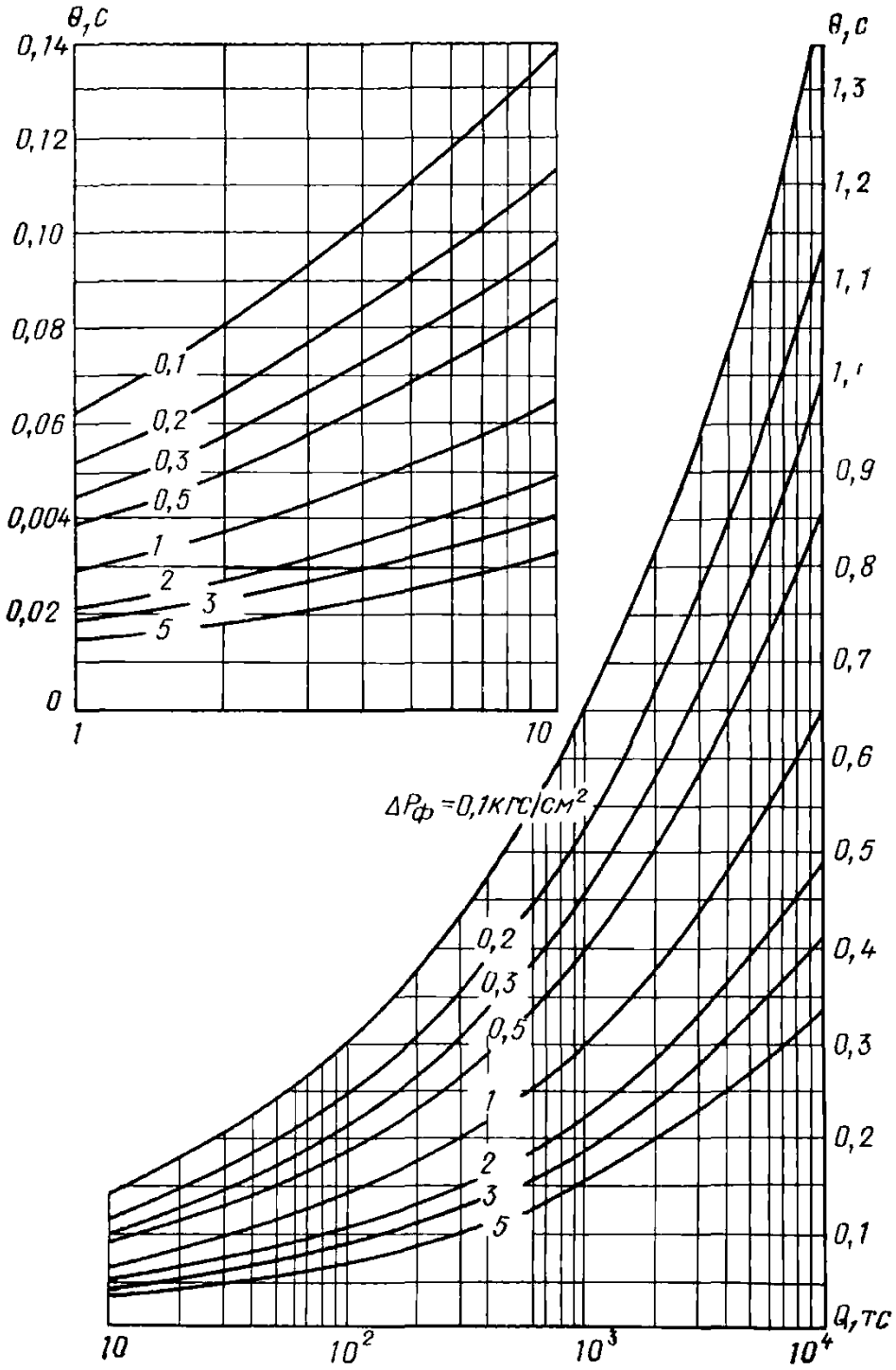


Рис. 92. Давление во фронте воздушной ударной волны в зависимости от массы горючего в смеси и расстояния до центра взрыва

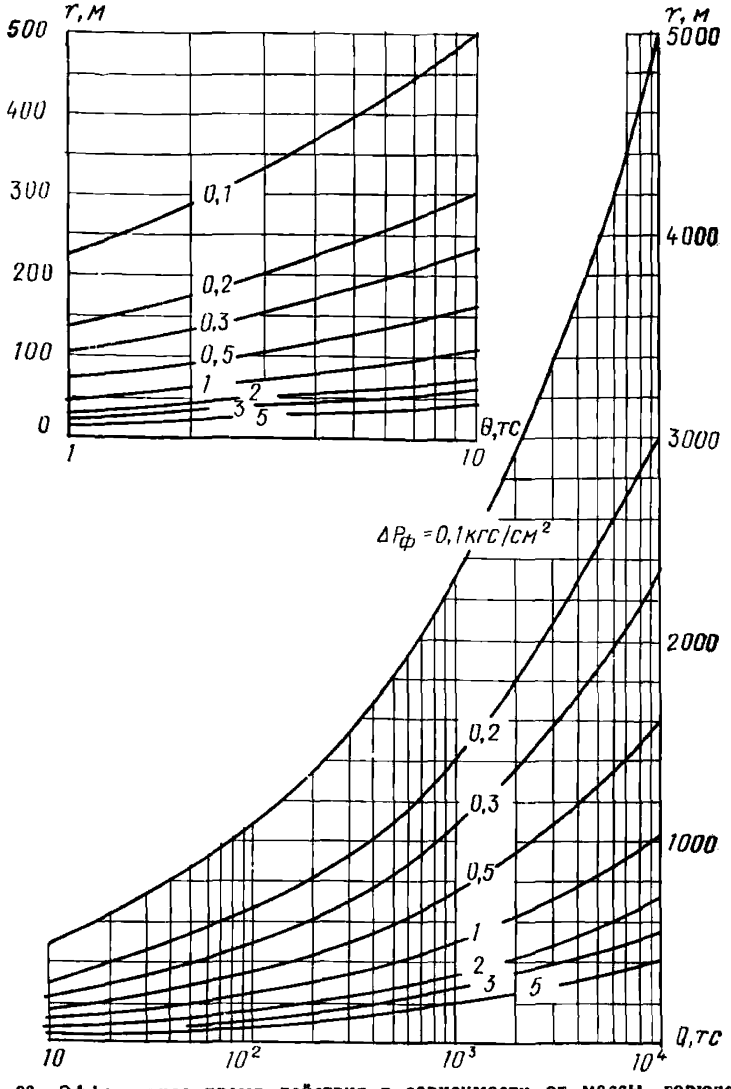


Рис. 93. Эффективное время действия в зависимости от массы горючего в смеси и давления во фронте ударной волны

Начальный радиус облака УВС по формуле (156) составляет

$$r_0 = 18{,}5\sqrt[3]{1200} = 197 \approx 200 \text{ м}.$$

Такой же результат получим по интерполяции значений в табл. 41.

В зоне УВС на расстоянии от центра взрыва $r = 100$ м время действия детонационной волны с давлением во фронте $\Delta P_д = 17$ кгс/см² по формуле (158) будет равно

$$\Theta = 0{,}37 \cdot 10^{-3} \cdot 200\ (100/200)^{0{,}27} = 0{,}062 \text{ с}.$$

По табл. 42 при $r/r_0 = 100/200 = 0{,}5$ получаем

$$\Theta = 0{,}31 \cdot 200 \cdot 10^{-3} = 0{,}062 \text{ с}.$$

На конструкцию, расположенную перпендикулярно направлению распространения детонационной волны, действует давление отражения, максимальная величина которого равна

$$\Delta P_{отр} = 2{,}5\,\Delta P_д = 2{,}5 \cdot 17 = 42{,}5 \text{ кгс/см}^2,$$

а эффективное время действия в 1,25 раза меньше рассчитанного по формуле (158):

$$\Theta_{отр} = 0{,}062/1{,}25 = 0{,}05 \text{ с}.$$

В зоне действия воздушной ударной волны определим параметры ударной волны на двух расстояниях от центра взрыва — 272 и 456 м. На расстоянии $r = 272$ м или $r/r_0 = 274/200 = 1{,}36$ действует давление $\Delta P_ф$, значение которого по формуле (163) равно

$$\Delta P_ф = 5{,}283\ (1{,}36)^{-1{,}7} = 3{,}15 \text{ кгс/см}^2.$$

Эффективное время действия по формуле (164):

$$\Theta = 1{,}09 \cdot 10^{-3} \cdot 200\ (1{,}36)^{0{,}1} = 0{,}225 \text{ с}.$$

По табл. 42 с помощью интерполяции получим значения $\Delta P_ф = 3{,}18$ кгс/см^2 и $\Theta = 0{,}219$ с, которые практически совпадают с рассчитанными по формулам.

Параметры ударной волны при $r = 456$ м определяем по формулам (165) и (166) при $r/r_0 = 456/200 = 2{,}28$:

$$\Delta P_ф = 5{,}283\ (2{,}28)^{-1{,}7} = 1{,}3 \text{ кгс/см}^2;$$

$$\Theta = 0{,}826 \cdot 10^{-3} \cdot 200\ (2{,}28)^{0{,}7} = 0{,}297 \text{ с}.$$

По табл. 42 интерполяцией получаем $\Delta P_ф = 1{,}34$ кгс/см^2 и $\dfrac{\Theta}{r_0} < 1{,}47 \cdot 10^{-3}$ с/м или $\theta = 1{,}47 \cdot 10^{-3} \cdot 200 = 0{,}294$ с.

ПРИЛОЖЕНИЕ 2

Эквивалентные статические нагрузки от действия инерционных сил на внутренние конструкции и устройства для крепления внутреннего оборудования убежищ

1. Внутренние стены и колонны убежищ рассчитывают на нормальные силы от нагрузки, передающейся с перекрытия, и на горизонтальную эквивалентную статическую нагрузку от инерционных сил, вызванных перемещением опор элемента при движении сооружения, а внутренние перегородки — на нагрузку от инерционных сил.

2. Междуэтажные перекрытия убежищ рассчитывают на вертикальную нагрузку от инерционных сил и отдельно на нормальные силы, передающиеся от наружных стен.

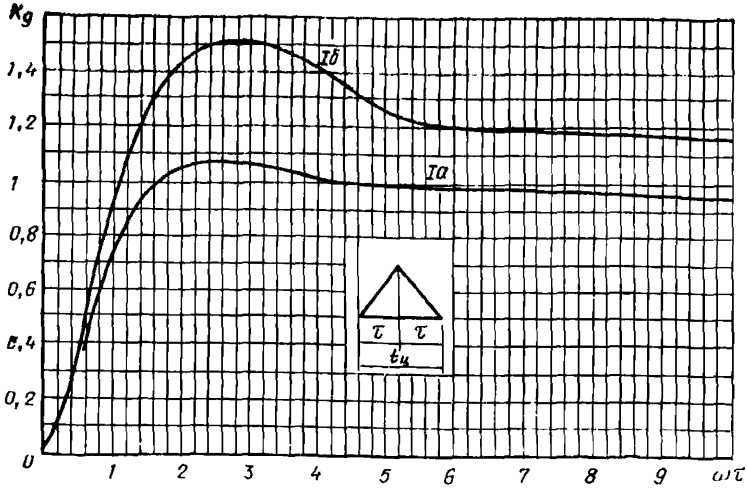


Рис. 94. График для определения коэффициента динамичности при расчете конструкций на инерционные силы

Iб — по предельному состоянию Iб; *Iа* — по предельному состоянию Iа

3. Эквивалентная статическая нагрузка $q_{экв}$ на внутренние конструкции от действия инерционных сил, вызванных перемещением опор элемента при движении убежища, определяется по формулам:

для вертикальных элементов (внутренние стены, колонны, перегородки)

$$q_{экв} = G_к J_г K_д; \qquad (169)$$

для горизонтальных элементов (междуэтажных перекрытий)

$$q_{экв} = G_к (J_в K_д - 1). \qquad (170)$$

Здесь $G_к$ — вес единицы длины (площади) рассчитываемой конструкции;

$J_г$, $J_в$ — горизонтальная и вертикальная максимальная амплитуды импульса ускорения опор конструкции в единицах g;

$K_д$ — коэффициент динамичности, определяемый по графику рис. 94 в зависимости от $\omega\tau$, где τ — см. формулу (171); ω — круговая частота свободных колебаний рассчитываемого элемента.

4. Максимальная амплитуда вертикального ускорения в единицах g — силы тяжести определяется по формулам:

для отдельно стоящих убежищ

$$J_в = \frac{K^*_{отр}\, \sigma_m\, 10^4}{(A_п + K A_ф)\, \tau_д} \left(1 - e^{\frac{-(A_п + K A_ф)}{m_в} \tau}\right), \qquad (171)$$

где τ — время нарастания амплитуды ускорения до максимума, с, принимается равным времени нарастания нагрузки на покрытие до максимального значения, определяемого по формуле (11);

для встроенных убежищ

$$J_{в} = \frac{\Delta P_{макс}\, 10^{4}}{K A_{ф} \tau_{д}} \left(1 - e^{\frac{-K_{1}^{*} A_{ф}}{m_{в}} \tau}\right), \qquad (172)$$

где τ — принимается равным: 0,15 с — для убежищ V класса; 0,09 с — IV класса; 0,06 с — III класса и 0,04 с — для убежищ II класса.

В формулах (171) и (172) g — ускорение силы тяжести, м/с²;

$K^{*}_{отр}$ — коэффициент отражения волны сжатия от покрытия, определяемый по графику рис. 62;

σ_{m} — максимальное давление в волне сжатия на уровне верха покрытия, кгс/см²;

$\Delta P_{макс}$ — максимальное давление воздушной ударной волны на покрытие встроенного убежища, кгс/см²;

$K = \frac{F_{ф}}{F_{п}}$ — отношение площади $F_{ф}$ подошвы фундамента к площади $F_{п}$ *покрытия сооружения*;

$A_{п}$ и $A_{ф}$ — акустические сопротивления грунта обсыпки над покрытием и под фундаментом, выражаемые формулой $A = a\rho$, в которой a_{1} — скорость, м/с, распространения упругопластических волн сжатия в грунте; ρ — плотность грунта, кгс·с²/м⁴ (см. табл. 15); $m_{в}$ — масса сооружения, приходящаяся на 1 м² площади основания, кгс·с²/м³.

5. Максимальная амплитуда горизонтального ускорения в единицах g определяется по приближенной формуле (без учета сил трения по подошве фундамента):

$$J_{г} = \frac{P_{макс} \cdot 10^{4}}{2A_{с} \tau_{д}} \left(1 - e^{\frac{-2A_{с} \tau}{m_{г}}}\right), \qquad (173)$$

где $P_{макс}$ — максимальная величина горизонтальной динамической нагрузки на стену убежища на уровне середины высоты стены, кгс/см²;

$A_{с}$ — акустическое сопротивление грунта у стен убежища, кгс·с/м³;

$m_{г}$ — масса сооружения, приходящаяся на 1 м² площади вертикальной грани убежища, *воспринимающей* горизонтальную нагрузку, кгс·с²/м³; масса ленточных (под стены) и отдельно стоящих (под колонны) фундаментов при определении $m_{г}$ не учитывается.

Время нарастания амплитуды ускорения до максимума принимается равным наименьшему из двух значений, определяемых по формуле

$$\tau = \begin{cases} \frac{H}{a_{1}} \\ \frac{L}{D_{ф}} \end{cases}, \qquad (174)$$

где H — высота убежища, м;

L — размер убежища в направлении движения фронта ударной волны, м;

a_{1} — скорость упругопластических волн в грунте, м/с (см. табл. 15);

$D_{ф}$ — скорость фронта ударной волны, м/с (см. табл. 18).

6. Усилия, возникающие в деталях жесткого крепления внутреннего оборудования к конструкциям, определяются по формуле

$$P_{экв} = G J K_д, \qquad (175)$$

где G — вес оборудования;

J — максимальная амплитуда импульса ускорения конструкции в соответствующем направлении (определяется по пп. 4 и 5 настоящего приложения);

$K_д$ — коэффициент динамичности, принимается равным 1,2.

Пример. Отдельно стоящее убежище имеет размер в плане 42×60 м; высота стен (от верха покрытия до фундамента) 4,6 м; фундаменты: под стены — ленточные, под колонны — отдельно стоящие; общий вес сооружения 10 000 тс, включая вес фундаментов (2000 тс). Отношение площади фундаментов к площади покрытия $K = F_ф/F_п = 0{,}25$. Грунт — суглинок насыпной: $a_1 = 150$ м/с; $a_0 = 250$ м/с; $\rho = 160$ кгс·с²/м⁴;

$K_б = 0{,}5$. Толщина обсыпки 1 м. Для суглинка ненарушенной структуры (под фундаментами): $a_0 = 700$ м/с; $a_1 = 350$ м/с; $\rho = 170$ кгс·с²/м⁴. Давление во фронте проходящей ударной волны $\Delta P_ф = 2$ кгс/см²; $D_ф = 555$ м/с.

Определить вертикальную и горизонтальную перегрузки и эквивалентную статическую нагрузку на армокирпичную перегородку толщиной в 1 кирпич марки 100 на растворе марки М 25, высотой 360 см.

Масса сооружения на 1 м² площади основания:

$$m_в = \frac{10\,000 \cdot 10^3}{(42 \cdot 60)\ 9{,}81} = 405 \text{ кгс·с²/м³}.$$

Горизонтальное ускорение определим в направлении меньшей стороны убежища; масса на 1 м² стены

$$m_г = \frac{8000 \cdot 10^3}{(60 \cdot 4{,}6)\ 9{,}81} = 2960 \text{ кгс·с²/м³}.$$

Определим значения величин, входящих в формулу (171), для вертикального ускорения: $\sigma_m = \Delta P_ф = 2$ кгс/см²; приняв $\sigma_5 = 1{,}5$ кгс/см², по графику рис. 62 при значениях $\sigma_m/\sigma_s = 2/1{,}5 = 1{,}33$ и $a_0/a_1 = \dfrac{250}{150} = 1{,}7$ находим $K^*_{отр} = 1{,}68$.

По формуле (11)

$$\tau = \frac{1}{150}\left(1 - \frac{150}{250}\right) = 0{,}003 \text{ с}.$$

Акустические сопротивления грунта равны:

обсыпки и у стен — $A_п = A_с = 150 \cdot 160 = 2{,}4 \cdot 10^4$ кгс·с/м³, под фундаментом — $A_ф = 350 \cdot 170 = 6 \cdot 10^4$ кгс·с/м³.

Максимальная амплитуда вертикального ускорения:

$$J_в = \frac{1{,}68 \cdot 2 \cdot 10^4}{(2{,}4 \cdot 10^4 + 0{,}25 \cdot 6 \cdot 10^4)\ 0{,}003 \cdot 9{,}81} \times$$

$$\times \left[1 - e^{\frac{-(2{,}4 + 0{,}25 \cdot 6)\ 10^4}{405}\ 0{,}003}\right] = 29{,}2\ (1 - 0{,}748) = 7{,}4.$$

Для горизонтального ускорения время нарастания амплитуды, с, до максимума определяем по формуле (174):

$$\tau = \begin{cases} 4{,}6/150 = 0{,}031 \\ 42/555 \quad 0{,}076 \end{cases}; \tau_{min} = 0{,}031 \text{ с}.$$

Горизонтальная нагрузка на стену: $P_{макс} = K_б \Delta P_ф = 0{,}5 \cdot 2 = 1$ кгс/см^2.

Амплитуду горизонтального ускорения в единицах g определяем по формуле (173):

$$J_г = \frac{1 \cdot 10^4}{2 \cdot 2{,}4 \cdot 10^4 \cdot 0{,}031 \cdot 9{,}81} \left(1 - e^{\frac{-2 \cdot 2{,}4 \cdot 10^4 \cdot 0{,}031}{2930}}\right) =$$

$$= 0{,}69 \ (1 - 0{,}6) = 0{,}28.$$

Принимаем шарнирное закрепление концов перегородки по высоте.

При модуле деформаций кладки

$$E = 0{,}8 E_0 = 0{,}8 \ (1000 \cdot 13) = 10\,000 \text{ кгс/см}^2;$$

$$J = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 \cdot 25^3}{12} = 1300 \text{ см}^4.$$

Частота колебаний

$$\omega = \frac{\pi^2}{360^2} \sqrt{\frac{10\,000 \cdot 1300}{40{,}7 \cdot 10^{-6}}} = 43 \text{ с}^{-1},$$

(здесь $40{,}7 \cdot 10^{-6}$ кгс$\cdot$с^2/см^2 — погонная масса перегородки).

Коэффициент динамичности при $\omega\tau = 43 \cdot 0{,}031 = 1{,}33$ (см. рис. 94, кривая 1$б$) равен $K_g = 1{,}2$.

Вес единицы длины перегородки при $\gamma_{кл} = 1{,}6 \cdot 10^{-3}$ кгс/см^3 составляет $G = 1{,}25 \cdot 1{,}6 \cdot 10^{-3} = 0{,}04$ кгс/см. По формуле (169) эквивалентная статическая нагрузка на единицу длину перегородки при ширине полосы загружения $b = 1$ см равна

$$q_{экв} = 0{,}04 \cdot 0{,}28 \cdot 1{,}2 = 1{,}344 \cdot 10^{-2} \text{ кгс/см}^2.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Методика определения количества входов в убежища

Пропускная способность входов существенно зависит от плотности заполнения их людьми.

В условиях заполнения убежищ по сигналу воздушной тревоги при чрезмерно плотном заполнении входа могут возникнуть «пробки», которые сокращают пропускную способность входов и могут привести к человеческим жертвам до момента ядерных взрывов.

Образование повышенной плотности во входах может происходить в том случае, когда число людей, подходящих в единицу времени к защитному сооружению (интенсивность подхода укрываемых $J(t)$, превышает пропускную способность входов $\Sigma(Q_{вх})$. В

связи с этим необходимо проверять требуемое количество входов из условия:

$$\Sigma Q_{вх} \geqslant 0{,}8\, J\,(t)_{макс}. \qquad (176)$$

При этом необходимое количество входов будет равно

$$n_{вх} = \frac{0{,}8\, J\,(t)_{макс}}{Q_{вх}}. \qquad (177)$$

Максимальная интенсивность подхода людей к убежищу $J(t)_{макс}$ зависит от радиуса сбора, скорости движения людей и плотности их размещения на площади сбора.

При равномерном распределении укрываемых по всей площади сбора максимальная интенсивность подхода людей к убежищу, размещаемому в центре площади, может быть определена по формуле

$$J\,(t)_{макс} = \frac{2\pi R \rho V_{ср}}{K}, \qquad (178)$$

где R — радиус площади сбора, м;
$V_{ср}$ — средняя скорость движения укрываемых, принимаемая равной 90 м/мин;
ρ — плотность размещения людей по площади сбора, чел/м^2;
K — коэффициент непрямолинейности движения людей от входов зданий к убежищу, принимаемый 1,3.

При неравномерном распределении укрываемых с целью вычисления величины $J(t)_{макс}$ площадь сбора делится на ряд колец шириной 20—25 м с общим центром, совмещенным с центром убежища.

Максимальная интенсивность подхода людей в этом случае определяется по формуле

$$J\,(t)_{макс} = \frac{N_{макс} V_{ср}}{\Delta r K}, \qquad (179)$$

где Δr — ширина кольца, м;
$N_{макс}$ — число людей в пределах кольца, в котором находится наибольшее число людей.

В качестве расчетной величины $J(t)_{макс}$ принимается максимальное из полученных $J(t)_i$ по отдельным кольцам.

В расчетах по формуле (177) величина $Q_{вх}$ принимается:

$$Q_{вх} = B_{дп} Q_м, \qquad (180)$$

где $B_{дл}$ — ширина дверного проема, м;
$Q_м$ — пропускная способность 1 м дверного проема, чел.-мин.

Во всех случаях рекомендуется окончательно принимать наибольшее количество входов, получаемое согласно требованиям главы СНиП II-11-77 и рекомендаций настоящего Руководства.

Порядок проведения расчетов рассмотрен на примерах.

Пример 1. Укрываемые численностью 800 чел. размещены на объекте равномерно с плотностью $\rho = 10$ чел./га. Средний радиус сбора 500 м. Интенсивность подхода людей к убежищу по формуле (178) равна

$$J\,(t)_{макс} = \frac{23{,}14 \cdot 500 \cdot 10^{-3} \cdot 90}{1{,}3} = 217 \text{ чел.-мин}$$

(продолжение на стр. 194).

Рекомендации по применению защитно-герметических и герметических дверей, ворот и ставней

Шифр дверей, ворот, ставней	Размеры проема, мм	Класс убежища									Наименование альбома рабочих чертежей
		II			III			IV			
		Коэффициент входа									
		1	2,5	2,7—3	1—1,1	2,2	2,5—2,7	1—1,2	2	2,2—2,3	
а) Защитно-герметические двери											
ДУ-I-7	800×1800	—	+	+	—	+	+	—	—	—	ТДК-Н-I-71, ч. II, альб. 5
ДУ-III-6	800×1800	+	—	—	+	—	—	+	+	+	То же, альб. 4
ДУ-I-8	1200×2000	—	+	+	—	—	+	—	—	—	Раб. чертежи, инв. № 12, 226
ДУ-III-5	1200×2000	+	—	—	+	+	—	+	+	+	ТДК-Н-I-71, ч. 2, альб. 8
ДУ-I-5	1800×2400	+	+	+	+	+	+	—	—	+	ТДК-Н-I-70, ч. 2, альб. 5
ДУ-IV-4	1800×2400	—	—	—	—	—	—	+	+	—	ТДК-Н-I-71, ч. 2, альб. 1
ДУ-I-6	3000×2400	+	+	+	+	+	+	—	—	+	ТДК-Н-I-70, ч. 2, альб. 6
ДУ-IV-5	3000×2400	—	—	—	—	—	—	+	+	—	ТДК-Н-I-71, ч. 2, альб. 2
б) Герметические двери											
ДУ-IV-3	800×1800	+	+	+	+	+	+	+	+	+	ТДК-Н-I-71, ч. 2, альб. 2
ДУ-IV-2	1200×1800	+	+	+	+	+	+	+	+	+	То же
в) Защитно-герметические ворота											
ВУ-I-1	2200×2400	—	+	+	—	+	+	—	—	—	ТДК-Н-I-69
ВУ-II-1	2200×2400	+	—	—	+	—	—	+	+	+	То же
ВУ-I-2	3000×2400	—	+	+	—	+	+	—	—	—	ТДК-Н-I-71/10
ВУ-II-2	3000×2400	+	—	—	+	—	—	+	+	+	То же

Продолжение прил. 4

Шифр дверей, ворот, ставней	Размеры проема, мм	Класс убежища									Наименование альбома рабочих чертежей
		II			III			IV			
		Коэффициент входа									
		1	2,5	2,7—3	1—1,1	2,2	2,5—2,7	1—1,2	2	2,2—2,3	
		г) Герметические ворота									
ВУ-III-1	2200×2400	+	+	+	+	+	+	+	+	+	ТДК-Н-I-69/9
ВУ-III-2	3000×2400	+	+	+	+	+	+	+	+	+	ТДК-Н-I-71/10
		д) Защитно-герметические ставни									
СУ-I-1	800×800	—	+	+	—	+	+	—	—	—	ТДК-Н-I-72, альб. 1
СУ-III-2	800×800	+	—	—	+	—	—	+	+	+	То же, альб. 2
		е) Герметические ставни									
СУ-IV-1	800×800	+	+	+	+	+	+	+	+	+	ТДК-Н-I-67, ч. 2, разд. IV

Примечания: 1. Двери ДУ-IV-4 и ДУ-IV-5 могут применяться как герметические в убежищах всех типов.

2. Вместо герметических дверей ДУ-IV-3 допускается применение дверей ДУ-IV-1.

3. Герметические двери применяются в качестве входных дверей в ДЭС и внутренних дверей тамбуров убежищ.

4. Внутреннюю защитно-герметическую дверь в тамбурах-шлюзах рекомендуется с целью унификации принимать одинаковой с наружной.

5. Обозначены конструкции: «+» — рекомендуемые к применению; «—» — не рекомендуемые к применению.

Количество входов в убежище по формуле (177) при ширине входа 0,8 м будет равно

$$n_{вх} = \frac{0{,}8\,J\,(t)_{макс}}{Q_{вх}} = \frac{0{,}8 \cdot 217}{0{,}8 \cdot 80} = 2{,}74.$$

Следовательно, в данном случае необходимо принимать три входа с шириной дверного проема 0,8 м.

Пример 2. Общее число укрываемых 800 чел. Распределение их на площади сбора неравномерное.

Площадь в пределах радиуса сбора разобъем на кольца шириной 25 м ($\Delta r = 25$ м). В результате определения числа людей, находящихся в каждом кольце, установлено, что наибольшее число людей в пределах одного кольца равно 110 чел. Максимальная интенсивность подхода определяется по формуле (179):

$$J\,(t)_{макс} = \frac{110 \cdot 90}{25 \cdot 1{,}3} = 300 \text{ чел.-мин.}$$

Необходимое количество входов шириной 0,8 м по формуле (177) составит

$$n_{вх} = \frac{0{,}8 \cdot 300}{0{,}8 \cdot 80} = 3{,}75.$$

Таким образом, требуется четыре входа с шириной дверного проема 0,8 м.

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Определение вертикальных перемещений сооружения относительно грунта

Вертикальные перемещения всего сооружения или его части (блока) относительно грунта $Z_{отн}$ могут быть определены по формуле

$$Z_{отн} = \frac{10^7 P_1}{a_1 \gamma} \left\{ \frac{F_п}{F_ф} \left[\frac{3H_c}{a_1} - \frac{G}{a_1 \gamma F_ф} \left(1 - e^{\frac{-3\gamma F_ф H_c}{G}} \right) \right] - \frac{2{,}7 H_c}{a_1} \right\},$$

где P_1 — динамическая нагрузка, кгс/см²;
a_1 — скорость распространения пластических деформаций в грунте, м/с (см. табл. 15);
γ — объемный вес грунта, кгс/м³;
$F_п$ — площадь перекрытия сооружения (блока), м²;
$F_ф$ — площадь подошвы фундамента сооружения (блока), м²;
H_c — высота сооружения от верха перекрытия до подстилающего слоя, м;
G — суммарный вес сооружения (блока) и обсыпки над ним, кгс.
$e = 2{,}718$.

При определении перемещения части сооружения (блока) величину $F_п$ следует принимать равной площади перекрытия, с которой собирается нагрузка, передаваемая на площадь фундамента рассматриваемой части сооружения (блока).

В ряде случаев величина $Z_{отн}$ может получиться отрицательной. Это свидетельствует о том, что вертикальное смещение частиц грунта больше, чем смещение сооружения или его блока.

Пример. Определим относительную осадку фундамента под колонну отдельно стоящего сооружения класса А-III с сеткой колонн 6×6 м. Исходные данные: $P_1=2$ кгс/см², $a_1=200$ м/с; $\gamma=1600$ кгс/м³; $F_п=36$ м²; $F_ф=4{,}7$ м²; $H_с=4$ м. Объем бетона, приходящийся на 1 м² перекрытия, $V_б=0{,}65$ м³. Высота грунта над перекрытием 0,8 м. Вес фундамента под колонну $G_ф=12\,000$ кгс.

Вес блока сооружения в данном случае будет включать в себя вес перекрытия площадью 36 м²; грунта над перекрытием, колонны и фундамента. Вес перекрытия совместно с весом колонны найдем по формуле

$$G_б = \gamma_б V_б F_п,$$

где $\gamma_б$ — объемный вес бетона;

$$G_б = 2200 \cdot 0{,}65 \cdot 36 = 52\,000 \text{ кгс}.$$

Вес грунта над перекрытием:

$$G_{гр} = \gamma h_г F_п = 1600 \cdot 0{,}8 \cdot 36 = 46\,000 \text{ кгс}.$$

Суммарный вес блока:

$$G = + G_б + G_{гр} + G_ф = 52\,000 + 46\,000 + 12\,000 = 110\,000 \text{ кгс}.$$

Подставим все исходные данные в формулу для определения относительной осадки:

$$Z_{отн} = \frac{10^7 \cdot 2}{200 \cdot 1600} \frac{36}{4 \cdot 7}\left\{\frac{3 \cdot 4}{200} - \frac{11 \cdot 10^4}{200 \cdot 1600 \cdot 4{,}7}\left(1 - e^{\frac{-3 \cdot 1600 \cdot 4{,}7 \cdot 4}{11 \cdot 10^4}}\right)\right\} -$$

$$- \frac{2{,}7 \cdot 4}{200}\Big\} = 62{,}5\{7{,}65\,[0{,}06 - 0{,}073\,(1 - e^{-0{,}82})] - 0{,}054\} =$$

$$= 5{,}7 \text{ см}.$$

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Время нарастания динамической нагрузки внутри помещений с проемностью ограждающих конструкций от 10 до 50%

1. Время нарастания Θ_1 динамической нагрузки (см. п. 3.5) принимается равным минимальному значению из двух величин — времени разрушения $t_{раз}$ стен здания или времени $t_{зат}$ волны внутрь помещения первого этажа без учета их разрушения.

2. Время разрушения $t_{раз}$ определяется по графикам (рис. 95 и 96), полученным путем решения дифференциальных уравнений дви-

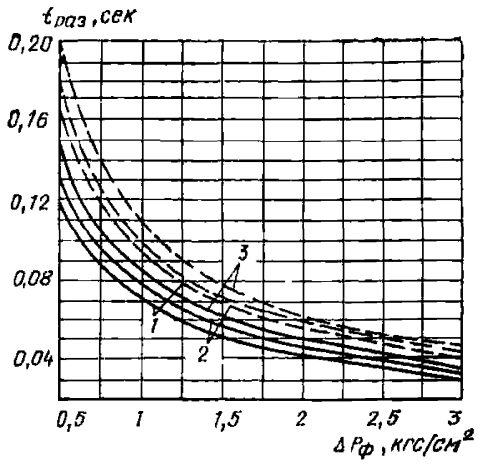


Рис. 95. График зависимости времени разрушения кирпичных зданий от давления во фронте ударной волны (высота 1-го этажа 6 м)

1 — при проемности стен 10%; *2* — то же, 30%; *3* — то же, 50%. Для зданий с высотой первого этажа 3 м время разрушения необходимо умножить на коэффициент 1,1

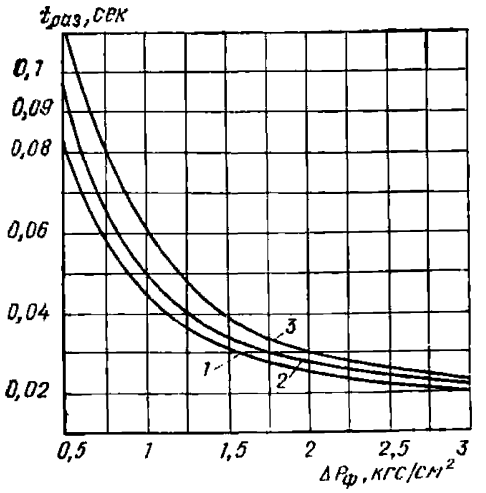


Рис. 96. График зависимости времени разрушения стен зданий из бетонных панелей (с объемным весом 750 кгс/м³) от давления во фронте ударной волны

1 — при проемности стен 10%; *2* — то же, при 30%; *3* — то же, при 50%. Для панелей с объемным весом 1100 кгс/м³ время разрушения необходимо умножить на коэффициент 1,2

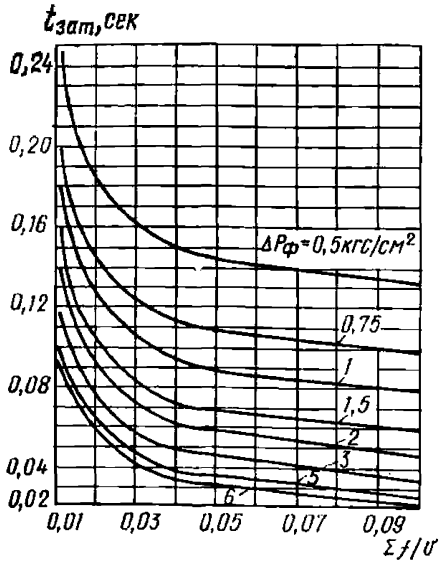


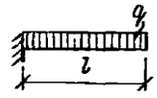
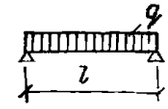
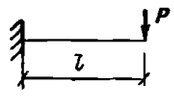
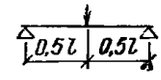
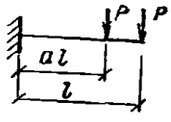
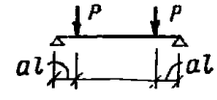
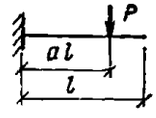
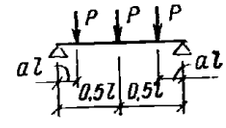
Рис. 97. График зависимости времени затекания волны в первые этажи зданий от отношения $\Sigma f/V$ и давления во фронте ударной волны

Σf — площадь проемов; V — объем помещения

жения ограждающих конструкций здания до момента их разрушения от действия динамической нагрузки.

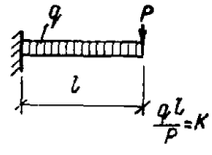
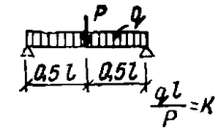
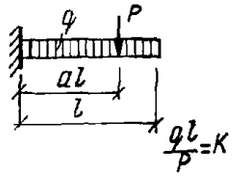
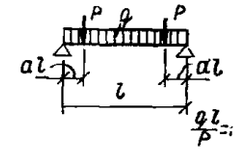
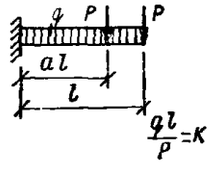
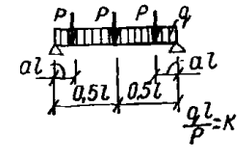
3. Время затекания $t_{зат}$ волны внутрь помещений первого этажа без учета их разрушения определяется по графику (рис. 97) в зависимости от отношения $\frac{\Sigma f}{V}$ площади проемов к объему помещения и давления во фронте ударной волны в районе расположения здания.

Коэффициент S для отдельных схем загружения и условий на опорах

Схема загружения консоли	Значение коэффициента S	Схема загружения свободно опертой балки	Значение коэффициента S
	$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
	$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
	$\frac{a^2(3-a)+2}{6(1+a)}$		$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6}$
	$a\left(\frac{1}{2}-\frac{a}{6}\right)$		$\frac{1+2a(3-4a^2)}{12(1+4a)}$

197

198

	$\frac{8+3K}{12(2+K)}$		$\frac{8+5K}{(2+K)48}$
	$\frac{4a^2(3-a)+3K}{12(2a+K)}$		$\frac{16a(3-4a^2)+5K}{(8a+K)48}$
	$\frac{8+4a^2(3+a)+3K}{12(2+2a+K)}$		$\frac{8+15a(3+4a^2)+5K}{(2+8a+K)48}$

При загружении элемента одновременно по нескольким схемам коэффициент S равен:

$$S=\frac{S_1M_1+S_2M_2+\ldots+S_nM_n}{M_1+M_2+\ldots+M_n},$$

где S_1 и M_1; S_2 и M_2 — соответственно коэффициенты S и наибольшие изгибающие моменты M для каждой схемы загружения. В этом случае в формуле прогиба $f=\frac{1}{\rho}Sl_0^2$ величина $1/\rho$ определяется при значении M_1, равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы загружения.

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

Таблицы предельных значений углов раскрытия $\psi_{пр}$ трещин в шарнире пластичности и значений относительной высоты $\xi^{д}$ сжатой зоны бетона для изгибаемых элементов

В табл. 43 и 44 для арматурных сталей класса А-II и А-III приведены значения $\psi_{пр}$ и $\xi^{д}$ в зависимости от процента армирования μ и марки бетона.

В столбцах, соответствующих конкретной марке бетона, для каждого μ помещены две цифры: верхняя — значение $\psi_{пр}$, нижняя — $\xi^{д}$. Предельный угол раскрытия рассчитывался по формуле (10) п. 4.5 СНиП II-11-77. Относительная высота сжатой зоны бетона приведена с учетом граничного значения $\xi^{д}_{R}$ по п. 4.22 указанной главы СНиП. Прочерки в таблицах означают, что при данных μ и марке бетона может произойти хрупкое разрушение изгибаемых элементов.

ПРИЛОЖЕНИЕ 9

Жесткость железобетонных сечений

Жесткость изгибаемых железобетонных элементов в стадии работы их без трещин в растянутой зоне бетона определяется по формуле

$$B_1 = E_б J_п, \tag{181}$$

где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона;

$J_п$ — момент инерции приведенного сечения.

Жесткость изгибаемых железобетонных элементов в стадии работы их с трещинами в растянутой зоне бетона определяется по формуле

$$B_2 = B_0 \frac{1 - \dfrac{M^{д}_{т}}{M^{д}_{0}}}{1 - \dfrac{\rho_0}{\rho_1}}, \tag{182}$$

где B_0 — жесткость на участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины, определяемая по формуле (185);

$M^{д}_{0}$ — предельный момент внутренних сил, определяемый по динамическим сопротивлениям материалов;

$M^{д}_{т}$ — момент внутренних сил при образовании трещин в растянутой зоне бетона, определяемый по формуле (187).

$1/\rho_1$ — кривизна в момент образования трещин, равная

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M^{д}_{т}}{B_1}; \tag{183}$$

$\dfrac{1}{\rho_0}$ — кривизна в момент начала текучести арматуры, равная

$$\frac{1}{\rho_0} = \frac{M^{д}_{0}}{B_0}. \tag{184}$$

Таблица 43

Арматура из стали класса А-II

Предельные углы раскрытия в шарнире пластичности и относительная высота сжатой зоны бетона при проектной марке бетона по прочности на сжатие

μ, %	М200	М250	М300	М350	М400	М450	М500	М600
0,2	0,0784 0,0692	0,0914 0,0532	0,1001 0,0461	0,1131 0,0384	0,1217 0,0346	0,1348 0,0301	0,1434 0,0277	0,1631 0,0231
0,3	0,0638 0,1037	0,0726 0,0798	0,0784 0,0692	0,0870 0,0576	0,0927 0,0519	0,1015 0,0451	0,1073 0,0415	0,1217 0,0346
0,4	0,567 0,1383	0,0632 0,1064	0,0675 0,0922	0,0740 0,0769	0,0784 0,0692	0,0840 0,0601	0,0892 0,0553	0,1001 0,0461
0,5	0,0523 0,1729	0,0576 0,1330	0,0610 0,1153	0,0662 0,0961	0,0697 0,0865	0,0749 0,0752	0,0784 0,0692	0,0870 0,0576
0,6	0,0495 0,2075	0,0538 0,1569	0,0567 0,1383	0,0610 0,1153	0,0639 0,1037	0,0683 0,0902	0,0711 0,0830	0,0784 0,0692
0,7	0,0474 0,2421	0,0511 0,1862	0,0536 0,1614	0,0573 0,1345	0,0598 0,1210	0,0635 0,1053	0,0660 0,0966	0,0722 0,0807
0,8	0,0458 0,2767	0,0491 0,2128	0,513 0,1844	0,0545 0,1537	0,0567 0,1383	0,0599 0,1203	0,0621 0,1107	0,0675 0,0922
0,9	0,0446 0,3112	0,0475 0,2394	0,0495 0,2075	0,0523 0,1729	0,0543 0,1556	0,0572 0,1353	0,0591 0,1245	0,0639 0,1037
1,0	0,0437 0,3458	0,0463 0,2660	0,0480 0,2306	0,0506 0,1921	0,0523 0,1729	0,0550 0,1504	0,0562 0,1383	0,0610 0,1153
1,1	0,0429 0,3804	0,0453 0,2926	0,0468 0,2536	0,0482 0,2113	0,0508 0,1902	0,0531 0,1654	0,0547 0,1522	0,0587 0,1268
1,2	0,0422 0,4150	0,0444 0,3192	0,0458 0,2767	0,0480 0,2306	0,0425 0,2075	0,0516 0,1804	0,0531 0,1660	0,0567 0,1383
1,3	0,0417 0,4496	0,0437 0,3458	0,0450 0,2997	0,0470 0,2498	0,0483 0,2248	0,0503 0,1955	0,0517 0,1798	0,0550 0,1499
1,4	0,0412 0,4842	0,0431 0,3724	0,0443 0,3228	0,0462 0,2690	0,0474 0,2421	0,0493 0,2105	0,0505 0,1937	0,0536 0,1614
1,5	—	0,0425 0,3990	0,0437 0,3458	0,0454 0,2882	0,0466 0,2594	0,0483 0,2255	0,0495 0,2075	0,0523 0,1729
1,6	—	0,0420 0,4256	0,0431 0,3689	0,0448 0,3074	0,0458 0,2767	0,0475 0,2406	0,0486 0,2213	0,0513 0,1844
1,7	—	0,0416 0,4522	0,0427 0,3919	0,0442 0,3266	0,0452 0,2940	0,0467 0,2556	0,0478 0,2352	0,0503 0,1960
1,8	—	0,0413 0,4788	0,0422 0,4150	0,0437 0,3458	0,0446 0,3112	0,0461 0,2707	0,0470 0,2490	0,0495 0,2075
1,9	—	— —	0,0418 0,4381	0,0432 0,3650	0,0441 0,3285	0,0455 0,2857	0,0464 0,2628	0,0487 0,2190
2,0	—	—	0,0415 0,4611	0,0428 0,3843	0,0437 0,3458	0,0450 0,3007	0,0458 0,2767	0,0480 0,2306
2,1	—	—	—	0,0424 0,0403	0,0433 0,3631	0,0445 0,3158	0,0453 0,2905	0,0474 0,2421
2,2	—	—	—	0,0421 0,4227	0,0429 0,3804	0,0941 0,3308	0,0449 0,3043	0,0468 0,2536
2,3	—	—	—	—	0,0425 0,3977	0,0437 0,3458	0,0444 0,3182	0,0463 0,2651
2,4	—	—	—	—	0,0422 0,4150	0,0433 0,3609	0,0440 0,3320	0,0458 0,2767
2,5	—	—	—	—	—	0,0430 0,3759	0,0437 0,3458	0,0454 0,2882
2,6	—	—	—	—	—	0,0427 0,3909	0,0433 0,3597	0,0450 0,2997
2,7	—	—	—	—	—	—	0,0430 0,3735	0,0446 0,3112
2,8	—	—	—	—	—	—	—	0,0443 0,3228
2,9	—	—	—	—	—	—	—	0,0440 0,3343
3,0	—	—	—	—	—	—	—	—

Таблица 44

Арматура из стали класса А-III

Предельные углы раскрытия в шарнире пластичности и относительная высота сжатой зоны бетона при проектной марке бетона по прочности на сжатие

μ, %	М200	М250	М300	М350	М400	М450	М500	М600
0,2	0,0700 0,0858	0,0804 0,0660	0,0824 0,0572	0,0978 0,0477	0,1049 0,0429	0,1154 0,0373	0,1224 0,0343	0,1399 0,0286
0,3	0,0583 0,1287	0,0653 0,0990	0,0700 0,0858	0,0769 0,0715	0,0816 0,0644	0,0886 0,0560	0,0933 0,0515	0,1048 0,0429
0,4	0,0525 0,1717	0,0577 0,1321	0,0612 0,1144	0,0665 0,0954	0,0700 0,0858	0,0752 0,0746	0,0787 0,0687	0,0874 0,0572
0,5	0,0490 0,2146	0,0532 0,1651	0,0560 0,1431	0,0602 0,1192	0,0630 0,1073	0,0672 0,0933	0,0700 0,0858	0,0769 0,0715
0,6	0,0462 0,2575	0,0501 0,1981	0,0525 0,1717	0,0560 0,1431	0,0583 0,1282	0,0618 0,1120	0,0641 0,1030	0,0700 0,0859
0,7	0,0450 0,3004	0,480 0,2311	0,0500 0,2003	0,0530 0,1669	0,0550 0,1502	0,0580 0,1306	0,0600 0,1202	0,0650 0,1001
0,8	0,0437 0,3433	0,0464 0,2641	0,0481 0,2288	0,0507 0,1907	0,0525 0,1717	0,0551 0,1493	0,0568 0,1373	0,0612 0,1144
0,9	0,0428 0,3862	0,0451 0,2971	0,0467 0,2575	0,0480 0,2146	0,0505 0,1931	0,0520 0,1679	0,0544 0,1595	0,0583 0,1287
1,0	0,0420 0,4292	0,0441 0,3301	0,0455 0,2861	0,0476 0,2384	0,0490 0,2146	0,0511 0,1866	0,0525 0,1717	0,0560 0,1431
1,1	0,0414 0,4721	0,0433 0,3631	0,0445 0,3142	0,0964 0,2623	0,0422 0,2360	0,496 0,2053	0,0509 0,1888	0,0541 0,1524
1,2	—	0,0426 0,3862	0,0487 0,3433	0,0455 0,2861	0,0467 0,2575	0,0484 0,2239	0,0486 0,2060	0,0525 0,1717
1,3	—	0,0420 0,4292	0,0431 0,3719	0,0447 0,3100	0,0458 0,2790	0,0474 0,2426	0,0489 0,2232	0,0511 0,1860
1,4	—	—	0,0425 0,4006	0,0440 0,3338	0,0450 0,3004	0,0465 0,2612	0,0475 0,2403	0,0500 0,2003
1,5	—	—	0,0420 0,4292	0,434 0,3576	0,0443 0,3218	0,0452 0,2799	0,0467 0,2575	0,0420 0,2146
1,6	—	—	—	0,0428 0,3815	0,0432 0,3433	0,0450 0,2986	0,0459 0,2747	0,0481 0,2289
1,7	—	—	—	0,0424 0,4053	0,0432 0,3648	0,0445 0,3172	0,0453 0,2918	0,0473 0,2432
1,8	—	—	—	—	0,0428 0,3862	0,0438 0,3359	0,0447 0,3090	0,0467 0,2575
1,9	—	—	—	—	—	0,0435 0,3545	0,0442 0,3262	0,0460 0,2718
2,0	—	—	—	—	—	—	0,0437 0,3433	0,0455 0,2861
2,1	—	—	—	—	—	—	—	0,0450 0,3004
2,2	—	—	—	—	—	—	—	—

Величина B_0 определяется по формуле

$$B_0 = \frac{h_0 Z_1 E_a F_a}{1 + \frac{0{,}9 \mu n}{\gamma^1 + \xi_т^д}}, \qquad (185)$$

где h_0 — рабочая высота сечения; E_A — модуль упругости арматуры; F_A — площадь растянутой арматуры; μ — коэффициент армирования; $n = \frac{E_a}{E_б}$ — отношение начальных модулей упругости арматуры и бетона; $\xi_т^д$ — относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной, принимаемая равной $\xi_т^д = \xi^д$ при $\xi^д = \mu \frac{R_a^д}{R_{пр}^д} > 0{,}2$; $\xi_т^д = 0{,}1 + 0{,}5\xi^д$ при $\xi^д < 0{,}2$;

γ' — коэффициент для прямоугольного сечения $\gamma' = 0$, а для элементов таврового и двутаврового сечений γ' определяется по формуле

$$\gamma' = \frac{(b_п^1 - b)\, h_п^1 + \frac{n F_a'}{2}}{b h_0}, \qquad (186)$$

где Z_1 — расстояние от центра тяжести площади арматуры A до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по формуле (164) СНиП II-21-75, при подстановке в нее вместо ξ значения $\xi_т^д$.

Величина M вычисляется по формуле

$$M_т^д = B_р^д W_т \qquad (187)$$

где $R_р^д$ — динамическое сопротивление растяжению бетона;

$W_т$ — упругопластический момент сопротивления сечения по растянутой зоне, определяемый по формуле

$$W_т = \gamma W_0, \qquad (188)$$

где γ — коэффициент, зависящий от формы поперечного сечения и равный 1,75 для прямоугольного сечения;

$W_0 = \frac{J_п}{y_0}$ — упругий момент сопротивления;

$y_0 = \frac{S_п}{F_п}$ — расстояние от растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения;

$S_п$ — статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани;

$F_п$ — площадь приведенного сечения.

Жесткость внецентренно-сжатых (случай а) железобетонных элементов в стадии работы их с трещинами в растянутой зоне бетона определяется по формуле

$$J_\varphi = \frac{B_0 \left(1 - \frac{M_{тN}^д}{M_{0N}^д}\right)}{\left[1 - \frac{N}{M_0^д}\left(\frac{B_0}{h_0 E_a F_a} - 0{,}5h + a\right)\right]\left(1 - \frac{\rho_0}{\rho_1}\right)}, \qquad (189)$$

где N — продольная сила;

$$M^{д}_{тN} = M^{д}_{т} + N r_y; \qquad M^{д}_{0N} = M^{д}_{пр} + N (0{,}5h - a) .$$

Здесь r_y расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны: $r_y = 0{,}8 \frac{W_0}{F_п}$;

$M^{д}_{пр}$ — момент внутренних сил относительно растянутой арматуры.

Для прямоугольного сечения

$$M^{д}_{пр} = R^{д}_{пр} b X (h_0 - 0{,}5X) + R^{д}_{АС} F^{1}_{А} (h_0 - a^1);$$

$$X = \frac{N + R^{д}_{А} F_А - R^{д}_{АС} F^{1}_{а}}{R^{д}_{пр} B} .$$

B_0 — определяется по формуле (185);

$$\frac{1}{\rho_1} = \frac{M^{д}_{тN}}{B_1}; \quad \frac{1}{\rho_0} = \frac{M^{д}_{пр}}{B_0} - \frac{N}{h_0 E_А F_А} .$$

Жесткость внецентренно-сжатых элементов по случаю «*б*» можно принимать равной B_1 по формуле (181), как при отсутствии, так и при наличии трещин в растянутой зоне.

ПРИЛОЖЕНИЕ 10

Графики для определения коэффициентов динамичности (рис. 98—161)

Основные условные обозначения

Сплошные кривые (*а*) на рисунках прил. 10 — коэффициенты динамичности по перемещениям для опор $K^{оп}_{п}$; пунктирные кривые (*б*) — коэффициенты динамичности по перемещениям для пролета $K^{пр}_{п}$;

$K_п$ — коэффициент динамичности по перемещениям;

$K^{оп}_{м}$ — коэффициент динамичности по изгибающему моменту для опор;

$K^{пр}_{м}$ — коэффициент динамичности по изгибающему моменту для пролетов;

θ — эффективное время действия ударной волны;

ω_i — круговая частота собственных колебаний;

$\omega^{н}_{i}$ — круговая частота собственных колебаний средних пролетов неразрезной балки;

$\omega^{н}_{2}$ — круговая частота собственных колебаний балки с одной шарнирной и второй защемленной опорами (крайние пролеты неразрезной балки);

β_1, β_2 — коэффициенты, определяемые по формулам (128) и (133);

Z — параметр, представляющий отношение коэффициента динамичности по перемещениям к коэффициенту динамичности по изгибающему моменту.

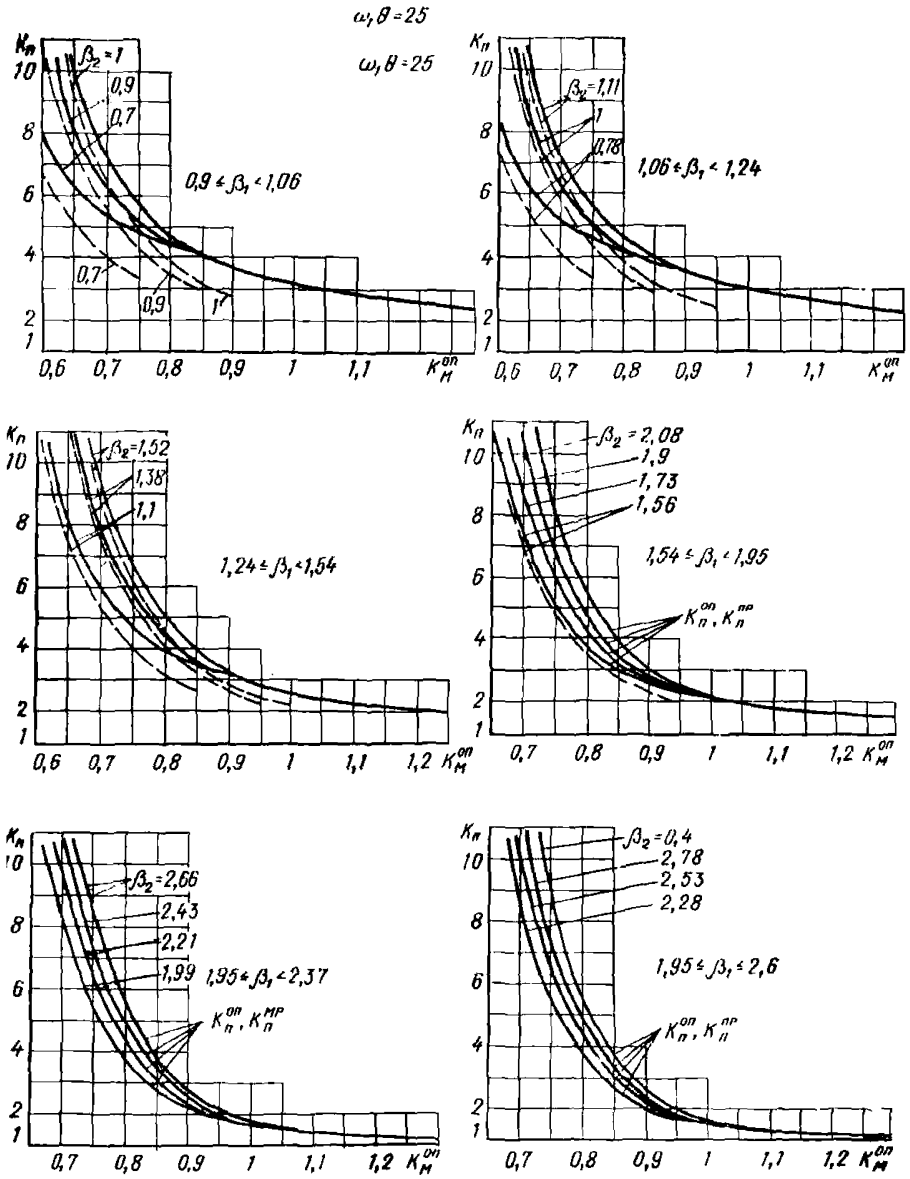


Рис. 98. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для защемленной балки при $\omega_1\theta=25$

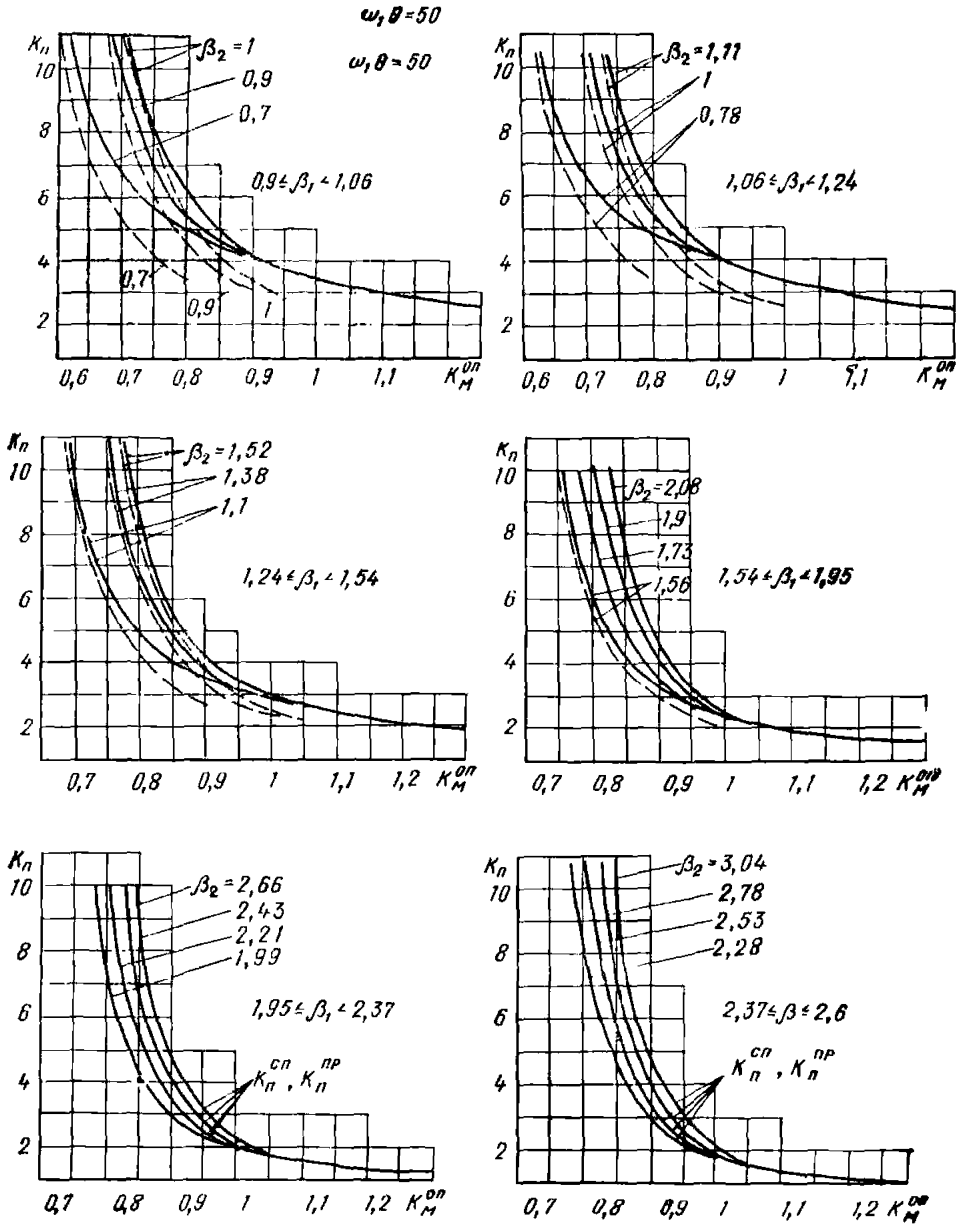


Рис. 99. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для защемленной балки при $\omega_1\theta=50$

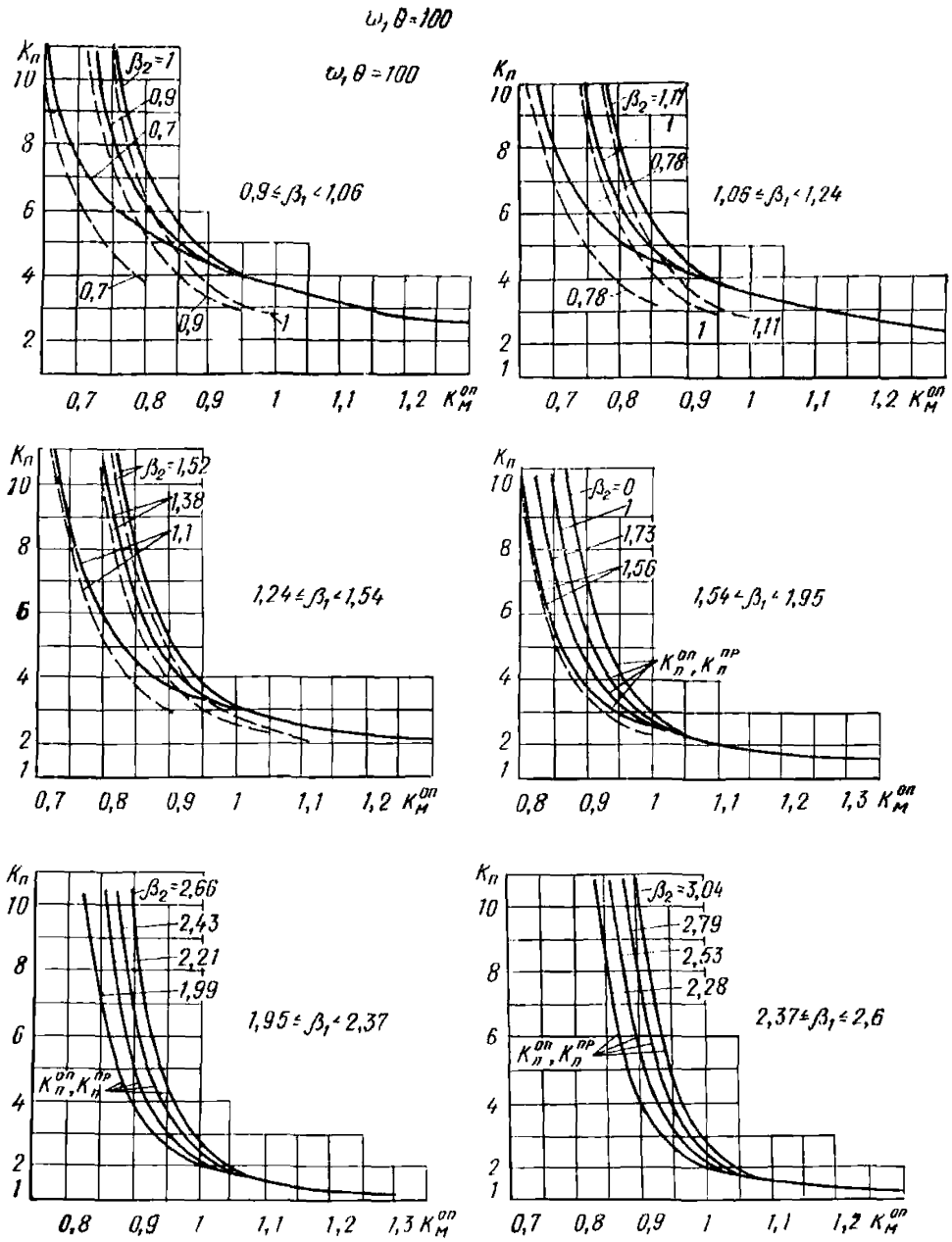


Рис. 100. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для защемленной балки при $\omega_1\theta=100$

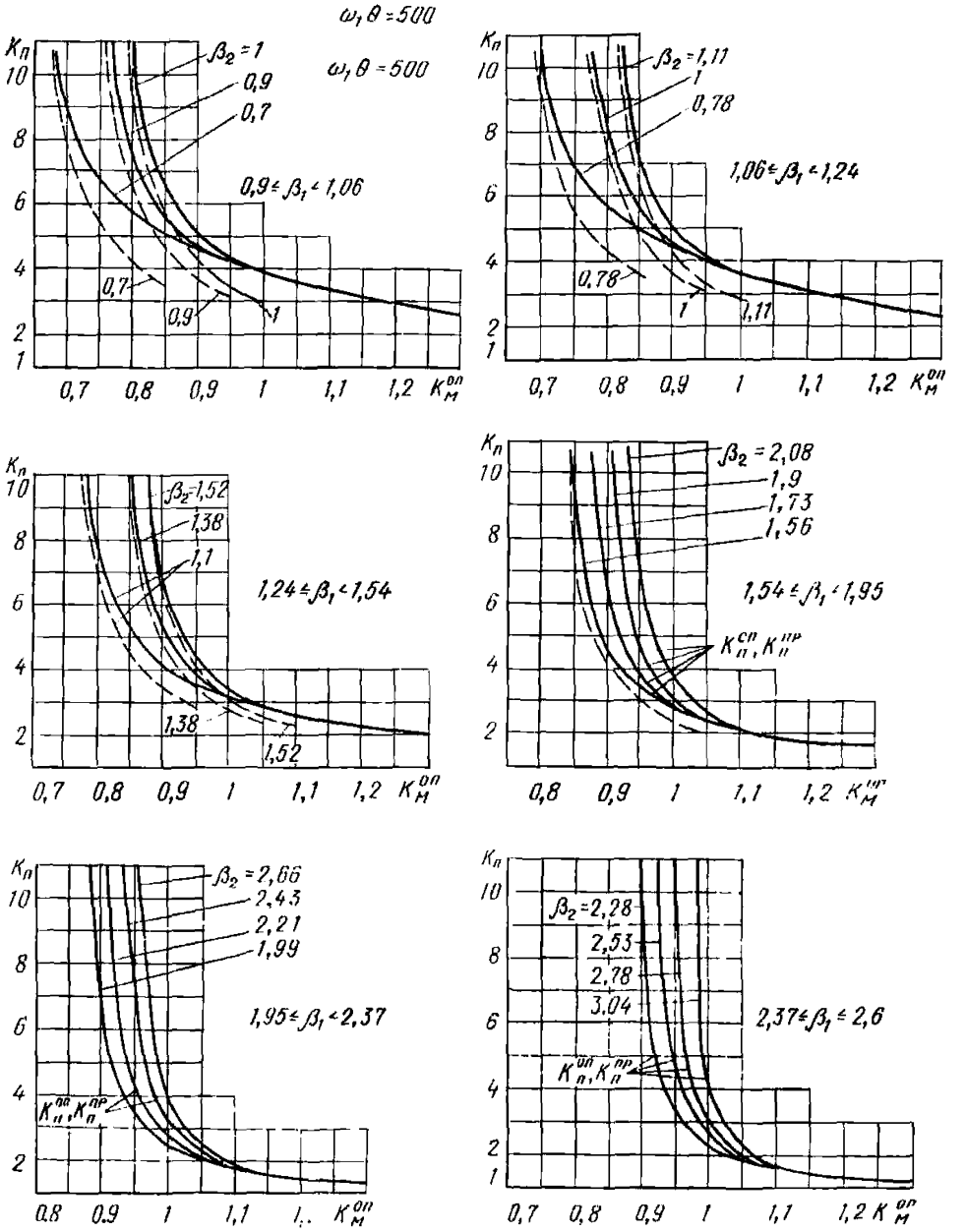


Рис. 101. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для защемленной балки при $\omega_1\theta=500$

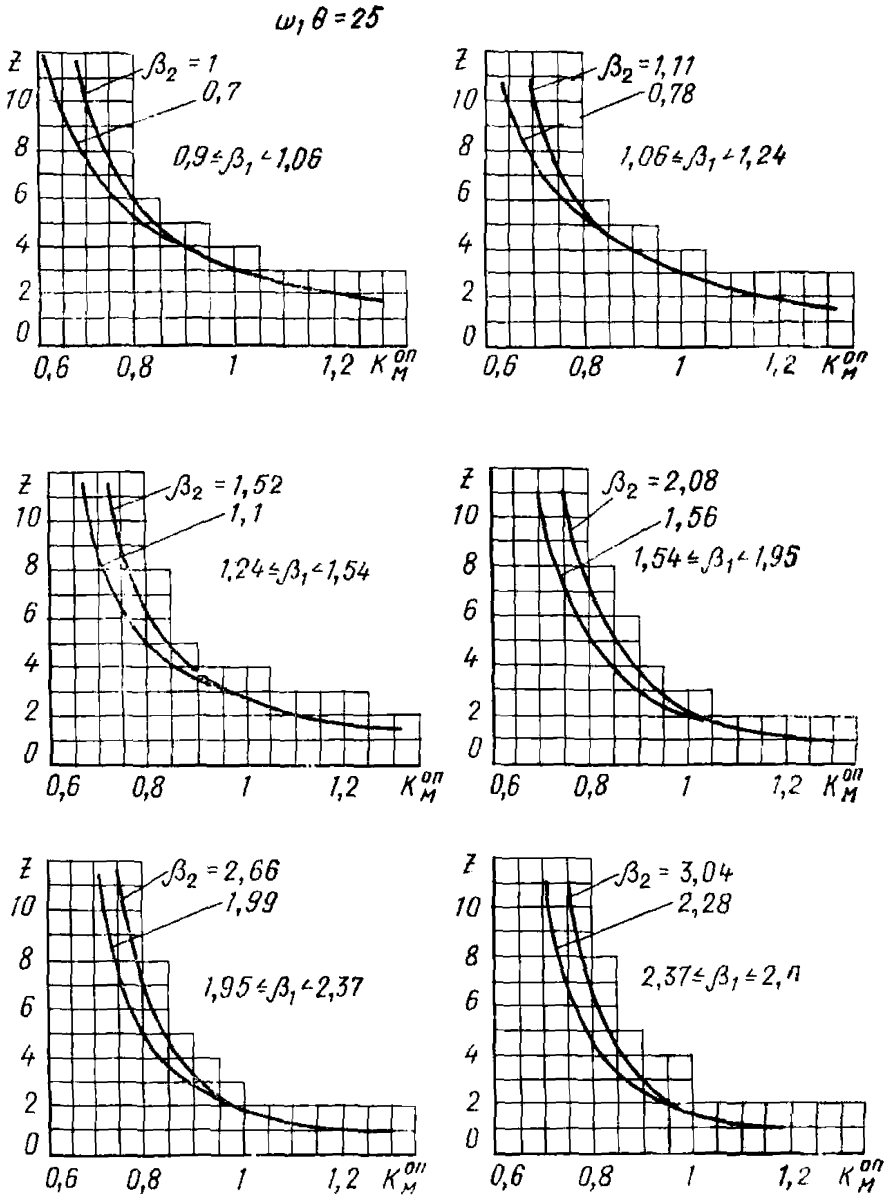


Рис. 102. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для защемленной балки при $\omega_1\theta=25$

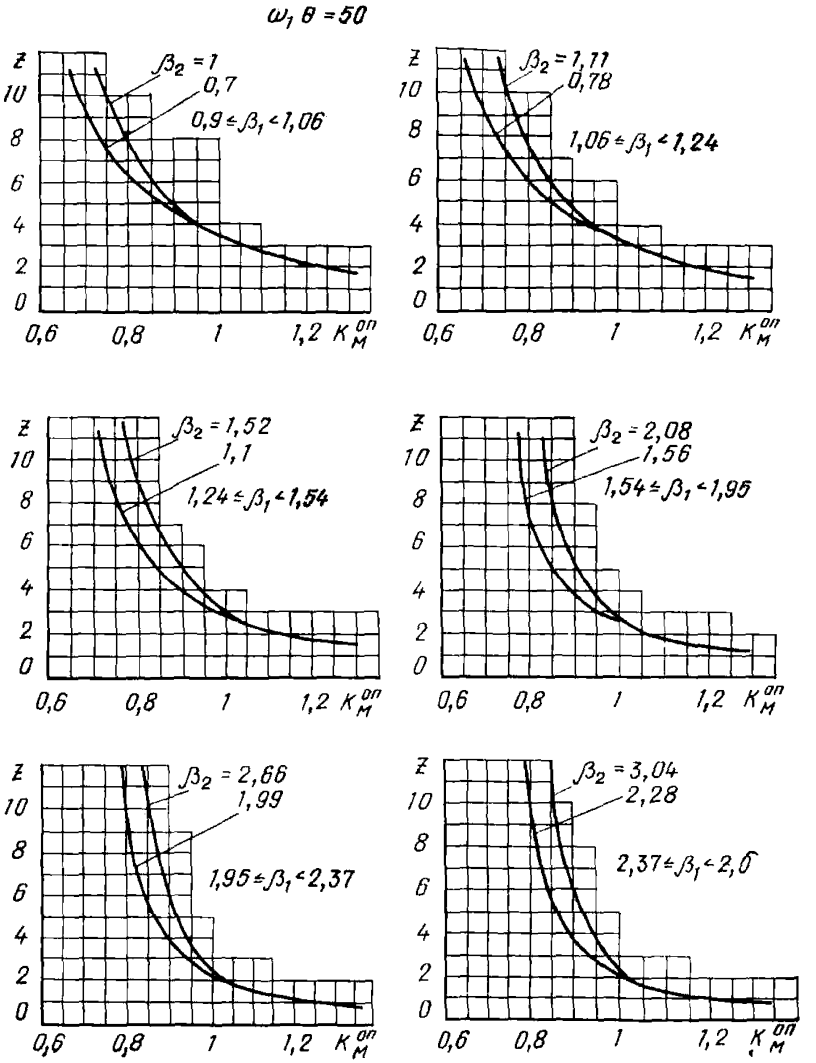


Рис. 103. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для защемленной балки при $\omega_1\theta = 50$

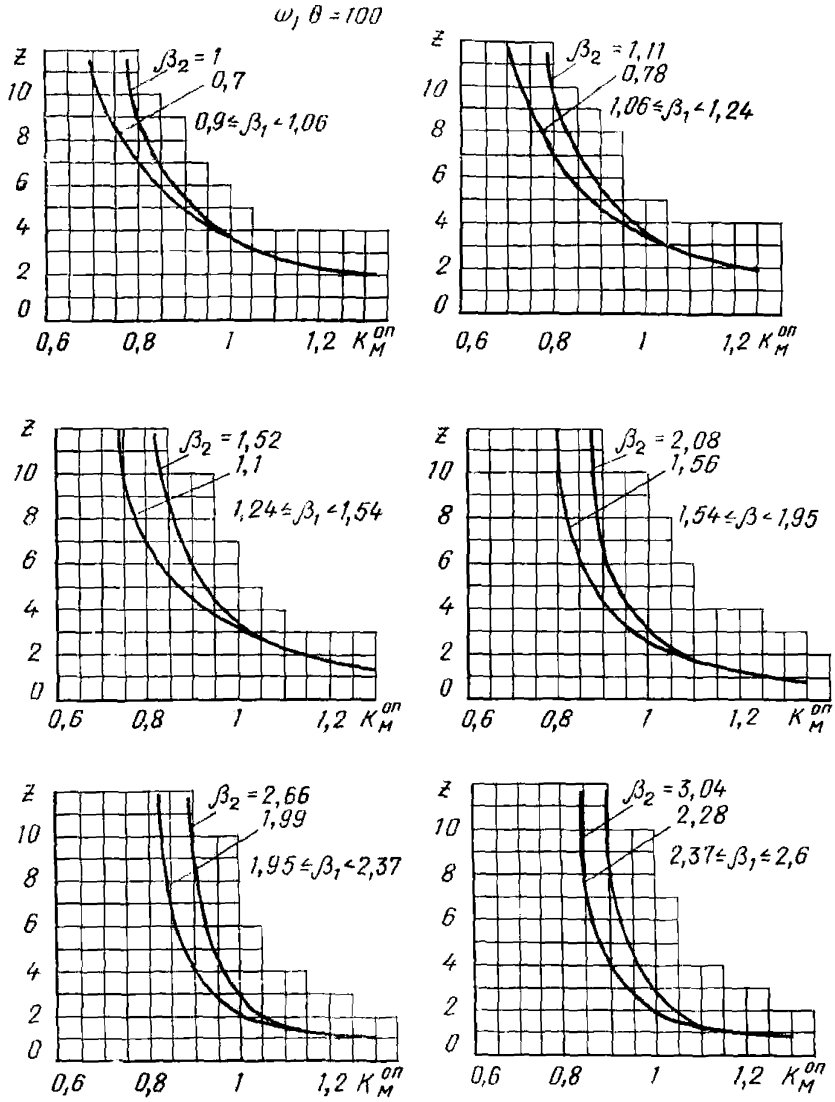


Рис. 104. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для защемленной балки при $\omega_1\theta = 100$

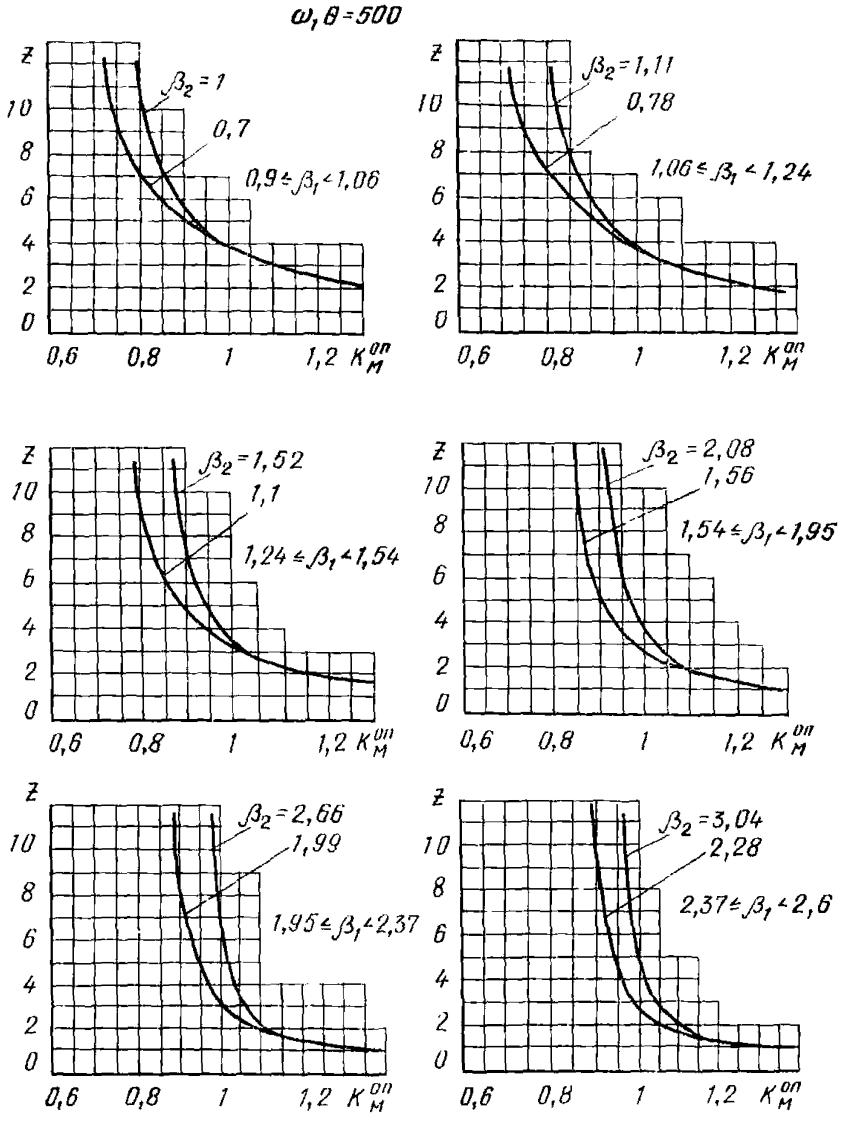


Рис. 105. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для защемленной балки при $\omega_1\theta=500$

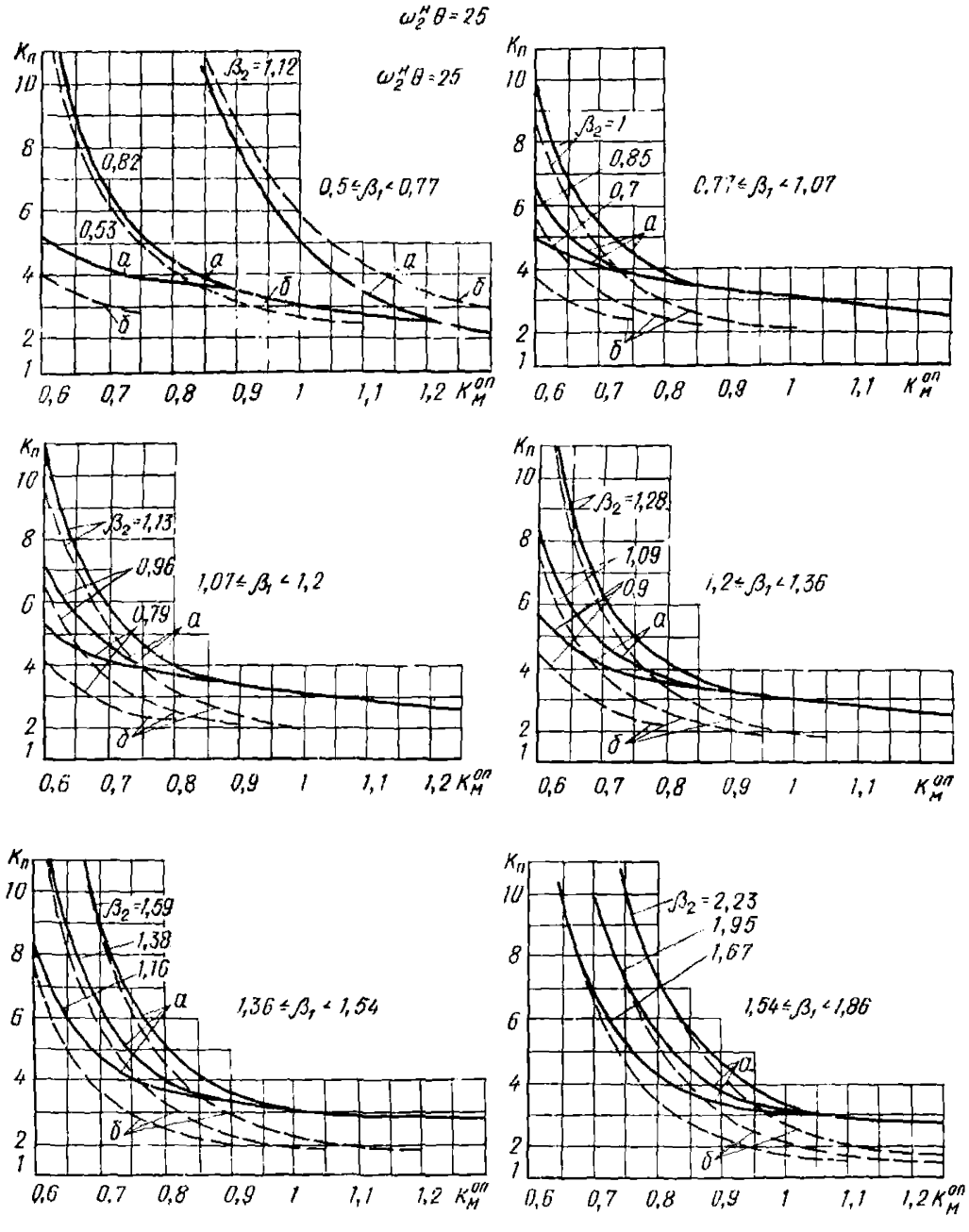


Рис. 106. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н \theta = 25$

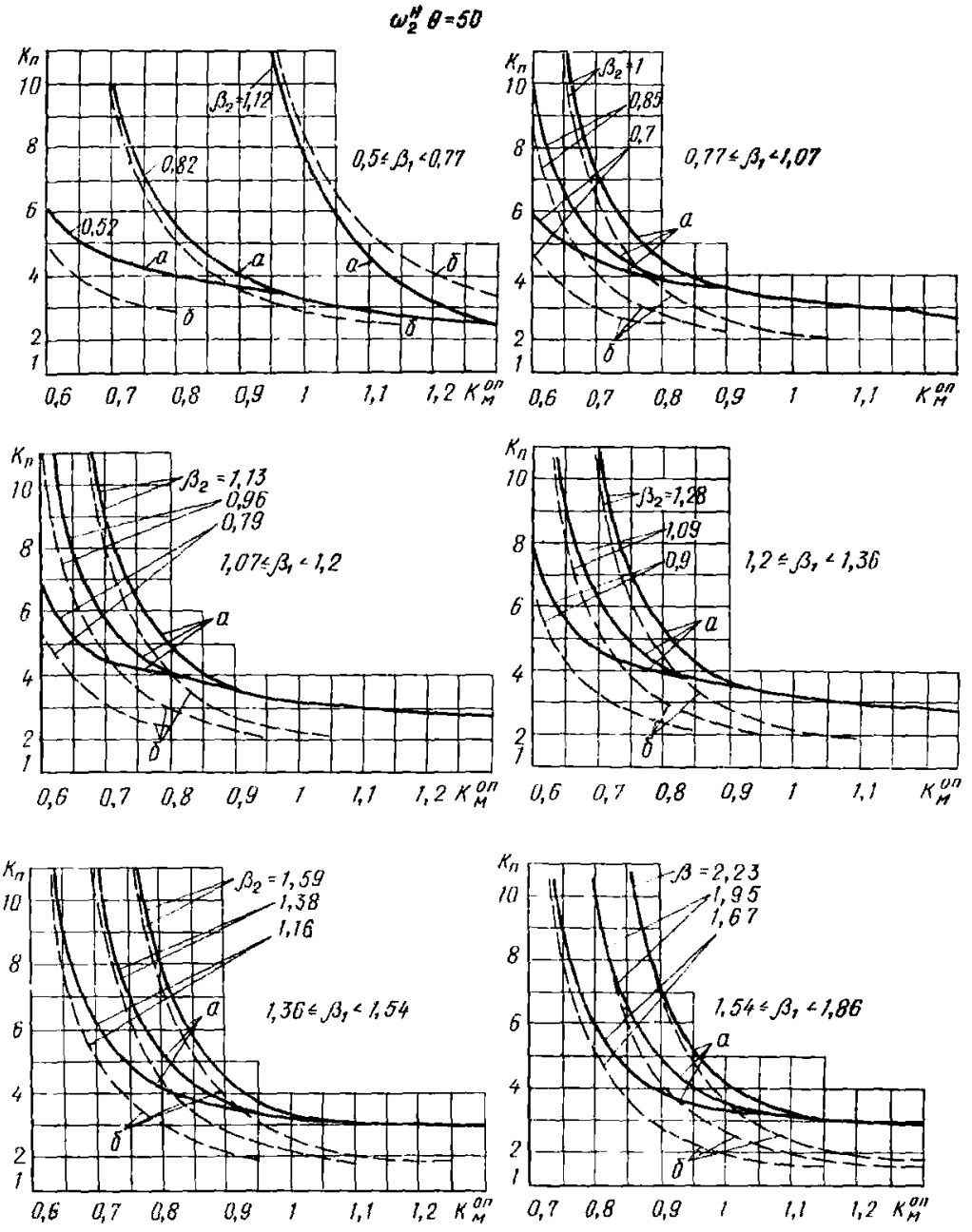


Рис. 107. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н\theta=50$

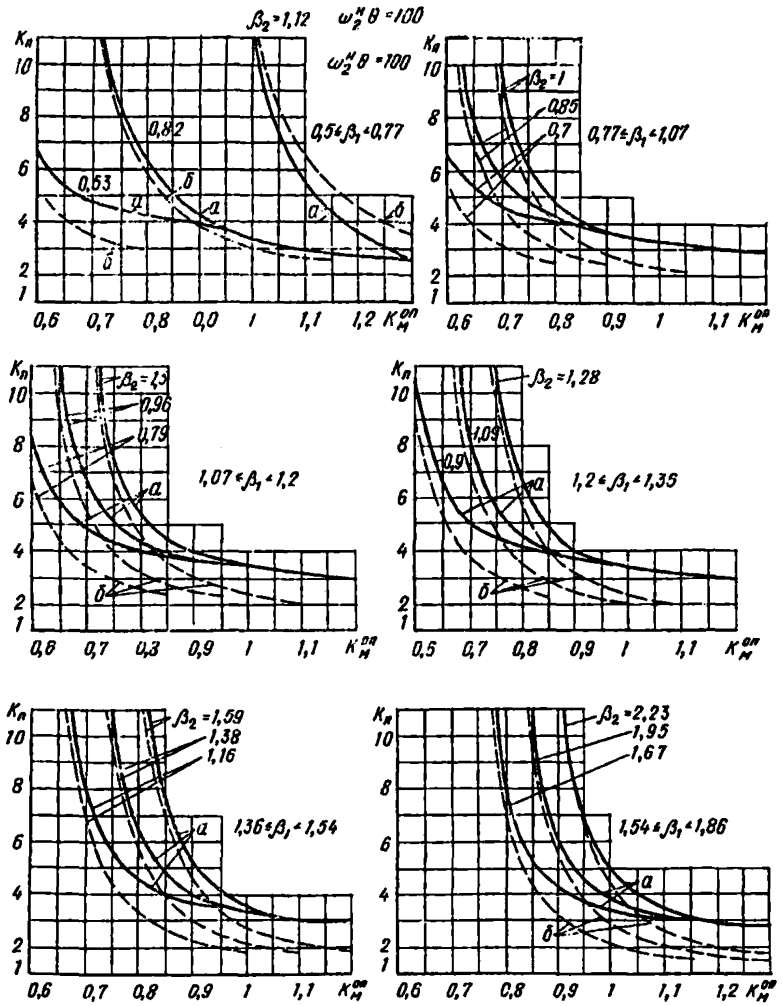


Рис. 108. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н \theta = 100$

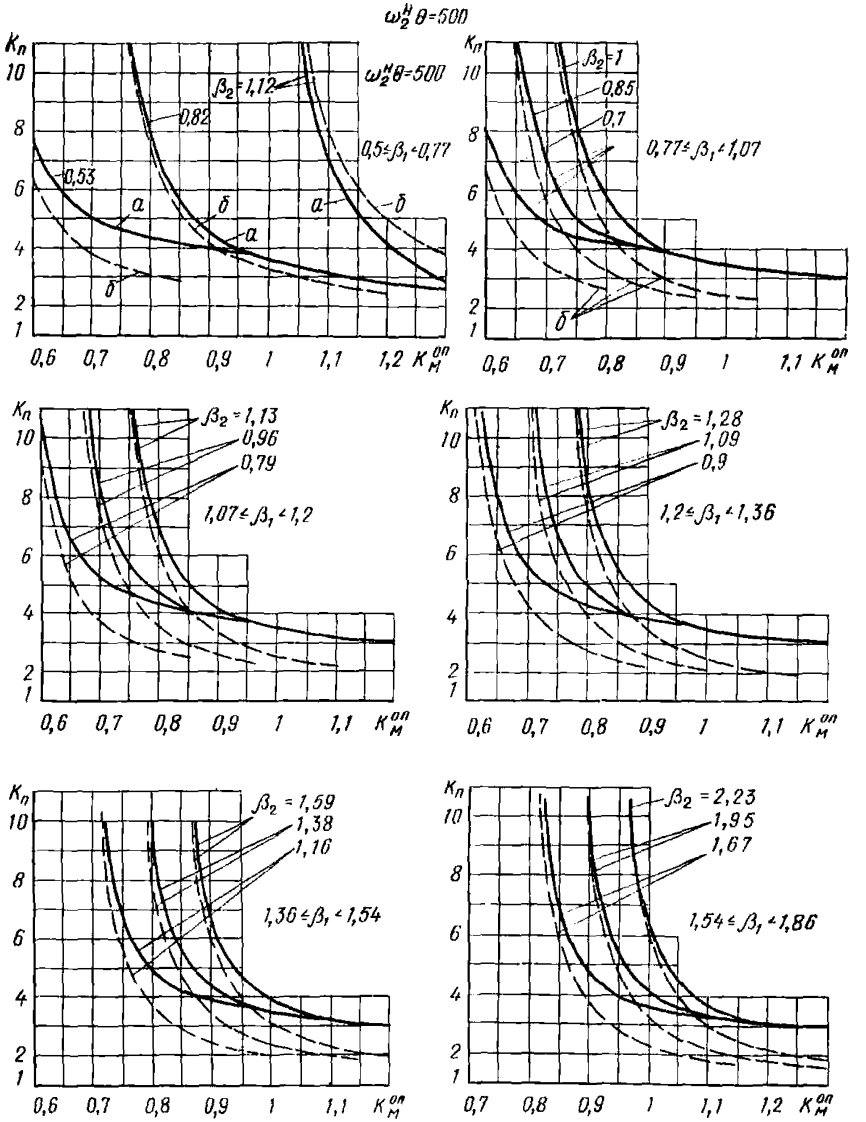


Рис. 109. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н\theta=500$

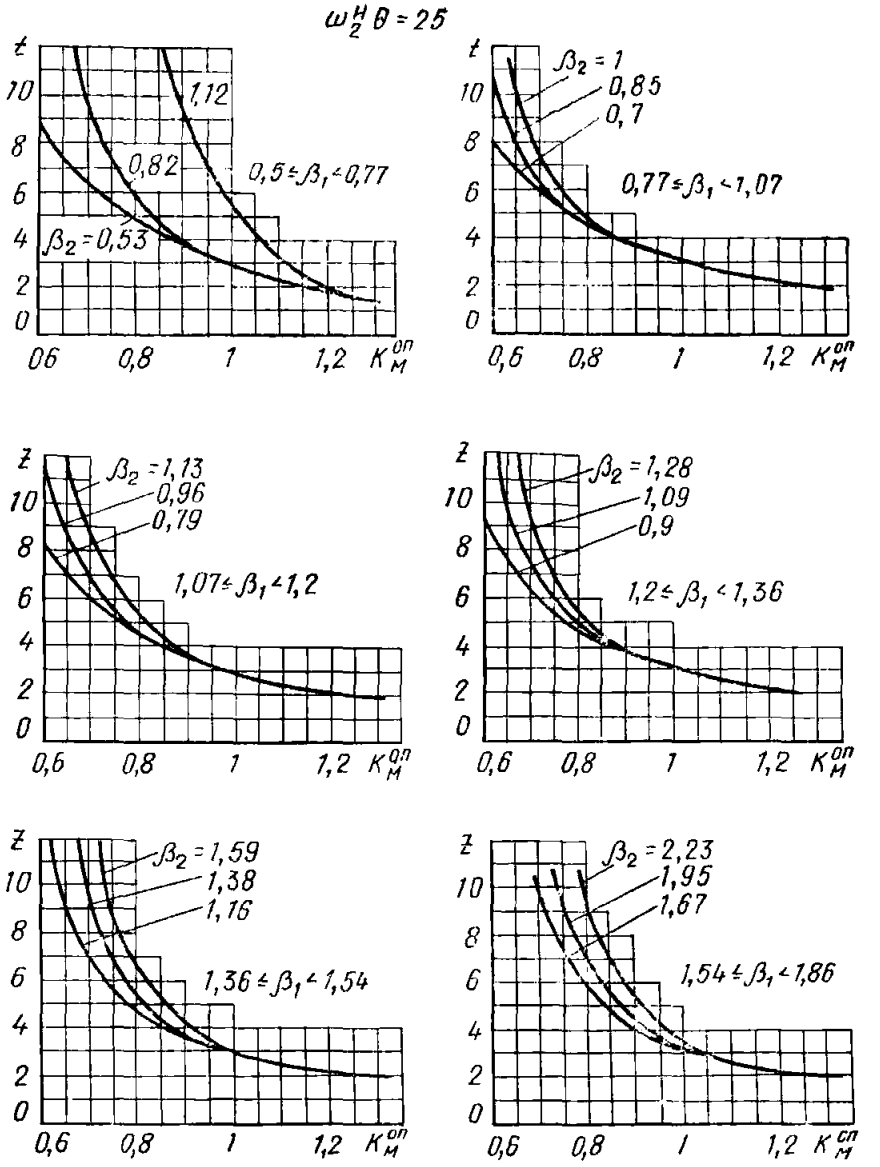


Рис. 110. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н\theta = 25$

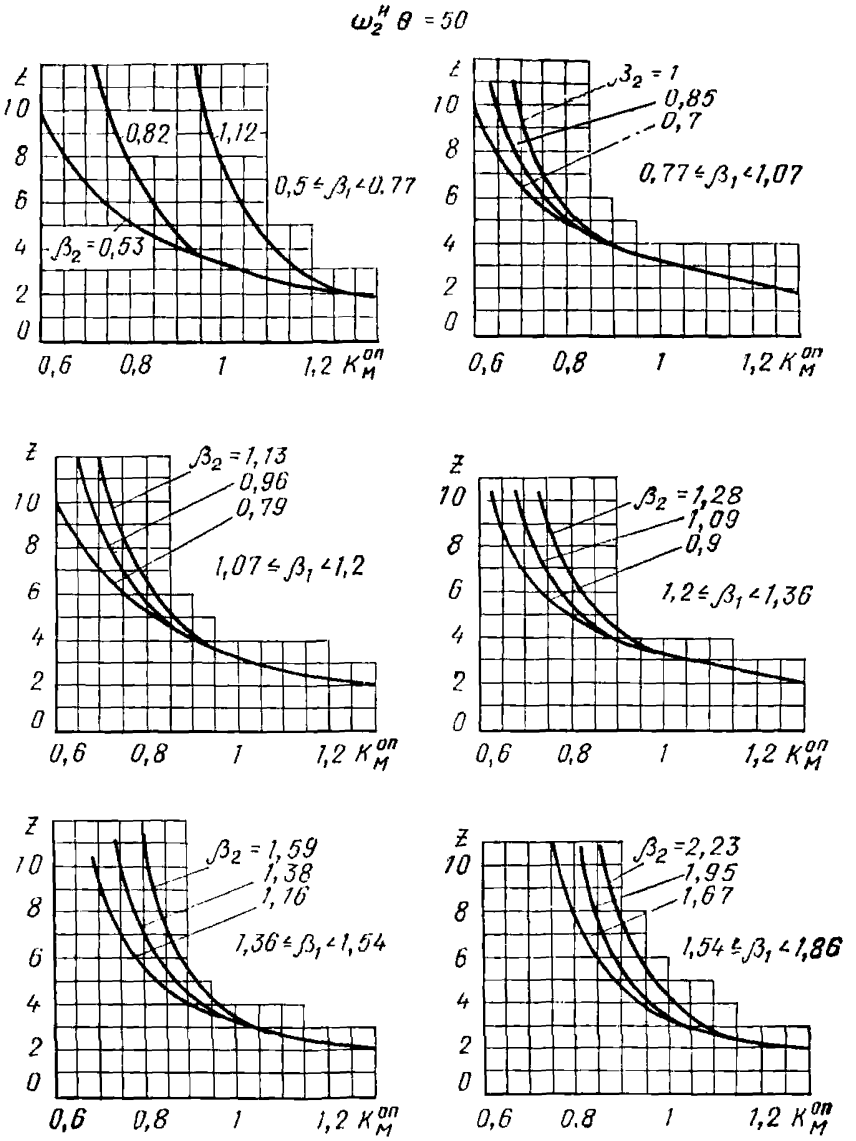


Рис. 111. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н \theta = 50$

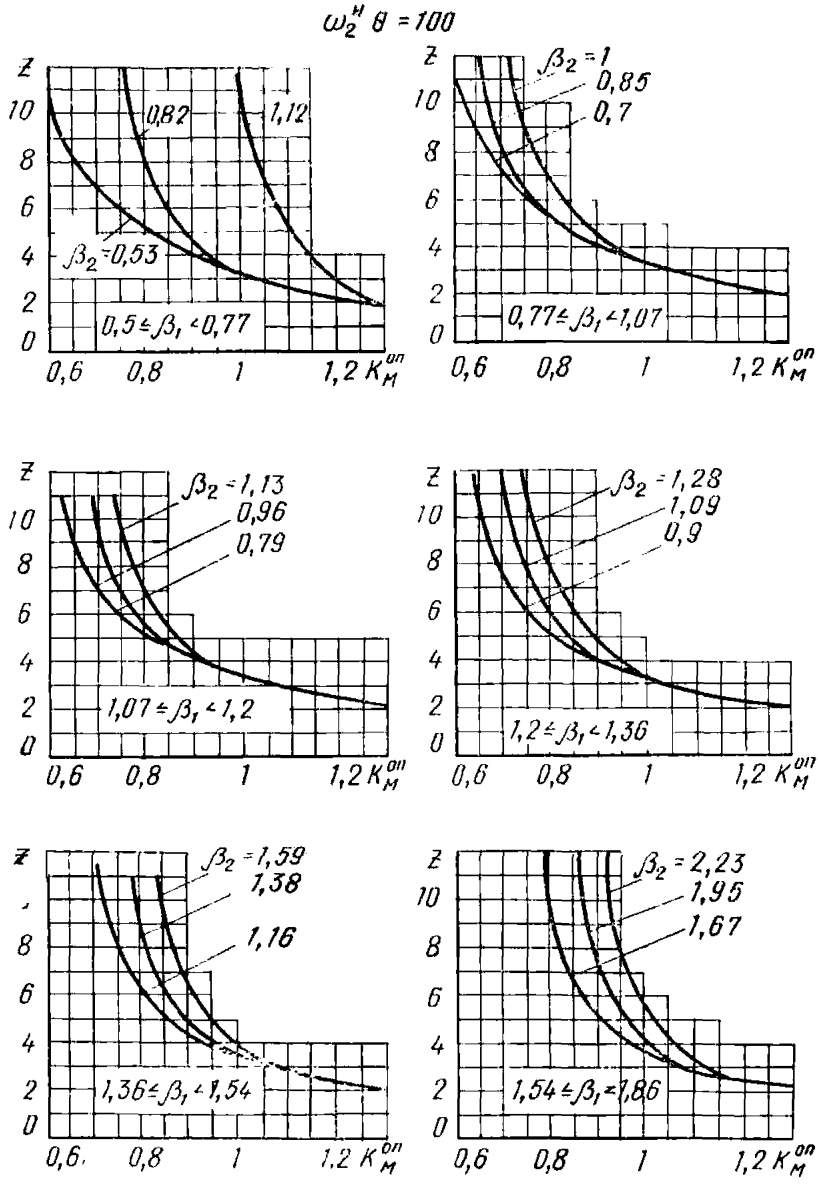


Рис. 112. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^н \theta = 100$

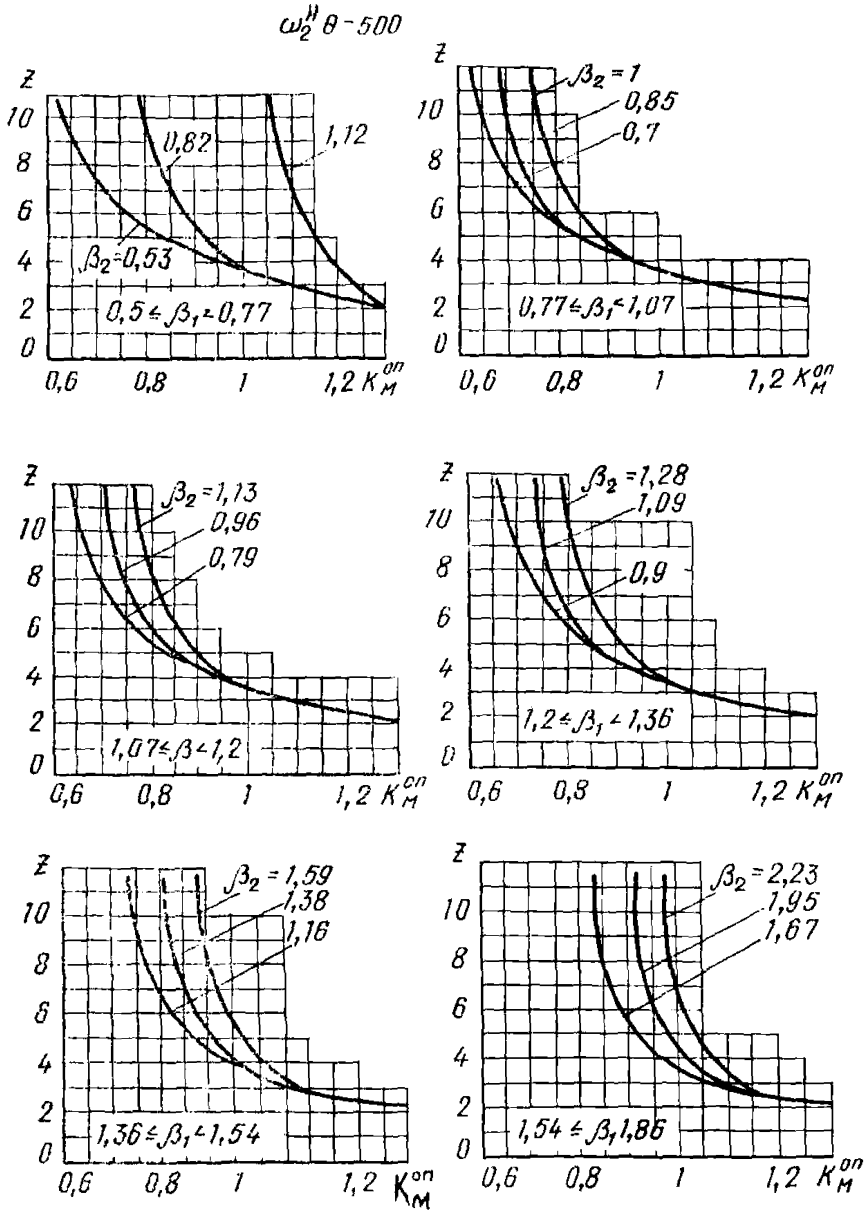


Рис. 113. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для неразрезной двухпролетной балки с опертыми концами при $\omega_2^{II}\,\vartheta = 500$

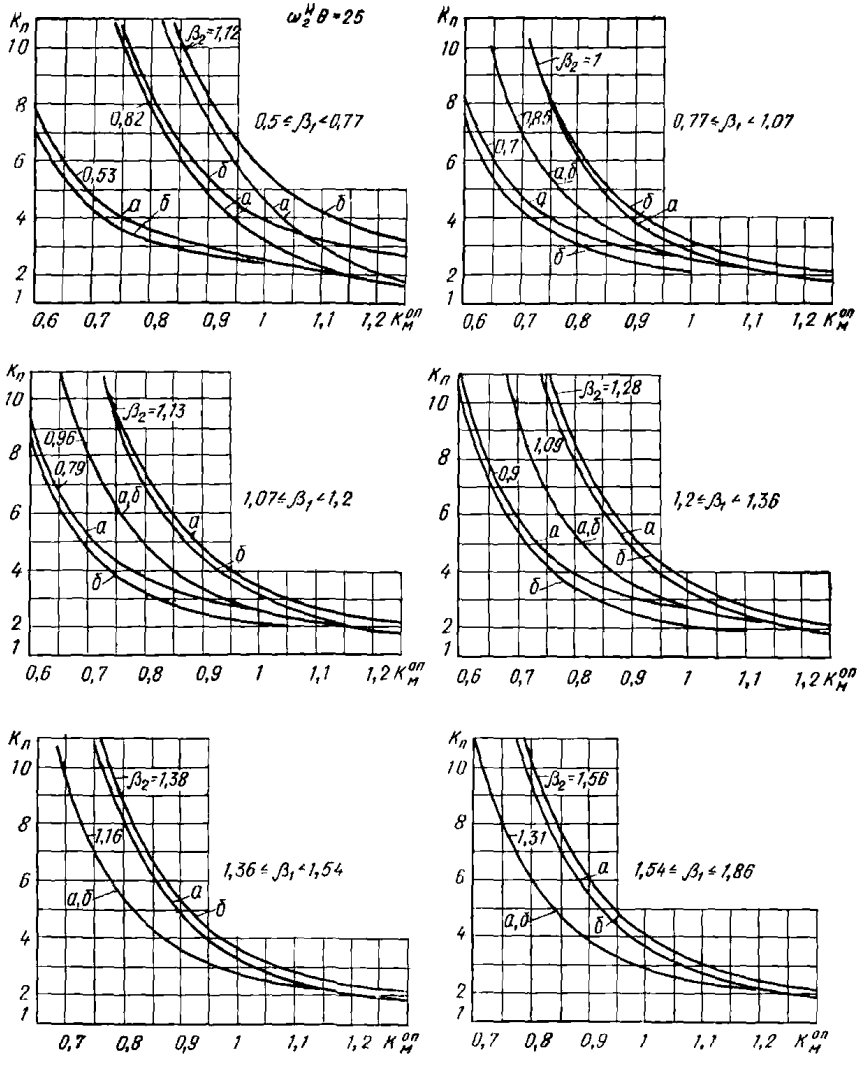


Рис. 114. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н \theta = 25$

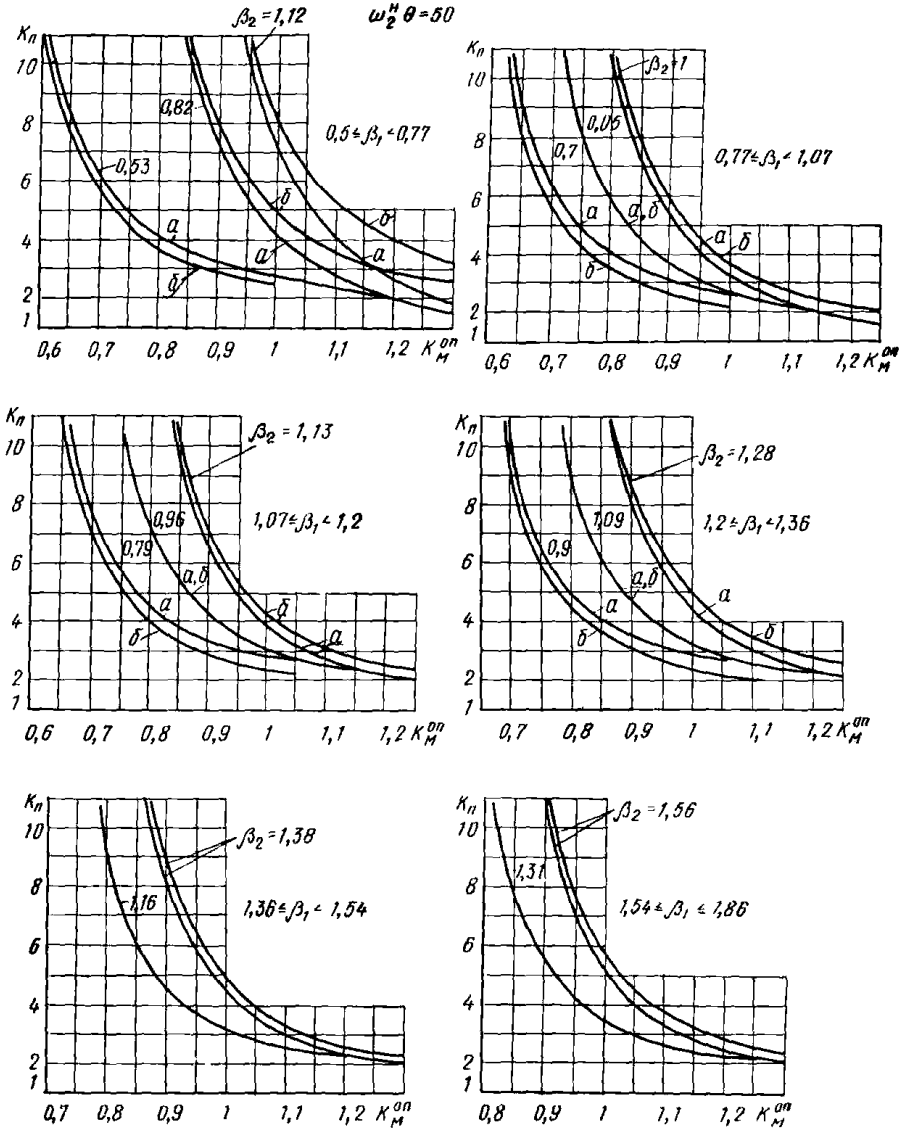


Рис. 115. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н \theta = 50$

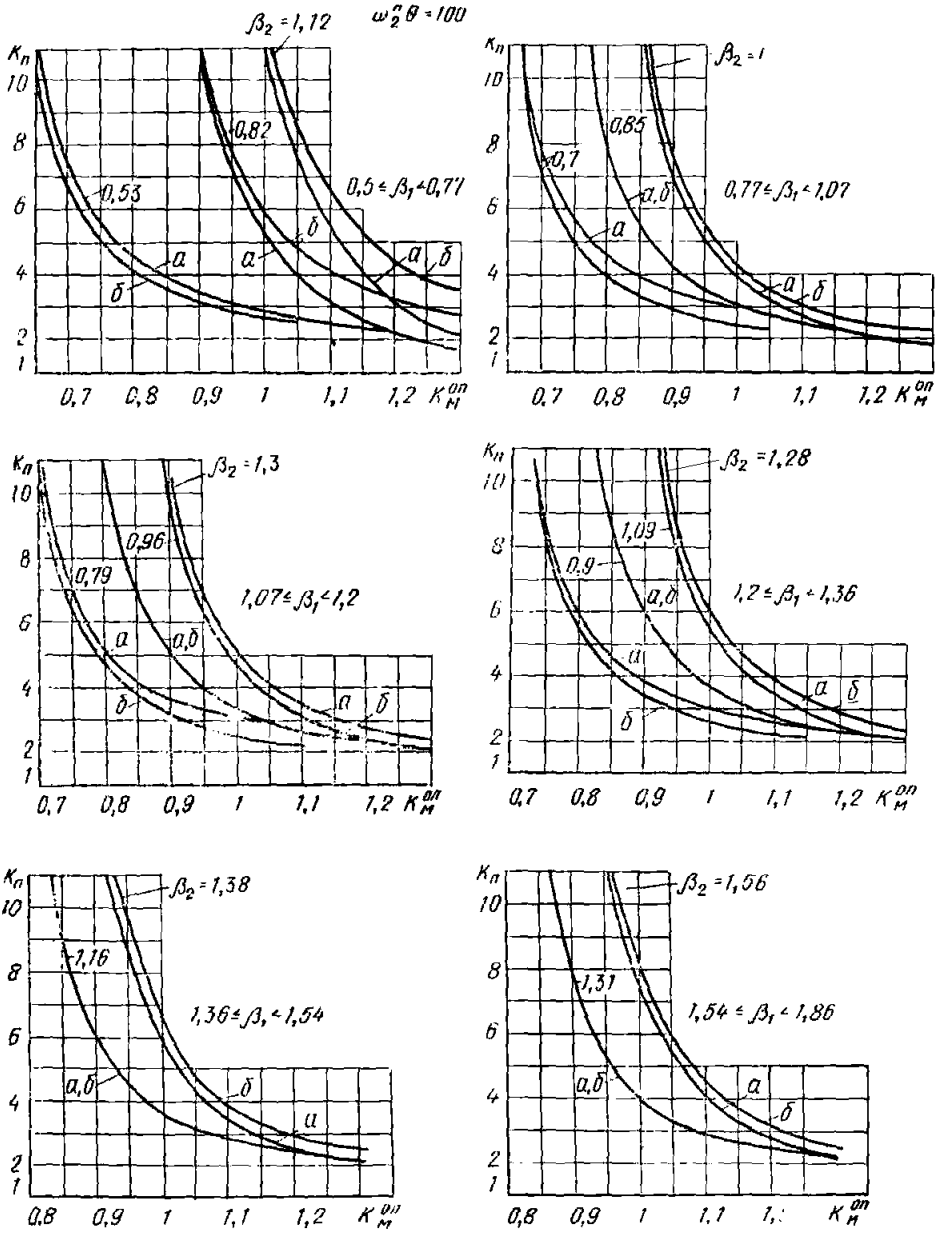


Рис. 116. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н\theta = 100$

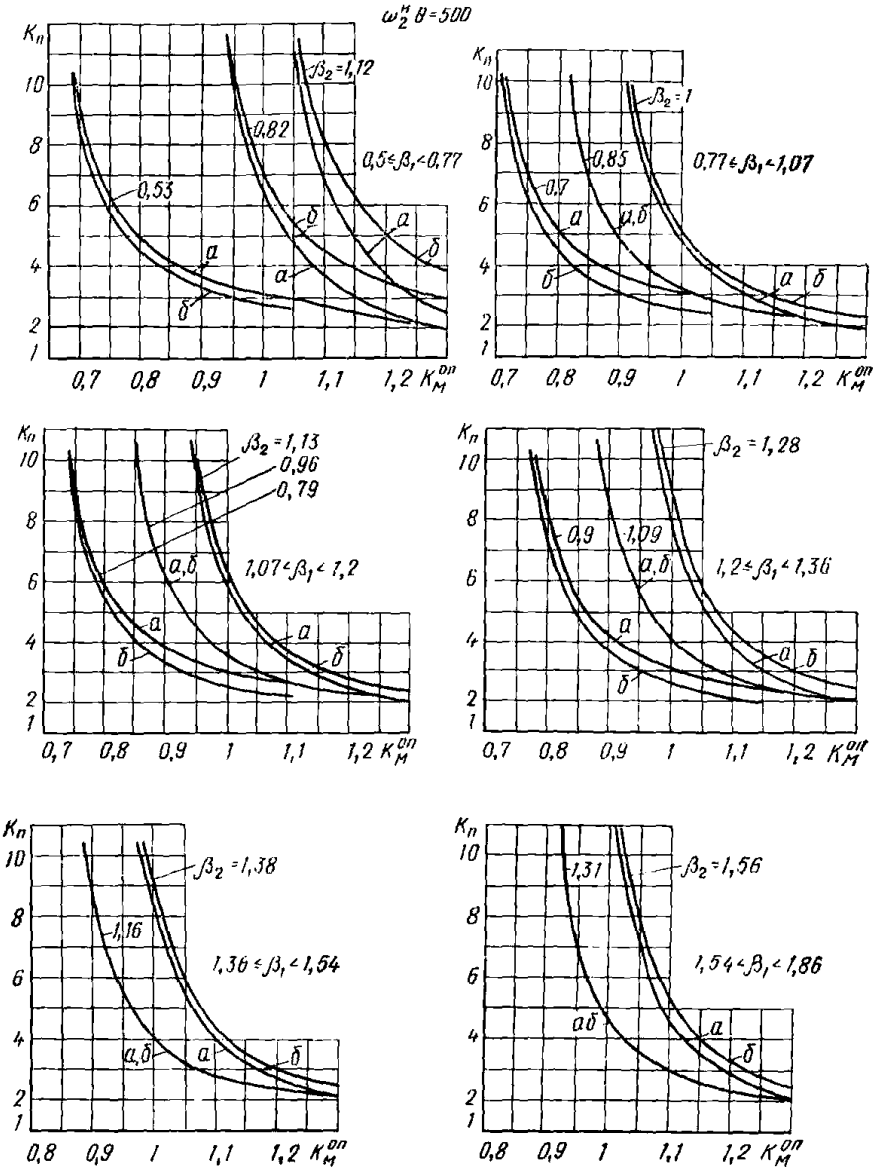


Рис. 117. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н \theta = 500$

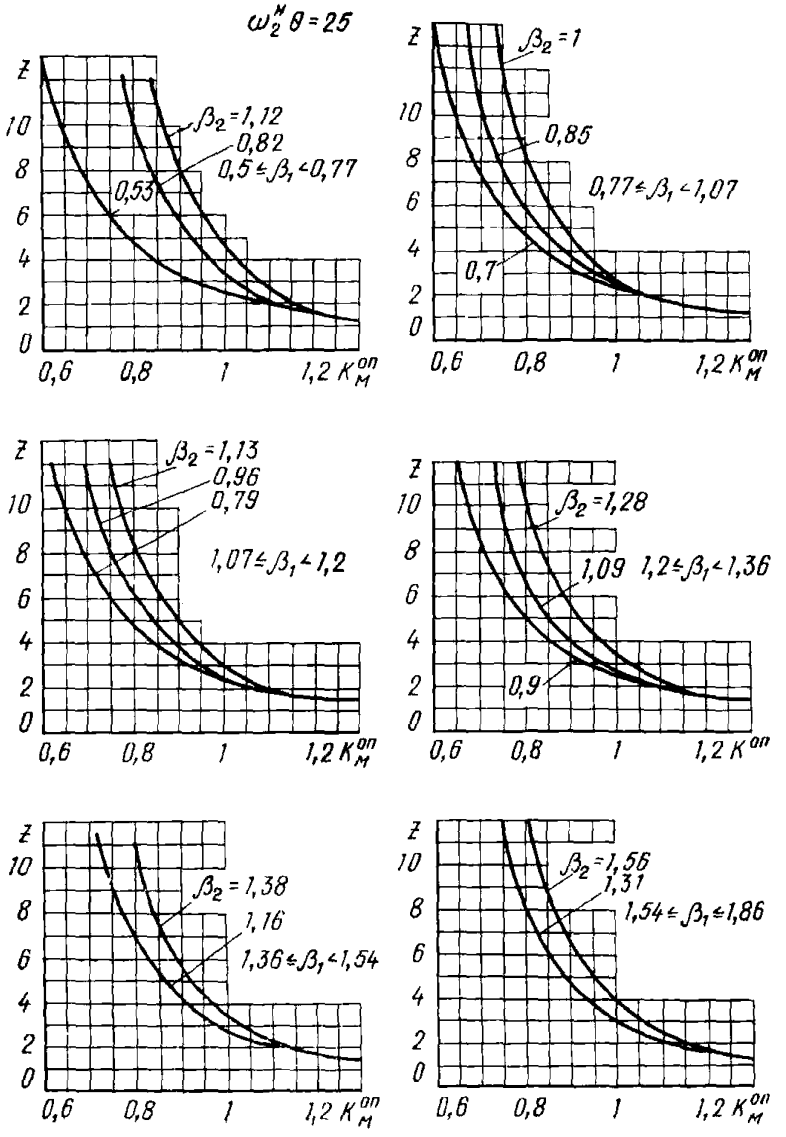


Рис. 118. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опере для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н\,\theta=25$

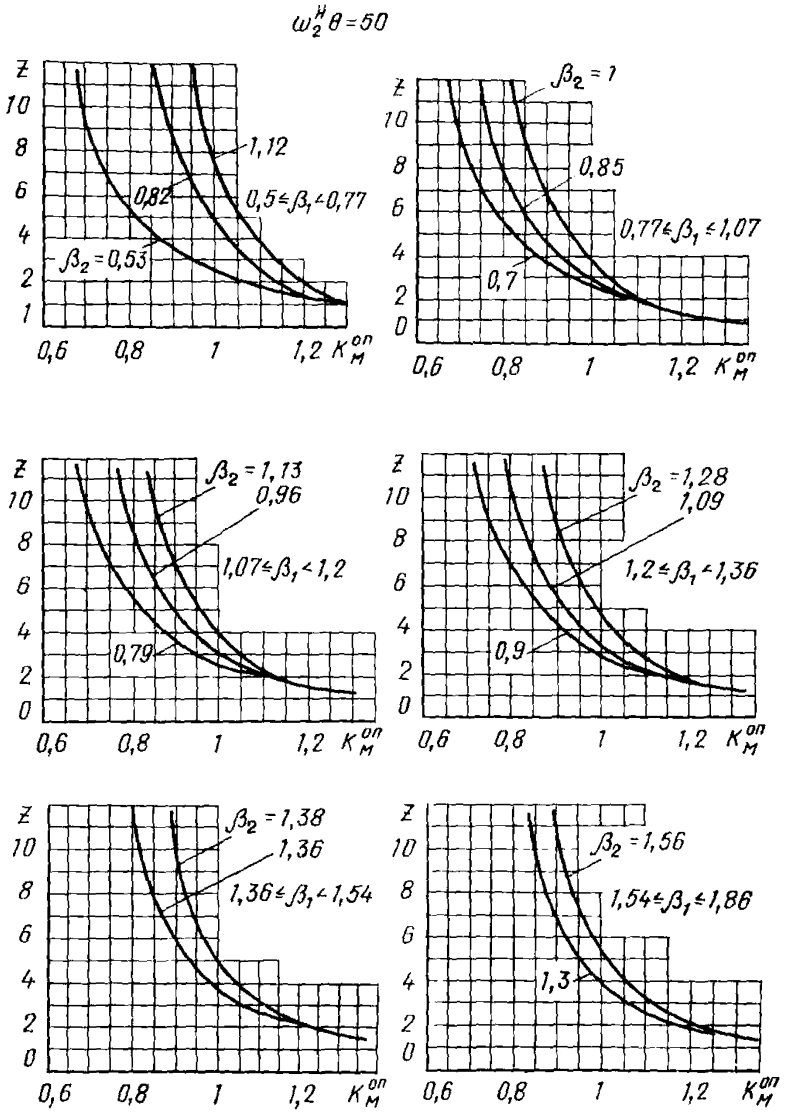


Рис. 119. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н\theta=50$

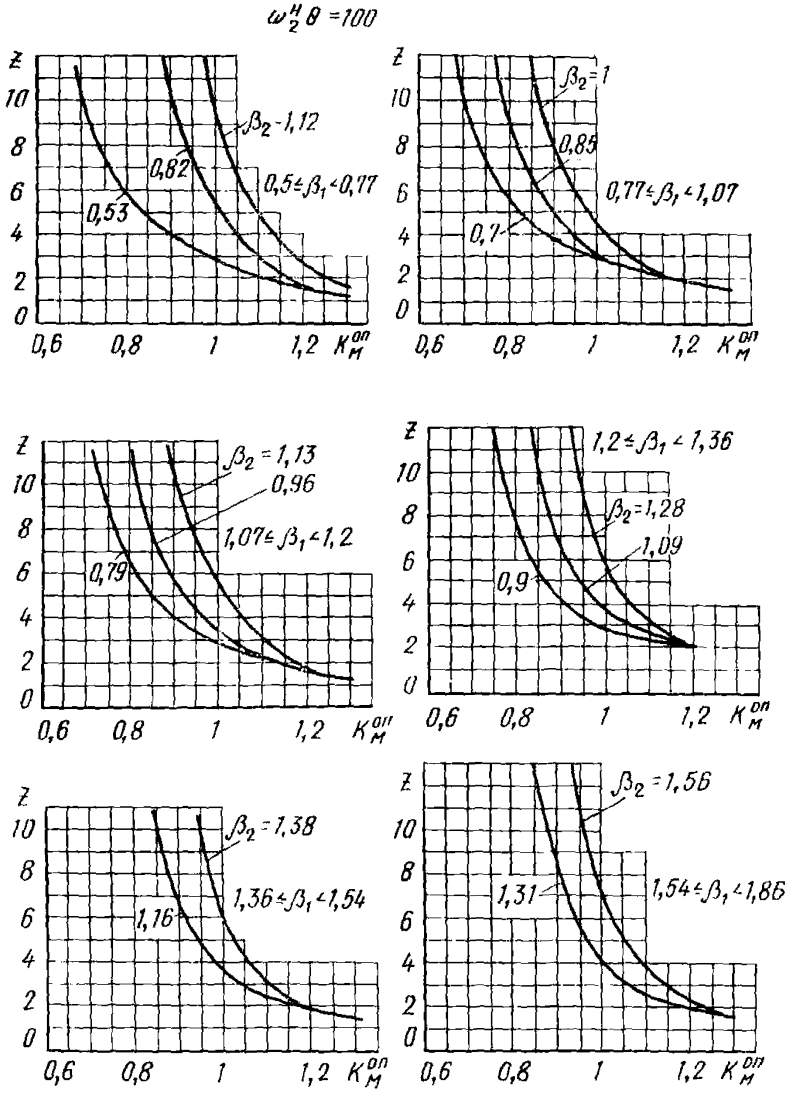


Рис. 120. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н \theta = 100$

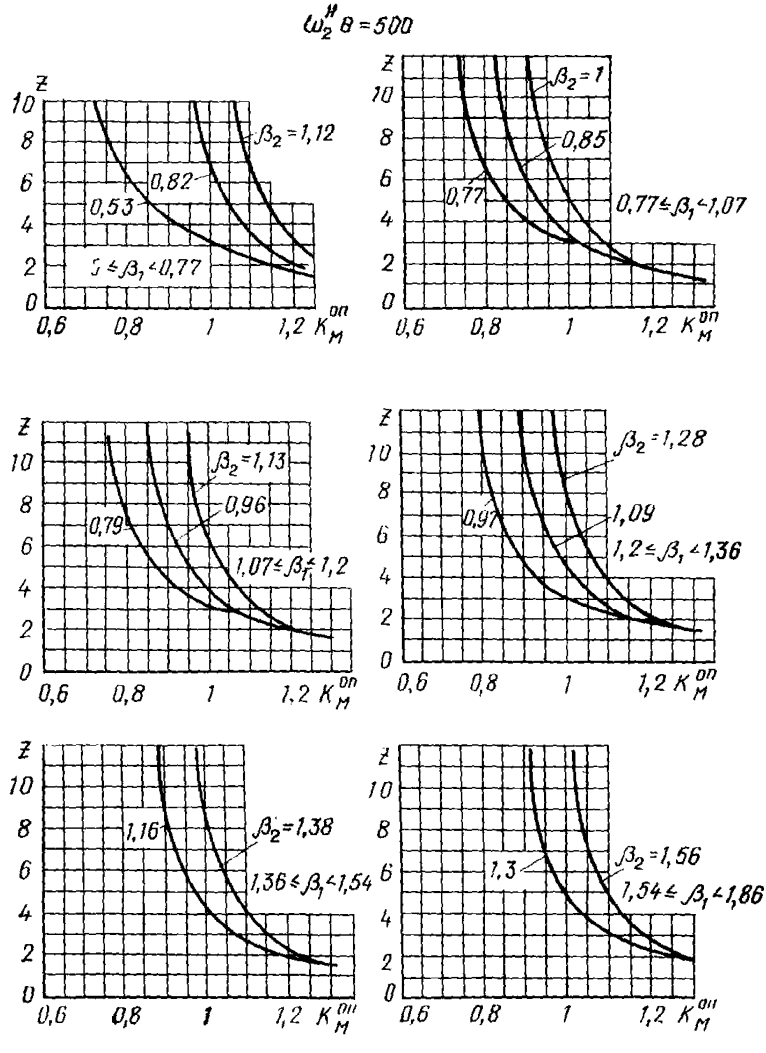


Рис. 121. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной трехпролетной балки при $\omega_2^н \theta = 500$

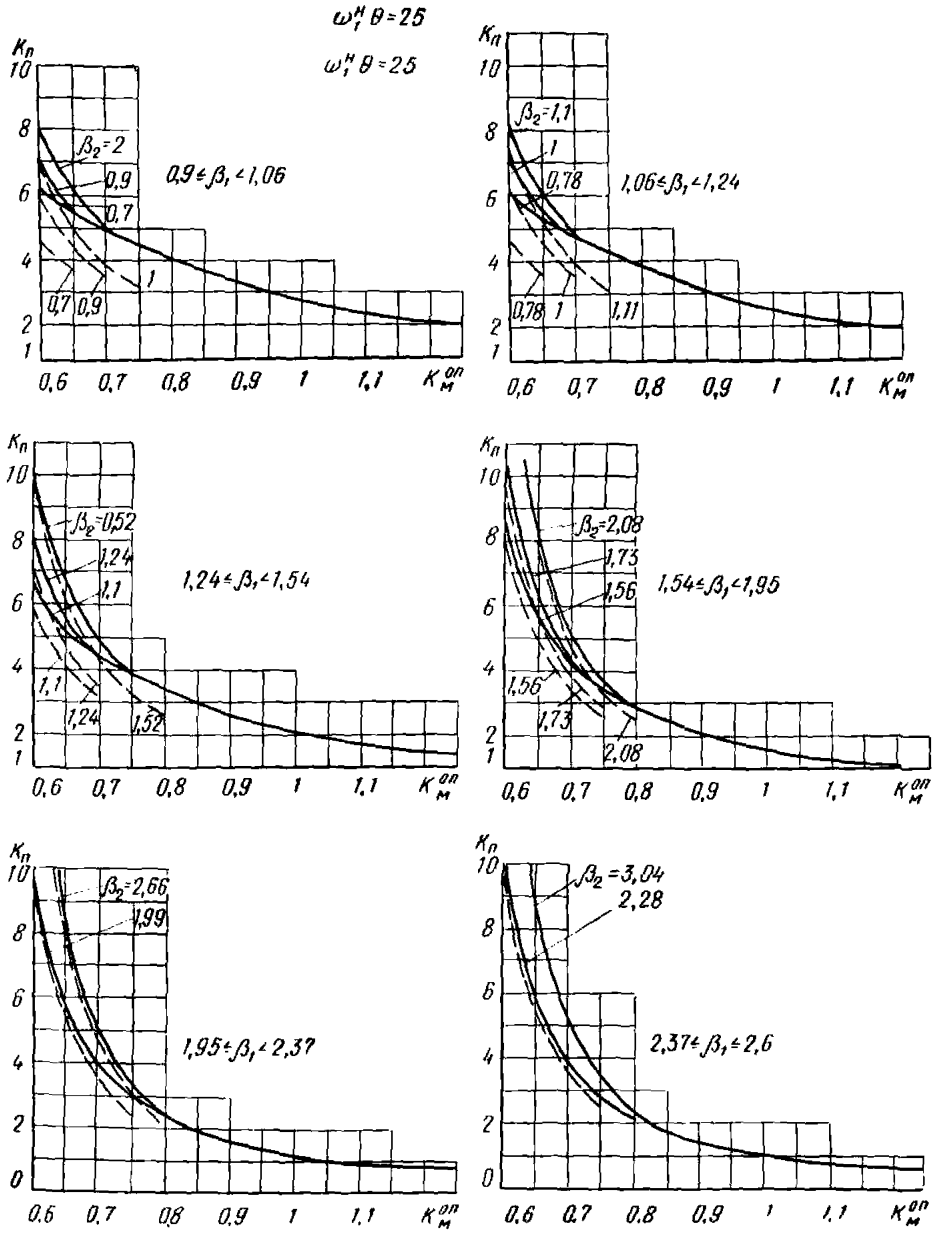


Рис. 122. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н\theta=25$

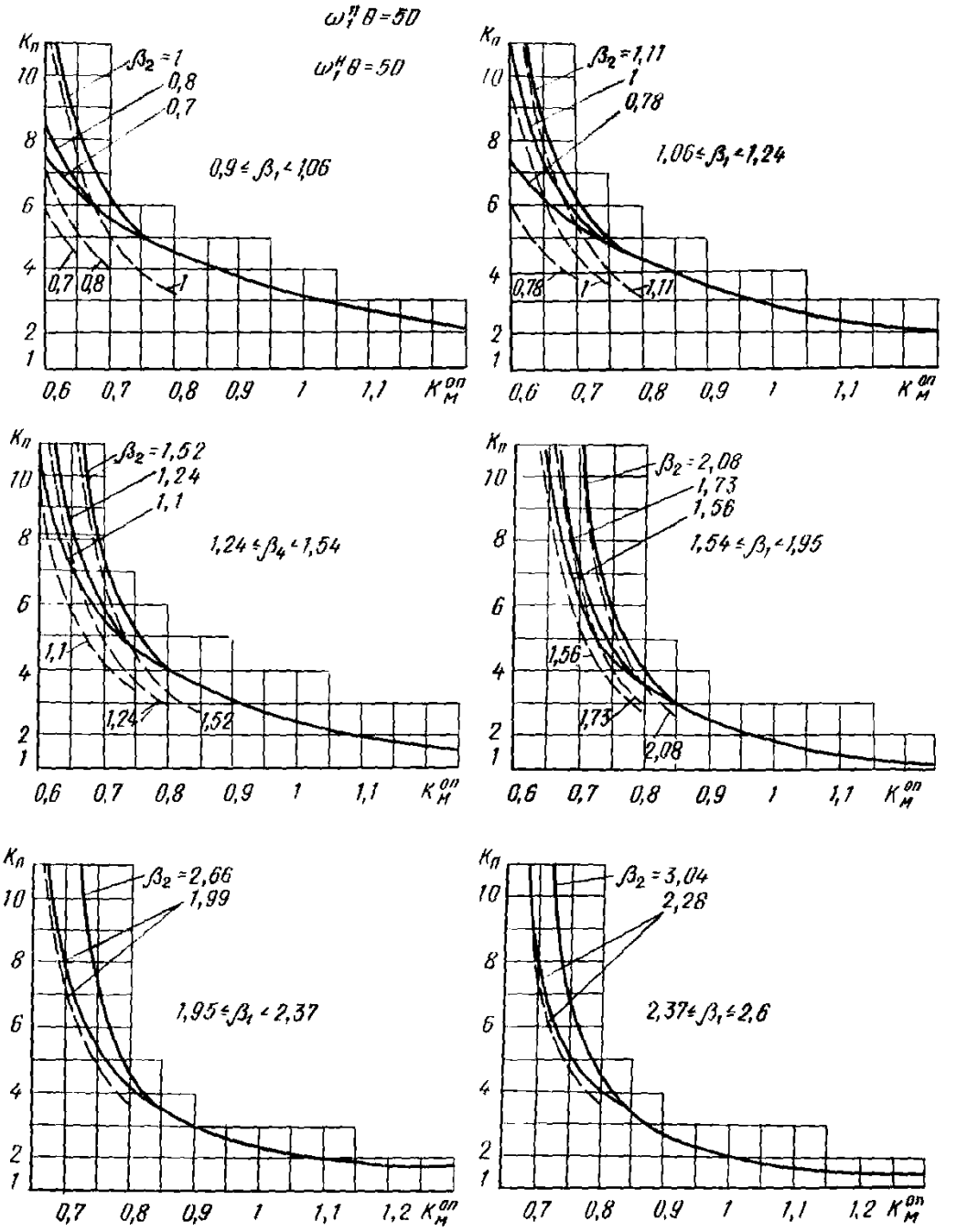


Рис. 123. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^{II}\theta=50$

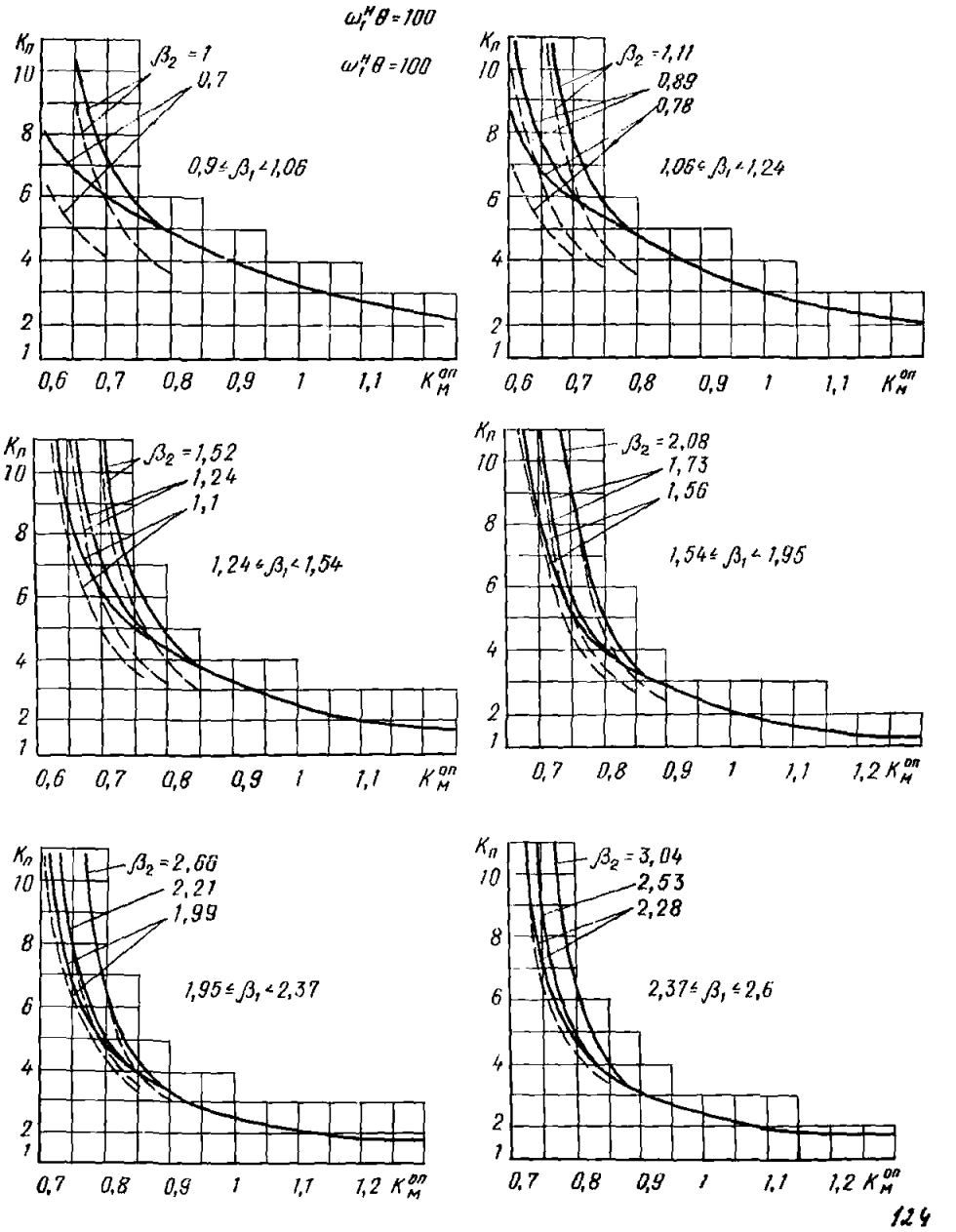


Рис. 124. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н\theta=100$

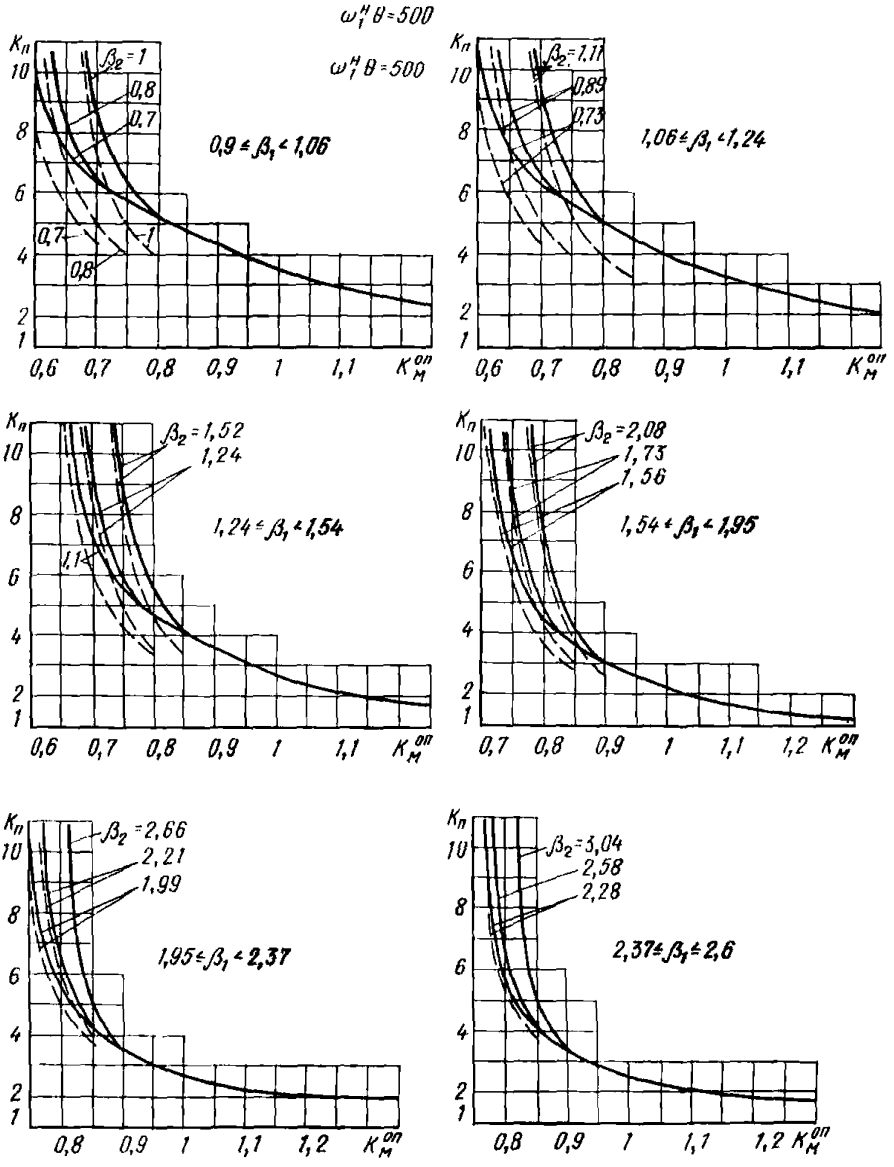


Рис. 125. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н\theta=500$

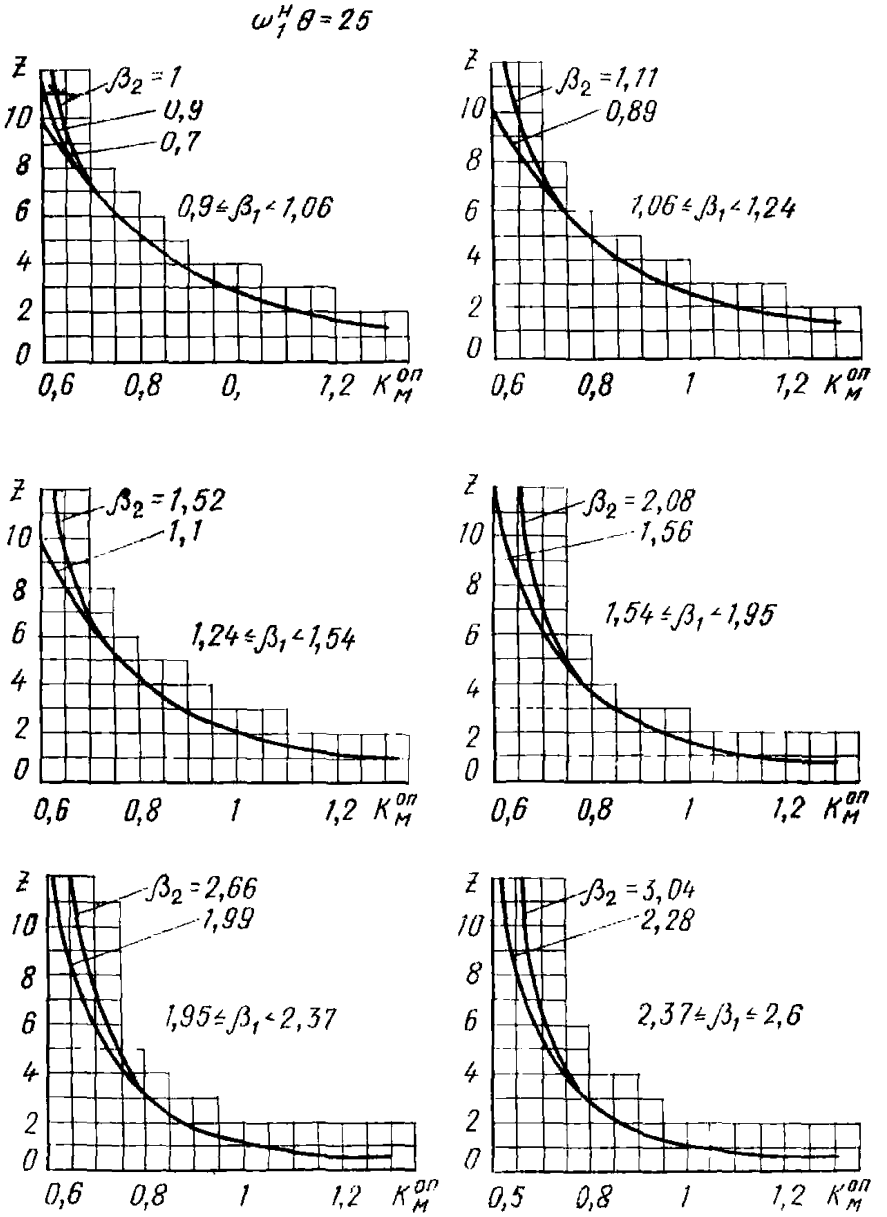


Рис. 126. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н \theta = 25$

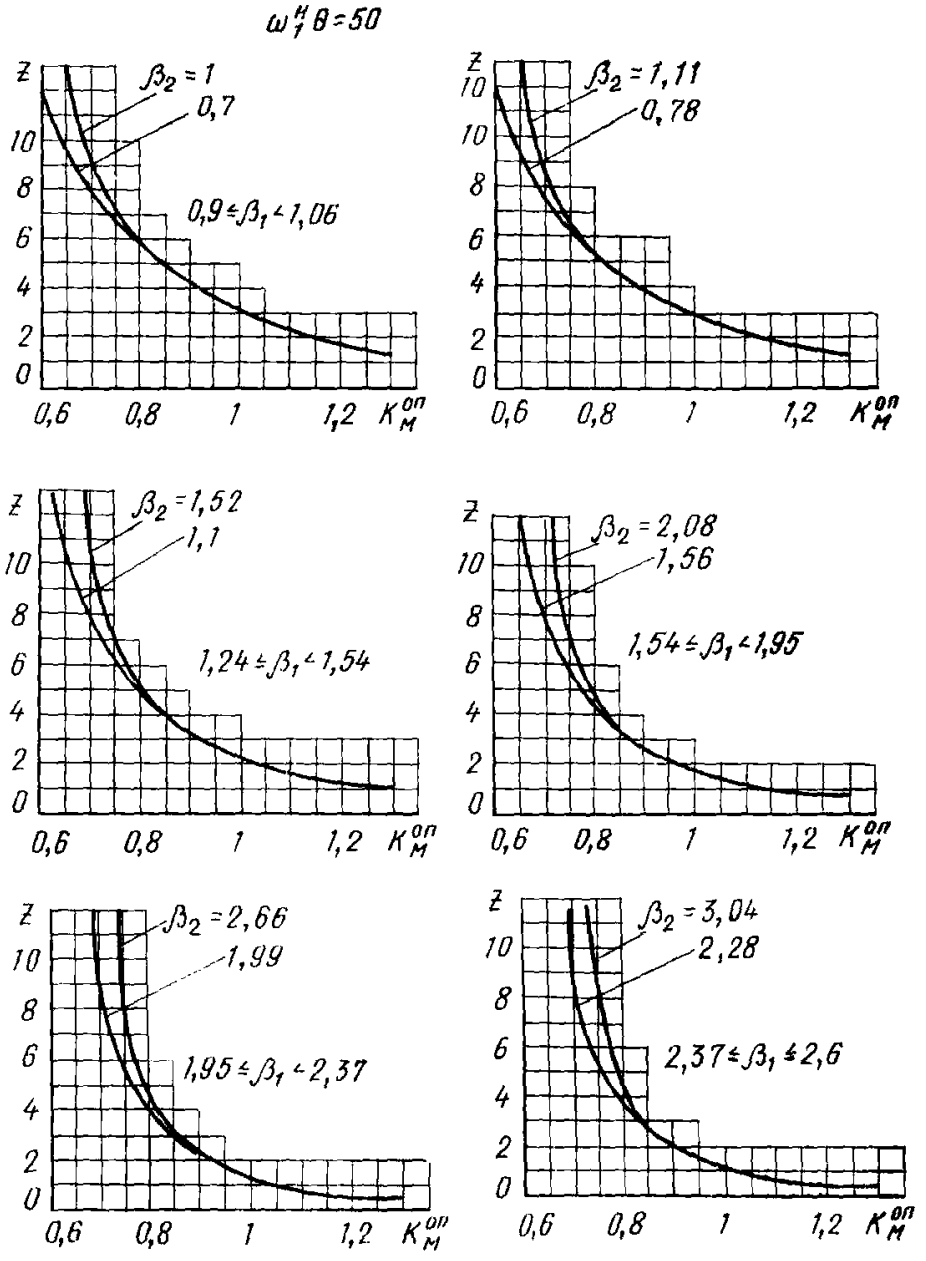


Рис. 127. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н\theta=50$

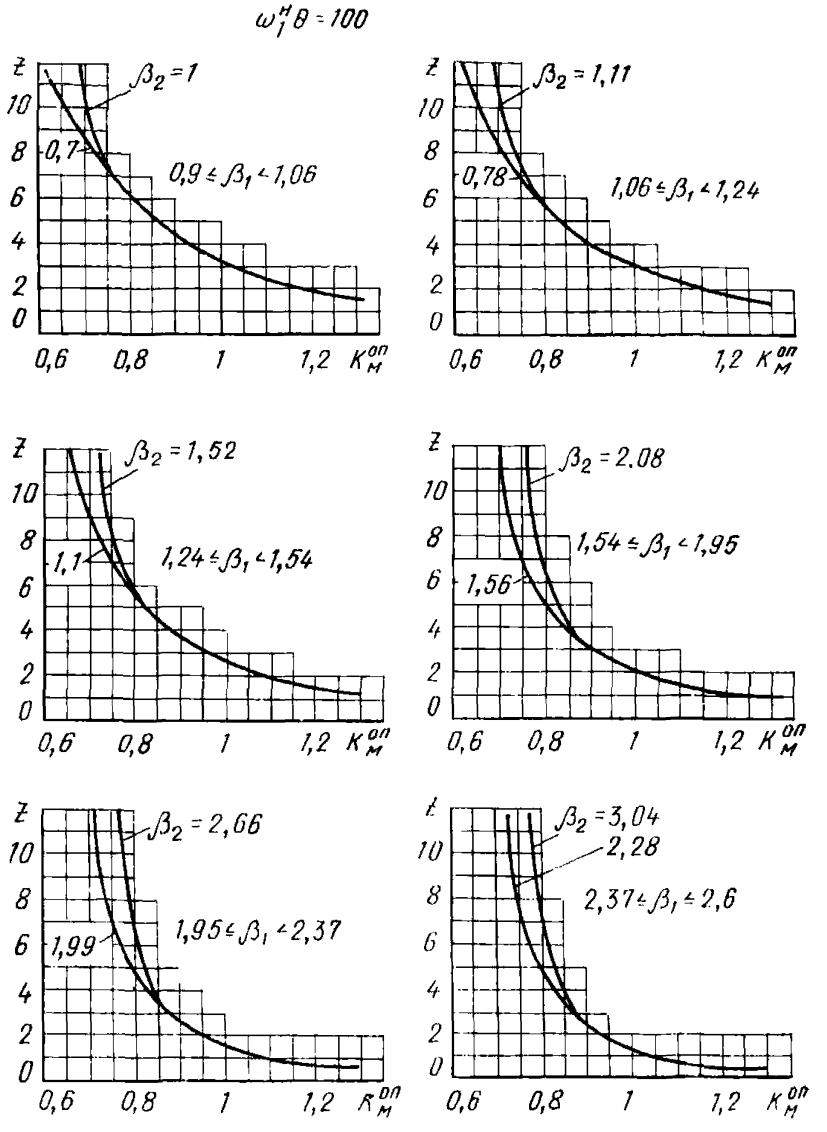


Рис. 128. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1'' \theta = 100$

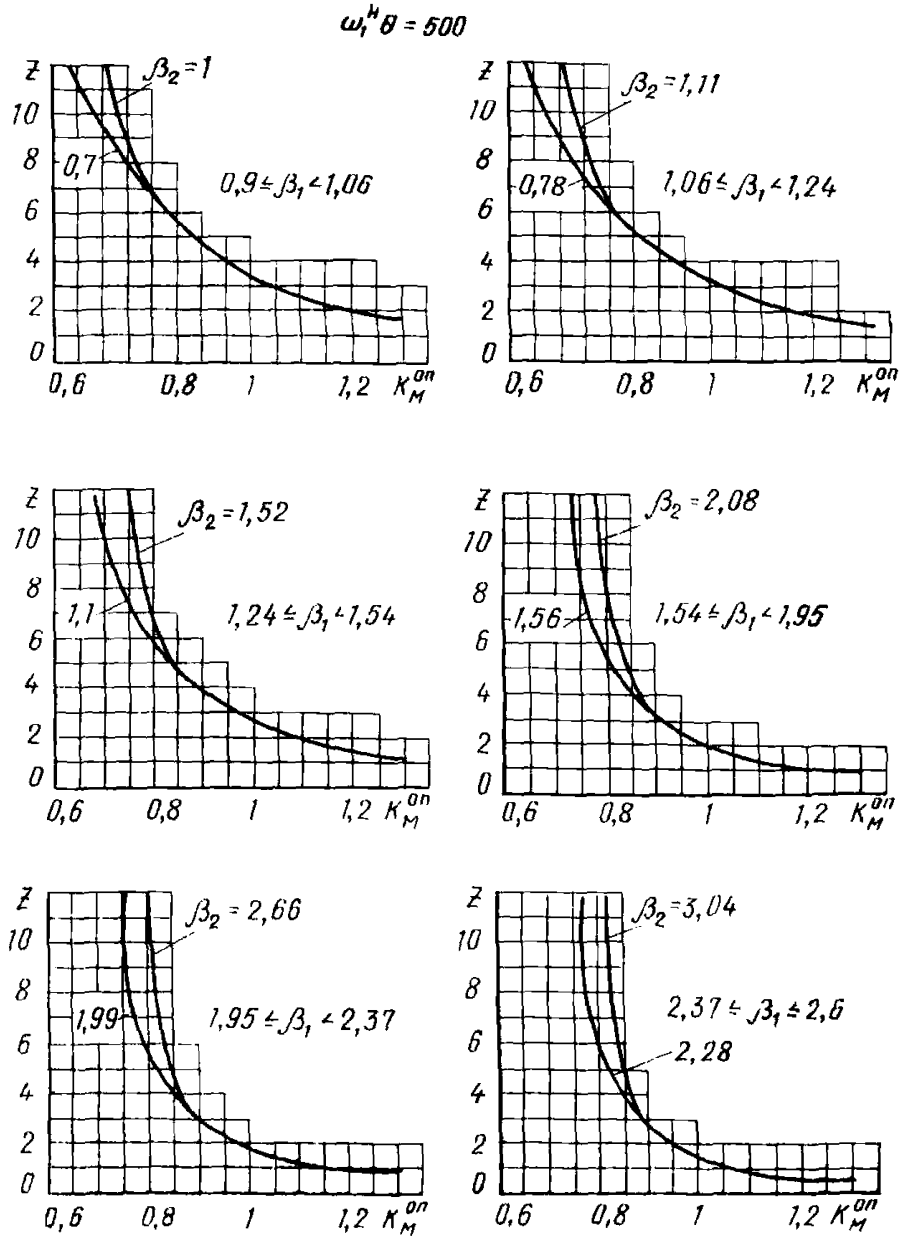


Рис. 129. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для среднего пролета неразрезной трехпролетной балки при $\omega_1^н \theta = 500$

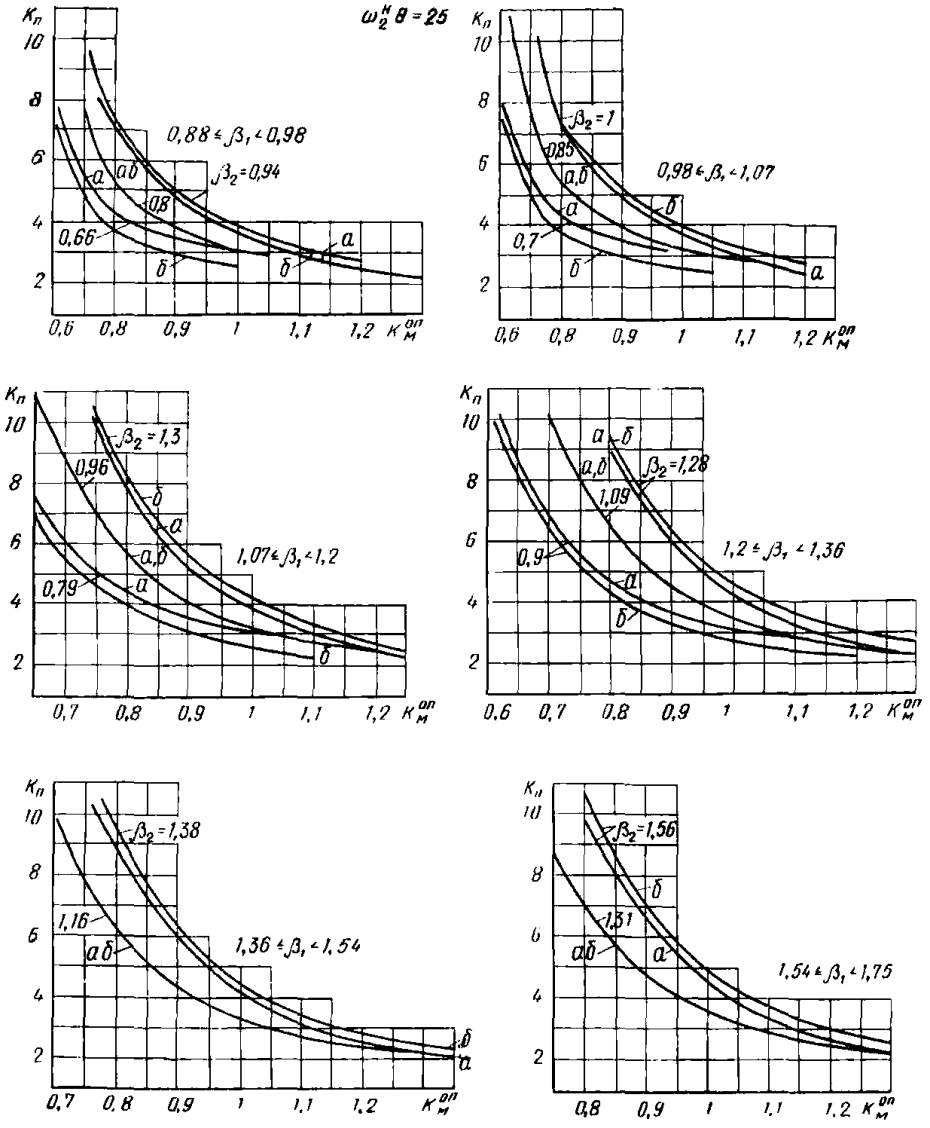


Рис. 130. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н \theta = 25$

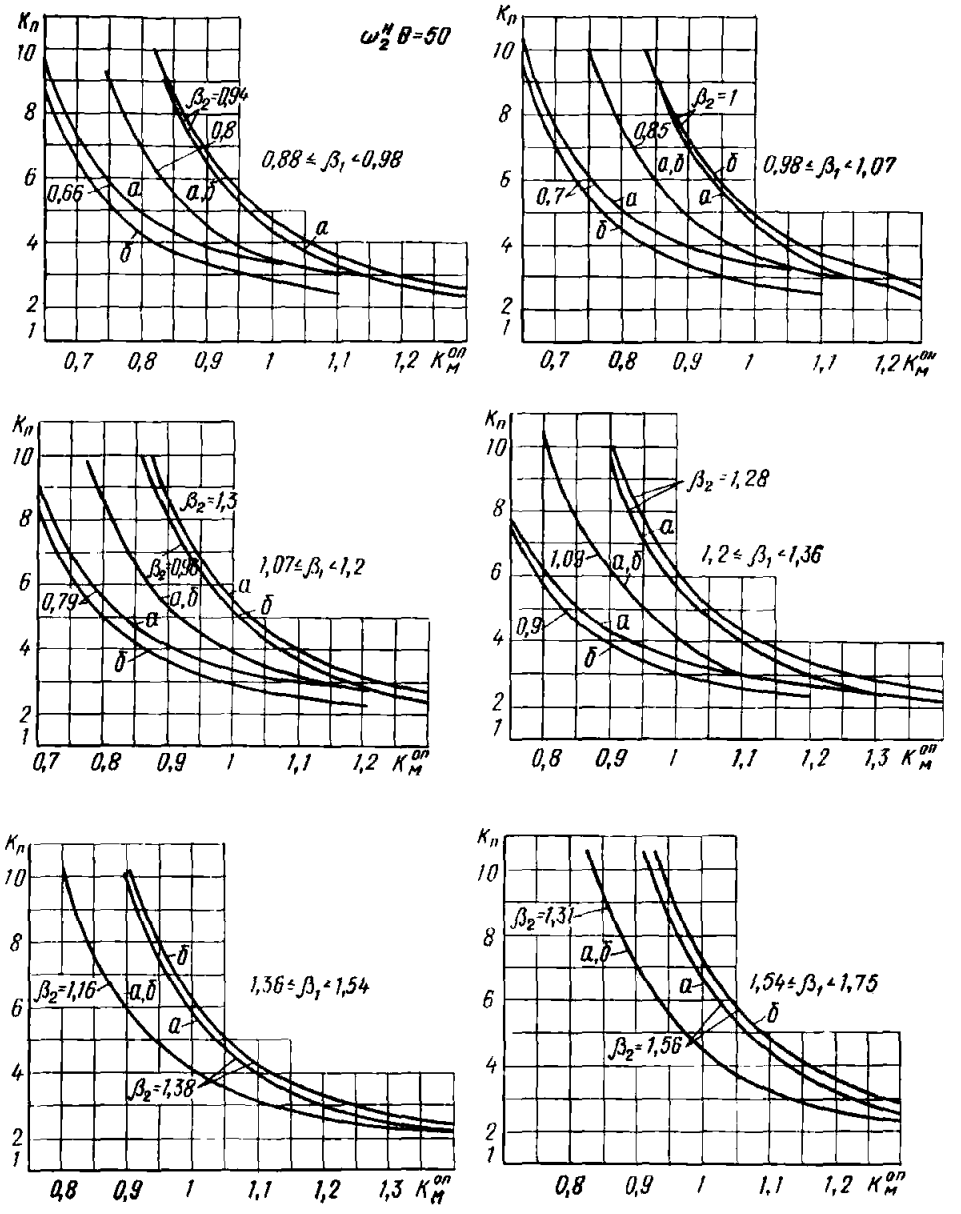


Рис. 131. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н \theta = 50$

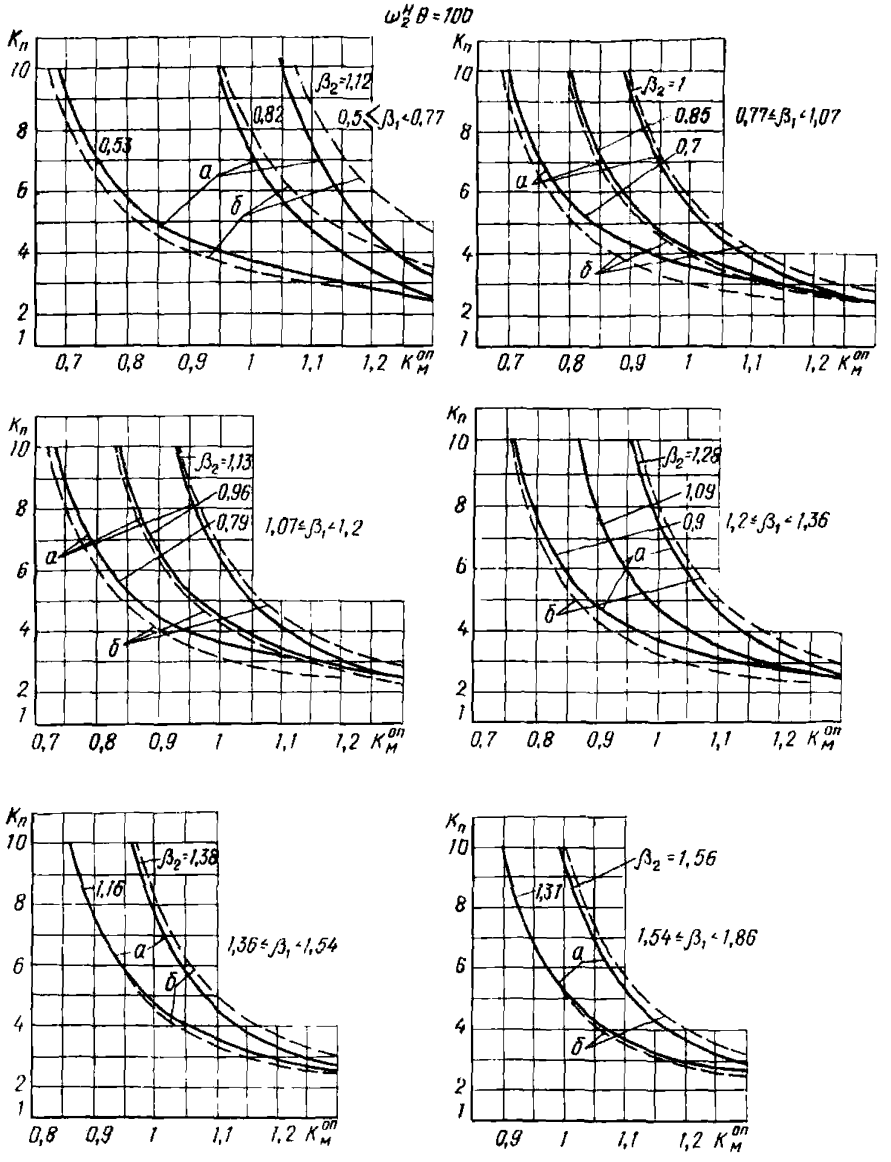


Рис. 132. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н \theta = 100$

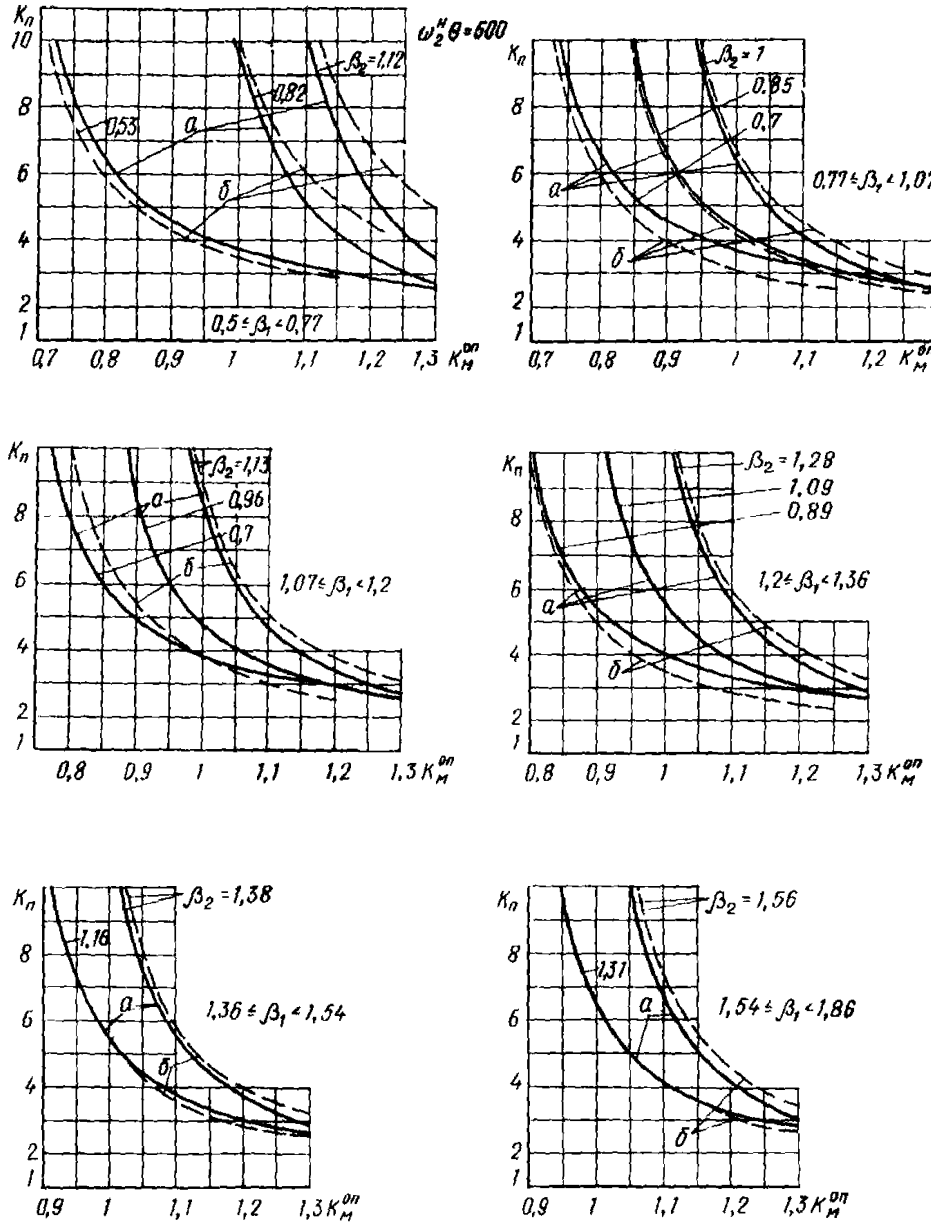


Рис. 133. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н\,\theta=500$

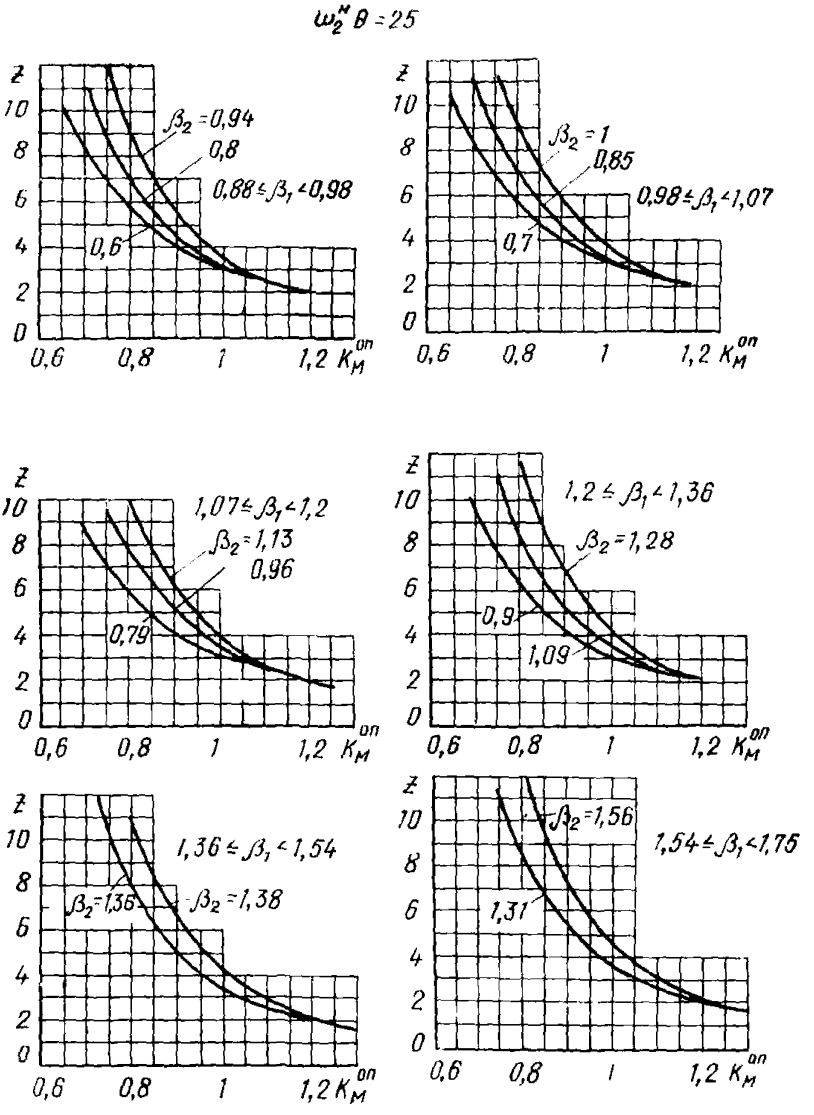


Рис. 134. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н\theta=25$

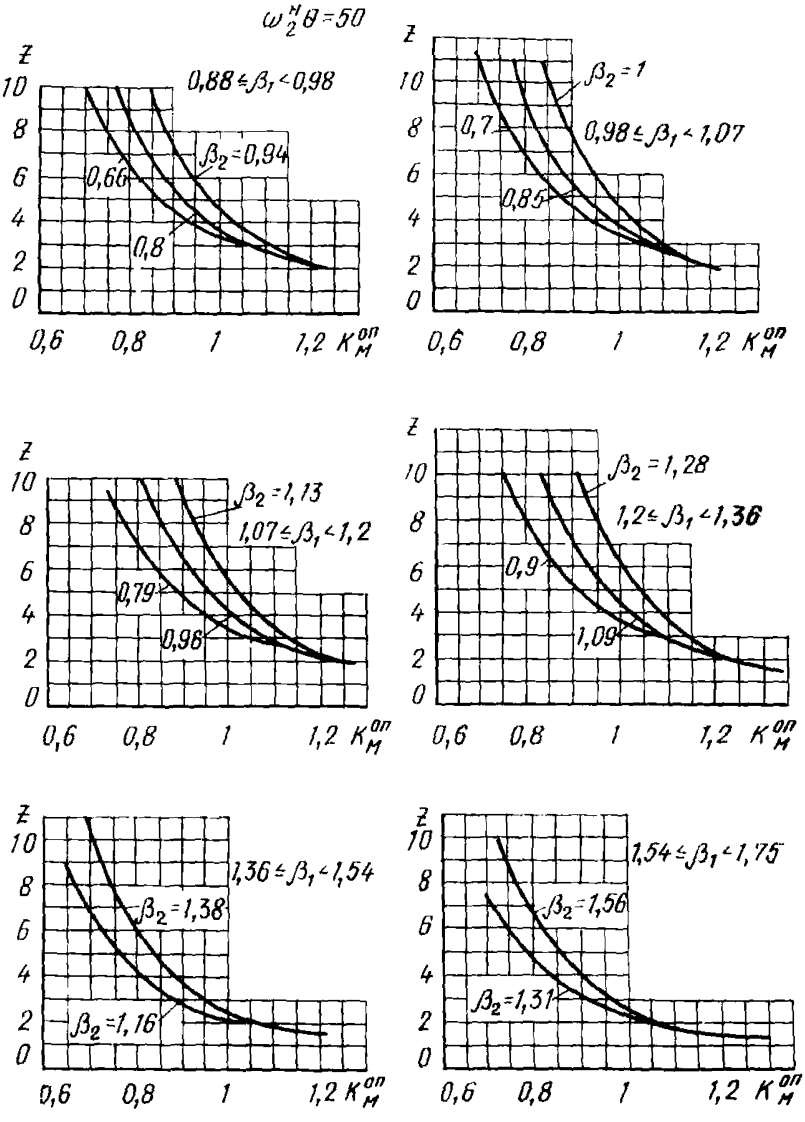


Рис. 135. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н\theta=50$

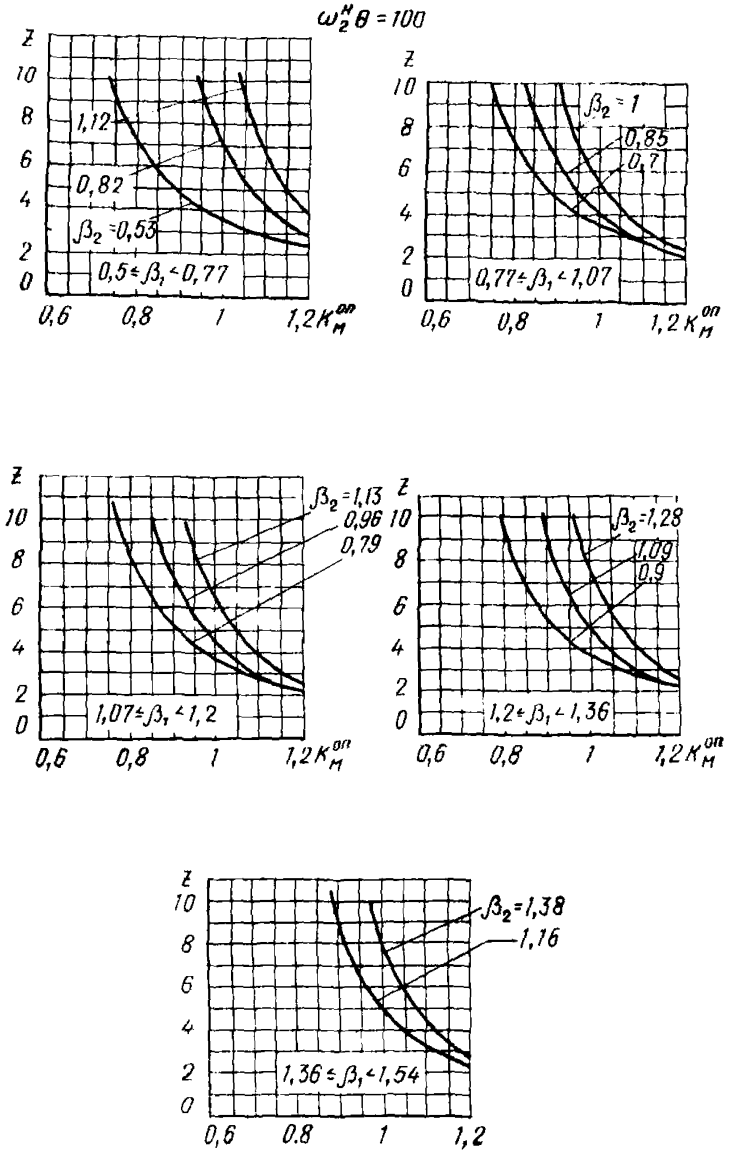


Рис. 136. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н \theta = 100$

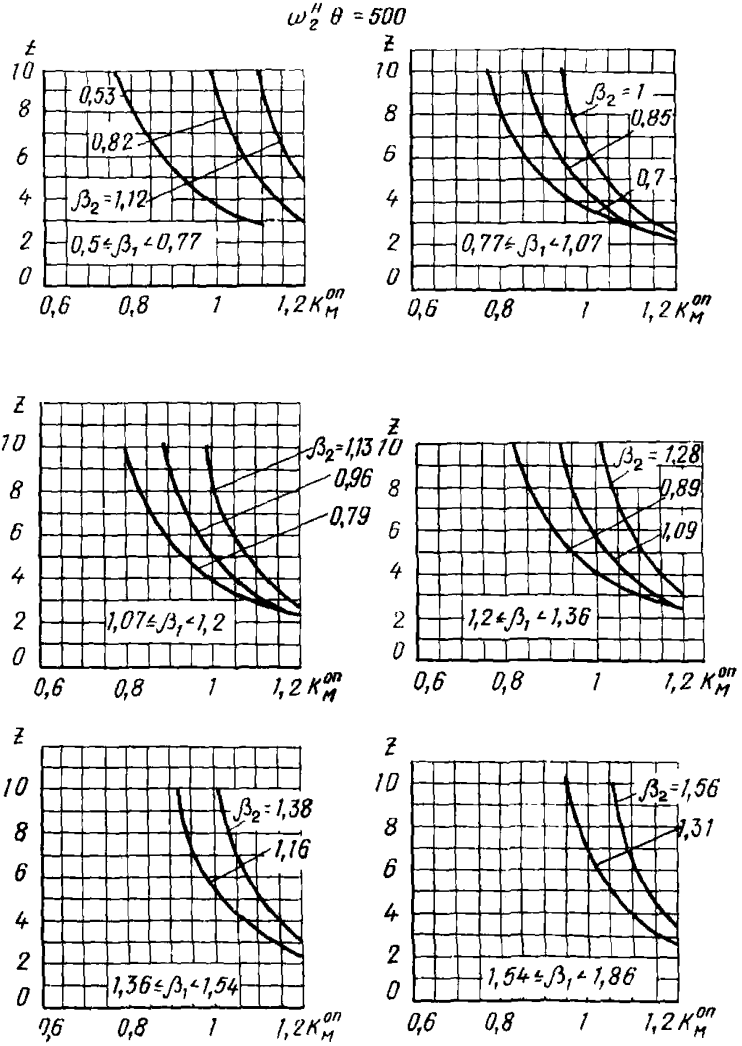


Рис. 137. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для крайних пролетов неразрезной балки с числом пролетов больше трех при $\omega_2^н\theta = 500$

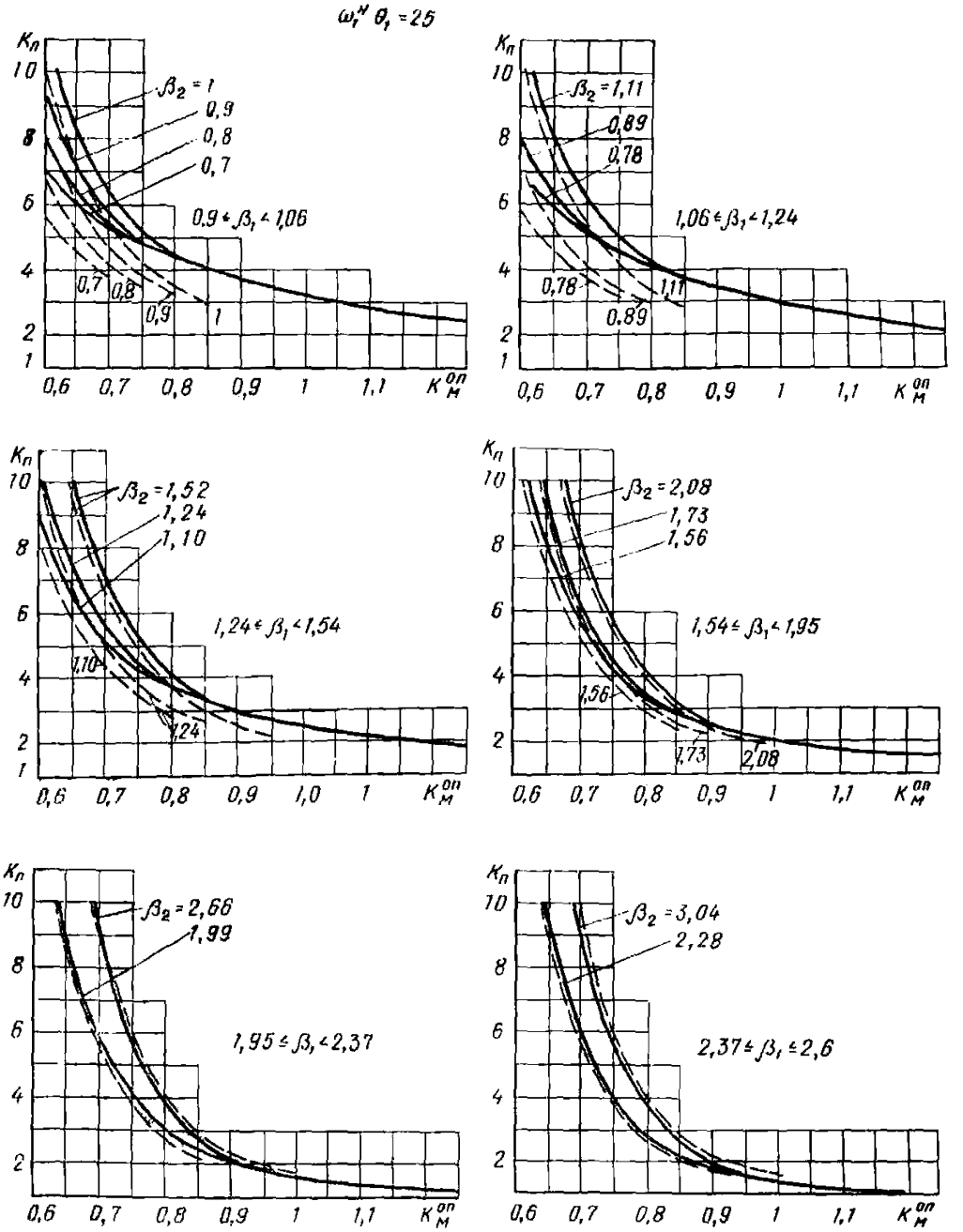


Рис. 138. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н \theta = 25$

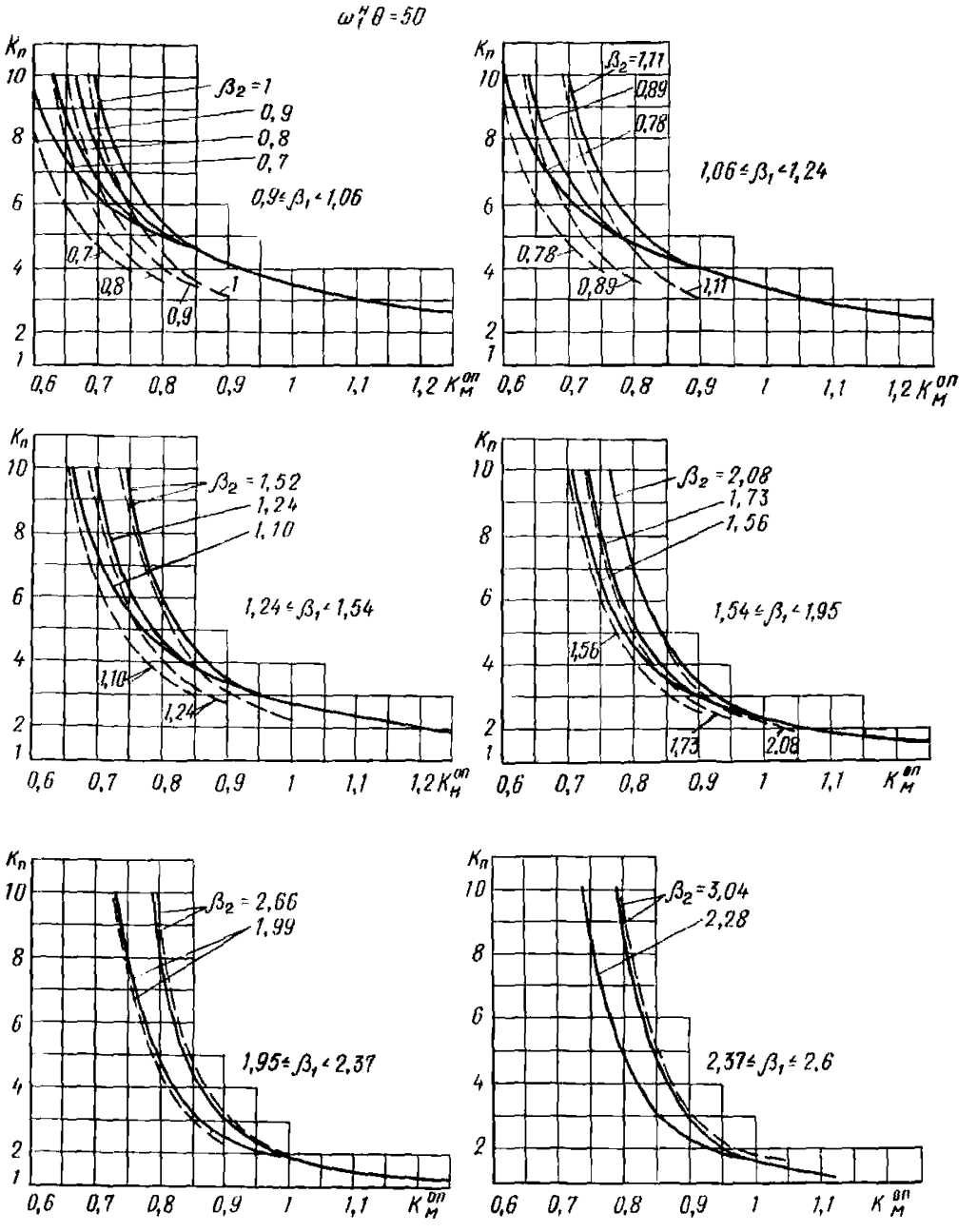


Рис. 139. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^{II}\theta = 50$

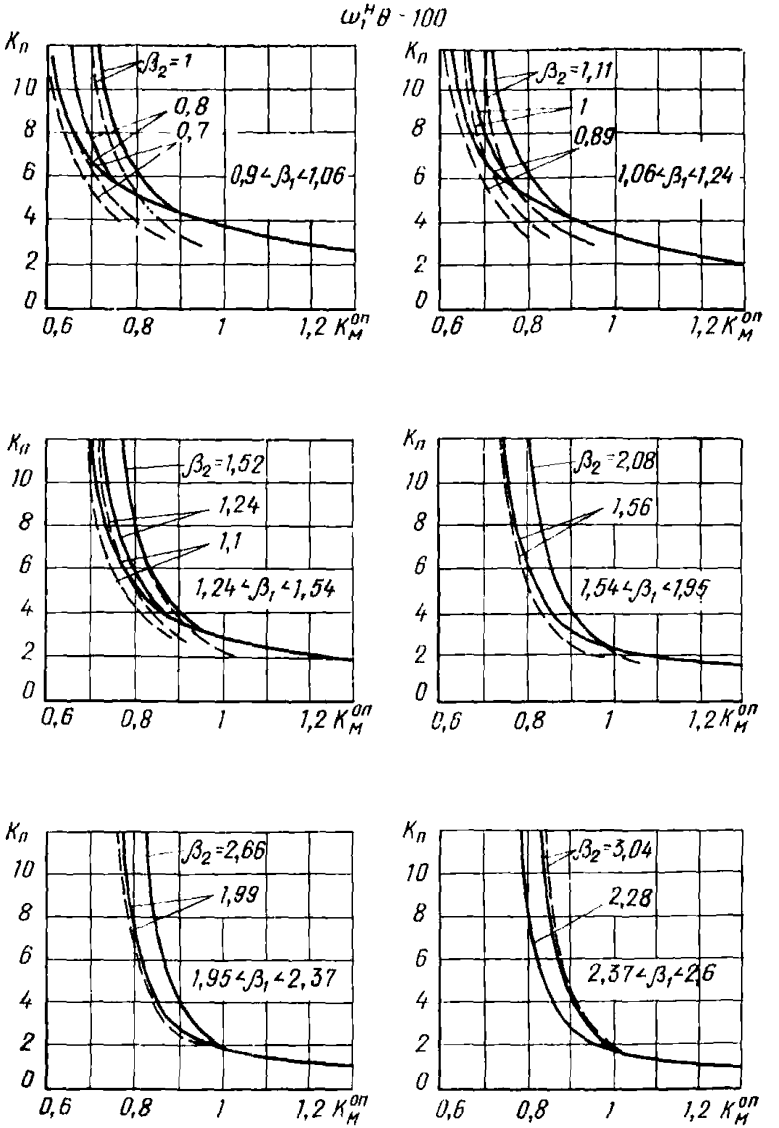


Рис. 140. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н\theta = 100$

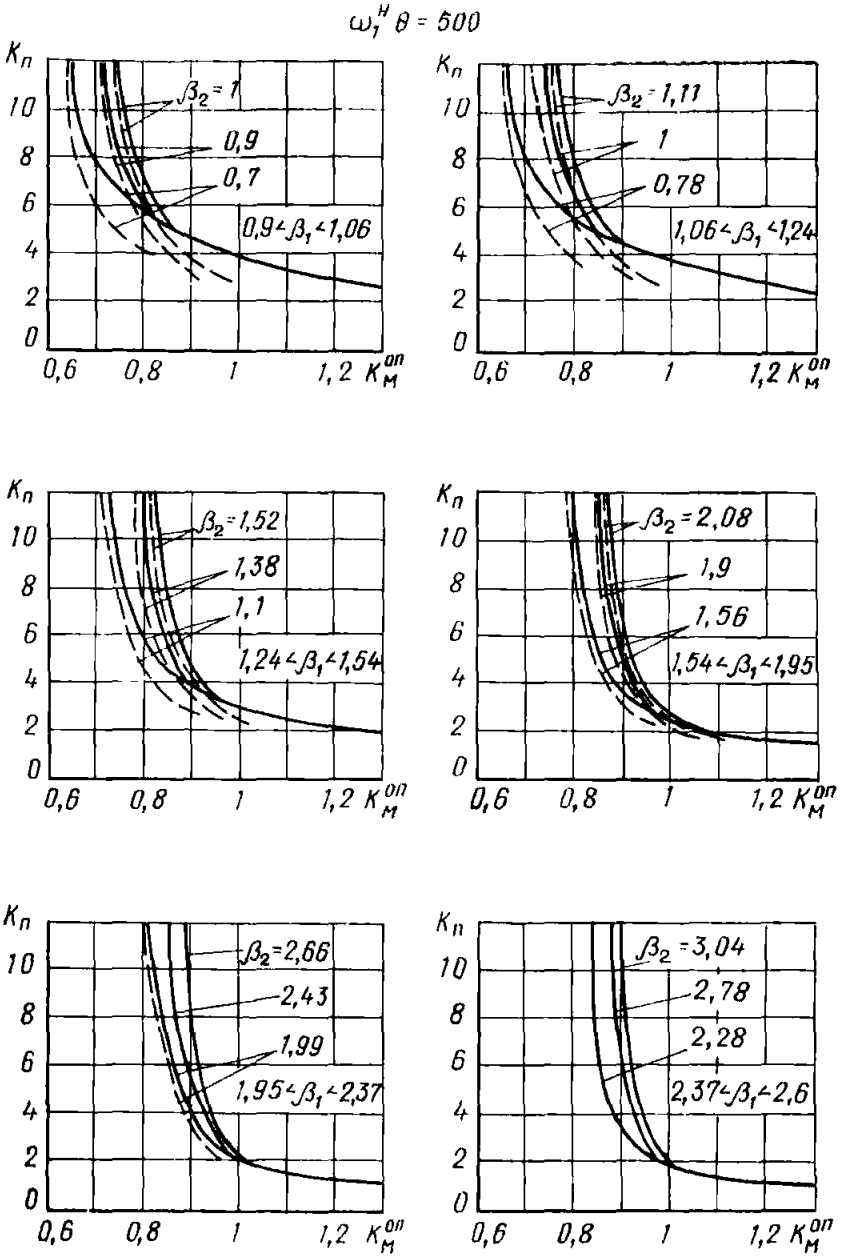


Рис. 141. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^{II} \theta = 500$

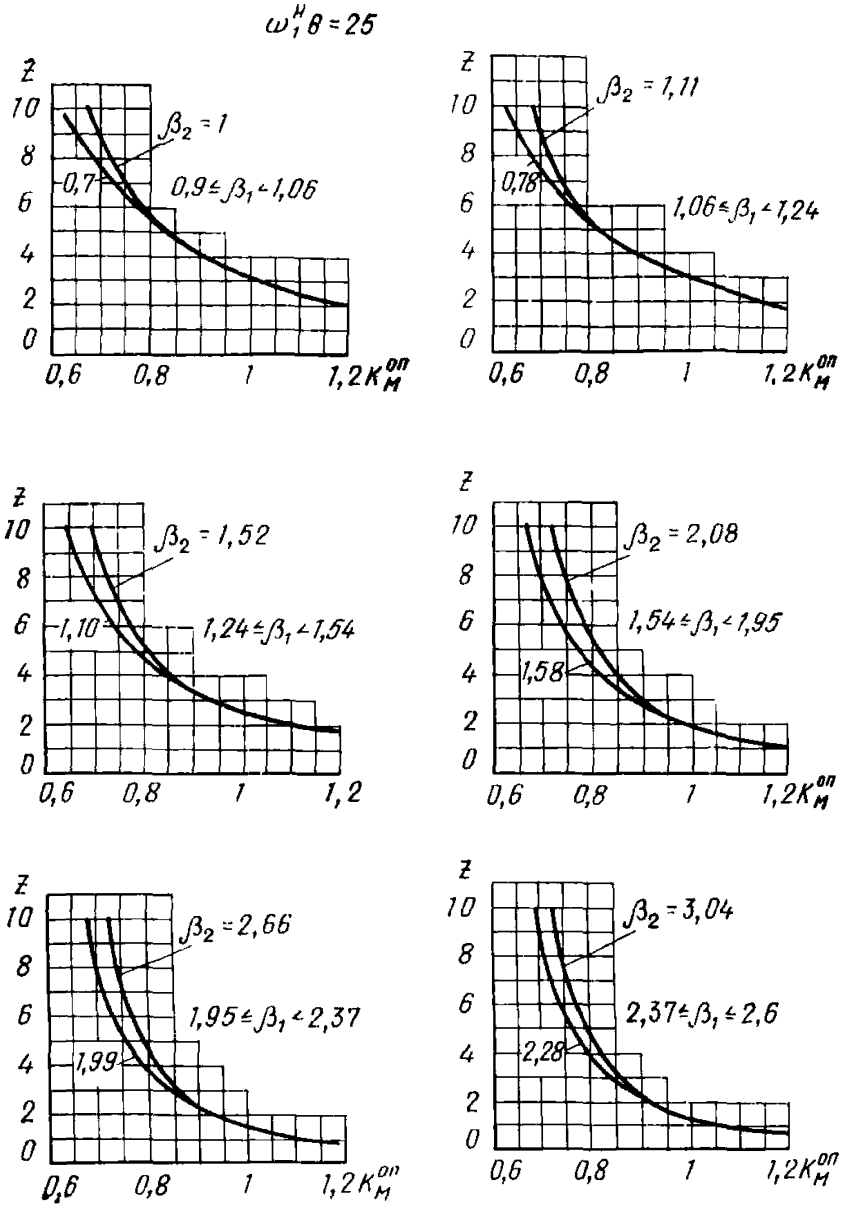


Рис. 142. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н \theta = 25$

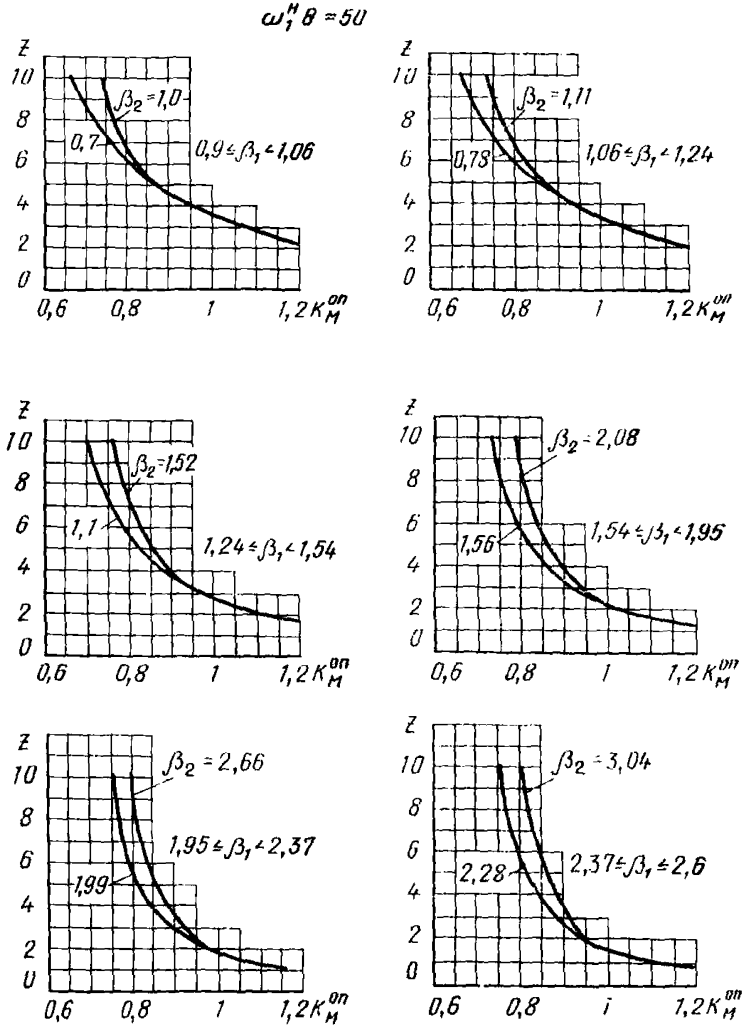


Рис. 143. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н \theta = 50$

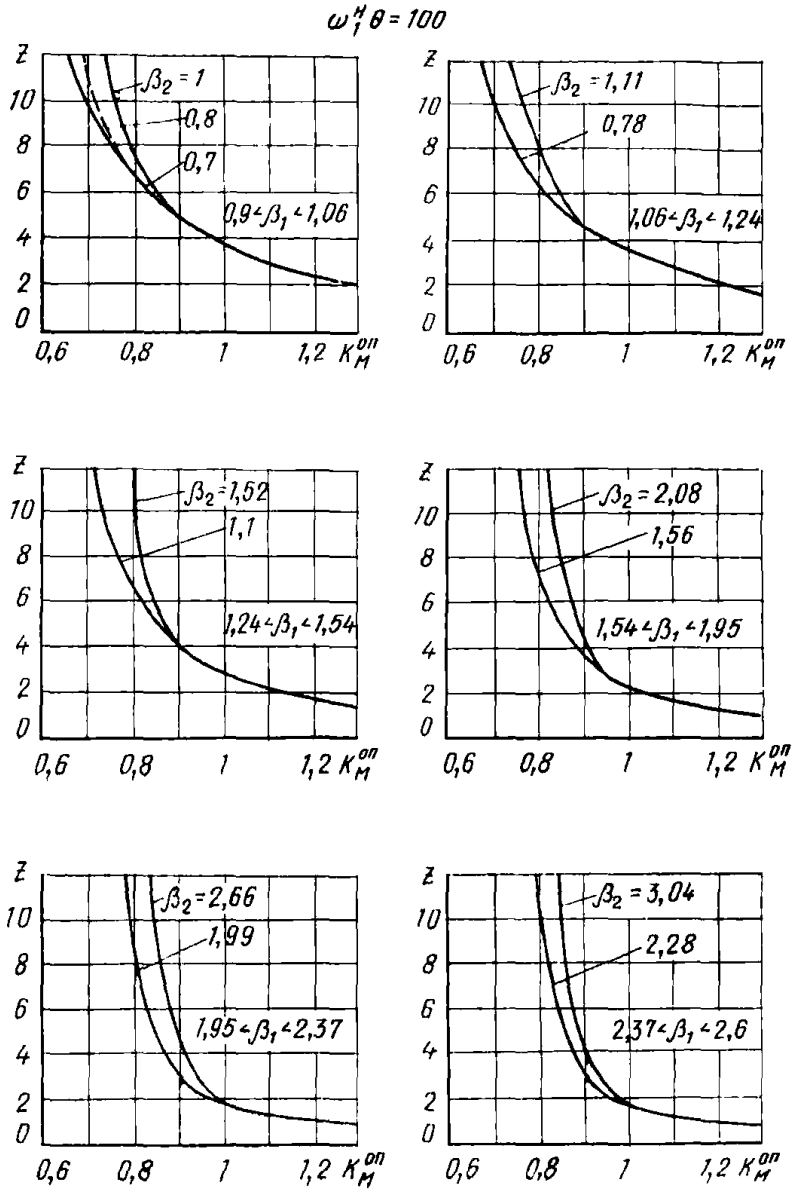


Рис. 144. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н\theta = 100$

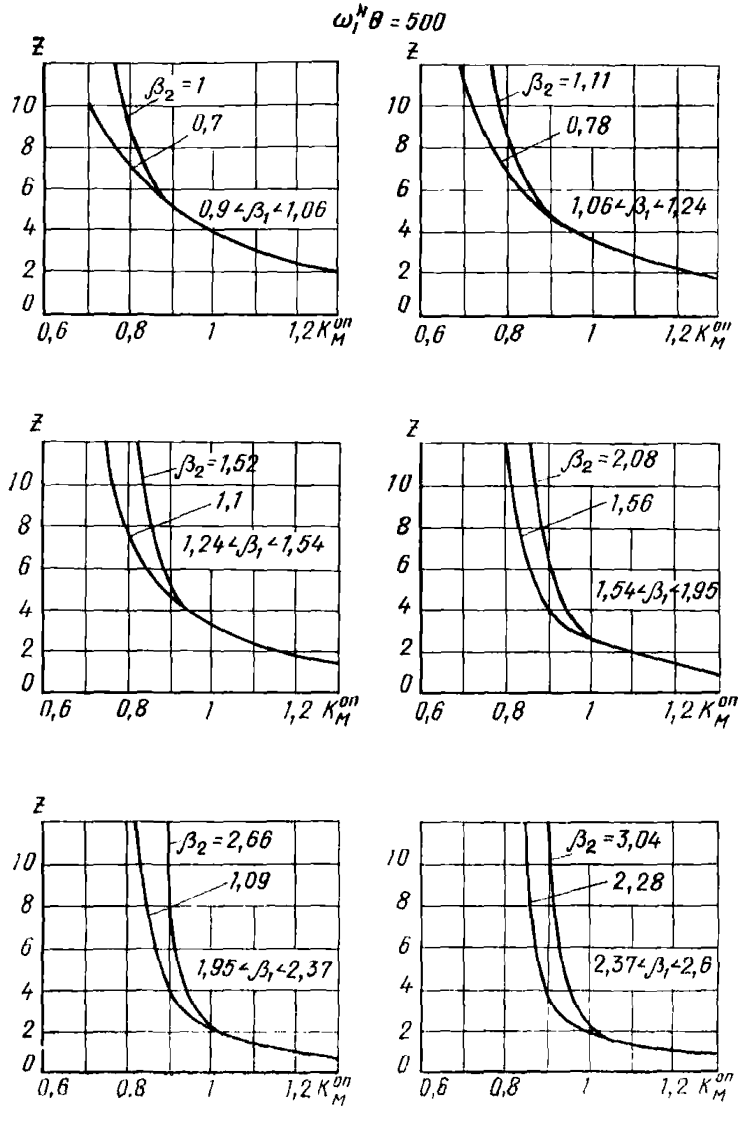


Рис. 145. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго и третьего пролетов неразрезной четырехпролетной балки при $\omega_1^н\theta = 500$

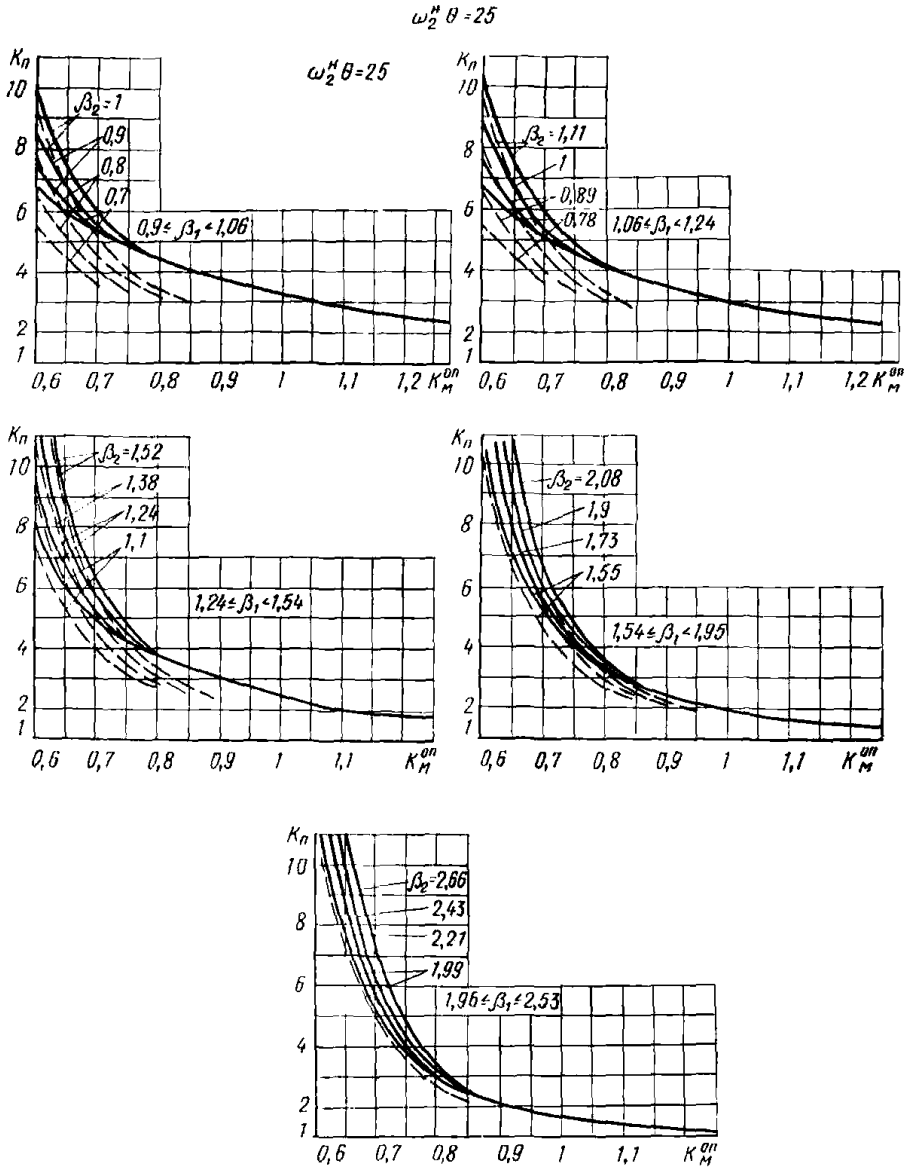


Рис. 146. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_2^н\theta=25$

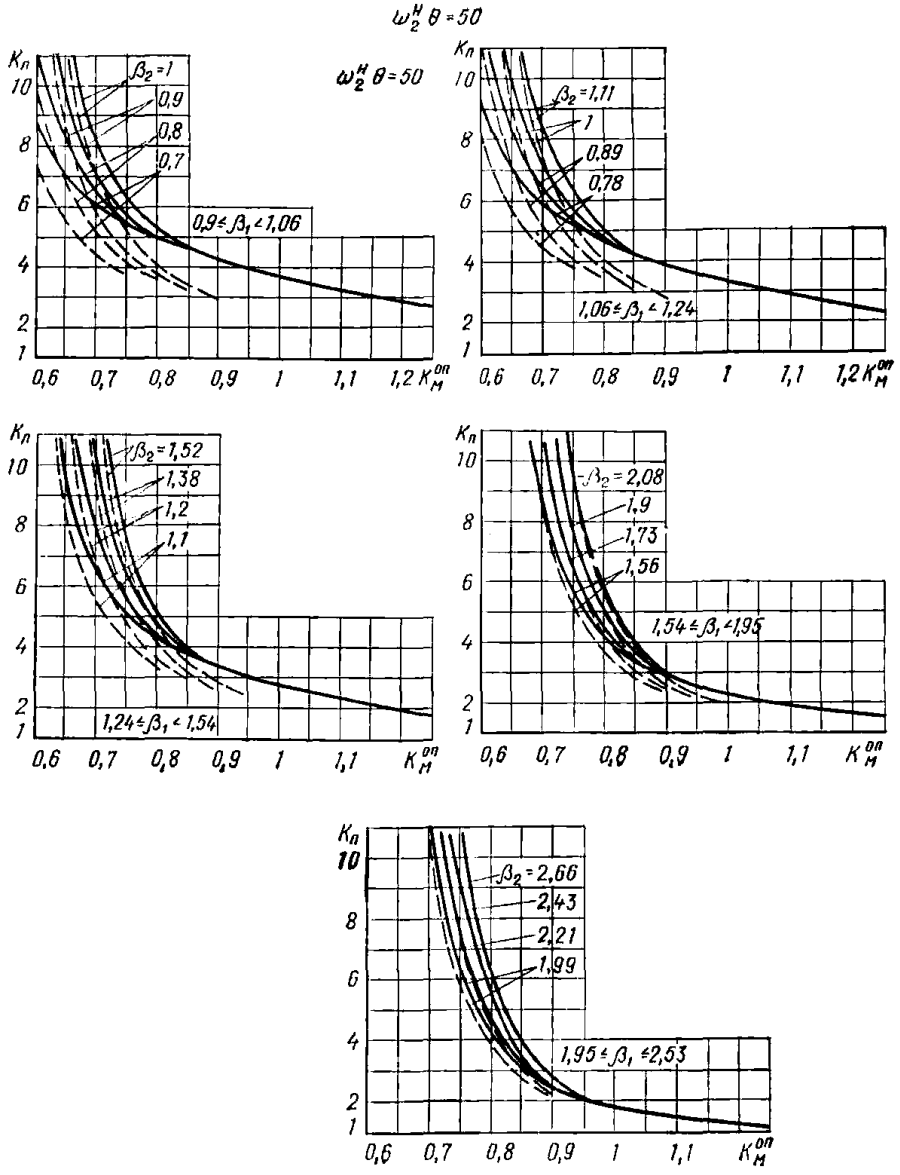


Рис. 147. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_2^н \theta = 50$

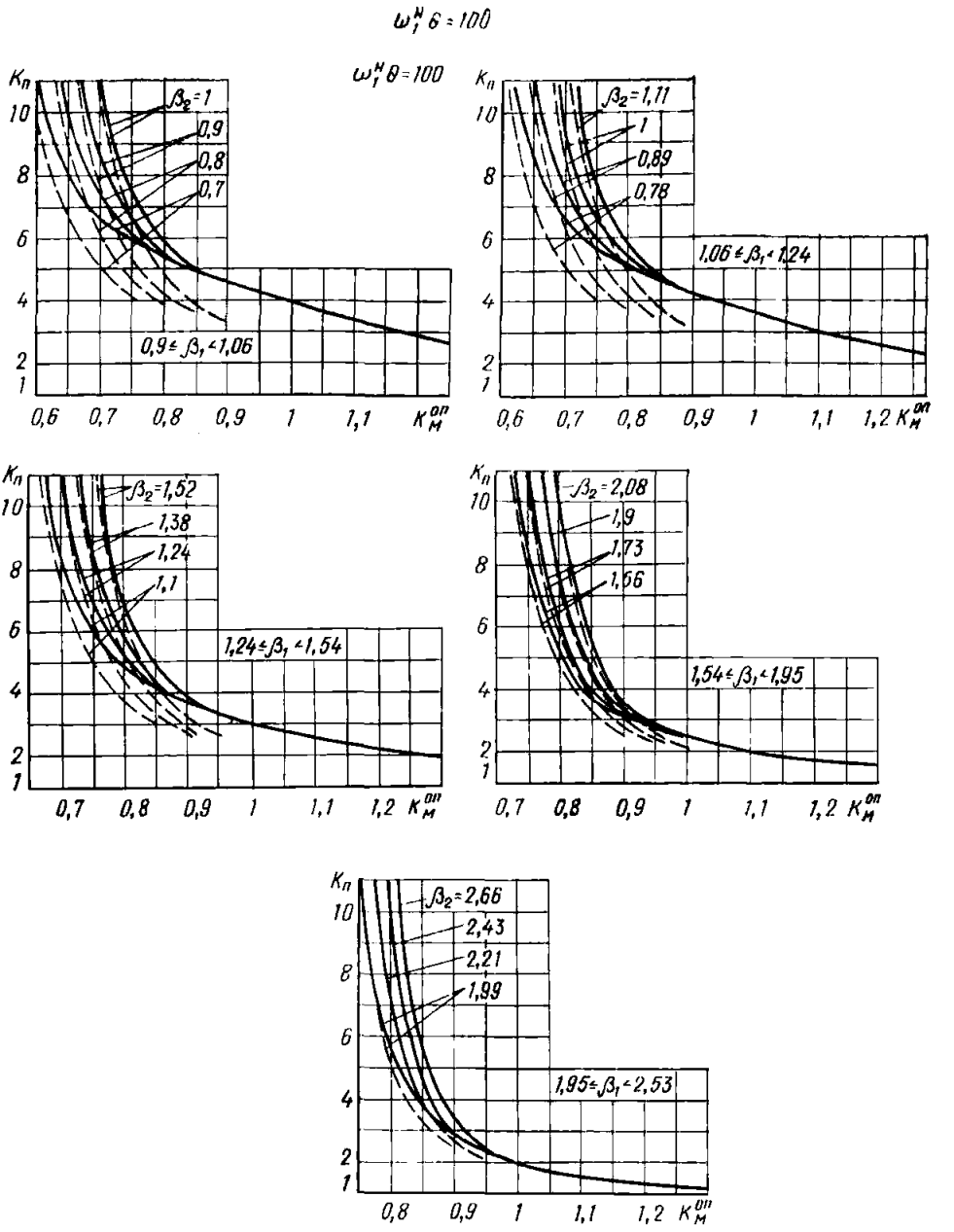


Рис. 148. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н\theta=100$

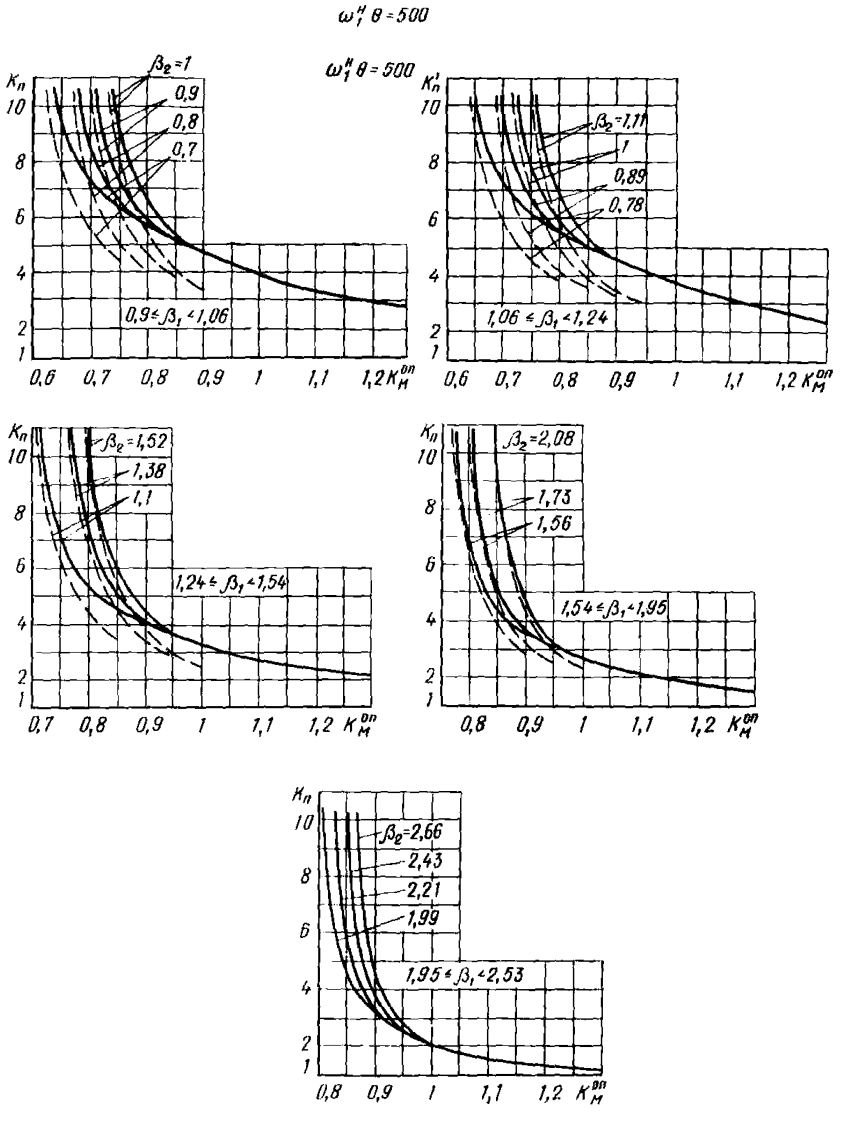


Рис. 149. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н\theta=500$

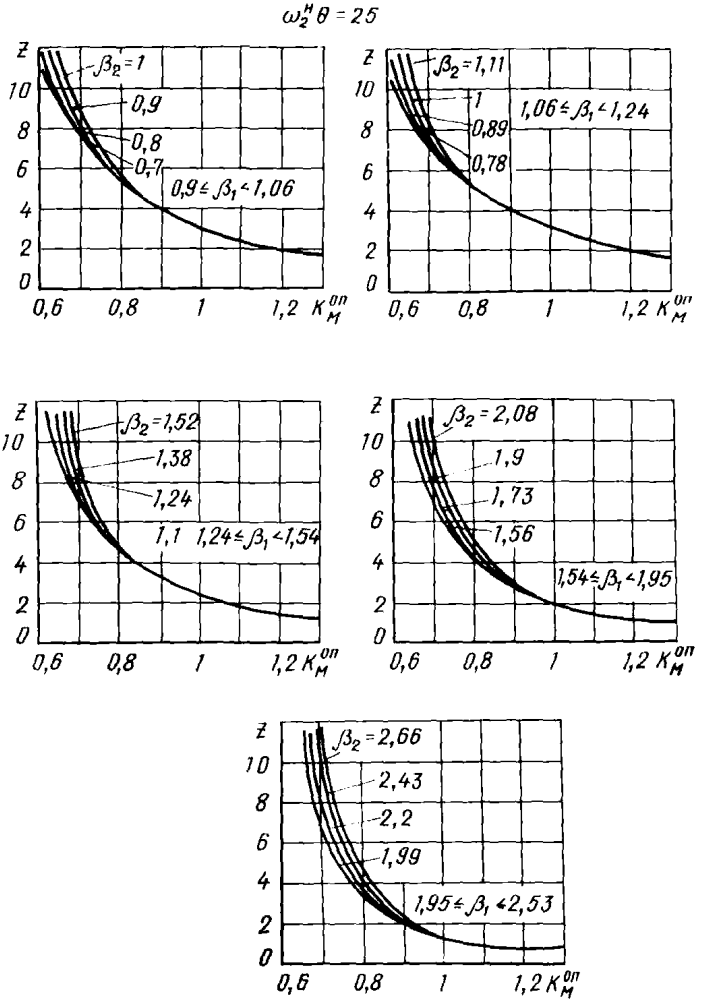


Рис. 150 Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_2^н \theta = 25$

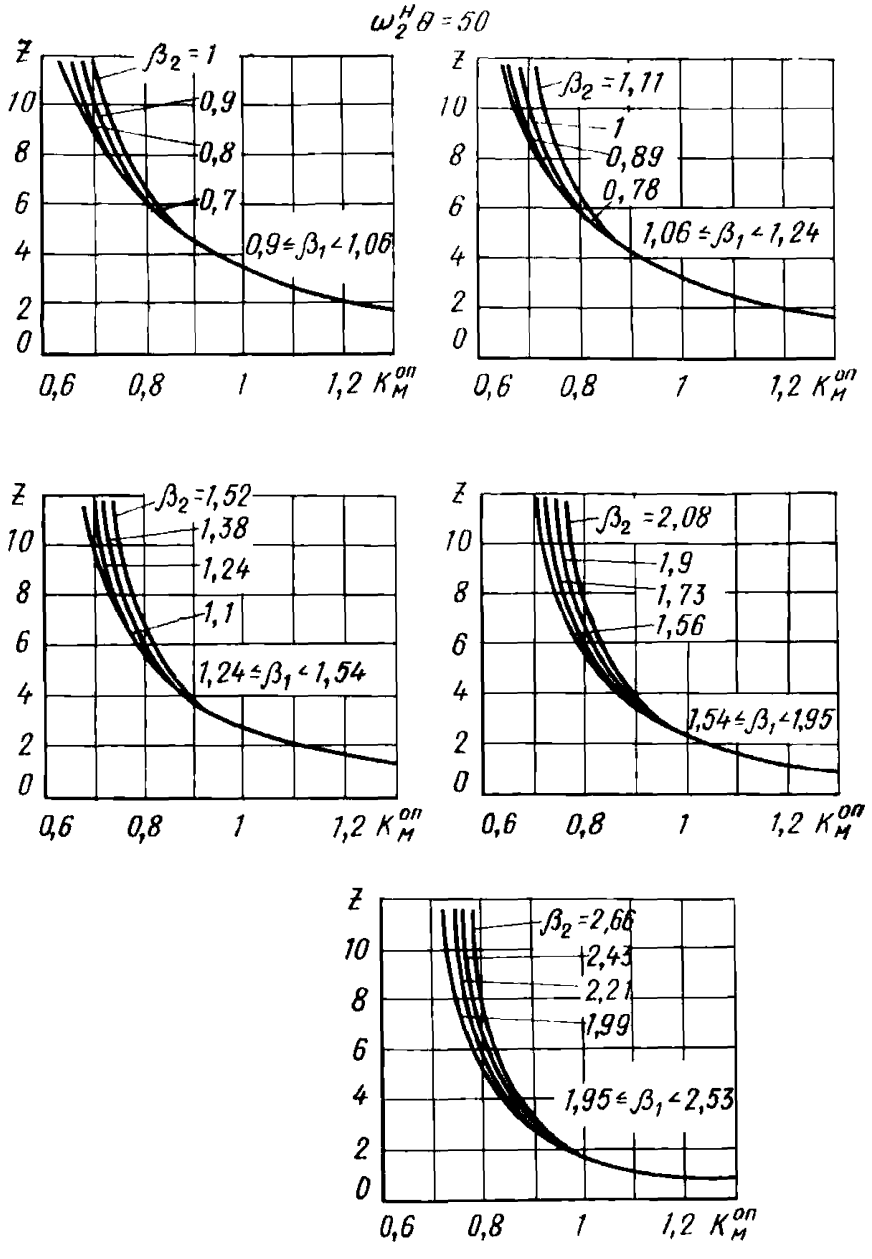


Рис. 151. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_2^н \theta = 50$

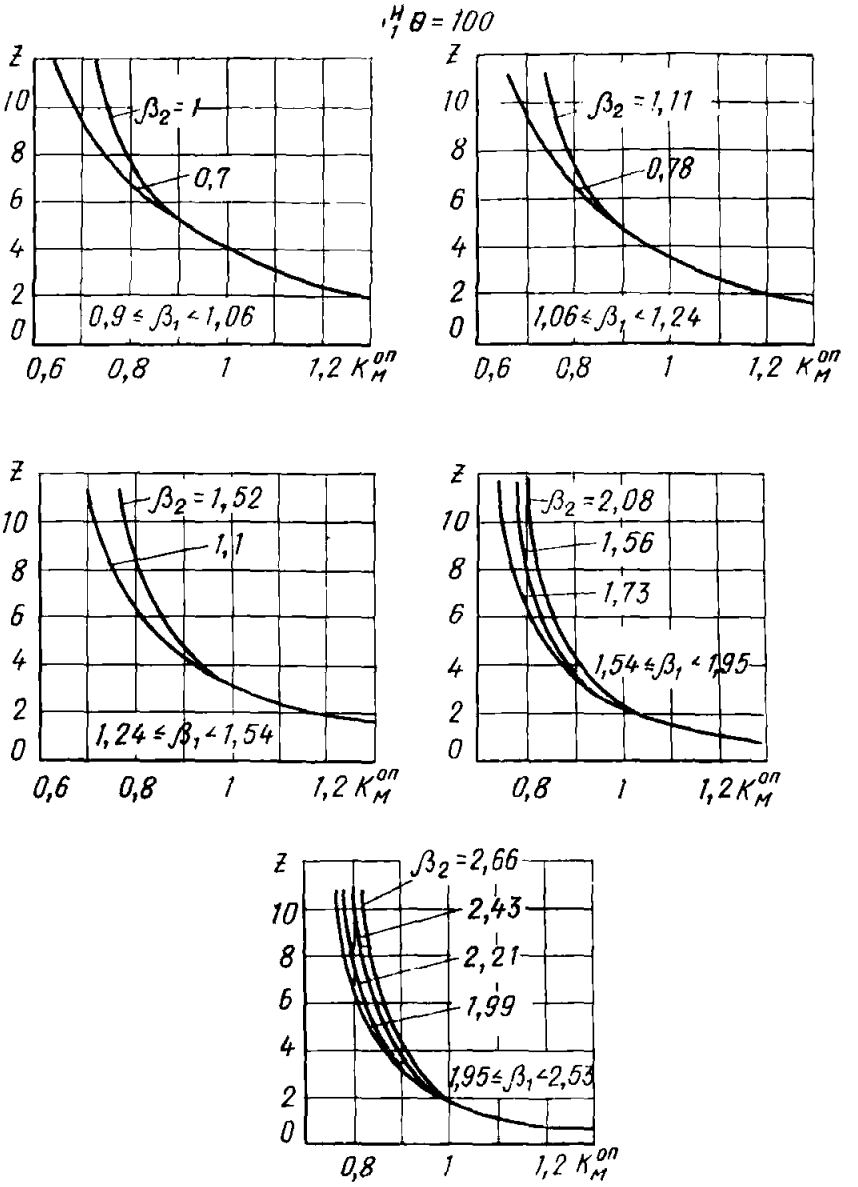


Рис. 152. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^H \theta = 100$

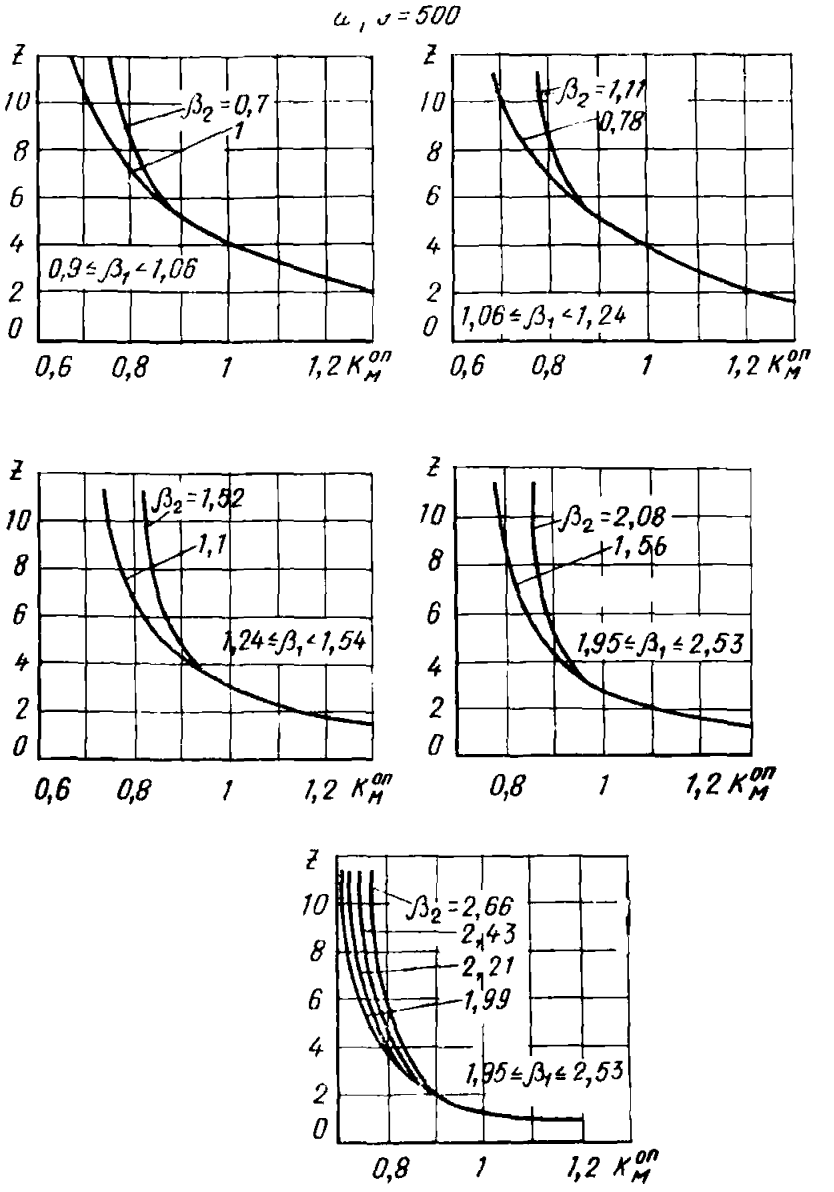


Рис. 153. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для второго пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^в$ в = 500

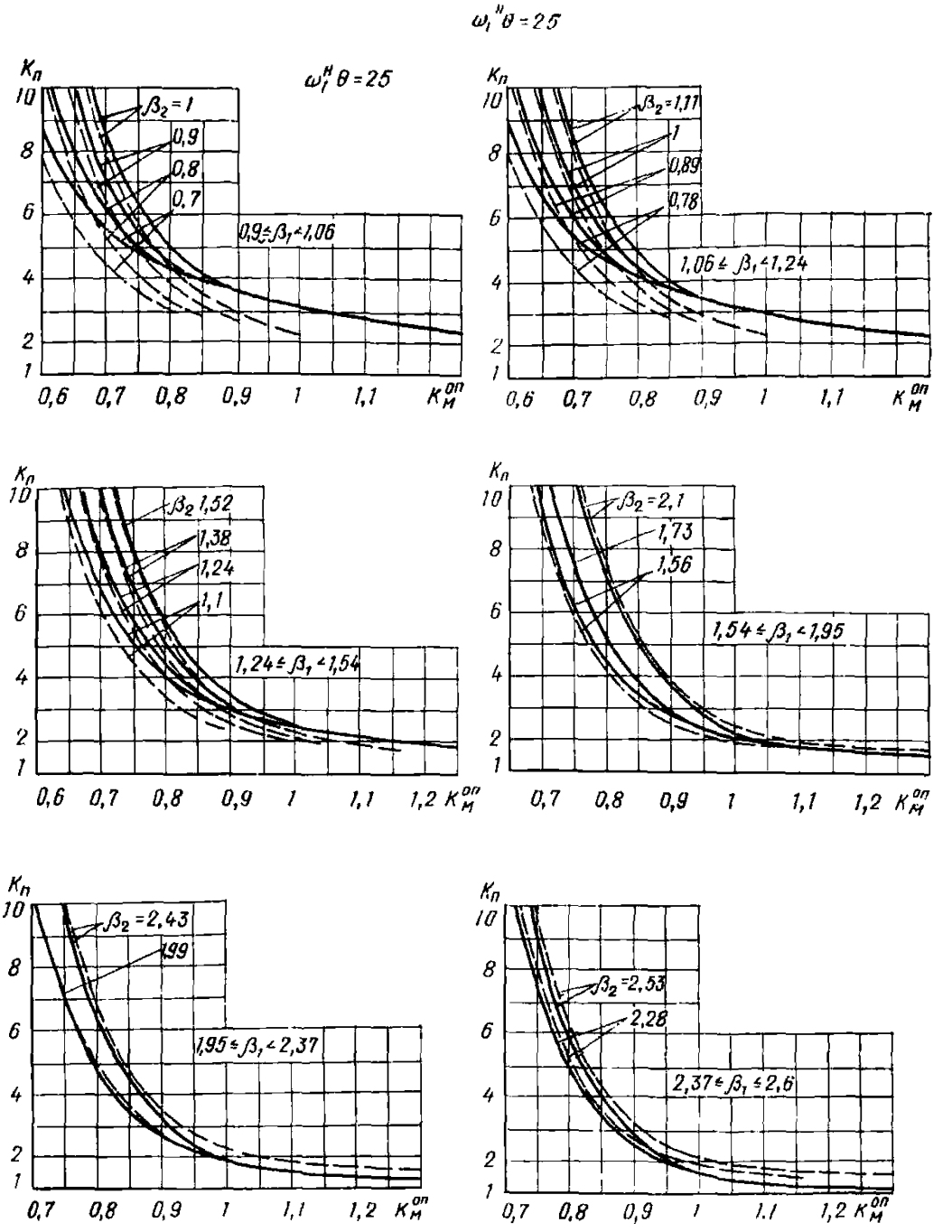


Рис. 154. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при ω_1^H $\theta = 25$

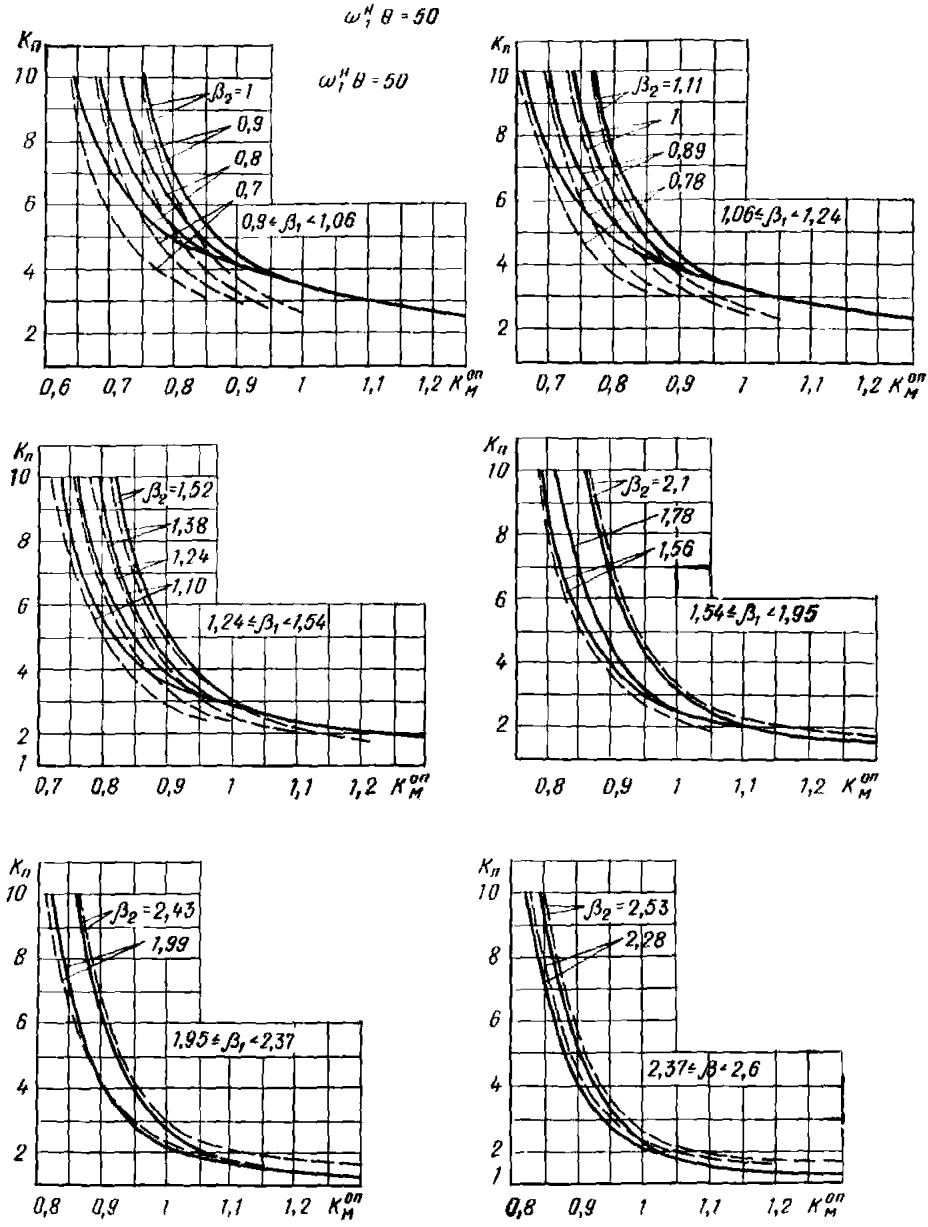


Рис. 155. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^{II}\ \theta = 50$

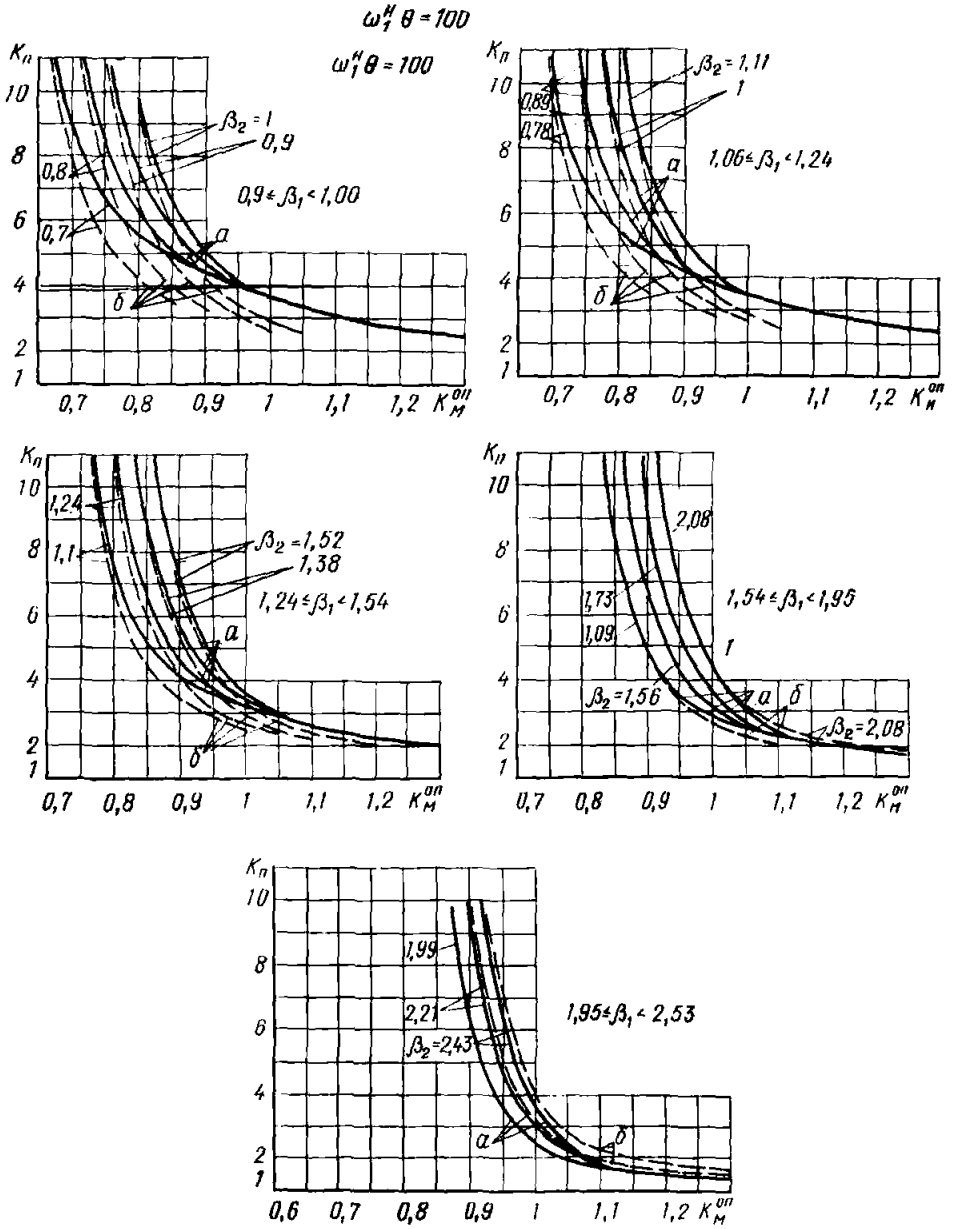


Рис. 158. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н\ \theta=100$

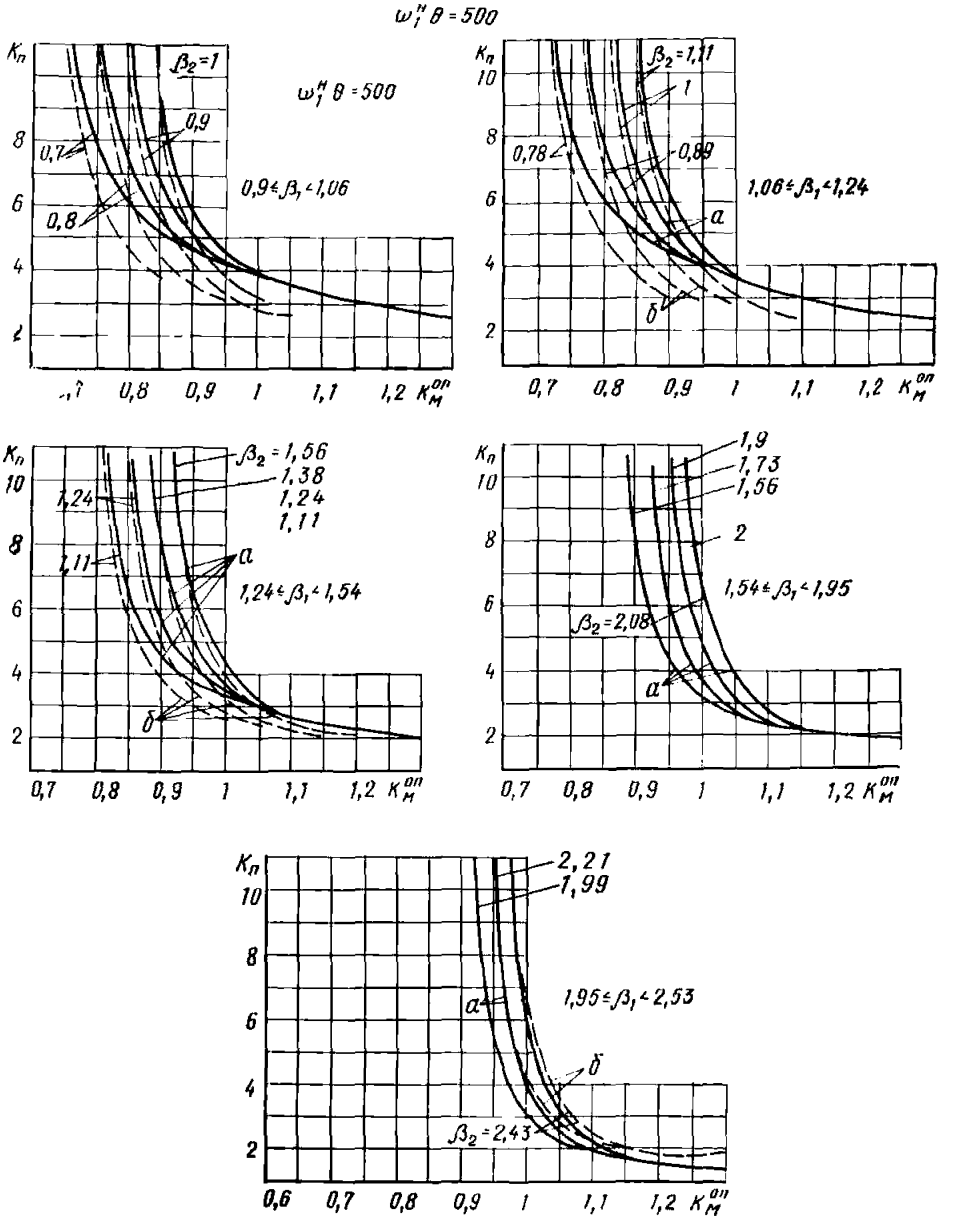


Рис. 157. Графики для определения коэффициента динамичности по перемещению для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^{II}\ \theta = 500$

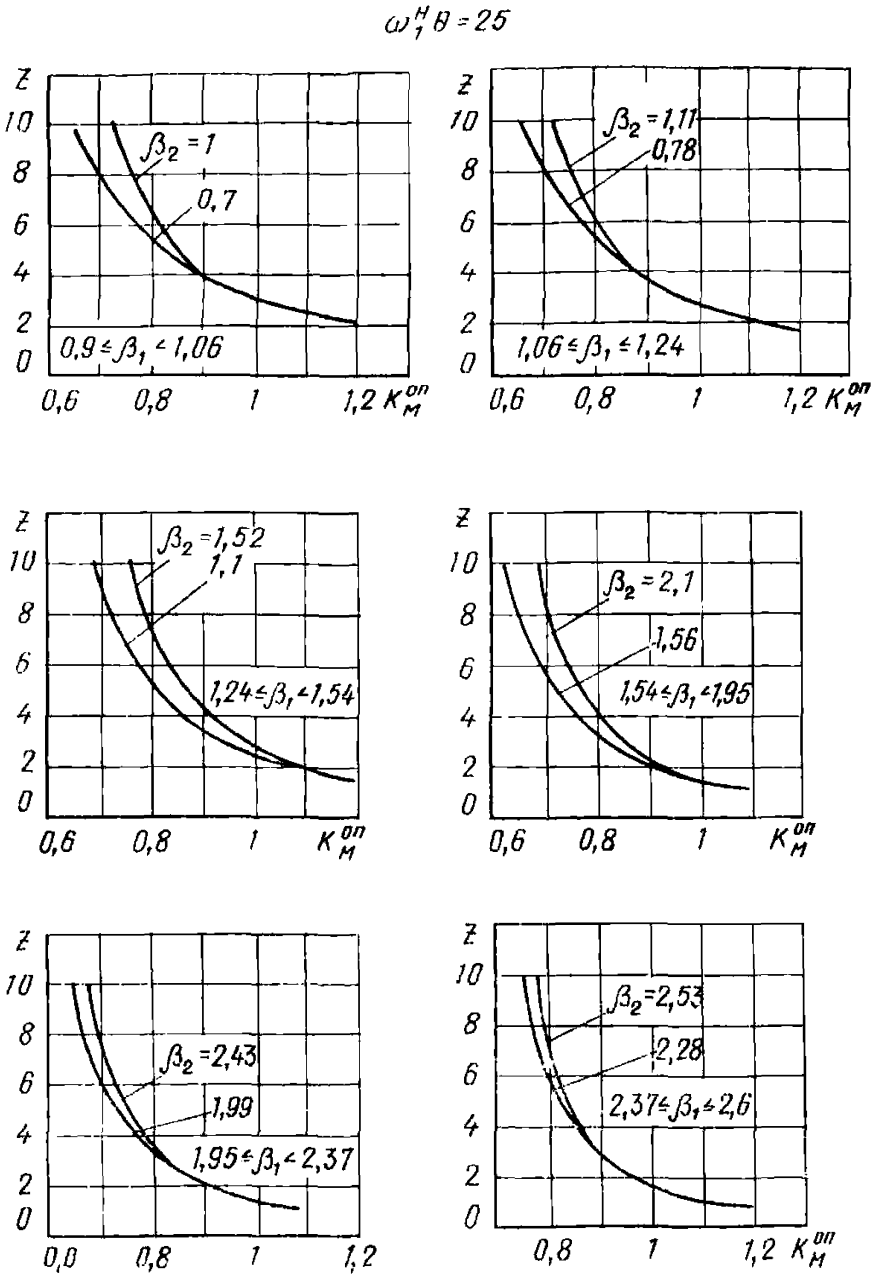


Рис. 158. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н \theta = 25$

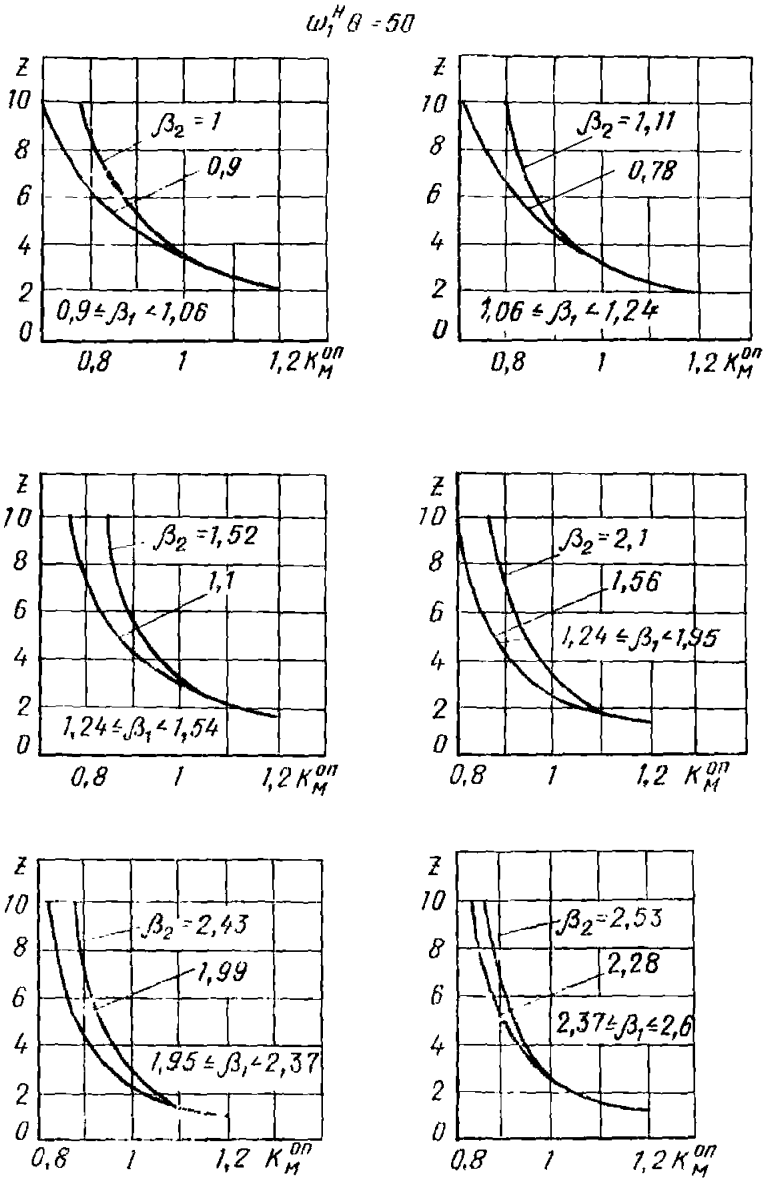


Рис. 159. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н \theta = 50$

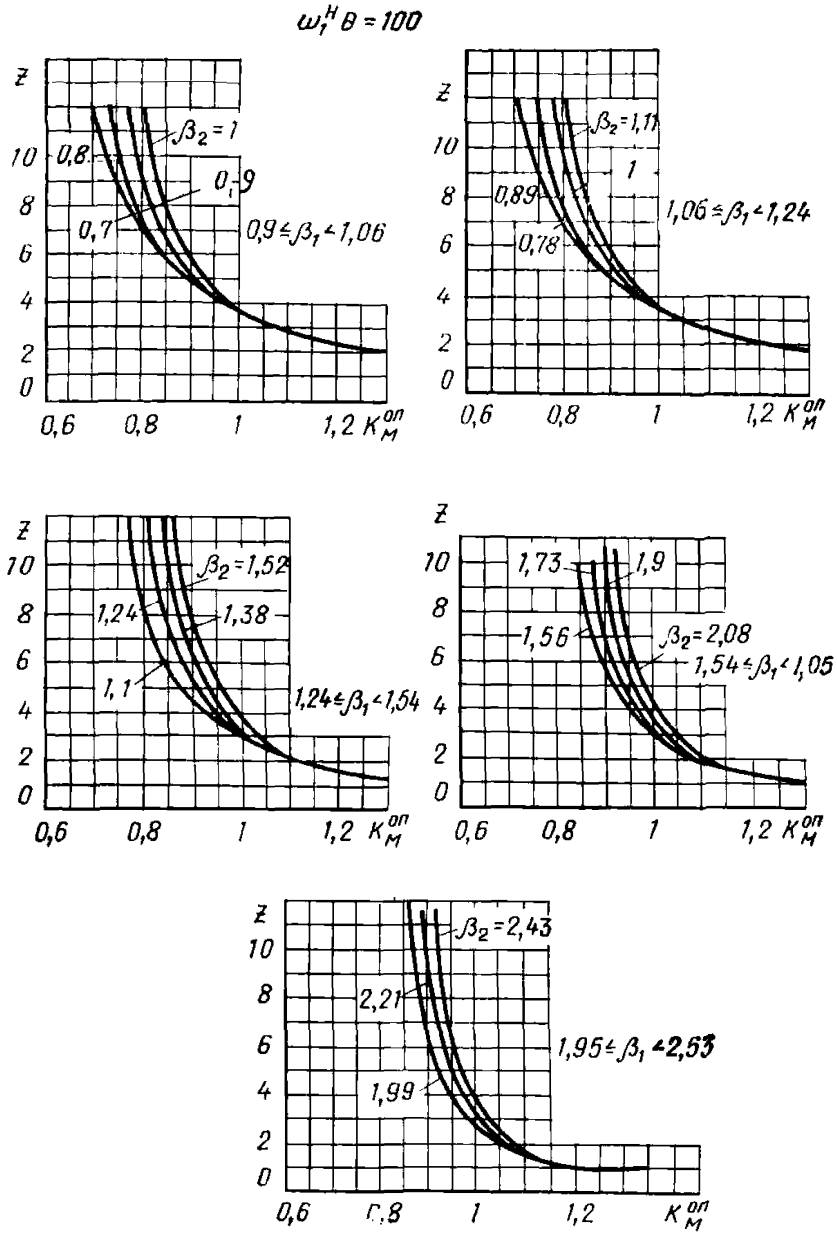


Рис. 160. **Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при** $\omega_1^н \theta = 100$

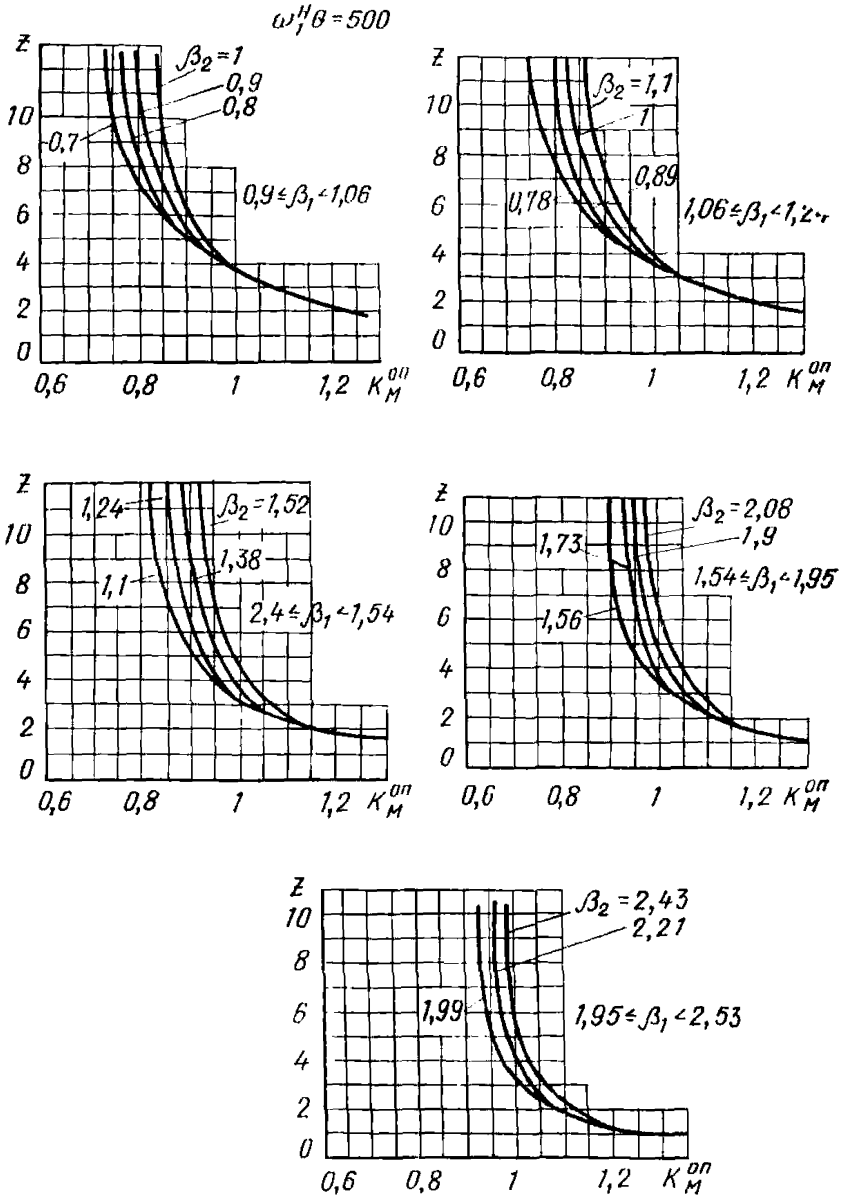


Рис. 161. Графики для определения коэффициента динамичности по моменту на опоре для третьего пролета неразрезной пятипролетной балки при $\omega_1^н \theta = 500$

Частота собственных колебаний конструкций

Круговые частоты собственных колебаний ω для наиболее часто встречающихся конструкций убежищ могут быть определены по следующим формулам:

для однопролетных и многопролетных неразрезных балок с равными пролетами

$$\omega = \frac{\alpha^2}{l^2}\sqrt{\frac{B}{m}}, \qquad (190)$$

где B — жесткость в середине пролета балки;
l — длина пролета;
m — погонная масса балки, определяемая по формуле:

$$m = \frac{q_{ст}}{g}; \qquad (191)$$

$q_{ст}$ — сумма погонных постоянных и временных длительно действующих нагрузок;
g — ускорение силы тяжести;
α^2 — квадрат коэффициента частоты, равный:

а) для однопролетных балок:

с двумя шарнирно-опертыми концами — 9,87;

с одним шарнирным и вторым защемленным концами — 15,42;

с двумя защемленными концами — 22,37;

б) для неразрезных равнопролетных балок с крайними шарнирными опорами при пролетах: двух — 15,4; трех — 18,5; четырех — 19,9; пяти и более — 20,7;

для однопролетных шарнирно-опертых по контуру плит

$$\omega = 9{,}87\left(\frac{1}{l_1^2}+\frac{1}{l_2^2}\right)\sqrt{\frac{D}{m}}, \qquad (192)$$

где l_1 и l_2 — стороны прямоугольной плиты;
D — цилиндрическая жесткость плиты, определяемая по формуле

$$D = \frac{E_б h^3}{12(1-\nu^2)} = \frac{E_б h^3}{11{,}6}, \qquad (193)$$

где $E_б$ — начальный модуль упругости бетона;
h — высота плиты;
ν — коэффициент Пуассона;
m — масса на единицу площади плиты;

для однопролетных, защемленных по контуру прямоугольных плит:

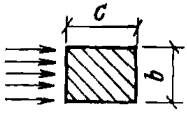
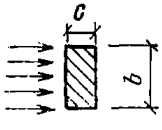
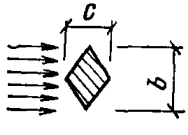
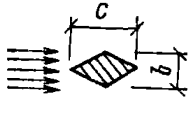
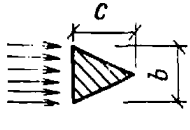
$$\omega = \frac{22{,}37}{l_1^2}\sqrt{1 + 0{,}605\frac{l_1^2}{l_2^2} + \frac{l_1^4}{l_2^4}}\sqrt{\frac{D}{m}}, \qquad (194)$$

l_1 и l_2 — стороны прямоугольной плиты, причем $l_1 > l_2$.

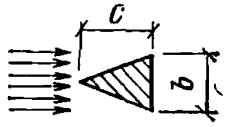
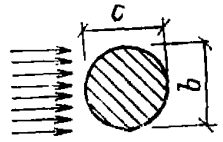
Частоты собственных колебаний конструкций, не вошедших в перечисленный выше перечень, могут быть определены по имеющимся справочным данным (см. Инструкция по расчету перекрытий на импульсивные нагрузки. М., Стройиздат, 1966; Справочник проектировщика. Расчетно-теоретический. М., Стройиздат, 1960).

ПРИЛОЖЕНИЕ 12

Коэффициент лобового сопротивления C_x

№ п. п.	Условия обтекания преграды гидравлическим потоком	Отношения b/c	Значение C_x
1		1	2
2		2	2,2—2,3
3		2	1,8—2,0
4		0,5	1,1—1,2
5		1	2,2

Продолжение

№ п. п.	Условия обтекания преграды гидравлическим потоком	Отношения b/c	Значение C_x
6		1	1,3—1,4
7		1	1,4

ПРИЛОЖЕНИЕ 13

Пример расчета основных конструктивных элементов отдельно стоящего заглубленного защитного сооружения

Примем давление во фронте воздушной ударной волны $\Delta P_ф = 1{,}5$ кгс/см^2; эффективное время действия $\theta = 0{,}8$ с; толщина грунтовой обсыпки по перекрытию 80 см.

Конструктивно-планировочное решение убежища показано на рис. 162.

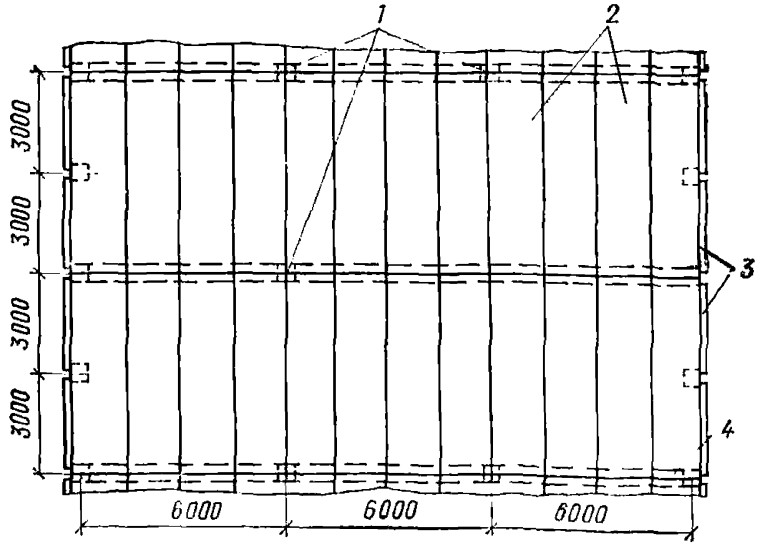


Рис. 162. Схема конструктивно-планировочного решения убежища
1 — колонны; *2* — плиты; *3* — стеновые панели; *4* — ригель

Требуется рассчитать основные конструктивные элементы убежища по несущей способности с учетом упругопластических свойств материалов (предельное состояние Ia).

Определение действующих нагрузок на покрытие

В соответствии с п. 3.1, расчет производим на особое сочетание нагрузок.

Нагрузка от грунтовой обсыпки

$$q_{гр} = h_{об}\gamma_{гр} = 80 \cdot 1{,}8 \cdot 10^{-3} = 0{,}144 \text{ кгс/см}^2.$$

Нагрузка от собственного веса конструкций при предварительно принятой толщине плиты перекрытия, $h_{пл} = 25$ см, составит

$$q_{св} = h_{пл}\gamma_{жб} = 25 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3} = 0{,}063 \text{ кгс/см}^2.$$

Полная постоянная нагрузка

$$q_{ст} = q_{гр} + q_{св} = 0{,}144 + 0{,}063 = 0{,}21 \text{ кгс/см}^2.$$

Эквивалентная статическая нагрузка по п. 3.17 СНиП II-11-77 при $K_д = 1{,}2$ (см. табл. 14) будет равна:

$$q_{экв} = K_д \Delta P = 1{,}2 \cdot 1{,}5 = 1{,}8 \text{ кгс/см}^2.$$

Суммарно действующая нагрузка

$$P = q_{ст} + q_{экв} = 0{,}21 + 1{,}8 = 2{,}01 \text{ кгс/см}^2.$$

Расчет плиты перекрытия

Перекрытие принято сборно-монолитной конструкции. Основными несущими элементами перекрытия являются плиты ребристого сечения, замоноличиваемые поверху слоем монолитного бетона. Плиты укладываются с промежутками шириной 10 см, заполняемыми монолитным бетоном с армированием (рис. 163).

Расчетная схема плиты — многопролетная неразрезная балочная конструкция с равными пролетами.

Расчетный пролет плиты примем равным 530 см; ширину сборной плиты — 75 см; марку бетона плиты — М300 ($R_{пр} = 150$ кгс/см^2); марку монолитного бетона М200 ($R_{пр} = 100$ кгс/см^2).

В качестве продольной рабочей арматуры примем сталь класса А-III.

В соответствии с п. 4.8 СНиП II-11-77, коэффициент динамического упрочнения бетона $K_{у.б} = 1{,}2$. Условно принимаем $\overline{m}_{бт} = 1$, табл. 26(20).

Расчетные динамические сопротивления бетона будут равны:

для марки бетона М200 — $R^д_{пр} = 100 \cdot 1{,}2 \cdot 1 = 120$ кгс/см^2;

для марки бетона М300 — $R^д_{пр} = 150 \cdot 1{,}2 \cdot 1 = 180$ кгс/см^2.

Находим расчетное динамическое сопротивление арматуры по п. 4.13 СНиП II-11-77:

$$R^д_а = R_а K_{ур} m_а = 3600 \cdot 1{,}3 \cdot 1{,}1 = 5150 \text{ кгс/см}^2;$$

$$R^д_{ас} = 3600 \cdot 1{,}1 \cdot 1{,}1 = 4350 \text{ кгс/см}^2.$$

Определим изгибающие моменты:
в крайних пролетах

$$M_1^{пр} = K_р P l^2 = 0{,}078 \cdot 2{,}01 \cdot 530^2 = 4{,}4 \cdot 10^4 \text{ кгс/см};$$

над вторыми от края опорами

$$M_в = K_р P l^2 = 0{,}105 \cdot 2{,}01 \cdot 530^2 = 5{,}93 \cdot 10^4 \text{ кгс/см};$$

на средних опорах

$$M_0 = -K_р P l^2 = -0{,}0079 \cdot 2{,}01 \cdot 530^2 = -4{,}46 \cdot 10^4 \text{ кгс/см};$$

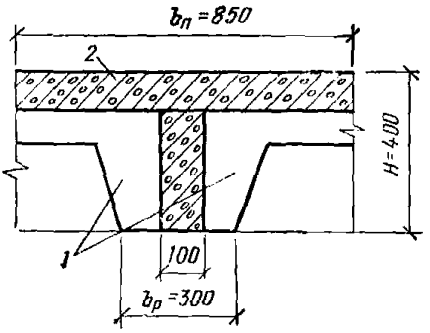


Рис. 163. Расчетное сечение плиты перекрытия

1 — сборные плиты ребристого сечения; *2* — монолитный бетон

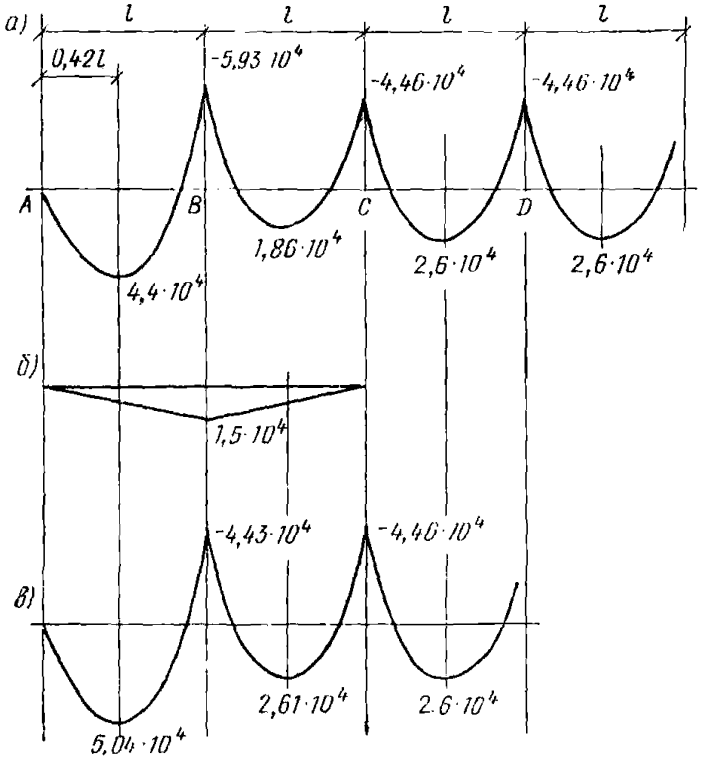


Рис. 164. Эпюры моментов для плиты

а — до перераспределения усилий; *б* — надопорных перераспределяющих усилий; *в* — после перераспределения усилий

во втором пролете

$$M_2^{пр} = 0{,}033 \cdot 2{,}01 \cdot 530^2 = 1{,}86 \cdot 10^4 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

в третьем пролете

$$M_3^{пр} = 0{,}046 \cdot 2{,}01 \cdot 530^2 = 2{,}6 \cdot 10^4 \text{ кгс} \cdot \text{см},$$

где K_p — табличные коэффициенты для изгибающих моментов в неразрезных балках.

Строим эпюры моментов (рис. 164) и производим перераспределение усилий. Над второй от края опорой уменьшаем значение опорного момента на 25%, чтобы выравнять его с моментом на третьей и последующими опорами, для чего к эпюре моментов прибавляем треугольную эпюру (рис. 164,*б*) с надопорной ординатой: $+1{,}5 \cdot 10^4$ кгс·см.

Полученная в результате перераспределения усилий эпюра моментов показана на рис. 164,*в*.

Момент в крайнем пролете после перераспределения усилий равен:

$$M_1 = 5{\cdot}04 \cdot 10^4 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Определим рабочую высоту сечения по моменту в крайнем пролете. Принимаем $\xi^{пр} = 0{,}36$.

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{\xi^{пр}\,(1 - 0{,}5\xi^{пр})\,R_{пр}^{д}}} = \sqrt{\frac{5{,}04 \cdot 10^4}{0{,}36\,(1 — 0{,}5 \cdot 0{,}36)\,120}} =$$

$$= 37{,}7 = 38 \text{ см}.$$

Проверим выполнение условия по пп. 4.19 и 4.22 СНиП II-11-77. В соответствии с п. 4.22 по формуле (14) п. 4.20 находим:

$$\bar{\xi}_R^{д} = \frac{0{,}9\,\xi_0^{д}}{1 + \dfrac{R_a^{д}}{4000}\left(1 - \dfrac{\xi_0^{д}}{1{,}1}\right)} = \frac{0{,}675}{1 + \dfrac{5150}{4000}\left(1 - \dfrac{0{,}75}{1{,}1}\right)} = 0{,}48;$$

$$\xi_0^{д} = 0{,}85 - 0{,}0008\,R_{пр}^{д} = 0{,}85 - 0{,}0008 \cdot 120 = 0{,}75.$$

Коэффициент армирования в пролете равен

$$\mu_{пр} = \xi^{пр}\,\frac{R_{пр}^{д}}{R_a^{д}} = 0{,}36\,\frac{120}{5150} = 0{,}0084.$$

Принимаем для пролета $\mu_{пр} = 0{,}01$ и $\mu'_{пр} = 0{,}001$. Находим площади сечения растянутой и сжатой арматуры:

$$F_a = \mu_{пр}\,b\,h_0 = 0{,}01 \cdot 85 \cdot 38 = 32{,}3 \text{ см}^2;$$

$$F_a^1 = \mu_{пр}^1\,b\,h_0 = 0{,}001 \cdot 85 \cdot 38 = 3{,}23 \text{ см}^2,$$

Высоту сжатой зоны $\chi^{д}$ определим из формулы (20) СНиП II-11-77:

$$\chi^{д} = \frac{F_a R_a^{д} - F_a^1 R_{ac}^{д}}{R_{пр}^{д} b} = \frac{5150 \cdot 32{,}3 - 4350 \cdot 3{,}23}{120 \cdot 85} = 14{,}9 \text{ см};$$

$$\xi_{пр}^{д} = \frac{\chi^{д}}{h_0} = \frac{14{,}9}{38} = 0{,}392 < \bar{\xi}_R^{д} = 0{,}48.$$

Условие п. 4.19 соблюдается.

Определим момент внутренних усилий в пролете плиты. Согласно п. 4.23 СНиП II-11-77, получим

$$M_0^{д} = R_{пр}^{д} b \chi^{д} (h_0 - 0{,}5 \chi^{д}) + R_{ac}^{д} F_a^1 (h_0 - a^1) =$$
$$= 120 \cdot 85 \cdot 14{,}9 (38 - 0{,}5 \cdot 14{,}9) + 4350 \cdot 3{,}23 (38 - 3) =$$
$$= 5 \cdot 13 \cdot 10^5 \text{ кгс/см}.$$

Найдем жесткость плиты при наличии трещин в растянутой зоне бетона по формуле:

$$B_2 = B_0 \frac{1 - \dfrac{M_т^{д}}{M_0^{д}}}{1 - \dfrac{\rho_0}{\rho_1}};$$

$$B_0 = \frac{h_0 Z_1 E_a F_a}{1 + \dfrac{0{,}9 \mu n}{\gamma^1 + \xi^{д}}} = \frac{38 \cdot 30{,}5 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 32{,}3}{1 + \dfrac{0{,}9 \cdot 0{,}01 \cdot 7{,}7}{0{,}732 + 0{,}392}} = 7{,}05 \cdot 10^{10} \text{ кгс/см}^3$$

Величины Z_1 и γ' определяем по формулам СНиП II-21-75. Для элементов, имеющих полку в сжатой зоне, величина:

$$\gamma' = \frac{(B_п^1 - B) h_п^1 + \dfrac{n}{2V} F_c^1}{b h_0} = \frac{(85 - 30) 15 + \dfrac{7{,}7}{2{,}1} \cdot 3{,}23}{30 \cdot 38} =$$
$$= 0{,}732;$$

$$Z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_п^1}{h_0} \gamma' + \xi^{д^2}}{2 (\gamma' + \xi^{д})} \right] = 38 \left[1 - \frac{\dfrac{15}{38} 0{,}732 + 0{,}392^2}{2 (0{,}732 + 0{,}392)} \right] =$$
$$= 30{,}5 \text{ см}.$$

Определим момент внутренних сил при наличии трещин в растянутой зоне бетона $M_т^{д} = R_р^{д} W_т$, $R_р^{д}$ определяется по п. 4.8 СНиП II-11-77:

$$R_р^{д} = 9{,}2 \cdot 1{,}2 = 11{,}04 \text{ кгс/см}^2;$$

$$W_т = \gamma W_0; \quad \gamma = 1{,}75; \quad W_0 = J_п^{пр}/y_0.$$

Момент инерции приведенного сечения для пролета, см⁴, равен:

$$J_{\text{п}}^{\text{пр}} = 1{,}56 \cdot 10^6; \quad Y_0 = S_{\text{п}}^{\text{пр}} / F_{\text{п}}^{\text{пр}},$$

где $S_{\text{п}}^{\text{пр}}$ — статический момент приведенного сечения относительно растянутой грани: $S_{\text{п}}^{\text{пр}} = 51\,802$ см³;

$F_{\text{п}}^{\text{пр}}$ — площадь приведенного сечения, см²,

$$F_{\text{п}}^{\text{пр}} = F_{\text{б}} + n_{\text{пр}} F_{\text{a}}' = 2750 + 6{,}67 \cdot 3{,}23 = 2772 ,$$

где

$$n_{\text{пр}} = \frac{E_{\text{a}}}{E_{\text{бср}}} = \frac{2 \cdot 10^6}{{}^2/_3 \cdot 3{,}2 \cdot 10^5 + {}^1/_3 \cdot 2{,}6 \cdot 10^5} = 6{,}67;$$

$$Y_0 = \frac{S_{\text{п}}^{\text{пр}}}{F_{\text{п}}^{\text{пр}}} = \frac{51\,802}{2772} = 18{,}69 = 19 \text{ см};$$

$$W_0 = \frac{J_{\text{п}}^{\text{пр}}}{Y_0} = \frac{1{,}56 \cdot 10^6}{19} = 0{,}82 \cdot 10^5 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{т}} = \gamma W_0 = 1{,}75 \cdot 0{,}82 \cdot 10^5 = 1{,}44 \cdot 10^5 \text{ см}^3;$$

$$M_{\text{т}}^{\text{д}} = R_{\text{р}}^{\text{д}} W_{\text{т}} = 11{,}04 \cdot 1.44 \cdot 10^5 = 15{,}86 \cdot 10^5 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$R_1^{\text{пр}} = E_{\text{б}} J_{\text{п}}^{\text{пр}} = 2{,}6 \cdot 10^5 \cdot 1{,}56 \cdot 10^6 = 40{,}56 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Кривизна в момент образования трещин и в момент начала текучести арматуры равна:

$$\rho_1 = \frac{B_1}{M_{\text{т}}^{\text{д}}} = \frac{40{,}56 \cdot 10^{10}}{15{,}86 \cdot 10^5} = 2{,}56 \cdot 10^5;$$

$$\rho_0 = \frac{B_0}{M_0^{\text{д}}} = \frac{7{,}05 \cdot 10^{10}}{5{,}13 \cdot 10^6} = 1{,}37 \cdot 10^4.$$

Жесткость плиты в растянутой зоне равна

$$B_2^{\text{пр}} = B_0 \frac{1 - \dfrac{M_{\text{т}}^{\text{д}}}{M_0^{\text{д}}}}{1 - \dfrac{\rho_0}{\rho_1}} = 7{,}05 \cdot 10^{10} \frac{1 - \dfrac{15{,}86 \cdot 10^5}{5{,}13 \cdot 10^6}}{1 - \dfrac{1{,}37 \cdot 10^4}{2{,}56 \cdot 10^5}} =$$

$$= 5{,}12 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Проведем расчет прочности опорного сечения (второй от края опоры) согласно п. 4.22 СНиП II-11-77.

Определим площадь продольной растянутой арматуры, предварительно проверив величину A_0:

$$A_0 = \frac{M}{R_{\text{пр}}^{\text{д}} b h_0^2} = \frac{4{,}43 \cdot 10^4 \cdot 85}{120 \cdot 30 \cdot 38^2} = 0{,}723.$$

По нормам проектирования железобетонных конструкций при $A_0 > 0{,}4$ требуется увеличить сечение или установить сжатую арматуру.

Соотношение площадей сжатой и растянутой арматуры в опорном сечении определяем по формулам (24) и (25). Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (М., Стройиздат, 1978):

$$F_a^{оп} = \frac{M - 0{,}4\, R_{пр}^{д}\, b\, h_0^2}{R_{ас}\ (h_0 - a^1)} = \frac{4{,}43 \cdot 10^4 \cdot 85 - 0{,}4 \cdot 120 \cdot 30 \cdot 38^2}{4350\ (38 - 3)} =$$

$$= 11{,}05 \text{ см}^2;$$

$$F_a^{оп} = \frac{0{,}55\, R_{пр}^{д}\, b\, h_0}{R_a^{д}} + F_a^1 = \frac{0{,}55 \cdot 120 \cdot 30 \cdot 38}{5150} + 11{,}05 = 25{,}7 \text{ см}^2.$$

Высота сжатой зоны бетона на опоре равна:

$$\chi_{оп}^{д} = \frac{R_a^{д} F_a - R_{ас}^{д} F_a^1}{R_{пр}^{д}\, b} = \frac{5150 \cdot 25{,}7 - 4350 \cdot 11{,}05}{120 \cdot 30} = 23{,}3 \text{ см};$$

$$\xi_{оп}^{д} = \frac{\chi_{оп}^{д}}{h_0} = \frac{23{,}3}{38} = 0{,}605 > \bar{\xi}_R^{д} = 0{,}48.$$

Находим минимально допустимую высоту сжатой зоны бетона из условия п. 4.22:

$$\chi^{д} = \xi_R^{д}\, h_0 = 0{,}48 \cdot 38 = 18{,}2 \text{ см}.$$

Уточненную площадь сечения сжатой арматуры, принимаемую в расчете, найдем из формулы (20):

$$F_a^{оп^1} = \frac{R_a^{д} F_a - \chi^{д} R_{пр}^{д}\, b}{R_{ас}^{д}} = \frac{5150 \cdot 25{,}7 - 18{,}2 \cdot 120 \cdot 30}{4350} = 15{,}6 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования (по растянутой арматуре) на опоре равен

$$\mu_{оп} = \frac{F_a}{b\, h_0} = \frac{25{,}7}{30 \cdot 38} = 0{,}022.$$

Момент внутренних усилий на опоре

$$M_0^{опд} = R_{пр}^{д}\, b\, \chi^{д}\, (h_0 - 0{,}5\, \chi^{д}) + R_{ас}^{д}\, F_a^1\, (h_0 - a^1) =$$

$$= 120 \cdot 30 \cdot 17{,}9\ (38 - 0{,}5 \cdot 17{,}9) + 4356 \cdot 15{,}6\ (38 - 3) =$$

$$= 4{,}25 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Найдем жесткость плиты на опоре. Для этого аналогично расчету, проведенному для пролета, определим величины γ'; Z_1 и B_0.

Для элементов прямоугольного сечения при определении величин γ' и Z_1, согласно п. 4.8 СНиП II-21-75, вместо величины $h'_п$ подставляется величина $2a'$:

$$\gamma^1 = \frac{\frac{n}{2V} F_a^1}{b h_0} = \frac{\frac{7,6}{2,1} 15,6}{30 \cdot 38} = 0,053;$$

$$Z_1 = h_0 \left[1 - \frac{\frac{2a^1}{h_0} \gamma^1 + \xi^{д^2}}{2 (\gamma^1 + \xi^д)} \right] = 38 \left[1 - \frac{6\ 0,053 + 0,47^2}{38\ 2 (0,053 + 0,47)} \right] =$$

$$= 29,7 \text{ см};$$

$$B_0^{оп} = \frac{38 \cdot 29,7 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 25,7}{1 + \frac{0,9 \cdot 0,022 \cdot 7,7}{0,053 + 0,47}} = 4,49 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$F_п = F_б + n F_a = 2750 + 6,67 \cdot 32,3 = 2965 \text{ см}^2;$$

$$J_п^{оп} = 1,04 \cdot 10^6 \text{ см}^4; \quad S_п^{оп} = 38\,770 \text{ см}^3;$$

$$J_0 = \frac{S_п^{оп}}{F_п^{оп}} = \frac{38770}{2965} = 13,1 \text{ см};$$

$$W_0 = \frac{J_п^{оп}}{J_0} = \frac{1,04 \cdot 10^6}{13,1} = 0,8 \cdot 10^5 \text{ см}^3;$$

$$M_т^д = R_р^д W_0 = 11,04 \cdot 0,8 \cdot 10^5 = 8,8 \cdot 10^5 \text{ кгс/см};$$

$$B_1^{оп} = E_б J_т^{оп} = 2,6 \cdot 10^5 \cdot 1,04 \cdot 10^6 = 27,04 \cdot 10^{10} \text{ кгс/см}^2;$$

$$\rho_1 = \frac{B_0^{оп}}{M_т^д} = \frac{27,04 \cdot 10^{10}}{8,8 \cdot 10^5} = 3,07 \cdot 10^5 \text{ см};$$

$$\rho = \frac{B_0^{оп}}{M_0^д} = \frac{4,49 \cdot 10^{10}}{4,25 \cdot 10^2} = 1,05 \cdot 10^4 \text{ см}.$$

Жесткость плиты на опоре равна

$$B_2^{оп} = 4,49 \cdot 10^{10} \frac{1 - \frac{8,8 \cdot 10^5}{4,25 \cdot 106}}{1 - \frac{1,05 \cdot 10^4}{3,07 \cdot 10^5}} = 3,69 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Находим отношение жесткостей на опоре и в пролете для крайнего пролета:

$$\beta_1 = \frac{B_2^{оп}}{B_2^{пр}} = \frac{3,69 \cdot 10^{10}}{5,12 \cdot 10^{10}} = 0,72.$$

Коэффициент K_2 определяем по формулам:

$$_2 = \frac{0{,}26 + 0{,}74\,\beta_1}{0{,}578 + 0{,}422\,\beta_1} = \frac{0{,}26 + 0{,}74 \cdot 0{,}72}{0{,}578 + 0{,}422 \cdot 0{,}72} = 0{,}899;$$

$$K_2^{\text{н}} = 0{,}8 \cdot K_2 = 0{,}8 \cdot 0{,}899 = 0{,}719.$$

Находим частоту собственных колебаний конструкции по формуле

$$\omega_2^{\text{н}} = \frac{\alpha^2}{l^2}\sqrt{\frac{\overline{B_2^{\text{пр}}}}{m}} = \frac{20{,}7}{530^2}\sqrt{\frac{5{,}12 \cdot 10^{10}}{1{,}76 \cdot 10^{-2}}} = 126\ 1/\text{с},$$

где

$$m = \frac{q^{\text{ст}}}{g} = \frac{0{,}144 \cdot 85 + 15 \cdot 85 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3} + 30 \cdot 25 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3}}{981} =$$

$$= 1{,}76 \cdot 10^{-2}\ \text{кгс} \cdot \text{с}^2/\text{см}^2.$$

При расчете крайних пролетов неразрезных балочных конструкций с крайней шарнирной опорой используем формулы для однопролетной балки с одной защемленной и другой шарнирной опорами. Находим моменты от погонной статической нагрузки с учетом перераспределения усилий по формулам:

в пролете

$$M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 0{,}125\,\overline{q}_{\text{ст}}\,l^2\left(1 - \frac{K_2^{\text{н}}}{4}\right)^2 = 0{,}125 \cdot 0{,}21 \cdot 85 \cdot 530^2\left(1 - \frac{0{,}719}{4}\right)^2 =$$

$$= 0{,}422 \cdot 10^5\ \text{кгс} \cdot \text{см};$$

на опоре

$$M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 0{,}125\,\overline{q}_{\text{ст}}\,l^2\,K_2^{\text{н}} = 0{,}125 \cdot 0{,}21 \cdot 85 \cdot 530^2 \cdot 0{,}719 =$$

$$= 0{,}45 \cdot 10^6\ \text{кгс} \cdot \text{см}.$$

Моменты внутренних усилий за вычетом статических моментов: в пролете

$$\overline{M}_0^{\text{пр}} = M_0^{\text{пр}} - M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 5{,}13 \cdot 10^6 - 0{,}422 \cdot 10^6 = 4{,}71\ \text{кгс} \cdot \text{см};$$

на опоре

$$\overline{M}_0^{\text{оп}} = M_0^{\text{оп}} - M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 4{,}25 \cdot 10^6 - 0{,}45 \cdot 10^6 = 3{,}8 \cdot 10^6\ \text{кгс} \cdot \text{см}.$$

Отношение моментов равно

$$\beta_2 = \frac{\overline{M}_0^{\text{оп}}}{M_0^{\text{пр}}} = \frac{3{,}8 \cdot 10^6}{4{,}71 \cdot 10^6} = 0{,}81.$$

Проверим динамические условия прочности. Для этого вычислим момент на опоре от динамической нагрузки

$$M_{\text{р}}^{\text{оп}} = 0{,}125\,\overline{P}\,l^2\,K_2^{\text{н}} = 0{,}125 \cdot 1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^2 \cdot 0{,}0719 =$$

$$= 3{,}2210^6\ \text{кгс} \cdot \text{см},$$

и коэффициент динамичности по изгибающему моменту для опоры:

$$K_{\text{м}}^{\text{оп}} = \frac{\bar{M}_0^{\text{оп}}}{M_{\text{р}}^{\text{оп}}} = \frac{3{,}8 \cdot 10^6}{3{,}22 \cdot 10^6} = 1{,}18.$$

По величине $K_{\text{м}}^{\text{оп}}$ и при значениях $\beta_1 = 0{,}72$, $\beta_2 = 0{,}81$ и $\omega_2^{\text{н}} \Theta = 126 \cdot 0{,}8 = 100{,}8 \approx 100$ по графику прил. 10 находим $K_{\text{п}}^{\text{оп}} = 3{,}2$ и $K_{\text{п}}^{\text{пр}} = 4{,}2$.

Проверяем выполнение условия прочности в соответствии с п. 4.5 СНиП II-11-77. Угол раскрытия в шарнире пластичности на опоре

$$\psi^{\text{оп}} = \frac{\Delta P b_{\text{п}} l^3 K_{\text{п}}^{\text{оп}}}{106{,}8 B_2^{\text{пр}}} = \frac{1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^3 \cdot 3{,}2}{106{,}8 \cdot 5{,}12 \cdot 10^{10}} = 0{,}0111;$$

в пролете

$$\psi^{\text{пр}} = \frac{\Delta P b_{\text{п}} l^3 K_{\text{п}}^{\text{пр}}}{44 B_2^{\text{пр}}} = \frac{1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^3 \cdot 4{,}2}{44 \cdot 5{,}12 \cdot 10^{10}} = 0{,}0354.$$

Предельный угол раскрытия в шарнире пластичности:
в пролете

$$\psi_{\text{п}}^{\text{пр}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{\xi_{\text{пр}}^{\text{д}}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}392} = 0{,}0426;$$

таким образом: $0{,}0354 < 0{,}0426$;
на опоре

$$\psi_{\text{п}}^{\text{оп}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{\xi_{\text{оп}}^{\text{д}}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}47} = 0{,}0414;$$

$\psi^{\text{оп}} \leqslant 0{,}5 \psi_{\text{п}}^{\text{оп}} = 0{,}5 \cdot 0{,}0414 = 0{,}0207$, таким образом $0{,}0111 < 0{,}0207$.

Найденные параметры плиты удовлетворяют условиям прочности в пролете и на опоре.

Третий пролет

Все средние пролеты неразрезной многопролетной плиты конструируем по третьему пролету.

Уменьшаем процент армирования в третьем пролете по сравнению с первым и принимаем:

$$\mu_{\text{пр}} = 0{,}008, \quad F_{\text{а}} = \mu b h_0 = 0{,}008 \cdot 85 \cdot 38 = 25{,}84 \text{ см}^2;$$

$$\mu'_{\text{пр}} = 0{,}001, \quad F'_{\text{а}} = 0{,}001 \cdot 85{,}38 = 3{,}23 \text{ см}^2.$$

Высота сжатой зоны равна:

$$\chi^{\text{д}} = \frac{5150 \cdot 25{,}84 - 3{,}23 \cdot 4350}{120 \cdot 85} = 11{,}7 \text{ см};$$

$$\xi^{\text{д}} = \frac{\chi^{\text{д}}}{h_0} = \frac{11{,}7}{38} = 0{,}307 < \bar{\xi}_R^{\text{д}} = 0{,}48.$$

Момент внутренних усилий равен

$$M_0^{\text{д}} = R_{\text{пр}}^{\text{д}}\, b\, \chi^{\text{д}}\, (h_0 - 0{,}5\,\chi^{\text{д}}) + R_{\text{ас}}^{\text{д}}\, F_{\text{а}}'\, (h_0 - a') =$$

$$= 120 \cdot 85 \cdot 11{,}7\ (38 - 5{,}85) + 4350 \cdot 3{,}23\ (38 - 3) = 4{,}33 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Определим жесткость плиты:

$$\gamma' = 0{,}732; \quad Z_1 = 38 \left[1 - \frac{\frac{15}{38}\, 0{,}732 + 0{,}307^2}{2\ (0{,}0732 + 0{,}307)} \right] = 24 \text{ см};$$

$$B_0 = \frac{38 \cdot 24 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 25{,}84}{1 + \frac{0{,}9 \cdot 0{,}008 \cdot 1{,}1}{0{,}732 + 0{,}307}} = 4{,}48 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$B_1 = 2{,}6 \cdot 10^5 \cdot 1{,}56 \cdot 10^6 = 40{,}56 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$\rho_1 = \frac{B_1}{M_{\text{т}}^{\text{д}}} = \frac{40{,}56 \cdot 10^{10}}{15{,}86 \cdot 10^5} = 2{,}56 \cdot 10^5 \text{ см};$$

$$\rho_0 = \frac{B_0}{M_0^{\text{д}}} = \frac{4{,}48 \cdot 10^{10}}{4{,}33 \cdot 10^6} = 1{,}03 \cdot 10^4 \text{ см}.$$

Жесткость плиты в третьем пролете равна

$$B_2 = 4{,}48 \cdot 10^{10}\ \frac{1 - \frac{15{,}86 \cdot 10^5}{1{,}33 \cdot 10^6}}{1 - \frac{1{,}03 \cdot 10^4}{2{,}56 \cdot 10^5}} = 2{,}85 \cdot 10^{10} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Отношение жесткостей на опоре и в пролете:

$$\beta_1 = \frac{B_{\text{оп}}}{B_{\text{пр}}} = \frac{3{,}69 \cdot 10^{10}}{2{,}85 \cdot 10^{10}} = 1{,}29;$$

$$K_2 = \frac{0{,}26 + 0{,}74 \cdot 1{,}29}{0{,}578 + 0{,}422 \cdot 1{,}29} = 1{,}083;$$

$$K_2^{\text{н}} = 0{,}8\, K_2 = 0{,}8 \cdot 1{,}29 = 0{,}866.$$

Частота собственных колебаний в третьем пролете

$$\omega_2^{\text{н}} = \frac{20{,}7}{530^2} \sqrt{\frac{2{,}85 \cdot 10^{10}}{1{,}76 \cdot 10^2}} = 94 \text{ 1/с}; \quad \omega_2\, \theta = 94 \cdot 0{,}8 = 75.$$

Определяем моменты внутренних усилий за вычетом статических моментов:

$$M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 0{,}125 \cdot 0{,}21 \cdot 85 \cdot 530^2 \left(1 - \frac{0{,}866}{4}\right)^2 = 0{,}385 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 0{,}125 \cdot 0{,}21 \cdot 85 \cdot 530^2 \cdot 0{,}866 = 0{,}543 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$\overline{M}_0 = M_0^{\text{пр}} - M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 4{,}33 - 10^6 - 0{,}385 \cdot 10^6 = 3{,}95 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$M_0^{\text{оп}} = M_0^{\text{оп}} - M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 4{,}25 \cdot 10^6 - 0{,}543 \cdot 10^6 = 3{,}71 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Отношение моментов равно

$$\beta_2 = \frac{\overline{M}_0^{\text{оп}}}{\overline{M}_0^{\text{пр}}} = \frac{3{,}71 \cdot 10^6}{3{,}95 \cdot 10^6} = 0{,}94.$$

Вычислим момент на опоре от динамической нагрузки

$$M_{\text{р}}^{\text{оп}} = 0{,}125\, \overline{P}\, l^2\, K_2^{\text{п}} = 0{,}125 \cdot 1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^2 \cdot 0{,}866 =$$
$$= 3{,}88 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Коэффициент динамичности по изгибающему моменту для опоры равен

$$K_{\text{м}}^{\text{оп}} = \frac{\overline{M}_0^{\text{оп}}}{\overline{M}_{\text{р}}^{\text{оп}}} = \frac{3{,}71 \cdot 10^6}{3{,}88 \cdot 10^6} = 0{,}96.$$

Коэффициенты динамичности по перемещениям для третьего пролета и опоры находим по прил. 10: $K_{\text{п}}^{\text{оп}} = 2{,}5$; $K_{\text{п}}^{\text{пр}} = 2{,}5$; по табл. 36 $K_Q^{\text{оп}} = 1{,}3$.

Углы раскрытия в опорном и пролетном шарнирах пластичности соответственно равны:

$$\psi^{\text{оп}} = \frac{1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^3 \cdot 2{,}5}{106{,}8 \cdot 2{,}85 \cdot 10^{10}} = 0{,}0156;$$

$$\psi^{\text{пр}} = \frac{1{,}5 \cdot 85 \cdot 530^3 \cdot 2{,}5}{44 \cdot 2{,}85 \cdot 10^{10}} = 0{,}038.$$

Предельные углы раскрытия в шарнире пластичности:

$$\psi_{\text{п}}^{\text{пр}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}307} = 0{,}0448; \quad 0{,}038 < 0{,}0448;$$

$$\psi_{\text{п}}^{\text{оп}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}47} = 0{,}0414;$$

$$0{,}0156 < 0{,}5 \cdot 0{,}0414 = 0{,}0207.$$

Найденные параметры плиты удовлетворяют условиям прочности в пролете и на опоре.

Производим расчет неразрезной плиты по поперечной силе.

Наибольшее значение поперечной силы будет у грани второй опоры в первом пролете.

По формуле

$$Q_1 = Q_{\text{экв}} + Q_{\text{ст}} = K_Q^{\text{оп}}\, \Delta\, P\, b_{\text{п}}\, \frac{l}{2} + 0{,}605\, (P_{\text{св}} + P_{\text{гр}})\, b_{\text{п}}\, l;$$

$$Q_1 = \frac{1{,}3 \cdot 1{,}5 \cdot 85 \cdot 530}{2} + 0{,}605\, (0{,}063 + 0{,}144)\, 85 \cdot 530 =$$
$$= 4{,}96 \cdot 10^4 \text{ кгс}.$$

Проверяем сечение плиты по условию (21) п. **4.24 СНиП** II-11-77:

$$Q_1 \leqslant 0{,}45\, R^{д}_{пр}\, b\, h_0;$$

$$4{,}96 \cdot 10^4 < 0{,}45 \cdot 120 \cdot 30 \cdot 38 = 6{,}15 \cdot 10^4 \text{ кгс}.$$

Условие формулы (21) удовлетворяется.

Так как условие п. 4.25 СНиП II-11-77 не соблюдается,

$$0{,}6\, R^{д}_{р}\, b\, h_0 = 0{,}6 \cdot 11{,}04 \cdot 30 \cdot 38 = 0{,}76 \cdot 10^4 < Q_1 = 4{,}96 \cdot 10^4 \text{ кгс},$$

необходима проверка прочности наклонных сечений.

Расчетная величина поперечной силы $Q_р$ от действия эквивалентной статической, постоянной и временной длительно действующей нагрузки может быть определена по формуле

$$Q_р = Q - 0{,}8\, P_{макс}\, b_п\, C_0 - 0{,}5\, q_{ст}\, b_п\, C_0.$$

Длину проекции выгодного наклонного сечения на продольную ось элемента предварительно принимаем равной 40 см из условия распространения наклонной трещины в сечения под углом 45°:

$$Q_р = 4{,}96 \cdot 10^4 - 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 85 \cdot 40 - 0{,}5 \cdot 0{,}21 \cdot 85{,}40 = 4{,}514 \cdot 10^4 \text{ кгс}.$$

Определяем величину предельного усилия, воспринимаемого поперечными стержнями по формуле (27) СНиП II-11-77:

$$q_x = \frac{Q^2_р}{8\, R^{д}_{р}\, b\, h^2_0} = \frac{(4{,}514 \cdot 10)^2}{8 \cdot 11{,}04 \cdot 30 \cdot 38^2} = 532 \text{ кгс/см}.$$

Но п. 4.26 СНиП II-11-77 уточняем величину

$$C_0 = \sqrt{\frac{2\, R^{д}_{р}\, b\, h^2_0}{q_x}} = \frac{2 \cdot 11{,}04 \cdot 30 \cdot 38^2}{532} = 42{,}4 \text{ см}.$$

Оставляем принятое ранее значение C_0.

Расстояние между хомутами U должно быть не более величины

$$U = \frac{1{,}5\, R^{д}_{р}\, b\, h_0}{Q} = \frac{1{,}5 \cdot 11{,}04 \cdot 30 \cdot 38^2}{4{,}96 \cdot 10^4} = 14{,}46 \text{ см}.$$

Принимаем $U = 10$ см.

Найдем площадь сечения поперечных стержней, класс арматуры А-II, $R^{д}_{а\,т} = 3260$ кгс/см²

$$F_x = \frac{q_x\, U}{R^{д}_{ах}} = \frac{532 \cdot 10}{3260} = 1{,}63 \text{ см}^2.$$

Поперечная арматура устанавливается в ребрах сборных элементов и между ними в монолитном бетоне. Производим проверку опорного сечения на скалывающие напряжения, возникающие в горизонтальной плоскости сопряжения сборных плит с уложенным сверху слоем монолитного бетона по формуле (32) СНиП II-11-77:

$$\tau = \frac{Q_р}{0{,}9\, b_п\, h_0} = \frac{4{,}514 \cdot 10^4}{0{,}9 \cdot 85 \cdot 38} = 15{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Предельное значение этих напряжений находим из выражения

$$\tau_{пр} = 0{,}25\, R^{д}_{пр}\, K_{пов}.$$

Поскольку марка сборных элементов М300, а монолитного бетона М200, принимаем среднюю величину призменной прочности

$$R^{д}_{пр} = \frac{180 + 120}{2} = 150 \text{ кгс/см}^2.$$

По табл. 24 СНиП II-11-77 $K_{пов} = 0{,}6$,

$$\tau_{пр} = 0{,}25 \cdot 150 \cdot 0{,}6 = 22{,}5 \text{ кгс/см}^2.$$

Так как $\tau < \tau_{пр}$, т. е. 15,5 кгс/см^2 < 22,5 кгс/см^2, то прочность шва на скалывание достаточна.

Расчет ригеля перекрытия

В соответствии с принятой конструктивно-планировочной схемой ригель представляет собой трехпролетную неразрезную балочную конструкцию.

Работа ригеля на промежуточных опорах как неразрезной конструкции обеспечивается установкой необходимой арматуры в слое монолитного бетона. Марка бетона сборной части ригеля М300, $R^{д}_{пр} = 180$ кгс/см^2.

Поперечное сечение ригеля в пролете приведено на рис. 165. Расчетная ширина полки ригеля сжатой зоны определена в соответствии с п. 3.16 СНиП II-21-75 и равна 270 см.

Расчетный пролет ригеля назначаем из условия предварительно принятого сечения колонн 70×70 см.

Суммарная нагрузка, действующая на ригель, равна

$$P_{риг} = P\, l_{пл} = 2{,}01 \cdot 600 = 1206 \text{ кгс/см};$$

с учетом собственного веса ригеля

$$P_{риг} = 1220 \text{ кгс/см}.$$

Вычисляем изгибающие моменты:
в крайних пролетах

$$M^{пр}_1 = K_р\, P_{риг}\, l^2 = 0{,}08 \cdot 1200 \cdot 530^2 = 2{,}74 \cdot 10^7 \text{ кгс·см};$$

над вторыми от края опорами

$$M^{оп}_в = -K_р\, P_{риг}\, l^2 = -0{,}1 \cdot 1200 \cdot 530^2 = 3{,}43 \cdot 10^7 \text{ кгс·см};$$

во втором пролете

$$M^{пр}_2 = 0{,}025 \cdot 1200 \cdot 530^2 = 0{,}86 \cdot 10^7 \text{ кгс·см}.$$

Строим эпюры моментов (рис. 166,*а*).

Производим перераспределение усилий. Над второй от края опорой уменьшаем значение опорного момента на 15%, чтобы выровнять его с моментом в первом пролете, для чего к эпюре моментов прибавляем треугольную эпюру с надопорной ординатой $+0{,}5 \cdot 10^7$ кгс·см (рис. 166,*б*). Полученная в результате перераспределения усилий эпюра моментов показана на рис. 166,*в*.

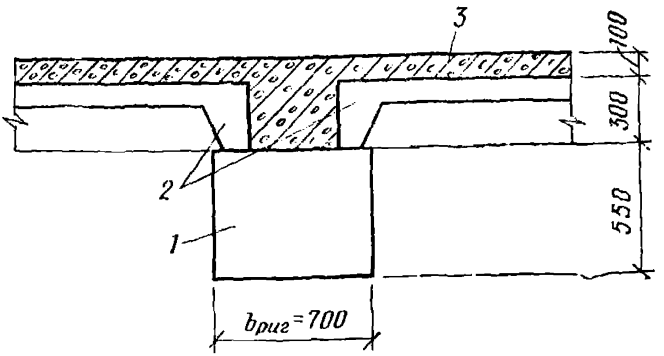


Рис. 165. Расчетное сечение ригеля в пролете

1 — ригель из сборного железобетона; *2* — сборные железобетонные ребристые плиты; *3* — монолитный бетон

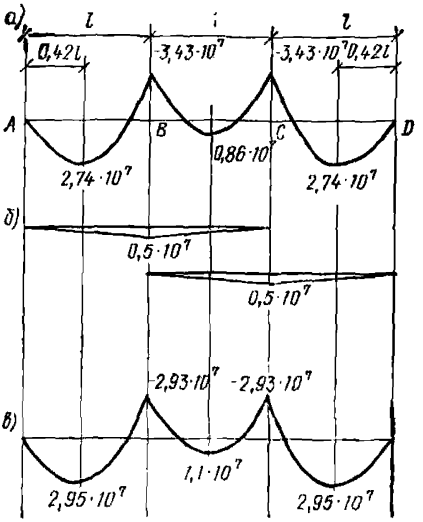


Рис. 166. Эпюры моментов для балки

а — до перераспределения усилий; *б* — надопорных перераспределяющих усилий; *в* — после перераспределения усилий

После перераспределения усилий момент в крайнем пролете

$$M_l = 2{,}95\cdot10^7 \text{ кгс}\cdot\text{см}.$$

Определим рабочую высоту сечения ригеля, предварительно задавшись величиной $\zeta^{\text{д}}=0{,}12$ и $A_0=0{,}113$ (Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона. М., Стройиздат, 1978, табл. 18).

Расчет ригеля в пролете производим как для прямоугольного сечения с шириной, равной $b_{\text{п}}$, т. е. предположительно считаем, что центральная ось проходит в полке:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{A_0 R^{\text{д}}_{\text{пр}} b_{\text{п}}}} = \sqrt{\frac{2{,}95\cdot10^7}{0{,}113\cdot120\cdot270}} = 89{,}8 \approx 90 \text{ см}.$$

Если выполняется условие $A_0 \leqslant A^{\text{д}}_R$, то сжатой арматуры в пролете по расчету не требуется. Значение $A^{\text{д}}_R$ равно 0,429. $0{,}113 < 0{,}429$.

В этом случае площадь сечения растянутой арматуры определяется по формуле

$$F_{\text{а}} = \frac{M}{R^{\text{д}}_{\text{а}} V h_0} = \frac{2{,}95\cdot10^7}{5150\cdot0{,}94\cdot90} = 67{,}7 \approx 68 \text{ см}^2,$$

Определим высоту сжатой зоны

$$\chi^{д} = \xi^{д} h_0 = 0{,}12 \cdot 90 = 10{,}8 \text{ см}.$$

Коэффициент армирования ригеля равен

$$\mu = \xi^{д} \frac{R^{д}_{пр}}{R^{д}_{а}} = 0{,}12 \frac{120}{5150} = 0{,}0028.$$

В сжатой зоне устанавливаем продольную арматуру в количестве:

$$F_а = 0{,}0015\, b\, h_0; \quad F_а = 0{,}0015 \cdot 70 \cdot 90 = 9{,}5 \text{ см}^2.$$

Момент внутренних усилий в пролете равен

$$M^{д}_0 = R^{д}_{пр}\, b\, \chi^{д}\, (h_0 - 0{,}5\, \chi^{д}) + R^{д}_{ас}\, F'_а\, (h_0 - a') =$$

$$= 120 \cdot 270 \cdot 10{,}8\ (90 - 0{,}5 \cdot 10{,}8) + 4350 \cdot 9{,}5\ (90 - 3) =$$

$$= 3{,}44 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Найдем жесткость ригеля в пролете в стадии работы с трещинами в растянутой зоне бетона, предварительно определив

$$B_0 = \frac{90 \cdot 83 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 68}{1 + \dfrac{0{,}9 \cdot 0{,}0028 \cdot 7{,}7}{0{,}48 + 0{,}12}} = 0{,}98 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Поскольку сжатой арматуры по расчету не требуется, то:

$$\gamma' = \frac{(b_п - b)\ h_п}{b\, h_0} = \frac{(270 - 70)\ 15}{70 \cdot 90} = 0{,}48;$$

$$Z_1 = 90 \left[1 - \frac{\dfrac{15}{90} 0{,}48 + 0{,}12^2}{2\ (0{,}48 + 0{,}12)} \right] = 83 \text{ см}.$$

Момент инерции приведенного сечения равен $J_п = 4{,}3 \cdot 10^7$ см^4, а статический момент приведенного сечения ригеля относительно растянутой грани $S_п = 0{,}574 \cdot 10^6$ см^3;

$$F_п = F_б + h\, F_а = 9650 + 6{,}79 \cdot 36{,}5 = 9898 \text{ см}^2,$$

где

$$h = \frac{E_а}{E\, s_{ср}} = \frac{2 \cdot 10^6}{0{,}425 \cdot 2{,}6 \cdot 10^5 + 0{,}575 \cdot 3{,}2 \cdot 10^5} = 6{,}79;$$

$$J_0 = \frac{S_п}{F_п} = \frac{0{,}574 \cdot 10^6}{9898} = 58 \text{ см};$$

$$W_0 = \frac{J_п}{J_0} = \frac{4{,}8 \cdot 10^7}{58} = 0{,}74 \cdot 10^6 \text{ см}^3;$$

$$W_п = \gamma\, W_0 = 1{,}75 \cdot 0{,}74 \cdot 10^6 = 1{,}3 \cdot 10^6 \text{ см}^3.$$

Момент внутренних сил при образовании трещин в растянутой зоне бетона равен

$$M_{\text{т}}^{\text{д}} = 11{,}04 \cdot 1{,}3 \cdot 10^6 = 1{,}43 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$B_1 = E_{\text{б}} J_{\text{п}} = 2{,}6 \cdot 10^5 \cdot 4{,}3 \cdot 10^7 = 11{,}18 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$\rho_1 = \frac{11{,}18 \cdot 10^{12}}{1{,}43 \cdot 10^7} = 7{,}82 \cdot 10^5 \text{ см};$$

$$\rho_0 = \frac{0{,}98 \cdot 10^{12}}{4{,}34 \cdot 10^7} = 0{,}23 \cdot 10^5 \text{ см}.$$

Определим жесткость ригеля в пролете

$$B_2 = 0{,}98 \cdot 10^{12} \frac{1 - \dfrac{1{,}43 \cdot 10^7}{3{,}44 \cdot 10^7}}{1 - \dfrac{0{,}23 \cdot 10^5}{7{,}82 \cdot 10^5}} = 0{,}6 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Найдем частоту собственных колебаний конструкции по формуле

$$\omega_2^{\text{н}} = \frac{18{,}5}{l^2} \sqrt{\frac{B_{\text{пр}}}{m}} = \frac{18{,}5}{530^2} \sqrt{\frac{0{,}6 \cdot 10^{12}}{0{,}14}} = 145 \text{ 1/с};$$

$$\omega_2^{\text{н}} \theta = 145 \cdot 0{,}8 = 116,$$

где $m = \dfrac{0{,}21 \cdot 600 + 70 \cdot 55 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3}}{981} = 0{,}14 \text{ кгс} \cdot \text{с}^2/\text{см}^2.$

Определим жесткость ригеля на опоре. Вычислим значения:

$$A_0 = \frac{2{,}95 \cdot 10^7}{180 \cdot 70 \cdot 90^2} = 0{,}29; \quad \xi_R^{\text{д}} = 0{,}532; \quad A_R^{\text{д}} = \xi_R^{\text{д}} (1 - 0{,}5 \xi_R^{\text{д}}) =$$

$$= 0{,}532 \ (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}532) = 0{,}39.$$

При $A_0 < A_R^{\text{д}}$ сжатой арматуры по расчету не требуется.
Площадь сечения растянутой арматуры:

$$F_{\text{а}} = \frac{293 \cdot 10^5}{5{,}15 \cdot 0{,}825 \cdot 0{,}9 \cdot 10^5} = 77{,}3 \text{ см}^2; \quad \xi^{\text{д}} = 0{,}35.$$

Коэффициент армирования ригеля в опорном сечении равен

$$\mu = \frac{F_{\text{а}}}{b h_0} = \frac{77{,}3}{70 \cdot 90} = 0{,}0122.$$

Условие СНиП II-11-77 соблюдается:

$$\xi^{\text{д}} = 0{,}35 < \bar{\xi}^{\text{д}} = 0{,}48.$$

Высота сжатой зоны равна

$$\chi^{\text{д}} = \xi^{\text{д}} h_0 = 0{,}35 \cdot 90 = 31{,}5 \text{ см}.$$

Момент внутренних усилий на опоре равен

$$M_0^{\text{д}} = 180 \cdot 70 \cdot 31{,}5\ (90 - 0{,}5 \cdot 31{,}5) = 2{,}94 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Найдем жесткость ригеля на опоре с учетом величин:

$$\gamma' = \frac{\frac{n}{2V} F_a^{\text{пр}}}{b h_0} = \frac{\frac{7{,}7}{2{,}1} 68}{70 \cdot 90} = 0{,}042;$$

$$Z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_{\text{п}}}{h_0} \gamma' + \xi^{\text{д}^2}}{2 (\gamma' + \xi^{\text{д}})} \right] = 90 \left[1 - \frac{\frac{6}{90} 0{,}042 + 0{,}35^2}{2\ (0{,}042 + 0{,}35)} \right] = 74 \text{ см}^2;$$

$$B_0 = \frac{90 \cdot 74 \cdot 2 \cdot 10^6 \cdot 77{,}3}{1 + \frac{0{,}9 \cdot 0{,}0122 \cdot 7{,}7}{0{,}042 + 0{,}35}} = 0{,}85 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Момент инерции приведенного сечения равен $J = 2{,}47 \cdot 10^7$ см^4, а статический момент относительно растянутой грани:

$$S = 3{,}52 \cdot 10^5 \text{ см}^3;$$

$$F_{\text{п}} = F_6 + n_{\text{пр}} F_a^{\text{пр}} = 9650 + 6{,}79 \cdot 68 = 10\,112 \text{ см}^2;$$

$$y_0 = \frac{S_{\text{п}}}{F_{\text{п}}} = \frac{3{,}52 \cdot 10^5}{1{,}01 \cdot 10^4} = 34{,}8 \text{ см}; \quad W_0 = \frac{J_{\text{п}}}{y_0} = \frac{2{,}47 \cdot 10^7}{34{,}8} =$$

$$= 7{,}09 \cdot 10^5 \text{ см}^3;$$

$$W_{\text{т}} = \gamma W_0 = 1{,}75 \cdot 7{,}09 = 1{,}24 \cdot 10^6 \text{ см}^3.$$

Момент внутренних сил при образовании трещин в растянутой зоне бетона равен:

$$M_{\text{т}}^{\text{д}} = R_{\text{р}}^{\text{д}} W_{\text{т}} = 11{,}04 \cdot 1{,}24 \cdot 10^6 = 13{,}7 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$B_1 = E_0 J_{\text{п}} = 2{,}6 \cdot 10^5 \cdot 2{,}47 \cdot 10^7 = 6{,}4 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2;$$

$$r_1 = \frac{B_1}{M_{\text{т}}^{\text{д}}} = \frac{6{,}4 \cdot 10^{12}}{13{,}7 \cdot 10^6} = 4{,}9 \cdot 10^5 \text{ см}; \quad \rho_0 = \frac{B_0}{M_0^{\text{д}}} = \frac{0{,}86 \cdot 10^{12}}{2{,}94 \cdot 10^7} =$$

$$= 0{,}289 \cdot 10^5 \text{ см}.$$

Жесткость ригеля на опоре равна

$$B_2^{\text{оп}} = 0{,}85 \cdot 10^{12} \frac{1 - \frac{13{,}7 \cdot 10^6}{2{,}94 \cdot 10^7}}{1 - \frac{0{,}289 \cdot 10^5}{4{,}9 \cdot 10^5}} = 0{,}484 \cdot 10^{12} \text{ кгс} \cdot \text{см}^2.$$

Отношение жесткости на опоре и в пролете:

$$\beta_1 = \frac{B_2^{\text{оп}}}{B_2^{\text{пр}}} = \frac{0{,}484 \cdot 10^{12}}{0{,}6 \cdot 10^{12}} = 0{,}8;$$

$$K_2 = \frac{0{,}26 + 0{,}74}{0{,}578 + 0{,}422} = \frac{0{,}26 + 0{,}74 \cdot 0{,}8}{0{,}578 + 0{,}422 \cdot 0{,}8} = 0{,}93;$$

$$K_2^{\text{н}} = 0{,}98 \cdot 0{,}8 = 0{,}745.$$

Моменты от погонной статической нагрузки
на опоре

$$M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 0{,}125 \cdot 0{,}745 \cdot 530^2 = 3{,}65 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

в пролете

$$M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 0{,}125 \left(1 - \frac{0{,}745}{4}\right)^2 142 \cdot 530^2 = 3{,}26 \cdot 10^6 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Моменты внутренних усилий за вычетом статических моментов:
в пролете

$$\overline{M}_0^{\text{оп}} = M_0^{\text{оп}} - M_{\text{ст}}^{\text{оп}} = 2{,}94 \cdot 10^7 - 3{,}65 \cdot 10^6 = 2{,}58 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см};$$

$$\overline{M}_0^{\text{пр}} = M_0^{\text{пр}} - M_{\text{ст}}^{\text{пр}} = 3{,}44 \cdot 10^7 - 3{,}2 \cdot 10^6 = 3{,}12 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Отношение моментов равно

$$\beta_2 = \frac{\overline{M}_0^{\text{оп}}}{\overline{M}_0^{\text{пр}}} = \frac{2{,}58 \cdot 10^7}{3{,}12 \cdot 10^7} = 0{,}82.$$

Момент на опоре от динамической нагрузки

$$M_{\text{р}}^{\text{оп}} = 0{,}125\, l_{\text{пл}}\, l_{\text{р}}^2\, \Delta P\, K_2^{\text{н}} = 0{,}125 \cdot 600 \cdot 530^2 \cdot 1{,}5 \cdot 0{,}745 =$$

$$= 2{,}46 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Коэффициент динамичности по изгибаемому моменту для опоры

$$K_{\text{м}}^{\text{оп}} = \frac{M_0^{\text{оп}}}{M_{\text{р}}^{\text{оп}}} = \frac{2{,}58 \cdot 10^7}{2{,}46 \cdot 10^7} = 1{,}05.$$

При значениях $\beta_1 = 0{,}8$; $\beta_2 = 0{,}88$: $\omega_2^{\text{н}}\, \theta = 116$

$$K_{\text{м}}^{\text{оп}} = 1{,}14.$$

По графику прил. 11 находим $K_{\text{п}}^{\text{оп}} = 3$, $K_{\text{п}}^{\text{пр}} = 3$; по табл. 38 $K_Q^{\text{опш}} = 1{,}25$ и $K_Q^{\text{оп}} = 1{,}75$.

Углы раскрытия равны:
на опоре

$$\psi^{\text{оп}} = \frac{1{,}5 \cdot 600 \cdot 530^3 \cdot 3}{106{,}8 \cdot 0{,}6 \cdot 10^{12}} = 0{,}0062;$$

$$\psi_{\text{п}}^{\text{оп}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}4} = 0{,}0425; \qquad 0{,}0062 < 0{,}5 \cdot 0{,}0425 = 0{,}0212;$$

в пролете

$$\psi^{\text{оп}} = \frac{1{,}5 \cdot 600 \cdot 530^3 \cdot 3}{44 \cdot 0{,}6 \cdot 10^{12}} = 0{,}015;$$

$$\psi_{\text{п}}^{\text{пр}} = 0{,}035 + \frac{0{,}003}{0{,}12} = 0{,}06; \quad 0{,}015 < 0{,}06.$$

Несущая способность ригеля обеспечена, но еще имеется запас прочности, так как величины углов раскрытия в пролете и на опоре меньше допустимых предельных.

Рекомендуется произвести перерасчет конструкции, снизив либо высоту ригеля, либо процент армирования.

Расчет по поперечной силе

Наибольшее значение поперечной силы будет у грани второй опоры и равно

$$Q = [(K_Q^{\text{оп}} \Delta P + P_{\text{св}} + P_{\text{гр}})\ l_{\text{п}} + P_{\text{риг}}]\ \frac{l_{\text{риг}}}{2} =$$

$$= \left[(1{,}25 \cdot 1{,}5 + 0{,}063 + 0{,}144)\ 600 + 14\right] \frac{540}{2} = 3{,}4 \cdot 10^5 \text{ кгс}.$$

Проверяем сечение ригеля по условию:

$$Q \leqslant 0{,}45\, R_{\text{пр}}\, b\, h_0;$$

$$3{,}4 \cdot 10^5 = 0{,}45 \cdot 120 \cdot 70 \cdot 90 \text{ кгс}.$$

Условие удовлетворяется, так как

$$0{,}6\, R_{\text{р}}^{\text{д}}\, b\, h_0 = 0{,}6 \cdot 11{,}04 \cdot 70 \cdot 90 = 0{,}42 \cdot 10^5 < Q = 3{,}4 \cdot 10^5 \text{ кгс}.$$

Необходим расчет прочности наклонного сечения по перерезывающей силе. Принимаем $C_0 = 120$ см.

Расчетная величина поперечной силы равна

$$Q_{\text{р}} = Q - 0{,}8\, P_{\text{макс}}\, b_{\text{п}}\, C_0 - 0{,}5\, q_{\text{ст}}\, b_{\text{п}}\, C_0 =$$

$$= 3{,}4 \cdot 10^5 - 0{,}8 \cdot 1{,}5 \cdot 600 \cdot 100 - 0{,}5 \cdot 138 \cdot 100 = 2{,}61 \cdot 10^5 \text{ кгс}.$$

Величина предельного усилия, воспринимаемого поперечными стержнями;

$$q_x = \frac{Q_{\text{р}}^2}{8\, R_{\text{р}}^{\text{д}}\, b\, h_0} = \frac{6{,}31 \cdot 10^4}{8 \cdot 11{,}4 \cdot 70 \cdot 90} = 1360 \text{ кгс/см}.$$

Уточняем величину:

$$C_0 = \sqrt{\frac{2\, R_{\text{р}}^{\text{д}}\, b\, h_0}{q_x}} = \sqrt{\frac{2{,}11 \cdot 0{,}4 \cdot 70 \cdot 90^2}{1360}} = 96 \text{ см}.$$

Оставляем принятое ранее значение C_0. Расстояние между хомутами должно быть не более

$$U = \frac{1{,}5\, R_{\text{р}}^{\text{д}}\, b\, h_0^2}{Q} = \frac{1{,}5 \cdot 11{,}04 \cdot 70 \cdot 90^2}{3{,}4 \cdot 10^5} = 27{,}6 \text{ см}.$$

Принимаем $U = 25$ см.

Площадь сечения поперечных стержней (арматура класса А-II, $R_{a\,x}^{д} = 3260$ кгс/см²) равна

$$F_x = \frac{q_x U}{R_{a\,x}^{д}} = \frac{1360 \cdot 25}{3260} = 10{,}4 \text{ см}^2.$$

Поперечная арматура устанавливается в сборной части ригеля с выпусками в монолитный слой бетона.

Расчет внутренней колонны

Защитное сооружение расположено в мягких грунтах. Основанием под фундаменты служат суглинки. Плотность суглинков ρ принята равной 170 кгс·с²/м⁴; скорость распространения волны сжатия 350 м/с; бетон марки М300; арматура класса А-II.

По формулам (47) и (48) определяем параметры $\bar{q}_1$ и r:

$$\bar{q}_1 = \frac{a_1 \rho F_ф}{2m} l^{-1}.$$

Определяем ориентировочно площадь фундамента под колонной, принимая нормативное сопротивление грунта основания 2,5 кгс/см², с учетом п. 5.6 СНиП II-11-77:

$$F_ф = \frac{K_д \Delta P l_{пл} l_р + q_{ст} l_{пл} l_р}{[\sigma_{гр}] K_у} =$$

$$= \frac{1{,}2 \cdot 1{,}5 \cdot 600 \cdot 600 + 0{,}21 \cdot 600 \cdot 600}{2{,}55} = 58\,000 \text{ см}^2.$$

Принимаем высоту фундамента 1,5 м, а высоту колонны 2,6 м.

Находим суммарную массу ячейки сооружения размером в плане 6×6 м, с которой собирается нагрузка на колонну:

$$m = m_ф + m_к + m_а; \quad m_п = 84 \text{ кгс}^2/\text{см}^2;$$

$$m_к = \frac{60 \cdot 60 \cdot 260 \cdot 2{,}5 \cdot 10^{-3}}{981} = 2{,}39 \text{ кгс} \cdot \text{с}^2/\text{см}^2;$$

$$m_ф = \frac{240 \cdot 240 \cdot 150 \cdot 2{,}5 \cdot 10^3}{981} = 21{,}1 \text{ кгс} \cdot \text{с}^2/\text{см}^2;$$

$$m = 107{,}5 \text{ кгс} \cdot \text{с}^2/\text{см}^2; \quad \bar{q}_1 = \frac{350 \cdot 10^2 \cdot 170 \cdot 240^2}{2 \cdot 107{,}5 \cdot 10^8} = 16{,}11 \text{ с}^{-1}.$$

Находим коэффициент r по формуле

$$r = \sqrt{\frac{a_1}{\bar{q}_1 D} - 1} = \sqrt{\frac{350 \cdot 10^2}{16{,}11 \cdot 240} - 1} = 2{,}84.$$

По графику рис. 65 при $r = 2{,}84$ и значении

$$\theta \bar{q}_1 = 0{,}8 \cdot 16{,}11 = 13 \text{ находим } K_д^N = 1{,}17.$$

Расчетная величина нормальной силы, действующей на колонну по формуле (49), должна быть $N_р \leqslant N_b$,

где $N_р = N_{экв} + N_{ст}$.

Коэффициент продольного изгиба принимаем равным 1:

$$N_{экв} = l_{пл}\, l_р\, K_д^N = 600 \cdot 600 \cdot 1,17 \cdot 1,5 = 6,3 \cdot 10^5 \text{ кгс};$$

$$N_{ст} = q_{ст}\, l_{пл}\, l_р = 0,21 \cdot 600 \cdot 600 = 0,756 \cdot 10^5 \text{ кгс};$$

$$N_р = 6,3 \cdot 10^5 + 0,756 \cdot 10^5 = 7,05 \cdot 10^5 \text{ кгс}.$$

Определим необходимую площадь сжатой арматуры:

$$F_а = \frac{N_р - R_{пр}^д\, F_б}{R_{ас}^д} = \frac{7,05 \cdot 10^5 - 180 \cdot 3600}{3080} = 24 \text{ см}^2.$$

Расчет фундамента под внутреннюю колонну

Площадь фундамента при центрально приложенной нагрузке на колонну определяется по формуле

$$F_ф = \frac{N_р}{R_ф^д} = \frac{7,05 \cdot 10^5}{12,5} = 5,7 \cdot 10^4 \text{ см}^2.$$

Сторона подошвы квадратного фундамента равна

$$a = \sqrt{5,8 \cdot 10^4} = 240 \text{ см}.$$

Фундамент принимаем двухступенчатой формы. Ширина верхней ступени 150 см.

Определяем ориентировочную высоту фундамента из условия продавливания его колонной.

Марка бетона для фундамента М200:

$$H_ф = \frac{N_р}{4\, b_к\, R_{ср}^д} = \frac{7,05 \cdot 10^5}{4 \cdot 60 \cdot 25} = 120 \text{ см}.$$

Определяем момент в сечении по грани колонны:

$$M = \frac{R_{гр}^д\, a\, (a - b_к)^2}{8} = \frac{12,5 \cdot 240\, (240 - 60)^2}{8} = 1,215 \cdot 10^7 \text{ кгс} \cdot \text{см}.$$

Необходимую площадь растянутой арматуры определим по формуле

$$F_а = \frac{M}{0,9\, h_0\, R_а^д} = \frac{1,215 \cdot 10^7}{0,9 \cdot 115 \cdot 3080} = 38 \text{ см}.$$

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

1. Общие положения 3
Размещение убежищ 15
2. Объемно-планировочные и конструктивные решения . . . 21
Помещения основного назначения 22
Помещения вспомогательного назначения 27
Защищенные входы и выходы 31
Конструктивные решения 42
Гидроизоляция и герметизация 61
3. Нагрузки и воздействия 72
Нагрузки и их сочетания 72
Динамические нагрузки от воздействия ударной волны . 73
Эквивалентные статические нагрузки 95
4. Расчет бетонных и железобетонных конструкций 106
Характеристика предельных состояний 106
Материалы и их расчетные характеристики 114
Расчет железобетонных элементов по прочности 120
Расчет изгибаемых элементов по наклонным сечениям . . 130
Расчет на продавливание 132
Расчет на скалывание 134
Конструирование железобетонных элементов 135
5. Расчет убежищ из каменных и других материалов, оснований и свайных фундаментов 138
Расчет убежищ из каменных и других материалов . . . 138
Расчет оснований и фундаментов 143
Расчет свайных фундаментов 146
6. Расчет противорадиационной защиты 148
7. Способы определения коэффициентов динамичности и исходные данные для расчета элементов покрытия 151
К расчету шарнирно-опертой балки по предельному состоянию 1б 151
К расчету шарнирно-опертой балки по предельному состоянию 1а 154
К расчету по предельному состоянию 1б балки с обоими защемленными концами и элементов рам, концы которых закреплены в жестких узлах 161
К расчету по предельному состоянию 1а балки с обоими защемленными концами и элементов рам, концы которых закреплены в жестких узлах 162
К расчету по предельному состоянию 1б балки с защемленным и шарнирно-опертым концами 164
К расчету по предельному состоянию 1а балки с защемленным и шарнирно-опертым концами 165
К расчету неразрезных балок с крайними шарнирными опорами 168
8. Убежища, размещаемые в зоне возможного затопления . . 172
9. Противопожарные требования 177
Приложение 1. Определение избыточного давления во фронте ударной волны и эффективного времени действия при взрыве углеводородно-воздушных смесей 181

Стр.

Приложение 2. Эквивалентные статические нагрузки от действия инерционных сил на внутренние конструкции и устройства для крепления внутреннего оборудования убежищ . . . 186
Приложение 3. Методика определения количества входов в убежища 190
Приложение 4. Рекомендации по применению защитно-герметических и герметических дверей, ворот и ставней 192
Приложение 5. Определение вертикальных перемещений сооружения относительно грунта 194
Приложение 6. Время нарастания динамической нагрузки внутри помещений с проемностью ограждающих конструкций от 10 до 50% 195
Приложение 7. Коэффициент S для отдельных схем загружения и условий на опорах 197
Приложение 8. Таблицы предельных значений углов раскрытия ($\psi_{пр}$) трещин в шарнире пластичности и значений относительной высоты ($\xi^{д}$) сжатой зоны бетона для изгибаемых элементов 199
Приложение 9. Жесткость железобетонных сечений 199
Приложение 10. Графики для определения коэффициентов динамичности 205
Приложение 11. Частота собственных колебаний конструкций 270
Приложение 12. Коэффициент лобового сопротивления C_x . 271
Приложение 13. Пример расчета основных конструктивных элементов отдельно стоящего заглубленного защитного сооружения 272

СПИСОК ОПЕЧАТОК К «РУКОВОДСТВУ ПО ПРОЕКТИРОВАНИЮ ПРОТИВОРАДИАЦИОННЫХ УКРЫТИЙ»

Страница	Строка	Напечатано	Следует читать
19	10—11-я сверху	При небольшой	При большой
30	7-я сверху	конструкции основания	конструкции, основания
45	15-я снизу	$\frac{\left(1-\frac{K_т\,h}{2\,H}\right)}{\left(1-\frac{\xi\,K_т\,H}{2\,h}\right)}$	$\frac{\left(1-\frac{K_т\,h}{2\,H}\right)}{\left(1+\frac{\xi\,K_т\,H}{2\,h}\right)}$
46	17-я снизу	$\sqrt{h/y_0}$	$\sqrt[3]{h/y_0}$
47	1-я сверху	y_0	y_0^3
49	27—28-я сверху	от волны, будет равна	от волны затекания, равным давлению во фронте ударной волны, будет равна
50	6-я снизу	l_0	e_0
53	5-я снизу	$E_к=0{,}5,\ E_0$	$E_к=0{,}5\cdot E_0$
55	10-я сверху	$\frac{q\,X^2_{макс}}{2}\quad\frac{E_а\,X^3_{макс}}{3\,H^2}$	$\frac{q\,X^2_{макс}}{2}+\frac{E_а\,X^3_{макс}}{3\,H^2}$
55	12-я сверху	$+\frac{2{,}5\cdot 1{,}565^2}{3\cdot 2{,}5^2}$	$+\frac{2{,}5\cdot 1{,}565^3}{3\cdot 2{,}5^2}$
58	19-я сверху	табл. 30	табл. 5 (30)
58	21-я сверху	табл. 29	табл. 4 (29)
70	11-я сверху	на 0,8 м.	на 0,8.
70	15-я сверху	$K_п\,(K'_0\,K_{ст}+1)]\,K_м$	$K_п\,(K_0\,K_{ст}+1)]\,K_м$
71	22-я снизу	18 (37)	18 (37) или 24 (40)
71	1-я снизу	27 м³	27 м²
77	3-я сверху	31 (45)	29 (45)
77	10-я сверху	28 (42), как для одноэтажных зданий	24 (40), как для первых этажей многоэтажных зданий
77	7-я снизу	$\varkappa$	x
77	2-я снизу	табл. 28	табл. 3 (28)
78	4-я сверху	—0,005	—0,0005
84	26-я снизу	воздуха в системе	воздуха (м³/ч) в системе

Поправка

На стр. 48 в формулах подпункта «б» вместо $\frac{2\,l}{h}$ должно быть $\frac{2\,e}{h}$

gost.e-ecolog.ru