

ПОСОБИЯ К СТРОИТЕЛЬНЫМ НОРМАМ И ПРАВИЛАМ
ПОСОБИЕ ПО РАСЧЕТУ И КОНСТРУИРОВАНИЮ СТАЛЬНЫХ
СЕЙСМОСТОЙКИХ КАРКАСОВ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ
(В РАЗВИТИЕ СНиП РК 2.03-04-2001), ЧАСТЬ I

DESIGN AND ESTIMATE MANUAL FOR MULTISTORY BUILDINGS STEEL
EARTHQUAKE RESISTANT FRAMEWORKS. (FOR SNiP 2/03-04-2001
EXPLANATION), PART 1.

Дата введения — 01.08.2003 г.

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. РАЗРАБОТАНЫ: ТОО «Институт Проектстальконструкция» (авторы: кандидат технических наук профессор Максимов Ю. С., кандидат технических наук профессор Остриков Г.М.)
2. ПРЕДСТАВЛЕНЫ: Управлением технического нормирования и новых технологий в строительстве Комитета по делам строительства Министерства индустрии и торговли Республики Казахстан (МИТ РК).
3. ПРИНЯТЫ И ВВЕДЕНЫ Приказом Комитета по делам строительства МИТ РК от 10 июля 2003 г. № 282
- В ДЕЙСТВИЕ: с 1 августа 2003 г.
4. ПОДГОТОВЛЕНЫ: Проектной академией “KAZGOR” в соответствии с требованиями СНиП РК 1.01-01-2001 на русском языке.

СОДЕРЖАНИЕ
Часть I

1	Основные тенденции в проектировании и строительстве сейсмостойких многоэтажных зданий с учетом анализа последствий землетрясений.....	
1.1.	Анализ причин разрушения каркасных зданий при землетрясениях.....	
1.2	Применение стальных конструкций для увеличения сейсмостойкости зданий.....	
1.3.	Использование пространственных схем в каркасах зданий.....	
1.4.	Современные методы сейсмозащиты зданий.....	
2.	Основные принципы конструирования сейсмозащищенных стальных каркасов многоэтажных зданий.....	
2.1.	Конструктивные схемы каркасов.....	
2.2.		
2.3.		
2.4.	Малоцикловая прочность стальных сейсмостойких каркасов.....	
2.5.	Надежность работы стальных каркасов при знакопеременных циклических нагрузках во время землетрясений.....	
3.		
3.1	Схемы рамных каркасов.....	

3.2	Конструктивные формы колонн и ригелей рамных каркасов.....
3.3.	Узловые соединения рамных каркасов.....
3.4.	Энергопоглощающие элементы рамных каркасов.....
3.5.	Особенности расчета стальных рамных каркасов многоэтажных зданий, оснащенных энергопоглощающими элементами.....
3.6.	Пример расчета и конструирования стального рамного каркаса 12-этажного широко каркасного сейсмозащищенного здания.....
	Литература.....

ВВЕДЕНИЕ

Восточные и особенно южные районы территории Республики Казахстан входят в число сейсмоопасных регионов земного шара, в которых с высокой степенью вероятности возможны наиболее разрушительные и катастрофические землетрясения интенсивностью 8, 9 и 10 баллов. На региональном совещании по проблемам уменьшения ущерба от землетрясений в странах Центральной Азии, состоявшемся в период с 22 по 25 октября 1996 года в г. Алматы, было отмечено, что сейсмический риск на территории стран Центральной Азии возрастает, а возможности республик по его уменьшению падают [1]. На этом же совещании отмечено, что анализ сейсмической опасности на территории республик Центральной Азии, выполненный экспертами в области сейсмологии показал высокую вероятность (до 40%) того, что в течение ближайших 20 лет вблизи одной из столиц региона произойдет сильное землетрясение интенсивностью не менее 9 баллов.

В пяти областях Казахстана проблема сейсмического риска всегда была высокой, поскольку в сейсмически опасных районах расположены такие крупные республиканского и областного значения города как Алматы, Тараз, Шымкент, Усть-Каменогорск, Талдыкорган, ряд городов районного значения. Эти города отличаются повышенной плотностью застройки и плотностью населения, в то время как уровень сейсмостойкости возведенных в них зданиях и сооружениях характеризуются высокой сейсмической уязвимостью, т. е. недостаточной сейсмостойкостью, обусловленной следующими факторами:

- существующие жилые дома физически стареют и, как правило, не ремонтируются и не усиливаются;
- строительство ведется в ряде случаев без должного контроля и с нарушением норм;
- меняется в худшую сторону инженерно-геологические условия под влиянием техногенных факторов.

Город Алматы за период менее ста лет дважды, в 1887 и 1911 гг., разрушался сильнейшими землетрясениями и по оценкам экспертов число погибших в случае землетрясения расчетной интенсивности может достигнуть 75 тыс. человек, а число разрушенных и сильно поврежденных домов составит до половины от общего их количества.

Действующий СНиП [2] относит здания и сооружения к сейсмостойким, если они рассчитаны на сейсмические нагрузки принятые по данным нормам для данного района. В то же время международные нормы ISO четко определяют два основных принципа сейсмостойкого проектирования:

- а) При сильном землетрясении, которое может произойти на данной местности, сооружение не должно разрушиться и не должно быть причиной тяжелых человеческих жертв.

б) При умеренном землетрясении, которое ожидается за период эксплуатации сооружения, последнее должно противостоять землетрясению без повреждений, недопустимых с точки зрения эксплуатации сооружения.

В настоящее время при обсуждении проекта норм сейсмостойкого проектирования на Рабочих встречах по разработке норм для стран СНГ предлагается в максимальной степени учитывать требования, принципы и приемлемые рекомендации Международных и Европейских норм [3]. В этой связи учет вышеуказанных двух принципов сейсмостойкого проектирования международных норм ISO при подготовке настоящего пособия необходим, в противном случае пособие после выхода новых норм потребует переработать.

1 ОСНОВНЫЕ ТЕНДЕНЦИИ В ПРОЕКТИРОВАНИИ И СТРОИТЕЛЬСТВЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ МНОГОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С УЧЕТОМ АНАЛИЗА ПОСЛЕДСТВИЙ ЗЕМЛЕТРЯСЕНИЙ

1.1 Анализ причин разрушения каркасных зданий при землетрясениях

Сейсмические воздействия представляют собой наиболее опасный тип динамической нагрузки на сооружения. Сильные землетрясения вызывают существенные повреждения конструкций, а в отдельных случаях приводят к их обрушению. Анализ последствий землетрясений представляет собой значительный прикладной интерес, поскольку дает информацию для проектирования более сейсмостойких конструкций, нахождения экономичных решений, повышения их безопасности, а также для разработки мероприятий по усилению уже поврежденных или неповрежденных, но находящихся в эксплуатации зданий и сооружений.

Анализ последствий ряда сильных землетрясений не подтвердил преимущества в сейсмостойкости малоэтажных зданий, напротив, в многочисленных публикациях отмечено, что многоэтажные здания в большинстве случаев оказывались менее поврежденными в сравнении с малоэтажными зданиями [4, 5, 6, 7, 8]. Более того, как отмечено в [9] почти весь научный мир согласился с тем, что самыми сейсмостойкими сооружениями оказываются небоскребы. Это объясняется тем, что существующая сегодня во всем мире модель сооружения при расчете на сейсмические воздействия – консоль. Высотные здания, как правило, каркасного типа, имеющие во много раз превосходящие размеры по высоте в сравнении с размерами в плане, лучше всего моделируются консолью. Опыт многочисленных землетрясений показал, что наиболее сейсмостойкими все-таки являются каркасные здания. Жесткость и общая масса в каркасных зданиях, как правило, значительно ниже, чем каменных или панельных зданий, что также существенно снижает сейсмические нагрузки. Все перечисленные выше преимущества каркасной схемы позволили рекомендовать ее для широкого применения при строительстве зданий повышенной этажности (9 - 30 этажей) в сейсмических районах [7, 10, 11, 12, 13]. Анализ последствий последних землетрясений свидетельствует о высокой способности железобетонных и стальных конструкций каркасных зданий выдерживать интенсивные сейсмические воздействия и обеспечивать безопасность людей и сохранять материальные ценности. Соблюдение требований норм по сейсмостойкому строительству и качественное выполнение строительно-монтажных работ является гарантией сохранения эксплуатационной способности каркаса и отсутствия в нем сильных повреждений [14]. Вместе с тем в ряде случаев во время землетрясений в каркасных зданиях выявляются слабые стороны несущих и ограждающих конструкций зданий и они иногда получают значительные повреждения или обрушаются. Причин, как правило, несколько, но главными можно считать ниже перечисленные ошибки при проектировании и строительстве, а также несовершенства нормативных документов, обусловленных нерешенностью проблемы прогнозирования землетрясений вообще, и сильных в

частности, особенно краткосрочного прогноза с привязкой его по месту, времени и интенсивности прогнозируемого землетрясения [14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26]:

- строительство на площадках с неблагоприятными в сейсмическом отношении локальными грунтовыми условиями и, в частности, строительство относительно гибких зданий на слабых грунтах;
- неудовлетворительная работа каркаса на кручение вследствие его несимметричного очертания в плане;
- применение в многоэтажных зданиях гибких первых этажей;
- нерегулярное и несимметричное расположение несущих элементов в конструктивных схемах каркасов;
- значительные эксцентриситеты в узлах примыкания ригелей к колоннам;
- недостаточная прочность элементов каркаса при восприятии горизонтальных сейсмических сил;
- потеря местной устойчивости колонн, элементов связей, а также потеря устойчивости стальных несущих элементов вследствие малоциклового усталости и хрупкого разрушения;
- появление трещин в сварных соединениях стальных каркасов;
- недостаточная жесткость каркаса для восприятия поперечных сил и интенсивные остаточные деформации каркасов;
- магнитуда землетрясения, глубина очага от земной поверхности и эпицентральное расстояние от очага землетрясения до больших городов;
- для высоких зданий и для зданий оснащенных системами сейсмоизоляции и т.п. не учитывалась вертикальная компонента при землетрясении;
- во многих случаях интенсивность землетрясений оказывается фактически намного выше, чем предполагаемая расчетная интенсивность, определенная по картам сейсмического районирования.
- соударения с соседними зданиями при недостаточной величине антисейсмических швов;
- из-за наличия в гибких зданиях жестких элементов, являющихся очагами разрушения ввиду передачи на них значительно большей, чем по расчету, нагрузки;
- материал несущих элементов каркасов. Японские специалисты сделали вывод о том, что в железобетонных каркасах необходимо применять жесткую арматуру в целях увеличения способности каркаса к восприятию поперечных сил и развития в несущих элементах железобетонного каркаса пластических деформаций;
- возраст зданий, поскольку с годами ухудшается фактическое состояние зданий, особенно в районах с высокой сейсмической активностью, проявляющейся в виде частых, но слабых землетрясений, от которых накапливаются микроповреждения в несущих конструкциях;
- эффективный контроль качества строительных работ;
- формальный характер экспертизы проектов, их согласование и выдача разрешений на начало строительства.

Землетрясения последних лет, имевшие место в районе г. Кобе (1995 г.), в Турции и на Тайване (1999 г.) дали большой объем новой информации о поведении конструкций при интенсивных сейсмических воздействиях, которая стала неожиданностью для большинства специалистов, занимающихся проектированием и научными исследованиями в области сейсмостойкого строительства. Так на основе этой информации в [27,28] описан наиболее распространенный механизм обрушения каркасного здания во время сильного землетрясения, согласно которому существенно повреждаются один или несколько нижних этажей здания, после чего происходит общая потеря устойчивости конструкций. Повреждения верхних этажей, как правило, незначительны, поэтому все деформации и рассеяние энергии будут иметь место в пределах нижних этажей.

Принимается, что при таком подходе к поведению здания во время землетрясения, здание может моделироваться в виде набора жестких блоков, которые соединены деформируемыми зонами, работающими не только на сдвиг, но и учитывающими повороты каждого этажа. Во многих случаях конструкции первых этажей имеют конструктивные отличия от остальных этажей, например, другая высота этажа или отличное в количественном и качественном отношении стеновое ограждение. Это приводит к большим амплитудам колебаний несущих колонн на уровне между первым и вторым этажами, потере их устойчивости, при этом нарастают углы крена здания, что в свою очередь может вызвать его опрокидывание при неупругой стадии работы несущих конструкций.

Другими распространенными моделями зданий и сооружений являются стержневые системы с сосредоточенными массами. Обследование повреждений зданий, возникших во время интенсивных сейсмических воздействий, указывает на различные механизмы перехода несущих элементов в предельное состояние [29]:

- образование пластических шарниров в верхних и нижних сечениях колонн одного или нескольких этажей в случаях, когда прочность и жесткость междуэтажных перекрытий значительно больше жесткости стоек;
- образование пластических шарниров в узлах крепления ригелей к стойкам; обрушение перекрытий при практически неповрежденных стойках;
- образование пластических шарниров в основании здания и в узлах ригелей и стоек.

1.2 Применение стальных конструкций для увеличения сейсмостойкости зданий

Анализ последствий многочисленных землетрясений подтверждает более высокую сейсмостойкость многоэтажных зданий со стальными каркасами традиционных конструктивных форм [30]. Весь мировой опыт строительства в сейсмических районах многоэтажных и высотных зданий различного назначения показывает, что в большинстве случаев (около 80%) применяют стальные каркасы [31]. Причиной этого, безусловно, являются:

- высокие прочностные и пластические характеристики стали;
- реальная возможность вовлечь максимальный объем металла в работу за пределом упругости без ущерба прочности и устойчивости основных несущих элементов;
- возможность изготовления каркасов любой конструктивной формы, что в свою очередь позволяет изменять динамические характеристики здания и регулировать сейсмическую нагрузку на него [32].

Выполненные в институте Проектстальконструкция (г. Алматы) научно-исследовательские и проектные работы позволили сформулировать новые прогрессивные принципы конструирования стальных каркасов повышенной сейсмостойкости. В основу этих принципов положены высокие энергопоглощающие способности малоуглеродистых и низколегированных строительных сталей при их работе за пределом упругости.

На рис. 1-1 приведены диаграммы деформирования образцов малоуглеродистой (а) и низколегированной (б) сталей при испытании их на растяжение статической нагрузкой. Из этих диаграмм видно, что общая энергия, затраченная на разрушение образца в упруго-пластической стадии в 200 - 500 раз больше, чем при упругом деформировании. Более того, если при упругом деформировании стали происходит аккумуляция конструкцией внешней энергии, то при работе материала за пределом упругости внешняя энергия им поглощается за счет нагрева при пластическом деформировании с последующим рассеиванием в окружающей среде.

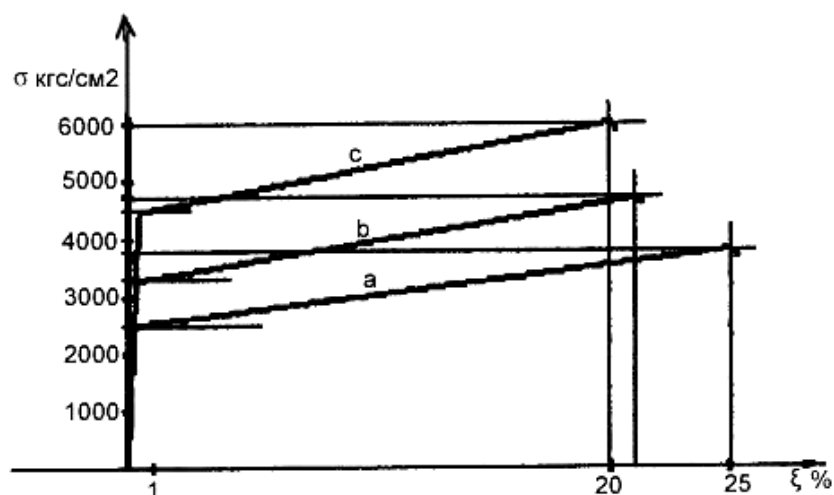


Рисунок 1-1 - Диаграммы деформирования образцов малоуглеродистой (а) и низколегированных (b,c) сталей при испытании статической нагрузкой

При знакопеременном циклическом нагружении величина поглощенной внешней энергии за один цикл зависит от уровня пластического деформирования материала, предела текучести стали и ее объема, вовлеченного в работу за пределом упругости. Суммарная поглощенная стальным образцом энергия при знакопеременном упругопластическом деформировании увеличивается при снижении уровня пластических деформаций за время одного полуцикла за счет увеличения долговечности работы образца за пределом упругости, которая определяется количеством циклов знакопеременного нагружения образца до появления в нем первой трещины. Таким образом, варьируя величиной уровня пластических деформаций за время одного полуцикла можно запроектировать стальной каркас с гарантированной сейсмостойкостью на возможные землетрясения расчетной интенсивностью, способный выдерживать к тому же полутора-двукратные пиковые перегрузки, неизбежно возникающие во время землетрясений.

Проведенные технико-экономические исследования в СССР по рациональности применения стали при возведении каркасных зданий повышенной этажности с плоской конструктивной схемой показали, что несмотря на повышенный расход металла в сравнении с железобетонными каркасами, их стоимость оказывается ниже, причем с увеличением высоты здания применение металла становится еще более эффективным [11,33]. Использование для каркасов многоэтажных зданий сталей повышенной прочности в сочетании с пространственными схемами делают такие стальные каркасы конкурентно-способными с железобетонными каркасами и по расходу металла [34, 35].

1.3 Использование пространственных схем в каркасах зданий

Совершенствование традиционных и разработка новых систем каркасов проводится на основе анализа экспериментальных данных, последствий землетрясений и других факторов.

К перспективным решениям стальных каркасов многоэтажных зданий относятся каркасы, представляющие пространственные системы с несущим рамным каркасом как в сочетании с ядрами жесткости и диафрагмами, так и без них, причем последние могут выполняться в виде решетчатой конструкции из стали или сплошной из железобетона. Все эти схемы обеспечивают гибкую внутреннюю планировку помещений, достаточно надежны и позволяют значительно снизить расход стали в сравнении с плоскими каркасами. Примером таких конструктивных форм каркасов многоэтажных зданий служат серия зданий высотой 36 - 52 этажа, построенных в Японии [37,38,39]. В этих зданиях горизонтальные сейсмические нагрузки и часть вертикальной нагрузки воспринимаются

внутренними ядрами, а наружный каркас работает только на вертикальную нагрузку - так называемая каркасно-ствольная схема. В Казахстане в г. Алматы примером такой схемы может служить девятиэтажный металлический каркас здания производственного здания на углу улиц Пушкина и Раимбека [35]. Удельный расход стали на 26% меньше, чем на здание с плоским рамным каркасом.

В случае вовлечения наружного каркаса в работу на горизонтальные нагрузки образуется пространственная система коробчато-ствольной конструкции, так называемая «tube in tube», обладающая значительной горизонтальной жесткостью, позволяющая возводить экономичные здания при их высотах более 20 - 25 этажей. Данная схема также получила широкое распространение в зарубежной практике сейсмостойкого строительства [40].

Одной из конструктивных форм каркасов с замкнутыми наружными коробками является коробчатая схема, которая благодаря пространственной работе элементов воспринимает горизонтальные сейсмические, ветровые и часть вертикальных нагрузок. Сосредоточение основной массы несущих конструкций по контуру здания повышает жесткость каркаса, тем самым уменьшается его деформативность и одновременно улучшается работа на кручение каркаса в целом. Благодаря пространственной работе элементов снижается масса металла и обеспечивается гибкая планировка помещений. Указанные достоинства позволяют характеризовать схему как одну из рациональных в сейсмостойком строительстве. Примерами зданий с коробчатой схемой служат административные здания высотой 22 - 36 этажей, построенные в Венесуэле, Японии, США [37,41,42,43]. В Казахстане примером данной схемы является каркас многоэтажного здания АТС на 20 тыс. номеров в г. Алматы [44]. Экономия стали по сравнению с плоским рамным каркасом достигает 35-40%.

Исследованиями, проведенными в различных странах, установлена высокая сейсмостойкость зданий с принципиально новой архитектурной и конструктивной формой - с подвешенными этажами, которая к тому же дает определенные преимущества и в планировочном решении помещений и при монтаже. Здания с подвешенными этажами имеют один или несколько жестких стволов, которые воспринимают все вертикальные и горизонтальные нагрузки. Особенно эффективна данная конструктивная форма в случаях подвески конструкций междуэтажных перекрытий на предварительно напряженных вантах или лентах [32]. Каркас имеет повышенную сейсмостойкость, благодаря большому периоду колебаний в сравнении с традиционными конструкциями [37], однако недостаточная изученность работы этих каркасов при сейсмических воздействиях не позволяет рекомендовать их к широкому применению в практике сейсмостойкого строительства и поэтому в настоящем пособии эти конструкции не рассматриваются.

1.4 Современные методы сейсмозащиты зданий

В настоящее время можно уверенно констатировать: в мире существуют две концепции в обеспечении сейсмостойкости построенных зданий при их проектировании. В начале 20-го века здания и сооружения проектировали и строили, опираясь на принцип, принятый в проектировании японскими учеными, в основу которого принято положение, что наиболее сейсмостойкими являются жесткие сооружения. Анализ последствий многочисленных землетрясений показал, что не всегда жесткие сооружения оказываются более сейсмостойкими. Более того, во время некоторых землетрясений, например, в Чили при землетрясении 21 мая 1960 года выявлено, что как раз более жесткие здания и сооружения получили наибольшие разрушения, тогда как более гибкие оказались практически не поврежденными. Исходя из анализа последствий подобных землетрясений в середине прошлого столетия практически в одно время в СССР и в США была предложена другая концепция в проектировании сейсмостойких сооружений, суть которой заключается в следующем, чем меньше жесткость сооружения, тем меньше величина сейсмических нагрузок, действующих на него. Исходя из этой концепции,

начался период массового проектирования гибких каркасных зданий. Стремление в максимальной степени снизить жесткость здания или сооружения привело к созданию новых конструктивных форм зданий, в том числе зданий с первыми гибкими этажами, с разрезанными в углах стенами и т. д. [45]. В то же время, например, при Карпатском землетрясении в Бухаресте (1977 год) наибольшие повреждения получили именно здания с первыми гибкими этажами. Эти различия в проявлении последствий землетрясений объясняются несколькими причинами, среди которых ниже перечисленные причины являются наиболее первостепенными:

- спектральные характеристики движения грунта;
- удаленность сооружения от возможного очага землетрясения;
- динамические характеристики возводимого здания или сооружения.

При известных доминантных частотах сейсмических колебаний грунта и других его спектральных характеристик задача обеспечения сейсмостойкости здания или сооружения в некоторой степени упрощается путем назначения параметров конструкций таким образом, чтобы частоты ее собственных колебаний значительно отличались от преобладающей частоты сейсмических колебаний грунта, что дает возможность снизить сейсмические нагрузки на проектируемое здание или сооружение.

Однако при проектировании зданий и сооружений для сейсмически опасных районов чаще всего возникают более сложные и неопределенные ситуации, при которых задачу оптимального проектирования здания приходится решать не располагая полной информацией о характеристиках возможных воздействий. Более того, как показывает анализ происшедших землетрясений, эти воздействия могут отличаться спектральными и другими динамическими характеристиками. В этих условиях проектирование здания с постоянными динамическими характеристиками не решает задачи гарантированного обеспечения его сейсмостойкости при действии расчетных сейсмических нагрузок. Достичь оптимального решения с заранее заданным уровнем снижения сейсмических нагрузок в подобных случаях можно только при условии использования таких мероприятий, с помощью которых может быть достигнуто изменение динамических характеристик здания при действии сейсмических нагрузок.

В отличие от мероприятий по сейсмозащите зданий и сооружений путем повышения их несущей способности, меры сейсмозащиты, связанные со значительным снижением сейсмических нагрузок, возникающих во время землетрясений, называют мерами активной сейсмозащиты [46]. В [47] приведена классификация систем активной сейсмозащиты зданий, которая включает четыре основных группы:

- системы, реализующие принципы сейсмоизоляции, к которым относятся сооружения с гибкой нижней частью несущей конструкции здания, сооружения на кинематических опорах, сооружения с подвесными опорами и сооружения со скользящими опорами;
- адаптивные системы, включающие сооружения с выключающимися или включающимися связями;
- системы с повышенным демпфированием, включающие, сооружения с вязкими демпферами, с демпферами сухого трения, с элементами повышенной пластической деформации;
- системы с гасителями колебаний, включающие сооружения с ударными гасителями и с динамическими гасителями.

Данная классификация в некоторой степени условна, поскольку в практике проектирования возможны и комбинированные системы, включающие две или три выше указанные системы, что позволяет более полно использовать положительные свойства каждой отдельной системы и уменьшить возможное влияние их отрицательных свойств. Каждая из этих систем имеет определенную оптимальную область применения в зависимости от характеристик возможных землетрясений, конструктивной формы и материала здания и его этажности. Как указано в [47] применение вышеуказанных

методов сейсмозащиты позволяет снизить сейсмическую реакцию сооружения в два-три раза, что позволяет проектировать их с расчетной сейсмичностью на балл ниже.

Для металлических каркасов многоэтажных зданий наиболее простым и эффективным способом активной сейсмозащиты является сейсмозащита с использованием элементов повышенной пластической деформации. В качестве таких энергопоглощающих элементов в практике сейсмостойкого строительства многоэтажных зданий со стальным каркасом используются:

- отдельные основные несущие элементы каркаса;
- специально устанавливаемые в определенных зонах дополнительные элементы - энергопоглощатели;
- узлы сопряжения элементов каркаса.

Во всех этих энергопоглощающих элементах допускается развитие пластических деформаций заранее заданного уровня, что исключает их разрушение. При землетрясениях указанные элементы, работая в условиях знакопеременного циклического нагружения в упругопластической стадии, будут поглощать большую часть вновь поступающей в каждом цикле энергии сейсмических воздействий. Это исключает возможность резонансных явлений, характерных для упругих систем, а также разрушения от пиковых перегрузок элементов каркаса во время землетрясения. Энергия сейсмических воздействий благодаря работе металла в пластической стадии преобразуется в тепло, которое рассеивается в окружающую среду.

Применение энергопоглощателей в качестве конструктивных элементов для повышения способности строительных конструкций к поглощению энергии сейсмических воздействий как в качестве самостоятельного способа сейсмозащиты, так и в сочетании с другими системами сейсмозащиты достаточно широко используется в Новой Зеландии, США, Канаде, Китае и в некоторых других странах, например, в Японии построено здание высотой 104 м и общей площадью 67000 м², расположенное вблизи зоны геологического разлома [48]. Основная несущая конструкция выполнена в стальном каркасе с энергопоглощающими связями. Стальной каркас работает в упругой стадии, а диагональные связи, в которые установлены сотни энергопоглощающих элементов - в упруго-пластической стадии. Американские инженеры в большинстве случаев предпочитают предусматривать развитие пластических деформаций в главных несущих конструкциях, в основном в ригелях в рамных каркасах и в соединительных балках с несимметричными связями в связевых каркасах. В СССР, главным образом в Казахстане в 1980 - 1990 годах разработаны, экспериментально исследованы и внедрены в практику сейсмостойкого строительства рамных каркасов эффективные конструктивные формы двутавровых ригелей с повышенной энергопоглощающей способностью и циклической долговечностью при работе стали в упруго-пластической стадии. Для повышения сейсмостойкости связевых и рамно-связевых каркасов также были разработаны, экспериментально исследованы и внедрены в практику сейсмостойкого строительства энергопоглощатели различного типа, в которых материал работает за пределами упругости на растяжение-сжатие, сдвиг и изгиб. При этом наибольшее количество энергии поглощается за один цикл при работе материала на растяжение - сжатие и сдвиг [48].

Конструктивные формы эффективных энергопоглощателей и элементов каркасов зданий, работающих в пластической стадии защищены патентами, прошедших экспериментальную проверку и примененных в практике сейсмостойкого строительства Казахстана изложены в главе 6 второй части пособия.

Работа основных несущих элементов каркаса здания в качестве энергопоглощающих элементов не требует никаких дополнительных затрат, а специальные элементы - энергопоглощатели незначительно увеличивают стоимость конструкций. Если же учесть, что применение энергопоглощателей в стальных каркасах многоэтажных зданий позволяет снизить сейсмические нагрузки за счет чего, соответственно, уменьшить металлоемкость конструкций, то практически увеличения стоимости металлоконструкций не будет.

Выводы:

На основании анализа последствий сильных землетрясений, обзора научных исследований и проектных разработок, а также опыта исследования, экспериментальных испытаний и практики проектирования стальных каркасов многоэтажных зданий повышенной сейсмостойкости в институте Проектстальконструкция (г. Алматы) следует отметить, что высокая сейсмостойкость таких каркасов определяется, прежде всего, следующими основными критериями:

- эффективной конструктивной схемой каркаса и высокой достоверностью его расчета на сейсмические нагрузки;
- способностью работы основных несущих элементов и узлов каркаса в упругопластической стадии без разрушений на знакопеременные циклические нагрузки во время землетрясения, в том числе при пиковых перегрузках;
- высокой малоцикловой прочностью, энергопоглощающей способностью и долговечностью работы стальных конструкций при сейсмических воздействиях, что определяется, прежде всего, качеством стали элементов и узлов, работающих в упругопластической стадии и их конструктивной формой;
- невозможностью накапливания односторонних деформаций каркаса при колебаниях во время землетрясения, что обуславливается наличием упруго работающего ядра;
- обязательной активной сейсмозащитой каркаса здания от возможных перегрузок во время землетрясений за счет создания зон свободного пластического деформирования материала основных несущих элементов конструкций каркаса и специальных энергопоглощающих элементов;
- простотой и невысокой стоимостью восстановления энергопоглощающих элементов каркаса, получивших повреждения при землетрясениях;
- эффективной огнезащитой металлического каркаса здания, исключающей нагрев металла выше 150°C.

2 Основные принципы конструирования сейсмозащищенных стальных каркасов многоэтажных зданий

При проектировании сейсмозащищенных стальных каркасов многоэтажных зданий следует руководствоваться следующими основными принципами конструирования:

- конструктивные схемы каркасов, как правило, должны иметь симметричную форму и обеспечивать возникновение минимальных горизонтальных сейсмических нагрузок при землетрясениях, для чего необходимо применение легких ограждающих конструкций и конструкций перекрытий;
- развитие пластических деформаций допускается в элементах, работающих на изгиб или сдвиг;
- для элементов каркаса, работающих в упругопластической стадии, должны применяться пластичные малоуглеродистые и низколегированные стали;
- элементы каркаса, в которых предусматривается развитие пластических деформаций при землетрясениях, должны иметь конструктивные формы, отличающиеся низким уровнем концентрации напряжений;
- области пластических деформаций должны быть вынесены из зон сварных и болтовых соединений;
- сжатые элементы каркаса должны быть защищены от возможных перегрузок во время землетрясений с помощью энергопоглощающих элементов;
- в вертикальных связях по колоннам должны быть установлены энергопоглощители;
- конструкции каркасов должны иметь высокую ремонтпригодность.

2.1 Конструктивные схемы каркасов

Для зданий небольшой высоты (10-20 этажей) рекомендуются рамные, связевые и рамно-связевые каркасы, некоторые схемы которых приведены на рис. 2.1; 2.2.

Предпочтение следует отдавать широко корпусным зданиям с регулярной сеткой колонн и симметричной жесткостью относительно поперечной и продольной осей каркаса.

В зданиях высотой 5-8 этажей (рис. 2.1 а) для снижения изгибной жесткости конструкций с целью уменьшения горизонтальных сейсмических нагрузок рекомендуется выполнять каркасы с рамными ядрами жесткости, имеющими одинаковые жесткостные характеристики в поперечном и продольном направлениях. Упругое ядро каркаса здания создается за счет шарнирных соединений крайних ригелей с колоннами.

При более высоких зданиях до 12 этажей рекомендуется устанавливать жесткие траверсы в виде ферм высотой, равной высоте этажа в одном или двух уровнях по высоте здания (рис. 2.1в).

Здания высотой более 12 этажей (рис.2.1 с, d) следует проектировать с каркасами чисто рамной схемы в обоих направлениях, при этом в относительно низких каркасах верхние этажи в отдельных случаях целесообразно выполнять с меньшей изгибной жесткостью (рис. 2.1 с).

Рамные схемы стальных каркасов многоэтажных зданий имеют большое количество вариантов, оптимальный выбор которых для конкретного здания зависит от опыта проектирования сейсмозащищенных каркасов и квалификации конструктора. Разбивка стального рамного каркаса на отправочные элементы зависит от целого ряда причин и может быть традиционной поэлементной с колоннами длиной до 12 м или отправочные элементы изготавливаются на заводе в виде одноэтажных поперечных рам габаритных размеров, а продольные ригели отправляются на стройплощадку поэлементно. В первом случае все узловые соединения выполняются на монтаже, что несколько снижает их качество по сравнению с заводскими. Во втором - повышается качество узловых рамных соединений и, следовательно, надежность работы конструкций во время землетрясений, но появляются дополнительные стыки колонн, и увеличивается общий объем сварочных работ. Что лучше - решают совместно изготовители и монтажники.

Связевые и рамно-связевые металлические каркасы многоэтажных зданий (рис. 2.2) оснащенные энергопоглотителями различных конструкций отличаются от рамных более высокой жесткостью, меньшей металлоемкостью и стоимостью, простотой ремонта после землетрясений. Однако они имеют существенный недостаток, вызванный установкой связей по колоннам, из-за чего усложняются архитектурно-планировочные решения. В отдельных случаях использование связевых каркасов вообще невозможно по этим соображениям.

Установка в связях по колоннам энергопоглощающих элементов обеспечивает высокую сейсмостойкость здания, защищая элементы каркаса от пиковых перегрузок и резонансных явлений. Особенно эффективны рамно-связевые каркасы, в которых роль упругого ядра здания выполняют рамы, а энергопоглотители различных конструкций предохраняют каркас от разрушений при перегрузках, поглощая энергию сейсмических воздействий за счет пластической работы стали. Конструктивные формы и методики расчета энергопоглотителей приводятся в главе 6 второй части пособия.

В зданиях небольшой высоты для снижения жесткости каркаса и, соответственно, сейсмических нагрузок рекомендуется устанавливать связи в одном шаге колонн (рис. 2.2 а).

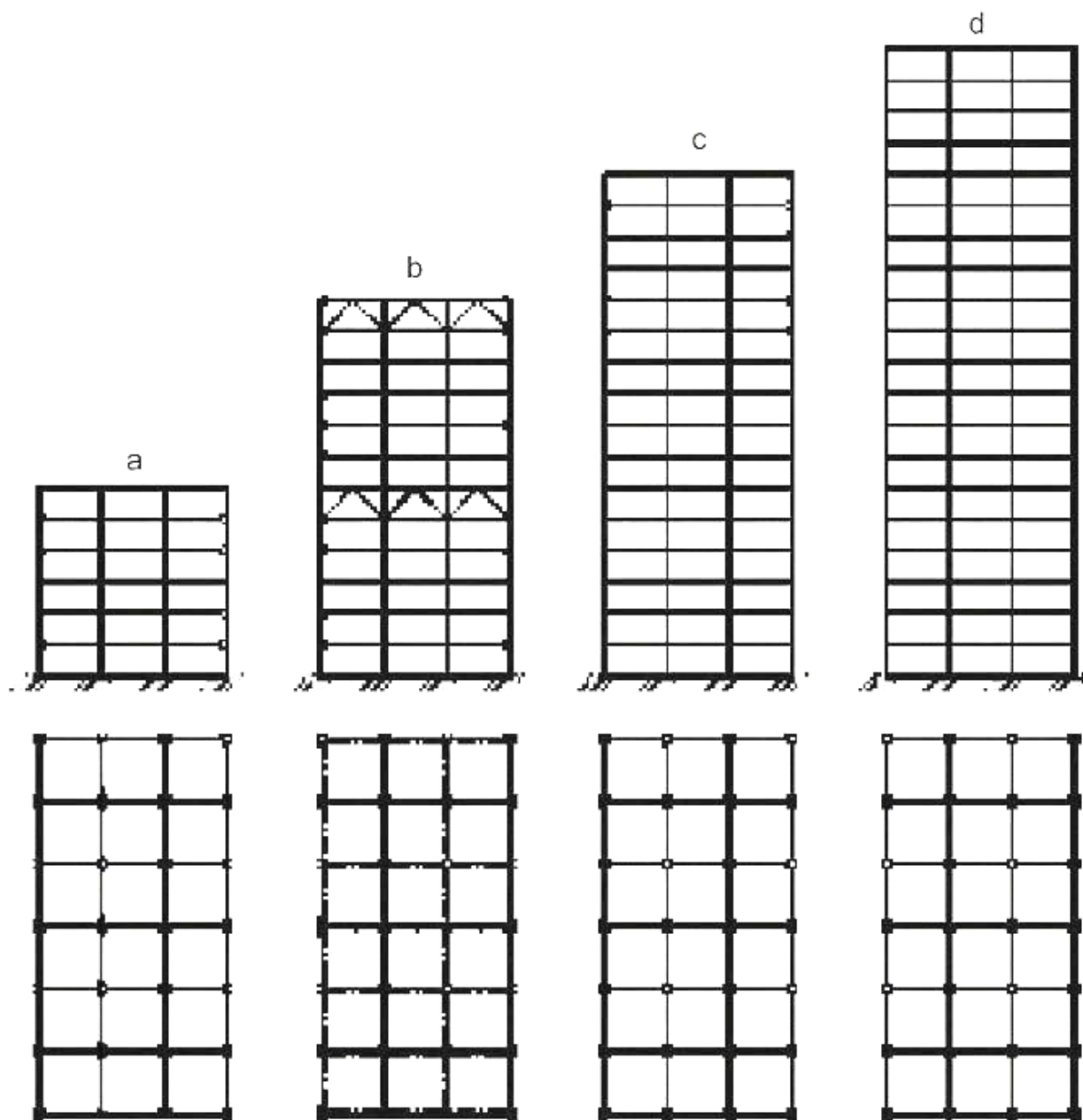
В более высоких зданиях появляется необходимость увеличения жесткости каркаса, в этом случае следует переходить к более развитым связям по колоннам (рис. 2.2 в, с), в том числе к крупноразмерным (рис. 2.2 d).

Для зданий большей высоты (более 25-30 этажей) рекомендуются металлические пространственные каркасы с расположением основных несущих конструкций, воспринимающих горизонтальные сейсмические нагрузки по периметру здания или лифтовой шахты. Для обеспечения высокой сейсмостойкости эти конструкции каркаса оснащаются энергопоглощающими элементами (ЭП), способными поглотить всю поступающую энергию сейсмических воздействий при землетрясении. Внутренние

колонны каркаса работают, как правило, только на сжатие, воспринимая большую часть вертикальных нагрузок. На рис. 2.3 приведены схемы пространственных каркасов: «а» - каркасно-ствольная для зданий небольшой этажности и «в, с, d» - коробчатые для высотных зданий.

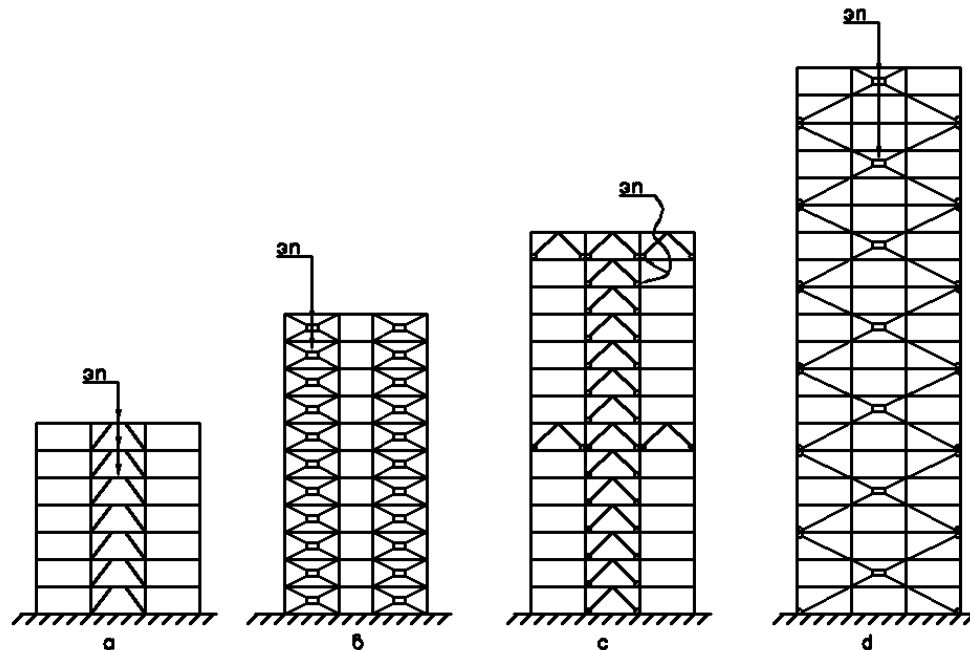
Пространственная оболочка здания может быть выполнена в рамном варианте (рис. 2.3 а,в) или связевом (рис. 2.3 с, d). При рамном варианте оболочки каркаса эффективность ее работы увеличивается с уменьшением шага колонн. Идеальной в этом отношении является перфорированная стальная оболочка с отверстиями для окон.

В связевом варианте оболочки рекомендуется проектировать с крупноразмерными связями крестового типа, а колонны и ригели двутаврового сечения (рис 2.3 с). Эффективны стержневые оболочки с перекрестным расположением элементов, выполняющих одновременно роль колонн и связей (рис. 2.3 d). При таком конструктивном решении роль энергопоглощающих элементов выполняют узловые элементы.



а- здание небольшой высоты с рамными ядрами жесткости б- здание с рамными ядрами жесткости и траверсами в двух уровнях с- здание с чисто рамными нижними этажами, а верхние имеют ядра жесткости рамного типа d- здание с чисто рамными схемами каркаса в обоих направлениях

Рисунок 2.1 - Схемы рамных каркасов



а, б – рамно-связевые каркасы с энергопоглотителями (ЭП) для зданий 6-12 этажей;
с – рамно-связевой каркас с ядрами жесткости для зданий высотой до 20 этажей;
d – рамно-связевой каркас для зданий высотой более 15 этажей

Рисунок 2.2 - Связевые и рамно-связевые каркасы

2.2 Материал металлических каркасов

Для элементов сейсмозащищенных металлических каркасов многоэтажных зданий, работающих за пределами упругости, должен применяться прокат, изготовленный из пластичных малоуглеродистых или низколегированных сталей, по ГОСТ 27772-88* с относительным удлинением δ_5 не ниже 20 % и ударной вязкостью при $t = -20^\circ\text{C}$ не менее 3 кгс·м/см². Рекомендуемые стали: С255, С345, С440. При этом углеродный эквивалент для стали С440 должен быть не более 0,51%. Применение других сталей для этих элементов должно быть согласовано со специализированной научно-исследовательской или проектной организацией.

Для основных несущих элементов каркаса, работающих в упругой стадии, материал конструкций назначается по СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования», но не ниже С245.

2.3 Сейсмозащита каркасных зданий с помощью стальных энергопоглощающих элементов

При землетрясении металлический каркас здания получает определенное количество энергии сейсмических воздействий, при этом при упругой его работе почти вся энергия аккумулируется каркасом из-за малого коэффициента поглощения стальных элементов. Это приводит к резкому увеличению амплитуд колебаний здания, особенно при совпадении частоты колебаний основания и собственной частоты колебаний каркаса. В связи с этим увеличиваются усилия в элементах каркаса и может произойти обрушение конструкций. Особенно опасны пиковые перегрузки иногда превышающие расчетные

сейсмические нагрузки в 2-3 раза. Сейсмозащита несущих металлических конструкций здания от резонансных и пиковых перегрузок является необходимым условием обеспечения его сейсмостойкости. Наиболее просто это выполнить с помощью специальных стальных энергопоглощающих элементов, устанавливаемых в каркасе здания, являющихся предохранителями несущих элементов от разрушений при превышении фактических сейсмических нагрузок принятых при расчете по действующим строительным нормам и правилам.

Разработанные типы энергопоглотителей позволяют поглотить всю поступающую к зданию энергию сейсмических воздействий за счет пластической работы стали при знакопеременном циклическом нагружении, благодаря чему исключить перегрузки элементов несущих конструкций и обеспечить надежную их работу во время землетрясения.

Каркас здания оснащенный энергопоглощающими элементами способен выдержать без разрушений не менее двух землетрясений расчетной интенсивности.

Энергопоглощающими элементами могут быть как отдельные элементы стального каркаса здания (ригели, стенки рамных узлов, базы колонн), так и специальные стальные энергопоглотители. По характеру работы за пределом упругости стали энергопоглотители можно разделить на две группы: сжато-растянутые и сдвиговые. В первых из них материал работает за пределом упругости на растяжение и сжатие при знакопеременном нагружении, во-вторых - на сдвиг. При одинаковом уровне пластических деформаций стальные энергопоглотители сдвигового типа поглощают на 15% меньше энергии на единицу объема, материала, работающего за пределом упругости, чем сжато-растянутые. Однако сдвиговые энергопоглотители имеют простую конструктивную форму и дешевле при изготовлении. На рис. 2.4 приведены схемы некоторых наиболее часто применяемых в практике сейсмостойкого строительства энергопоглотителей обоих типов. Подробно конструкции энергопоглотителей и расчет даны в главе 6 второй части пособия.

2.4 Малоцикловая прочность стальных сейсмостойких каркасов

При проектировании обычных строительных металлоконструкций инженеру не приходится сталкиваться с расчетом элементов в упругопластической стадии на знакопеременные циклические нагрузки. В сейсмозащищенных каркасах многоэтажных зданий стальные энергопоглощающие элементы работают за пределом упругости при высоких уровнях пластического деформирования материала при землетрясении. В таком случае требуется оценка малоциклового прочностных этих элементов. Выполненные экспериментальные исследования стальных энергопоглотителей различного типа показали, что для оценки их малоциклового прочностных необходимо использовать деформационные критерии прочностных при жестком знакопеременном циклическом нагружении. Наиболее приемлемым является уравнение Мэнсона-Коффина [49], позволяющее теоретически оценить долговечность работы энергопоглотителя в зависимости от уровня пластического деформирования в процессе знакопеременного нагружения при землетрясении. Это уравнение для стального элемента энергопоглотителя, работающего за пределом упругости, может быть записано в таком виде:

$$N^m e^{\zeta_T} = C, \quad (2.1)$$

где: N - число циклов жесткого нагружения до появления первой трещины;
 e - уровень пластических деформаций;

$\zeta_T = \frac{\sigma_T}{E}$ - предельная упругая относительная деформация стали;

σ_T, E - предел текучести и модуль упругости стали;

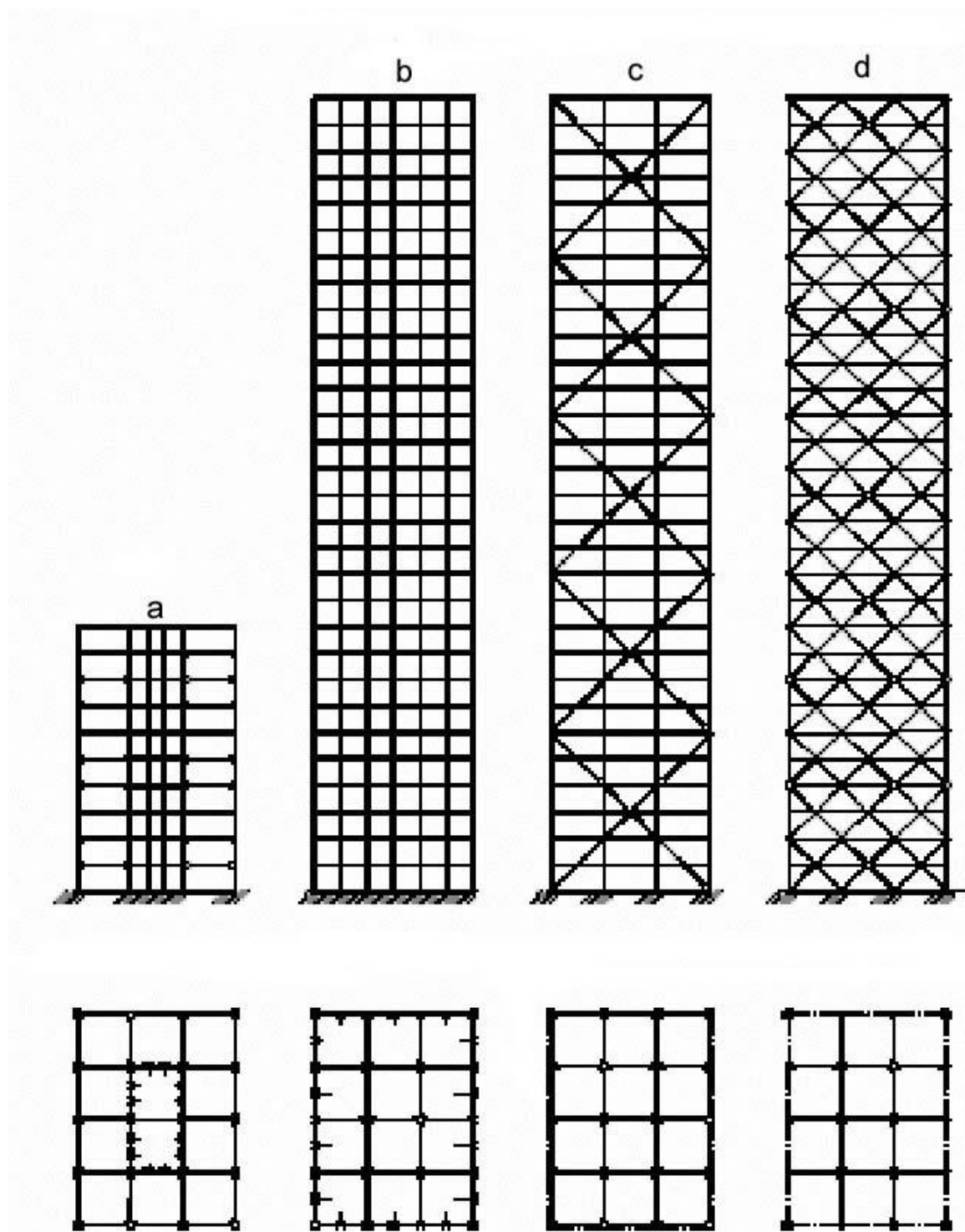
$m = 0,5$ - для малоуглеродистых и низколегированных сталей;

$$C = 0,5\lambda n \frac{1}{1 - \psi_{\kappa}};$$

ψ_{κ} – относительное сужение образца стали в момент разрушения при статическом нагружении.

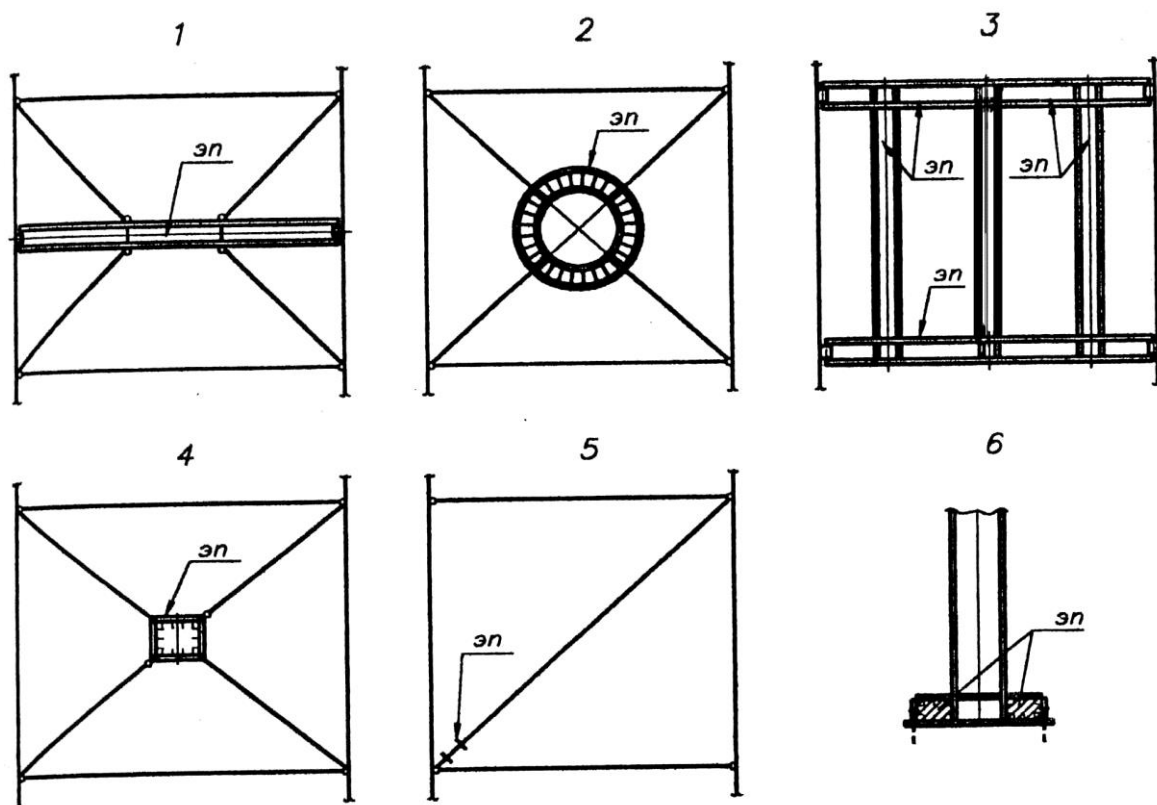
Если принять, что продолжительность землетрясения составляет не более 30с., то количество циклов, которые должны выдерживать энергопоглотители за два землетрясения расчетной

интенсивности должно быть не менее $N_2 = \frac{2 \cdot 30}{T_1}$, где T_1 - период первого тона собственных колебаний каркаса здания.



а – каркасно-ствольный; б – коробчатый рамного типа;
 с – коробчатый с крупноразмерными связями; д – коробчатый с оболочкой
 из перекрестных стержней.

Рисунок 2.3 - Пространственные каркасы



сжато-растянутые: 1 – балочный; 2 – кольцевой; 3 – рамный.

сдвиговые: 4, 5 – в связях; 6 – в базе колонны.

Рисунок 2.4 - Схемы установки энергопоглотителей

При $\psi_k = 0,535$ для малоуглеродистой стали соответственно, уравнение (2.1) запишется в виде:

$$C = 0,5\lambda n \frac{1}{1 - 0,535} = 0,383 \quad \text{и,}$$

$$N^{0,5} e_{\zeta_T}^{\zeta} = 0,383 \quad \text{откуда:}$$

$$e_{\max} \leq \frac{0,383}{\zeta_T \cdot \sqrt{\frac{60}{T_1}}} \quad (2.2)$$

Например, при $T = 1 \text{ с.}$, $\zeta_T = \frac{2500 \cdot 1,4}{2,1 \cdot 10^6} = 1,67 \cdot 10^{-3}$ будем иметь:

$$e_{\max} \leq \frac{0,383}{1,67 \cdot 10^{-3} \sqrt{60}} = \frac{383}{12,91} \approx 30$$

С уменьшением периода собственных колебаний до 0,5 с. уровень допустимых пластических деформаций снизится до величины ≈ 21 .

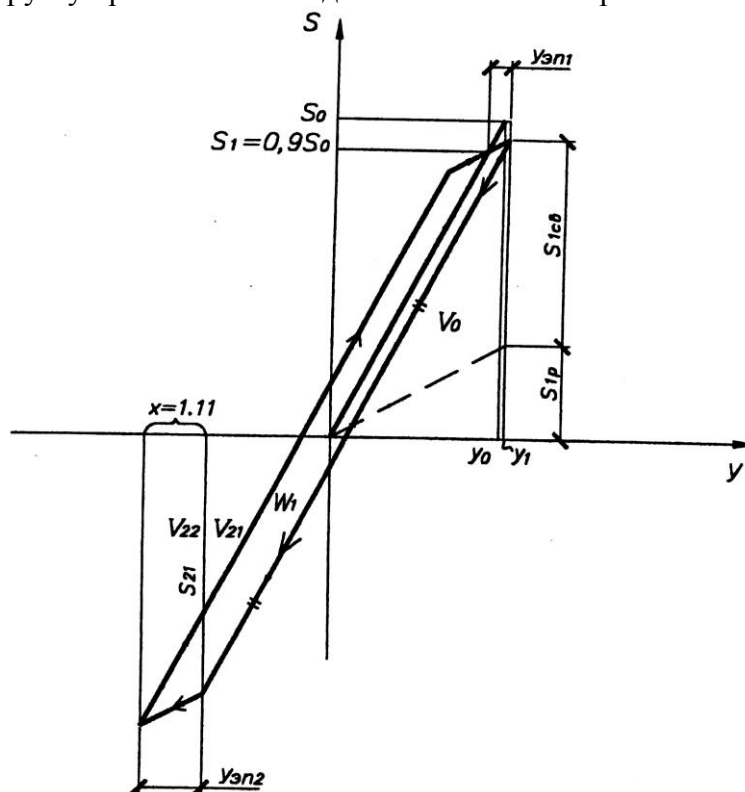
Значения фактического предела текучести σ_T и относительного сужения ψ_k стали элементов энергопоглотителей, работающих за пределом упругости для конкретного объекта должны быть определены на заводе-изготовителе металлоконструкций, на основании чего уточняются размеры энергопоглотителя при разработке чертежей КМД с согласия авторов проекта КМ.

2.5 Надежность работы стальных каркасов при знакопеременных циклических нагрузках во время землетрясений

Надежность работы сейсмозащищенных стальных каркасов при землетрясениях оценивается количеством циклов знакопеременного нагружения, которые могут воспринять энергопоглощающие элементы до появления первой трещины. Если ожидаемое количество циклов нагружения здания во время землетрясения (первая форма колебаний) не превышает предельно допустимого (расчетного) значения для энергопоглотителя данного типа и заданного уровня его пластических деформаций, то надежность работы каркаса при землетрясении обеспечена. При этом сам каркас здания должен быть запроектирован в соответствии с основными принципами конструирования, изложенными выше.

Уровень пластических деформаций энергопоглотителя определяется для каждого этажа здания по циклограмме «сейсмическая нагрузка - горизонтальное перемещение в пределах этажа». На рис. 2.5 приведена циклограмма деформирования этажа рамно-связевого каркаса здания при знакопеременном нагружении горизонтальной сейсмической нагрузкой. При этом предполагается, что в первом полуцикле нагружения горизонтальная сейсмическая нагрузка равна расчетной, определенной по СНиП РК 2.03-04-2001, а в последующих полуциклах каркас получает только половину энергии, воспринятой в первом полуцикле.

На циклограмме (рис. 2.5) видно, что энергопоглощающий элемент ограничивает нагрузку на связь S_1 , св, в которой он установлен. При этом даже при значительной пиковой перегрузке энергопоглотитель способен ограничить усилие в связи до заданной в проекте величины, несколько увеличив усилия в раме, работающей в упругой стадии. В каждом полуцикле знакопеременного нагружения поглощается поступающая к каркасу энергия сейсмических воздействий за счет пластической работы материала энергопоглотителя, что исключает резонансные явления и перегрузку связей. Упруго работающая рама каркаса здания обеспечивает возвращение его при колебаниях к первоначальному положению и частично аккумулирует энергию сейсмических воздействий, отдавая ее в последующих полуциклах энергопоглощающему элементу, который преобразует последнюю в тепло и рассеивает в окружающей среде. Таким образом, активная сейсмозащита каркасов многоэтажных зданий обеспечивает высокую их надежность при землетрясениях, и позволяет в отдельных случаях снизить на 10-15% сейсмическую нагрузку практически без дополнительных затрат.



S_0, y_0 – расчетная сейсмическая нагрузка и деформация этажа каркаса;
 S_1 – сниженная на 10% сейсмическая нагрузка, при которой развиваются пластические деформации в энергопоглотителе; $S_{1св}, S_{1р}$ – сейсмическая нагрузка на раму и связь;
 $U_{эп1}, U_{эп2}$ – пластические деформации энергопоглотителя в первом и втором полуциклах нагружения

Рисунок 2.5 - Циклограмма деформирования этажа при знакопеременном нагружении сейсмической нагрузкой

3 Стальные рамные каркасы сейсмостойких зданий

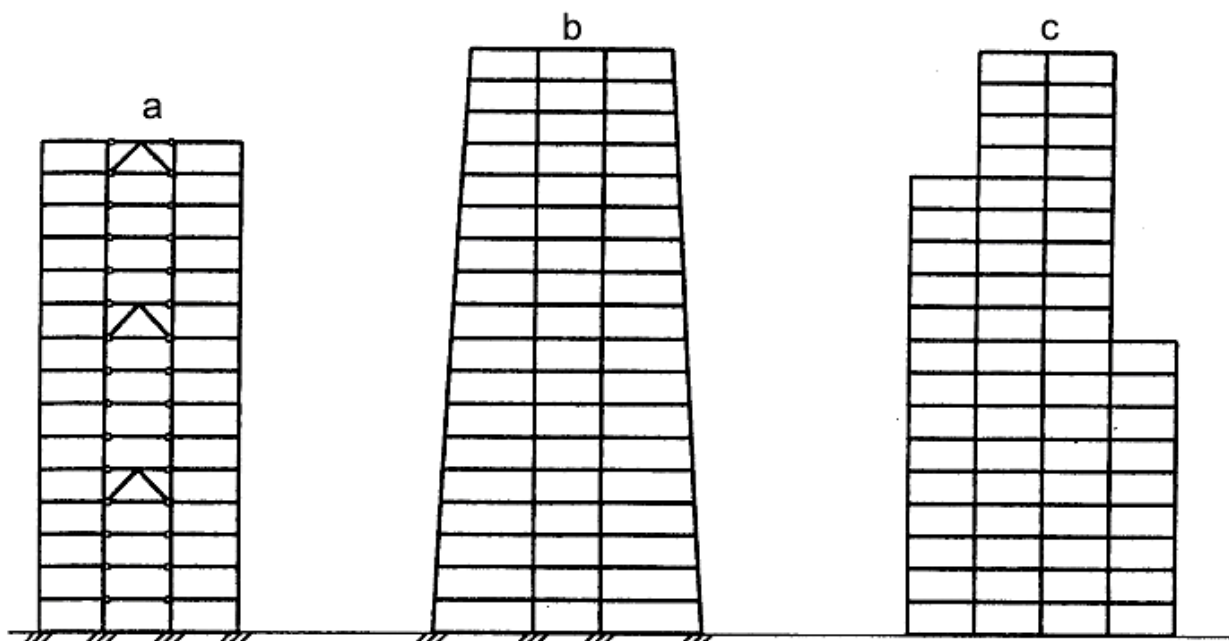
Стальные чисто рамные каркасы целесообразно использовать в сейсмостойком строительстве для многоэтажных зданий небольшой высоты до 12 - 20 этажей из-за простоты конструктивных решений элементов и узлов, а также способов активной сейсмозащиты. При этом роль энергопоглощающих элементов выполняют непосредственно конструкции каркаса (ригели, рамные узлы и базы колонн). Это позволяет не только обеспечить высокую сейсмостойкость здания, но и снизить металлоемкость каркаса за счет уменьшения нагрузки.

3.1 Схемы рамных каркасов

Дополнительно к схемам рамных каркасов, приведенным на рис. 2.1, можно рекомендовать схемы каркасов повышенной жесткости (рис. 3.1).

В первом из них (рис. 3.1а) жесткость увеличивается за счет связевых перемычек в среднем пролете здания, во втором – за счет отклонения от вертикали крайних колонн (рис. 3.1в) поперечных рам.

В отдельных случаях допускается применение нерегулярных по высоте рам (рис. 3.1с). Однако предпочтение следует всегда отдавать регулярным рамным каркасам без резких изменений жесткостей по высоте здания.



а – поперечная рама каркаса с жесткими ригелями в среднем пролете;
 б – поперечная рама с наклонными крайними колоннами;
 с – поперечная рама с разным числом пролетов по высоте

Рисунок 3.1 - Схемы рамных каркасов повышенной жесткости:

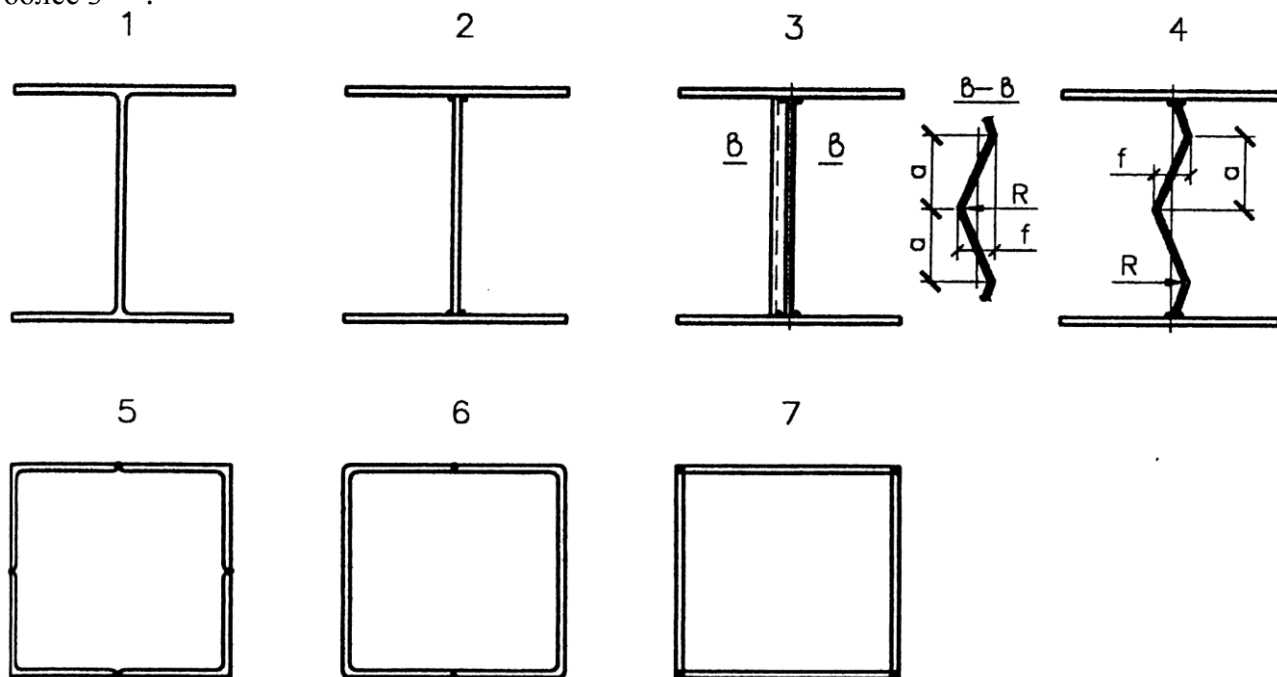
3.2 Конструктивные формы колонн и ригелей рамных каркасов

Наиболее простой и экономичной формой стальных колонн для рамы, работающей на горизонтальные сейсмические нагрузки только одного направления, является стальной прокатный или сварной двутавр. При работе колонны одновременно в поперечной и продольной рамах оптимально квадратное трубчатое сечение. На рис. 3.2 показаны рекомендуемые сечения колонн двутаврового и квадратного трубчатого сечений.

Колонны из прокатных широкополочных двутавров просты в изготовлении, но имеют повышенную металлоемкость и не всегда подходят по сечению, особенно в рамных узлах каркаса. Сварные двутавры с плоской стенкой позволяют решить эти проблемы, однако увеличивают трудозатраты и стоимость при изготовлении. Наименьшей металлоемкостью обладают сварные двутавровые колонны с поперечно и продольно гофрированными тонкими стенками (рис. 3.2 типы 3, 4). При этом двутавры с поперечно-гофрированными стенками имеют односторонние поясные швы, что в два раза уменьшает их протяженность по сравнению со сварными двутаврами с плоской стенкой, где требуются двусторонние поясные швы.

Толщина поперечно - гофрированной стенки t_w двутавровой колонны назначается по

расчету, при этом шаг гофров должен быть не более: $a \leq 60 t_w$, а высота гофров $f \geq 30 + \frac{h_w}{30}$ мм, где h_w – высота стенки в мм. Толщина продольно - гофрированной стенки двутавровой колонны определяется при расчете ее на устойчивость, причем шаг гофров должен быть $a \leq 30 t_w$, а высота гофры f не менее 40 мм при шаге поперечных диафрагм не более $3 \frac{h_w}{30}$.

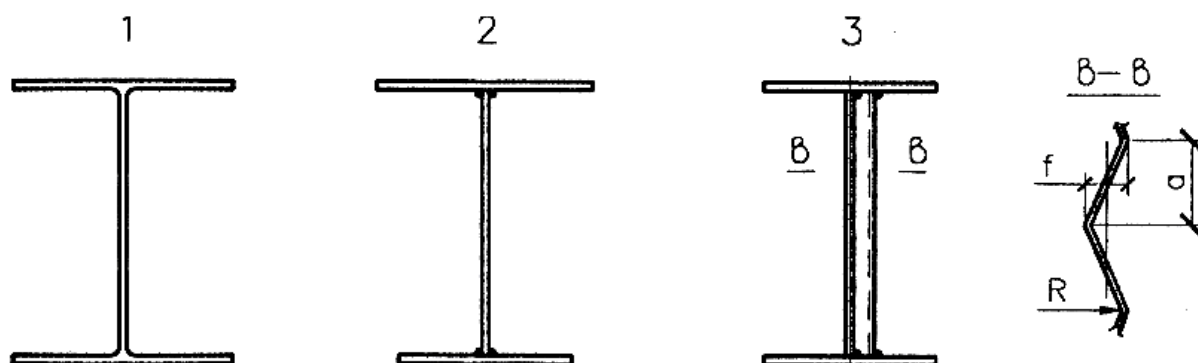


- 1 - прокатной двутавр; 2 - сварной двутавр с плоской стенкой;
 3 - сварной двутавр с поперечно гофрированной стенкой;
 4 - сварной двутавр с продольно-гофрированной стенкой; 5 - квадратного трубчатого из угловой стали;
 6 - квадратного трубчатого из гнутых швеллеров; 7 - квадратного трубчатого из листовой стали

Рисунок 3.2 - Сечения колонн

Для ригелей стальных рамных каркасов многоэтажных зданий, работающих на изгиб, не может быть лучшего сечения, чем двутавровое. На рис 3.3 приведены применяемые

сечения ригелей, из которых для сейсмических каркасов следует применять ригели с поперечно - гофрированной стенкой, отличающиеся высокой малоцикловой прочностью и минимальной металлоемкостью.



1 – прокатной двутавр; 2 – сварной двутавр с разной шириной полок;
3 – сварной двутавр с поперечно гофрированной стенкой
Рисунок 3.3 - Сечения ригелей:

Особенно эффективны ригели с зонами равного сопротивления в местах примыкания к колоннам (рис. 3.4), из-за высокой способности поглощения энергии сейсмических воздействий при землетрясениях.

«При использовании в качестве ригелей рам сварных двутавров с плоской стенкой, ее гибкость h_w / t_w где h_w и t_w – соответственно высота и толщина стенки) должна быть не более 80 при $\tau / R_s \leq 0,75$ и не более 50 при $0,75 < \tau / R_s \leq 1,0$. Применение плоских стенок с гибкостью менее 40 не допускается при колоннах замкнутого коробчатого сечения. Для ригелей с поперечно - гофрированной стенкой ее толщина должна быть не менее $1/100 - 1/120$ от ее высоты. Для обеспечения устойчивости поперечно - гофрированной стенки ригеля следует принимать шаг гофров не более $60 t_w$, а высоту $f \geq 30 + h_w / 30$ мм. Свес поясов

ригелей $0,5(b + 2/3 * f)$ ограничивается величиной - $0,25 t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, где E - модуль упругости, R_y - расчетное сопротивление стали в МПа, b - ширина пояса.

Поясные сварные швы ригелей выполняются односторонней полуавтоматической сваркой. Если толщина поясов t_f значительно больше толщины стенки t_w двутавра, то поясные швы должны иметь неравные катеты, при этом катет, примыкающий к стенке должен быть не более $1,2 t_w$, а примыкающий к полке определяется из условий тепловложения по таблице 39 СНиП РК 5-04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

3.3 Узловые соединения рамных каркасов

Узловые соединения ригелей с колоннами стальных рамных каркасов являются ответственными элементами несущих конструкций сейсмостойких многоэтажных зданий, от которых в значительной степени зависит надежность их работы при землетрясениях. При проектировании необходимо уделять внимание конструктивной форме рамных узлов, обеспечивающей минимальный уровень концентрации напряжений.

На рис. 3.5 и 3.6 показаны рекомендуемые сварные узловые соединения ригелей и колонн двутаврового сечений стальных рамных каркасов многоэтажных зданий.

Отличительной особенностью этих узлов является отсутствие накладок (рыбок). Для обеспечения нормального монтажа при таких конструктивных решениях узлов торцы двутавровых ригелей должны фрезероваться после их изготовления, при этом длина выдерживается с допусками +0, -2 мм. Пояса ригелей в месте прикрепления к колоннам уширяются путем приварки пластин, имеющих плавный переход к основному сечению, что обеспечивает необходимую прочность сварных соединений и развитие пластических деформаций в поясах ригелей вне узлового соединения.

Если в стенке колонны в пределах узлового соединения допускается развитие пластических сдвиговых деформаций при землетрясениях расчетной интенсивности, то ее

гибкость должна быть не более $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$.

В рамном узле (рис. 3.6) высота гребешка h , назначается равной высоте железобетонной плиты перекрытия. При этом пояса гребешка устанавливаются и привариваются после укладки плит перекрытия.

На рис. 3.7 приведен болтовой рамный узел каркаса с фланцевым соединением. Для соединения рекомендуется применять высокопрочные болты, для фланцев сталь 14Г2АФ по ГОСТ 19281-89*. Для обеспечения качественного монтажа конструкций каркаса необходимо изготавливать колонны с фиксированной высотой сечения, а ригели с точной длиной между фланцами. Это возможно при изготовлении колонн и ригелей каркаса в кондукторах или по другой специально разработанной технологии. Болтовые узлы каркасов безусловно более трудоемки в изготовлении, требуют высокой точности и гораздо дороже сварных, поэтому они не нашли такого широкого применения в практике строительства многоэтажных зданий в сейсмических районах Республики Казахстан.

Сварное узловое соединение ригелей с колонной квадратного трубчатого сечения из четырех уголков показано на рис. 3.8.

Основной особенностью такого соединения является необходимость установки в колонне двух полудиафрагм строго фиксированных на уровне поясов примыкающих ригелей, что требует двойной сборки колонны. Расположение диафрагм должно быть отмечено рисками на наружных гранях колонны. Толщину диафрагм рекомендуется делать увеличенной на 2 мм по сравнению с толщиной поясов. Особое внимание следует уделять качеству сварных швов, соединяющих уголки в пределах узлового соединения. Эти швы должны иметь полный провар и выводиться за пределы узлового соединения не менее чем на 100 мм от диафрагм. Полудиафрагмы должны привариваться к стенкам колонны полуавтоматической сваркой швом Т8 по ГОСТ 14771-76*.

При изготовлении колонн из листовой стали конструкция рамного узла показана на рис. 3.9.

В этом случае диафрагмы выполняются из целого листа и ввариваются в корытообразное сечение колонны, сваренное из трех листов, после чего приваривается четвертая стенка. Это несколько усложняет технологию изготовления колонн. На рис. 3.10 приведено болтовое соединение ригелей с колонной квадратного трубчатого сечения из листовой стали.

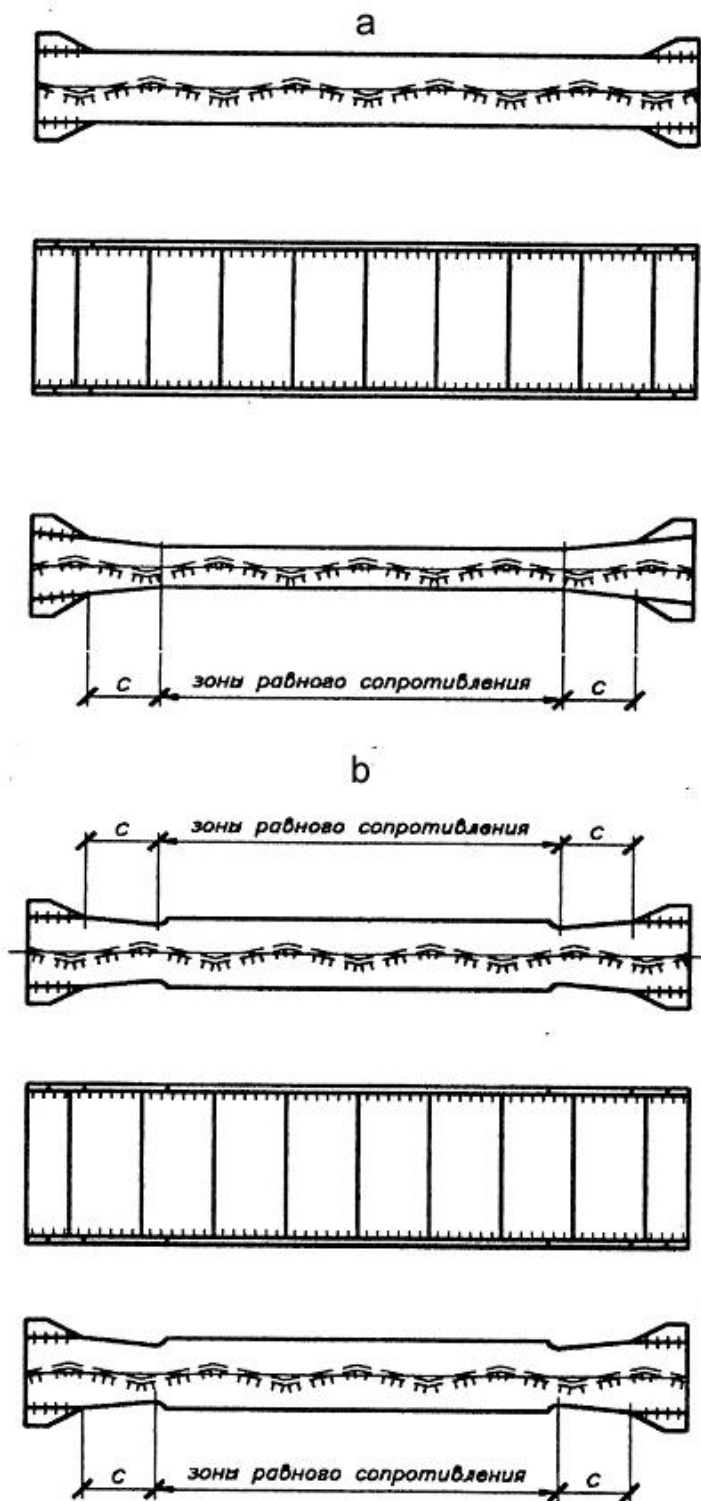
Особенности этого соединения - корытообразные сердечники, выполняющие функции кондукторов при сборке ствола колонны. Длина ригелей с фланцевыми соединениями к колонне должна быть строго выдержана, что возможно только при изготовлении в кондукторе или при фрезеровке торцов ригелей после их изготовления.

Другим ответственным узлом рамного каркаса является соединение колонны с фундаментом, конструкция которого должна исключать перегрузки ствола колонны при землетрясениях. Это обеспечивается упруго - пластическим соединением колонны с фундаментом. На рис. 3.11 показан такой узел соединения колонны двутаврового сечения с фундаментом. Упруго - пластическое соединение обеспечивается работой стенок траверс колонны на сдвиг за пределом упругости стали, благодаря чему ограничивается

предельный изгибающий момент в колонне. Стенки траверс колонны должны изготавливаться из пластичной стали, при этом отношение высоты станки к толщине

должно быть не более $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$, а катет поясных швов не менее толщины стенки.

На рис. 3.12 приведена колонна квадратного трубчатого сечения с упруго - пластическим соединением с фундаментом. Причем роль энергопоглощающих элементов выполняют стенки траверс.



а - с зоной равного сопротивления в нижнем поясе;
 б - с зонами равного сопротивления в обоих поясах,
 образованных фрезеровкой кромок
 Рисунок 3.4 - Ригели с поперечно гофрированными стенками:

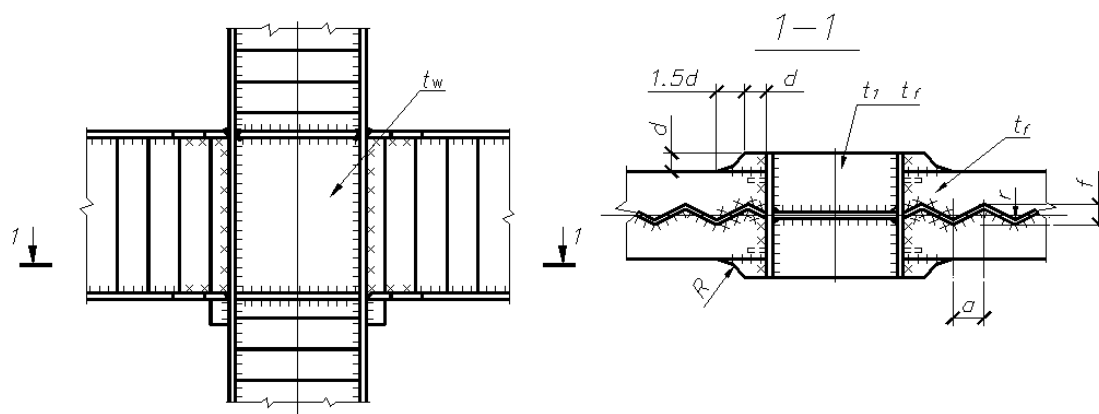


Рисунок 3.5 - Сварной рамный узел каркаса
 (колонна двутаврового сечения)

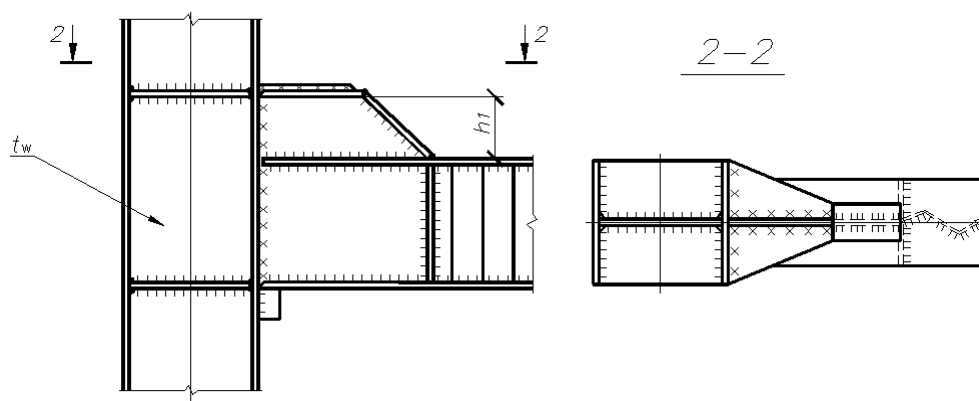


Рисунок 3.6 - Рамный узел с увеличенной высотой ригеля

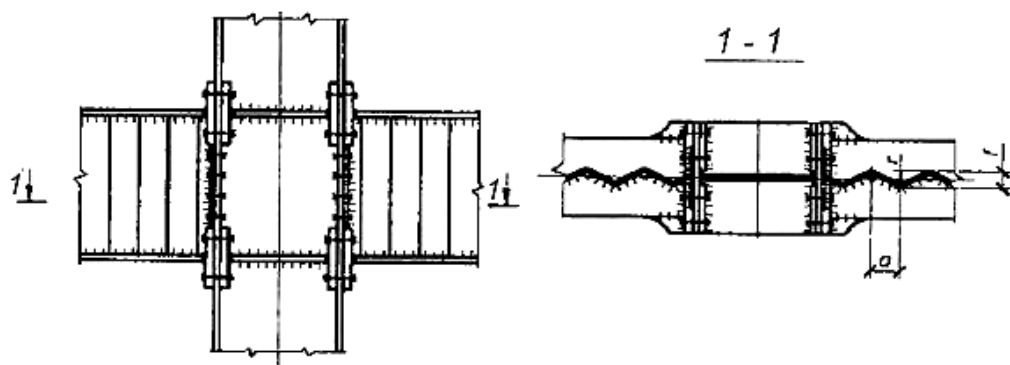


Рисунок 3.7 - Болтовое соединение ригелей с колонной двутаврового сечения

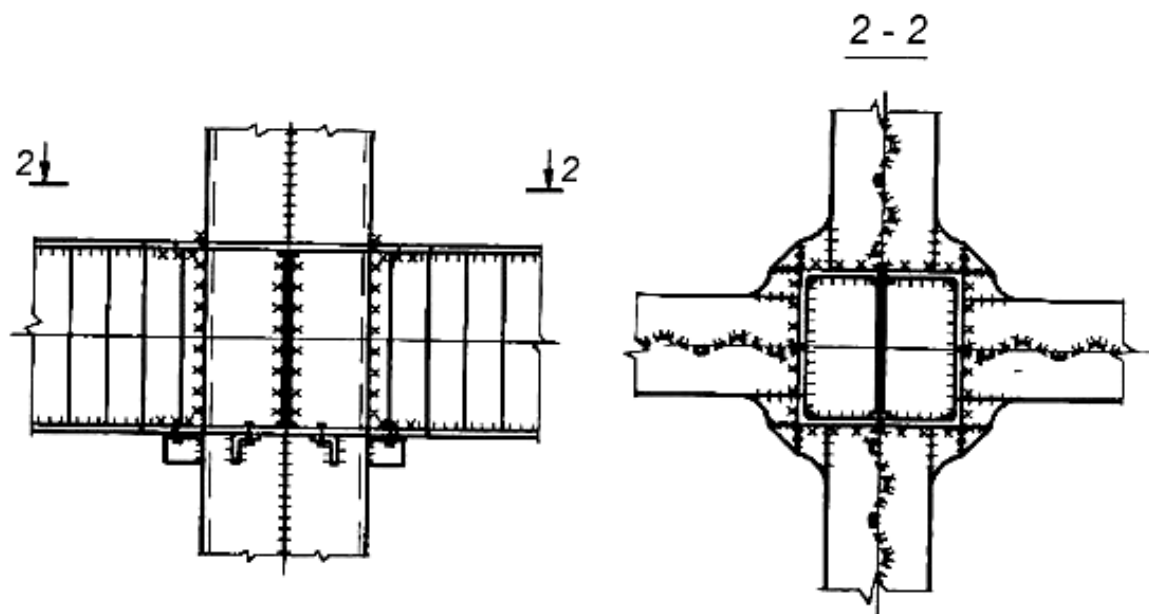


Рисунок 3.8 - Сварной рамный узел каркаса
(колонна трубчатого сечения из 4-х уголков)

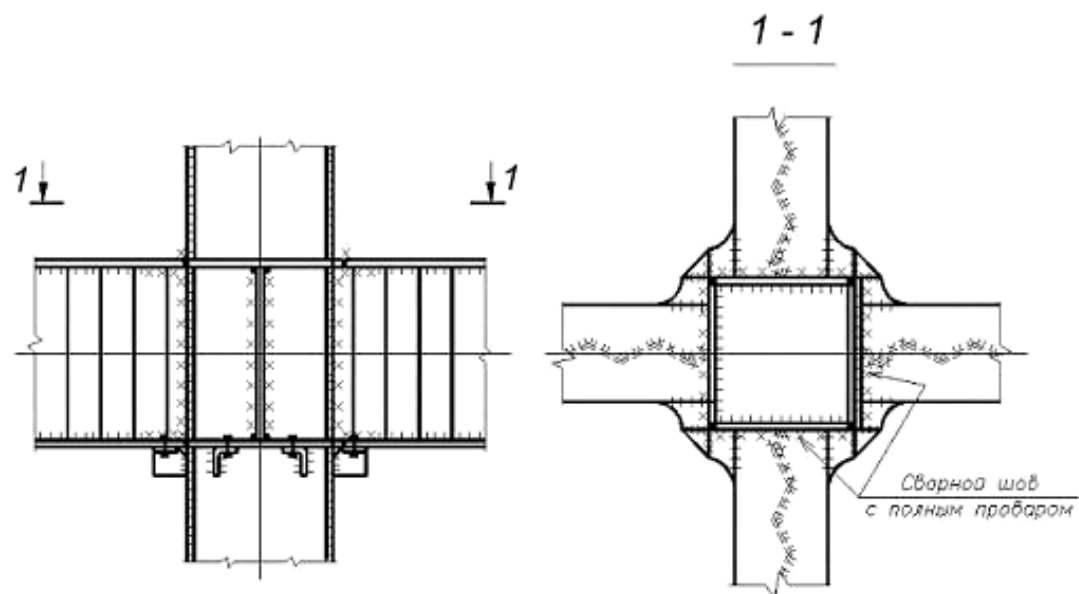


Рисунок 3.9 - Сварной рамный узел каркаса
(колонна трубчатого сечения из 4-х листов)

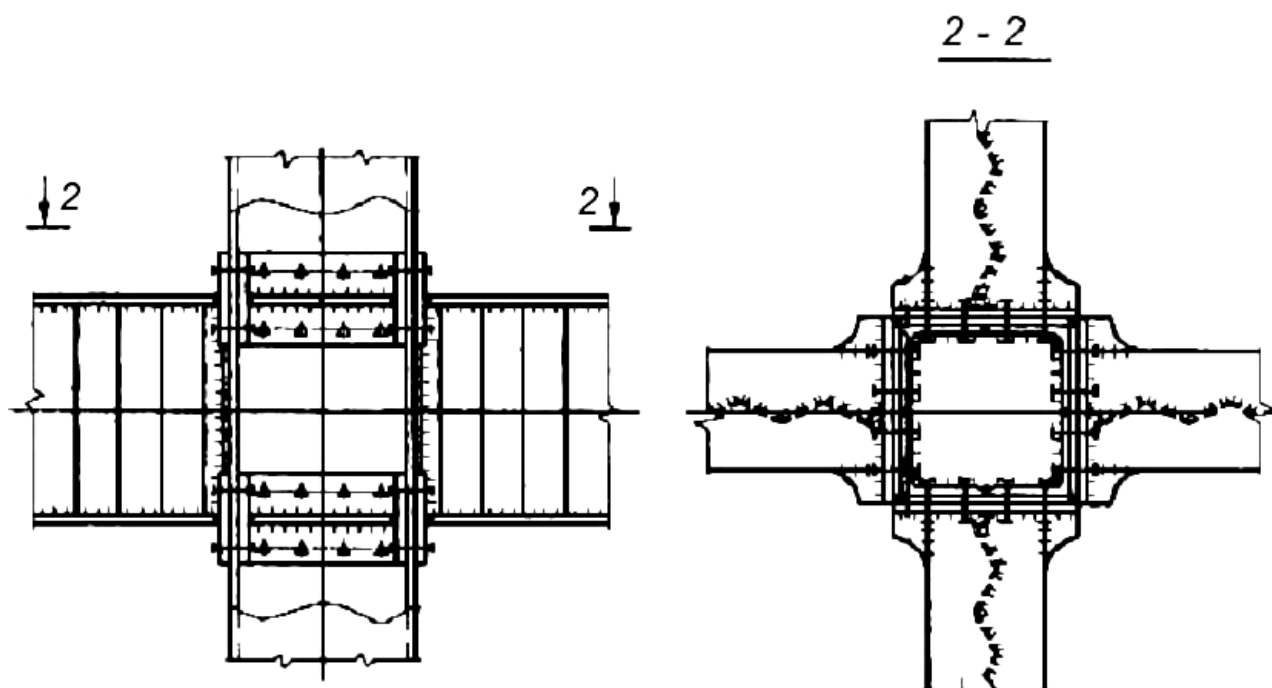


Рисунок 3.10 Болтовое соединение ригелей с колонной трубчатого сечения

3.4 Энергопоглощающие элементы рамных каркасов

В качестве энергопоглощающих элементов в чисто рамных стальных каркасах многоэтажных зданий используются:

- ригели, где пластические деформации развиваются в приопорных участках поясов за пределами сварных соединений с колонной. Для увеличения объема металла работающего за пределом упругости при расчетном землетрясении рекомендуется создавать в поясах ригелей зоны равного сопротивления (рис. 3.4). В местах развития пластических

деформаций свес поясов не должен превышать $0,25 t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$;

- стенки колонн в зоне рамных узлов, в которых допускается развитие сдвиговых пластических деформаций. При этом изгибающие моменты и нормальные силы, действующие в колонне, воспринимаются поясами колонн, а стенка работает только на сдвиг (рис. 3.5; 3.6; 3.7);

- стенки траверс баз колонн, где возможно развитие пластических сдвиговых деформаций при землетрясении расчетной интенсивности (рис. 3.11; 3.12). При этом

отношение высоты стенки к ее толщине не должно превышать $\sqrt{\frac{E}{R_y}}$. Увеличение длины траверс колонн снижает поперечные силы и площади поперечных сечений траверс, что приводит к увеличению пластических сдвиговых деформаций и поглощенной энергии сейсмических воздействий.

Как уже отмечалось ранее, для элементов каркаса здания, в которых предусмотрено проектом развитие пластических деформаций должны применяться пластичные малоуглеродистые и легированные стали.

3.5 Особенности расчета стальных рамных каркасов многоэтажных зданий, оснащенных энергопоглощающими элементами

Расчет стальных рамных каркасов высотой до 50 м, оснащенных энергопоглощающими элементами допускается выполнять по спектральному методу в соответствии с требованиями СНиП РК 2.03-04-2001 «Строительство в сейсмических районах». Расчет таких каркасов должен, как правило, выполняться по пространственным схемам при действии горизонтальных сейсмических нагрузок в направлении продольной и поперечной осей здания и под углом 45° к ним. Разрешается при определении горизонтальных сейсмических нагрузок на каркас здания располагать массы в узлах рам.

Для расчета на горизонтальные сейсмические нагрузки рамных каркасов многоэтажных зданий с симметричными конструктивными схемами и регулярным распределением жесткостей элементов и масс, с жесткими дисками перекрытий допускается принимать расчетную динамическую схему в виде одной плоской рамы с усредненными массами в узлах.

Расчет рамного каркаса многоэтажного здания должен производиться по деформированной схеме с учетом закручивания в соответствии с п. 3.24 СНиП РК 2.03-04-2001.

Расчет по деформированной схеме предполагает учет дополнительных горизонтальных нагрузок на каркас от вертикальных сил на перекрытиях, возникающих от горизонтальных перемещений этажей здания при колебаниях каркаса во время землетрясения по первой форме. Приблизительно эти дополнительные горизонтальные поэтажные нагрузки можно определять предположив, что эпюра горизонтальных прогибов каркаса от сейсмических нагрузок имеет треугольное очертание (рис. 3.13).

Из рис. 3.13 видно, что если в узле А приложена вертикальная нагрузка F_i , то из-за прогиба каркаса Y_{max} появится горизонтальная нагрузка S_i :

$$S_i = F_i \frac{Y_{max}}{H} \quad (3-1)$$

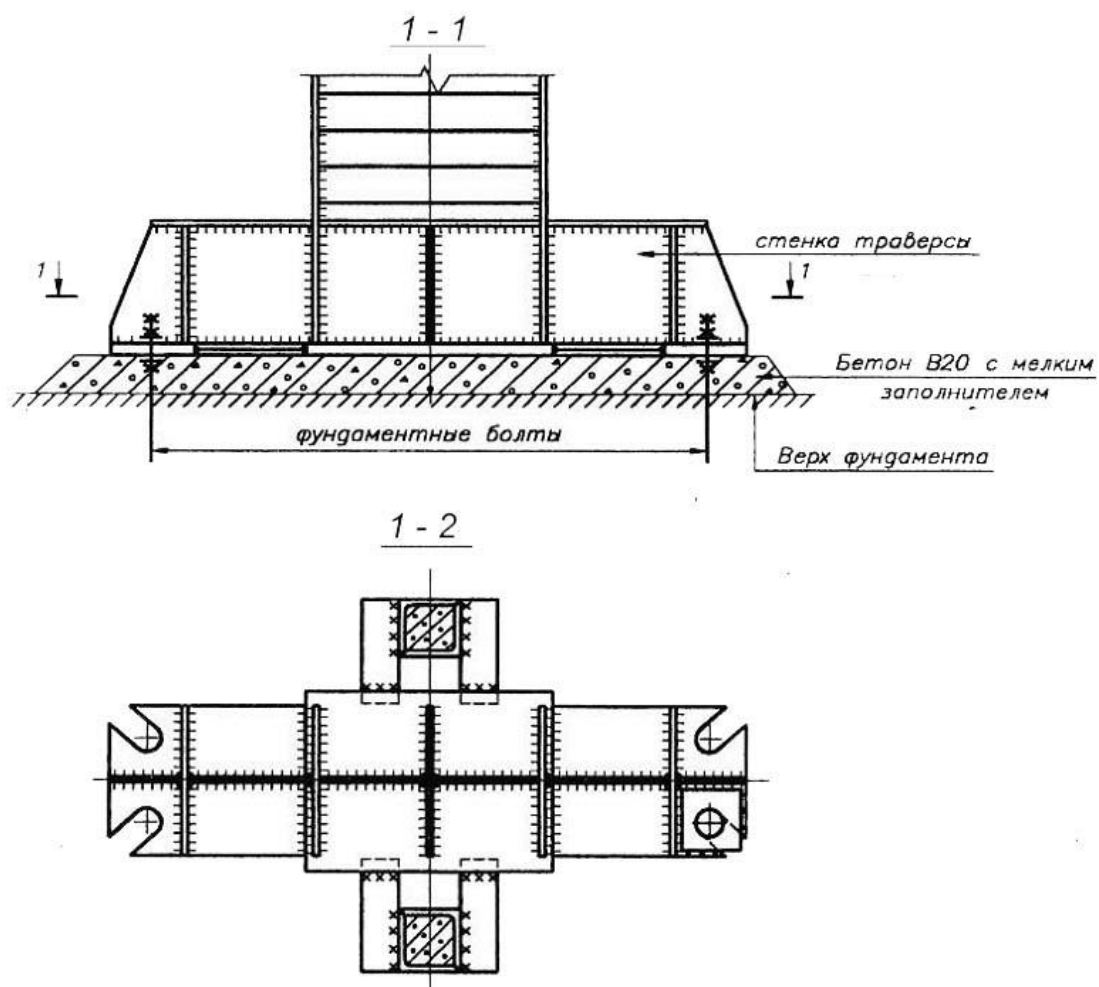
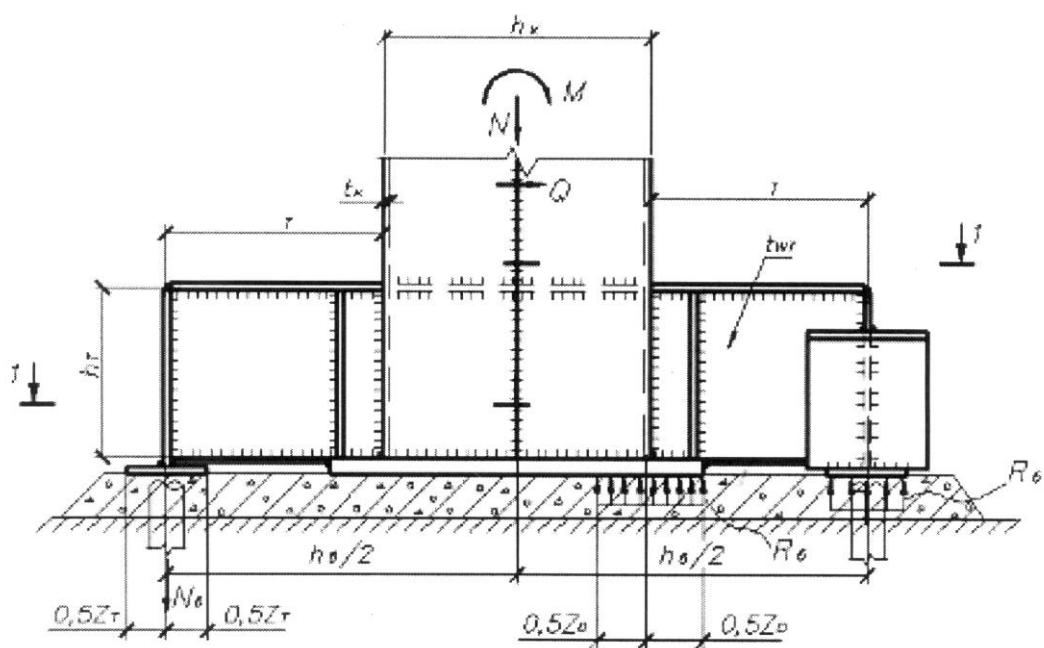


Рисунок 3.11 - База колонны двутаврового сечения



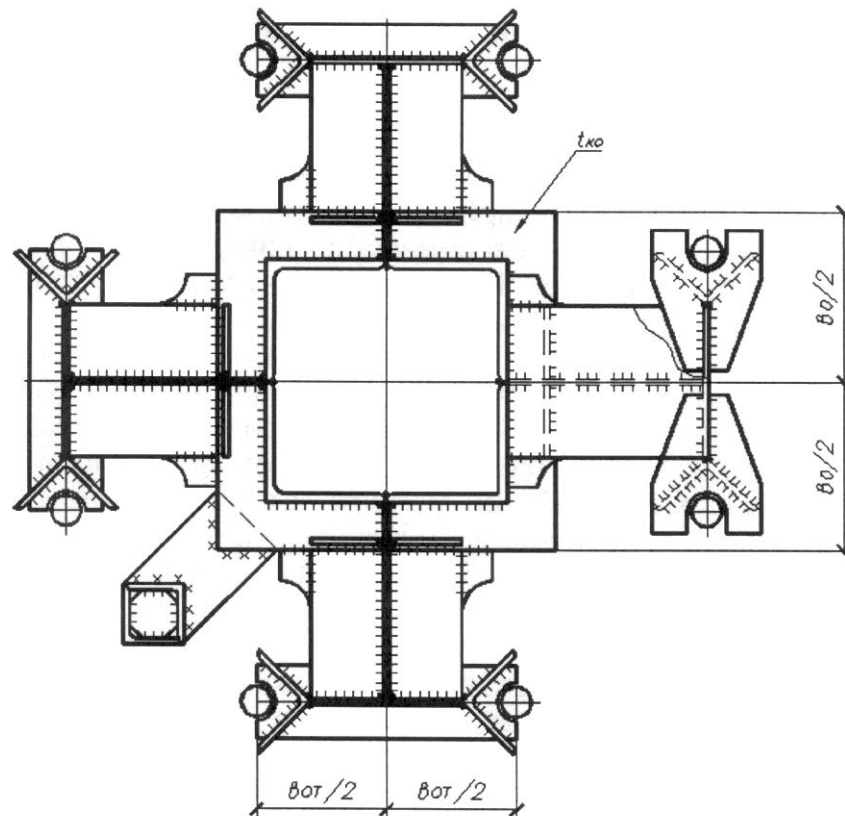


Рисунок 3.12 - База колонны квадратного трубчатого сечения

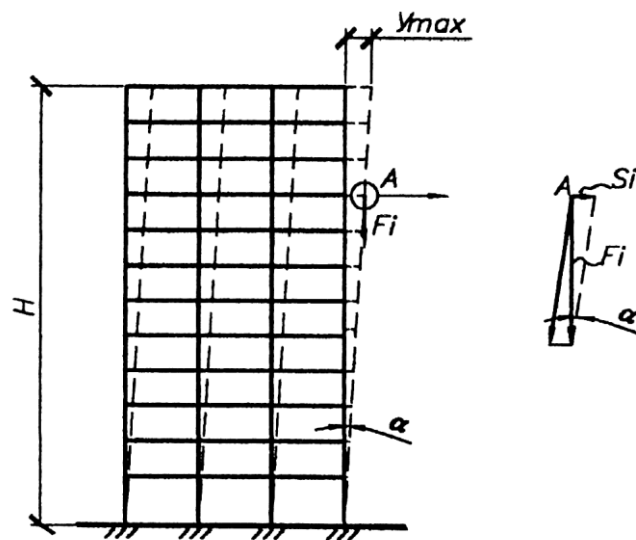


Рисунок 3.13 - Горизонтальные силы от вертикальных нагрузок при прогибах каркаса от сейсмических воздействий

Например, если $\frac{y_{max}}{H} = \frac{1}{100}$, то $S_i = 0,01F_i$.

При горизонтальной сейсмической нагрузке в узле А равной $S_c = 0,15F_i$, дополнительная горизонтальная нагрузка от вертикальной силы F_i составляет 6,7% от

величины сейсмической нагрузки. Для нижних этажей дополнительная горизонтальная нагрузка S_i от вертикальных сил будет возрастать по отношению к сейсмической S_c .

При определении сейсмических нагрузок на стальные рамные каркасы многоэтажных зданий с энергопоглощающими элементами из-за высокого коэффициента поглощения энергии коэффициент K_ψ (табл. 3.4 СНиП РК 2.03-04-2001) следует принимать равным единице.

Расчет каркаса на горизонтальные сейсмические нагрузки выполняется в предположении упругой работы всех элементов и узлов. При этом должно быть учтено увеличение усилий в элементах за счет работы каркаса по деформированной схеме.

На рис 3.14 приведены эпюры изгибающих моментов в элементах 2-го этажа каркаса многоэтажного здания от вертикальной нагрузки q , горизонтальной сейсмической нагрузки и их совместного действия при направлении сейсмических сил при первой форме собственных колебаний слева направо и в противоположном направлении. При этом при действии сейсмических нагрузок слева направо на правых концах ригелей, где моменты от вертикальных и сейсмических нагрузок суммируются, могут возникнуть пластические шарниры. В следующем полуцикле нагружения пластические шарниры образуются на левых концах ригелей. Образование пластических шарниров в ригелях, в стенках колонн рамных узлов и траверсах баз колонн снижает жесткость каркаса и исключает резонансные явления. При этом поглощается вся поступившая за полуцикл энергия сейсмических воздействий, что предохраняет элементы каркаса от перегрузок и разрушений.

На рис. 3.14,е показано предельное состояние ригеля 2-го этажа каркаса, когда пластические шарниры образовались на обоих концах всех ригелей. Это происходит при более высокой горизонтальной сейсмической нагрузке, чем в загружениях «с» и «д». Если ригели находятся в предельном состоянии, то изгибающие моменты в двух средних колоннах каркаса практически так же равны M_T . Учитывая наличие в колоннах каркаса нормальных сил N_k и недопустимость развития пластических шарниров, сечения их должны иметь более высокую несущую способность, чем ригелей.

Возникновение двух шарниров пластичности в каждом ригеле i - го этажа нежелательно, так как приведет к накоплению односторонних деформаций каркаса и снижению его несущей способности. Желательно, чтобы в каркасе всегда сохранялось упругое ядро. На рис. 3.15 показана циклограмма деформирования i - го этажа здания от горизонтальной сейсмической нагрузки в первом и втором полуциклах нагружения. В первом полуцикле шарниры пластичности образуются на правых концах трех ригелей при сейсмической нагрузке S_i равной 95% от расчетной нагрузки S_o . Во втором полуцикле к накопленной каркасом потенциальной энергии упругих деформаций добавляется еще 50% от первоначальной энергии $V_o = 0,5S_o^2/C_o$, полученной в первом полуцикле. Эта дополнительная энергия поглощается за счет пластической деформации поясов трех ригелей в зонах равного сопротивления на их левых концах. При этом перемещение колонн от пластических деформаций i - го этажа составит:

$$A_{n2} = \frac{\frac{1}{2} 0,5 S_o^2 / C_o}{0,95 S_o} = 0,262 S_o / C_o, \quad (3-2)$$

$$C_o = \frac{1}{\delta_{11}(i)}, \quad (3-3)$$

где C_o - начальная жесткость i -го этажа каркаса, δ - перемещение i - го этажа каркаса от единичной горизонтальной нагрузки.

Дополнительная горизонтальная нагрузка, которая будет воспринята правыми концами трех ригелей, работающих упруго, составит:

$$\Delta S_2 = C_1 \cdot \Delta_{n2} = \alpha C_o \cdot \Delta_{n2} = 0,3 C_o \cdot 0,262 S_o / C_o \approx 0,08 S_o,$$

где $C_1 = \alpha C_o$ - жесткость i - го этажа после образования пластических шарниров в трех ригелях, то есть дополнительная нагрузка равная 8% от расчетной не вызовет образования пластических шарниров на правых концах ригелей и позволит сохранить упругое ядро каркаса.

Если ригели имеют симметричное сечение, а длина зон равного сопротивления поясов

ригелей равна $C = 10$ см, то при угле поворота $Y_n = \frac{\Delta_{n2}}{H_k}$ сечения ригеля от пластических деформаций Δ_{n2} получим относительные пластические деформации поясов:

$$\xi_{nf} = 1,5 \frac{\gamma_h \cdot 0,5 h_p}{C} = 1,5 \frac{\Delta_{n2} \cdot 0,5 h_p}{H_k \cdot 10} = 0,075 \frac{0,262 S_o \cdot 0,5 h_p}{C_o H_k} = 0,01 \frac{Y_o \cdot h_p}{H_k} \quad (3-4)$$

При $h_p = 50$ см и $\frac{Y_o}{H_k} = \frac{1}{100}$, будем иметь $\xi_{nf} = 0,01 \frac{50}{100} = 0,005$ и соответственно уровень пластических деформаций поясов $e = \xi_{nf} / \xi_T = 0,005 / [(1,4 \cdot 2500) / (2,1 \cdot 10^6)] = 3,0$.

Если сталь течет только в одном поясе, то $e = 2 \cdot 3 = 6$

Для оценки малоциклового прочностного поведения поясов ригелей необходимо установить допустимый уровень пластических деформаций стали при жестком знакопеременном нагружении, обеспечивающий надежную работу поясов в течении двух землетрясений.

Количество циклов нагружения энергопоглощающего элемента каркаса зависит от продолжительности землетрясения расчетной интенсивности t_3 и периода первой формы собственных колебаний каркаса T_1 .

Если принять среднюю продолжительность землетрясения 25 с., то количество циклов

$$N = \frac{2 \cdot 25}{T_1} = \frac{50}{T_1}$$

нагружения за два землетрясения составит

Воспользовавшись уравнением Мэнсона - Коффина $N^{0,5} e \xi_T = C / 1,3$ можно определить допустимый уровень пластических деформаций с коэффициентом запаса 1,3.

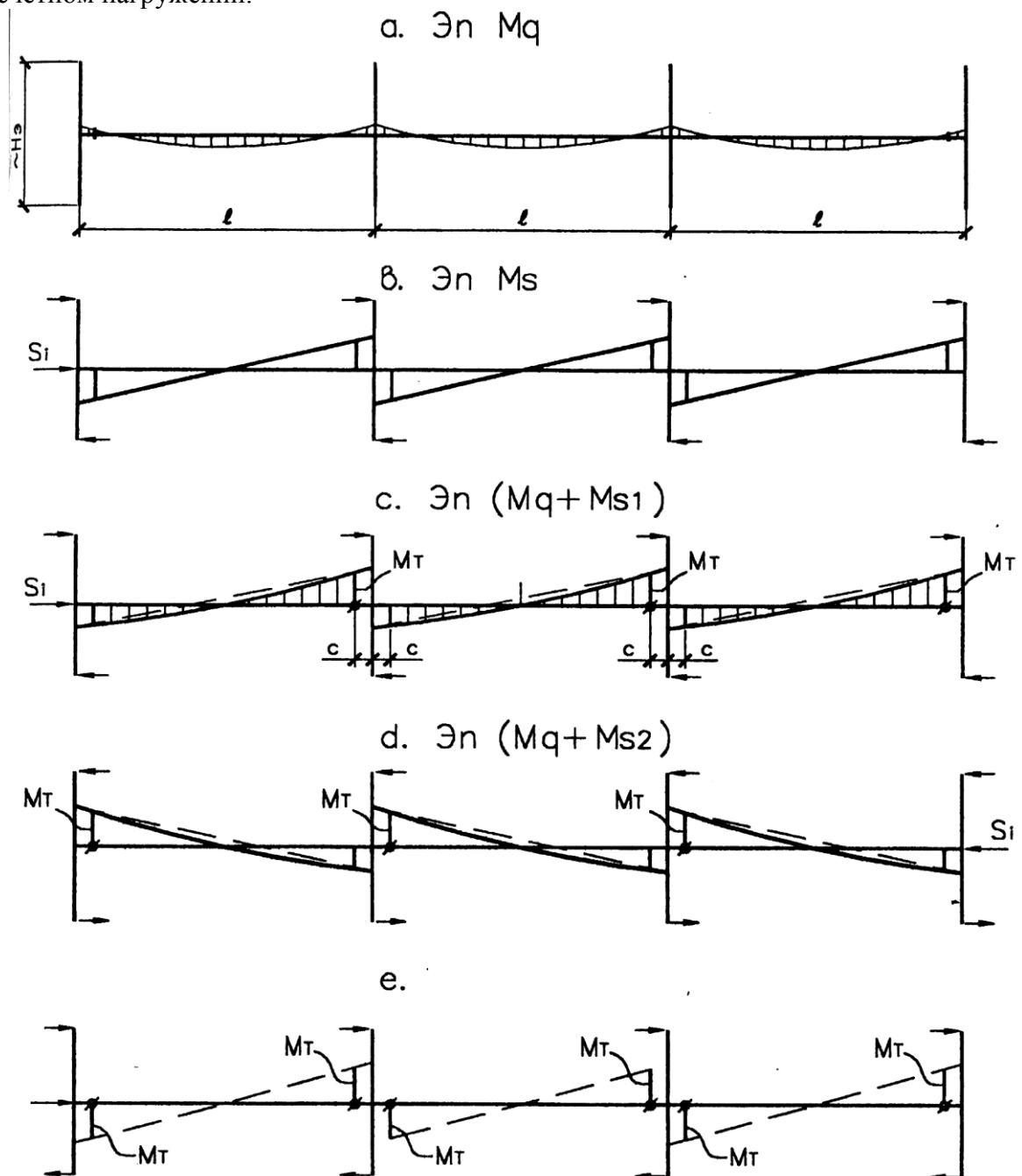
Для малоуглеродистой стали С255 по ГОСТ 27772-88* рекомендуется при разработке проекта КМ принимать предел текучести $\sigma_T = 1,3 R_y$, где R_y - расчетное сопротивление стали, 1,3 - коэффициент, принятый с учетом кратковременности сейсмического воздействия и более высокого фактического значения σ_T стали против принятого в нормативных документах по минимальному значению кривой распределения (при плотности 4%). В проекте КМ следует сделать запись о том, что при изготовлении предел текучести стали для элементов, работающих в пластической стадии, должен приниматься по испытаниям образцов конкретной партии стали с увеличением на кратковременность воздействия. Толщина элемента должна быть откорректирована по фактическому пределу текучести стали в чертежах КМД и согласована с автором проекта КМ.

$$C = 0,5 \lambda n \frac{1}{1 - \psi_k} = 0,5 \lambda n \frac{1}{1 - 0,535} = \frac{1}{2,6},$$

Для стали С255 величина

$$\zeta_T \frac{2500 \cdot 1,4}{2,1 \cdot 10^6} = \frac{3500}{2,1 \cdot 10^6} \text{ и } C/\zeta_T \frac{1 \cdot 2,1 \cdot 10^6}{2,6 \cdot 3500 \cdot 1,3} \approx 178,$$

где: ψ_k - относительное сужение образца стали в момент разрушения при статическом расчетном нагружении.



а - M_q - от вертикальной нагрузки в особом сочетании;
 в - M_s - от горизонтальной расчетной сейсмической нагрузки;
 в, г - $(M_q + M_{sj})$ - от совместного их действия в двух соседних полуциклах нагружения;
 ↓ - пластический шарнир в ригеле; е - предельное состояние ригеля i -го этажа

Рисунок 3.14 - Эпюры изгибающих моментов в элементах i -го этажа рамного каркаса:

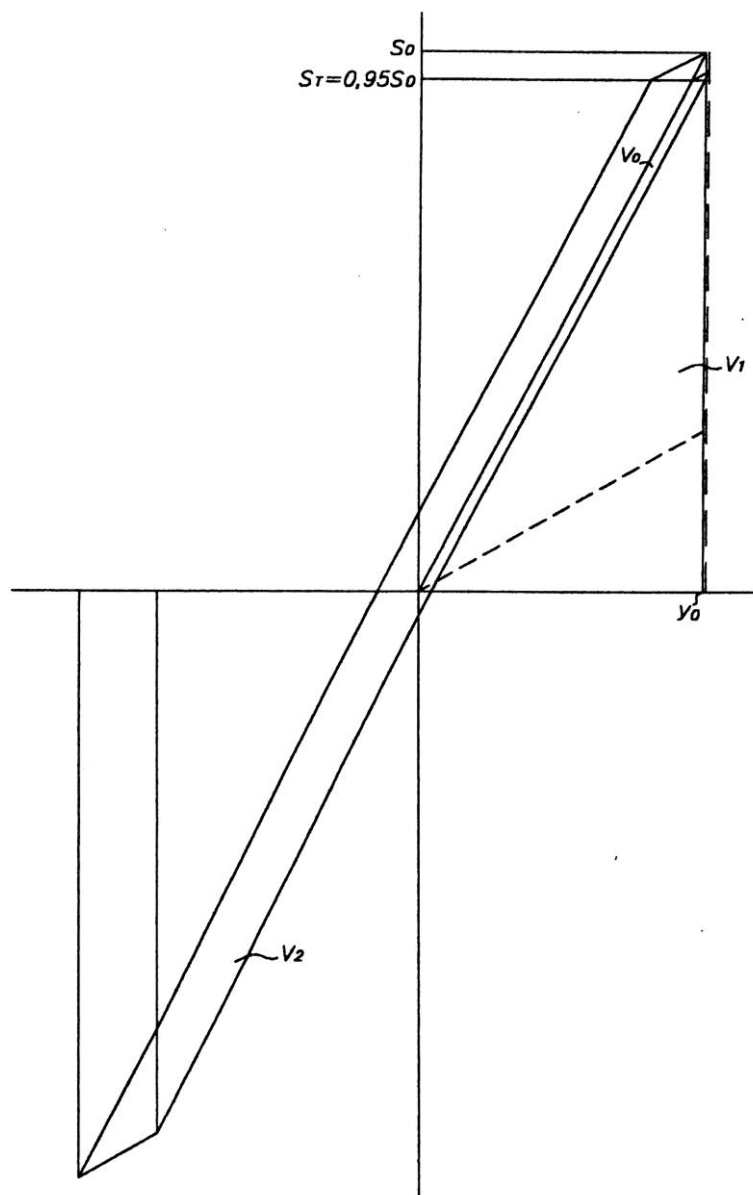


Рисунок 3.15 - Циклограмма деформирования i -го этажа каркаса многоэтажного здания от горизонтальной сейсмической нагрузки
Расчетный уровень пластических деформаций запишется в этом случае в виде:

$$[e] = \frac{178}{\sqrt{\frac{50}{T_1}}} = 25\sqrt{T_1} \quad (3-5)$$

На рис. 3.16 приведен график изменения $[e]$ в зависимости от периода первой формы собственных колебаний каркаса T_1

Для низколегированной стали С345 по ГОСТ 27772-88* расчетный уровень пластических деформаций следует определять по формуле:

$$[e] = 23\sqrt{T_1}$$

При расчете каркаса рекомендуется расчетную схему каждой рамы задавать в соответствии с рис. 3.17.

Расчет каркаса следует выполнять совместно с фундаментами и с учетом жесткости основания. Жесткость ригелей и колонн рамы назначают по предварительному

приближенному расчету или по аналогам. При расчете каркаса на горизонтальные сейсмические нагрузки разрешается располагать массы в узлах рам. При числе этажей более 12 допускается использовать упрощенную расчетную схему рамы с непосредственным креплением ригелей к колоннам без учета особенности работы узлов (Рис. 3.17). При этом расчетные усилия в элементах рамы должны быть скорректированы с учетом действительной их работы в узлах. В частности, расчетные изгибающие моменты ригелей следует принимать в месте их минимального сечения за уширением поясов, а в колоннах на уровне поясов ригелей.

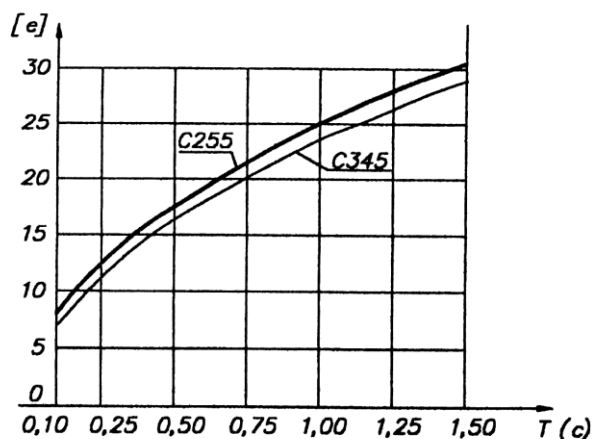


Рисунок 3.16 - Расчетный уровень пластических деформаций стали

Расчет сечений ригелей и колонн выполняется по СНиП РК 5-04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» с учетом требований СНиП РК 2.03-04-2001 «Строительство в сейсмических районах». При этом колонны квадратного трубчатого сечения должны быть рассчитаны в особом сочетании на усилия от горизонтальных сейсмических нагрузок, действующих под углом 45° к главным осям здания.

Расчет рамных узлов каркаса с колоннами и ригелями двутавровых сечений рис. 3.18, имеющих поперечно гофрированные стенки, должен выполняться следующим образом.

Сечение пояса ригеля подбирается по усилиям, действующим в разрезе а - а (Рис.3.18): $M_{p,a}$, N_p .

$$\epsilon_1 \approx (0,6 \div 0,65) \epsilon ; \quad t_f = \frac{M_{p,a}/h_p + 0,5N_p}{\gamma_\tau R_y \cdot \epsilon_1}, \quad (3-7)$$

где: R_y - расчетное сопротивление стали, γ_τ - коэффициент условий работы, который может быть предварительно принят для малоуглеродистой стали с учетом кратковременности сейсмического воздействия γ_τ , с последующим уточнением в чертежах КМД по фактическому пределу текучести

$$\sigma_T : \gamma_\tau = 1,15 \sigma_T / R_y \leq \gamma_\tau \quad (3-8)$$

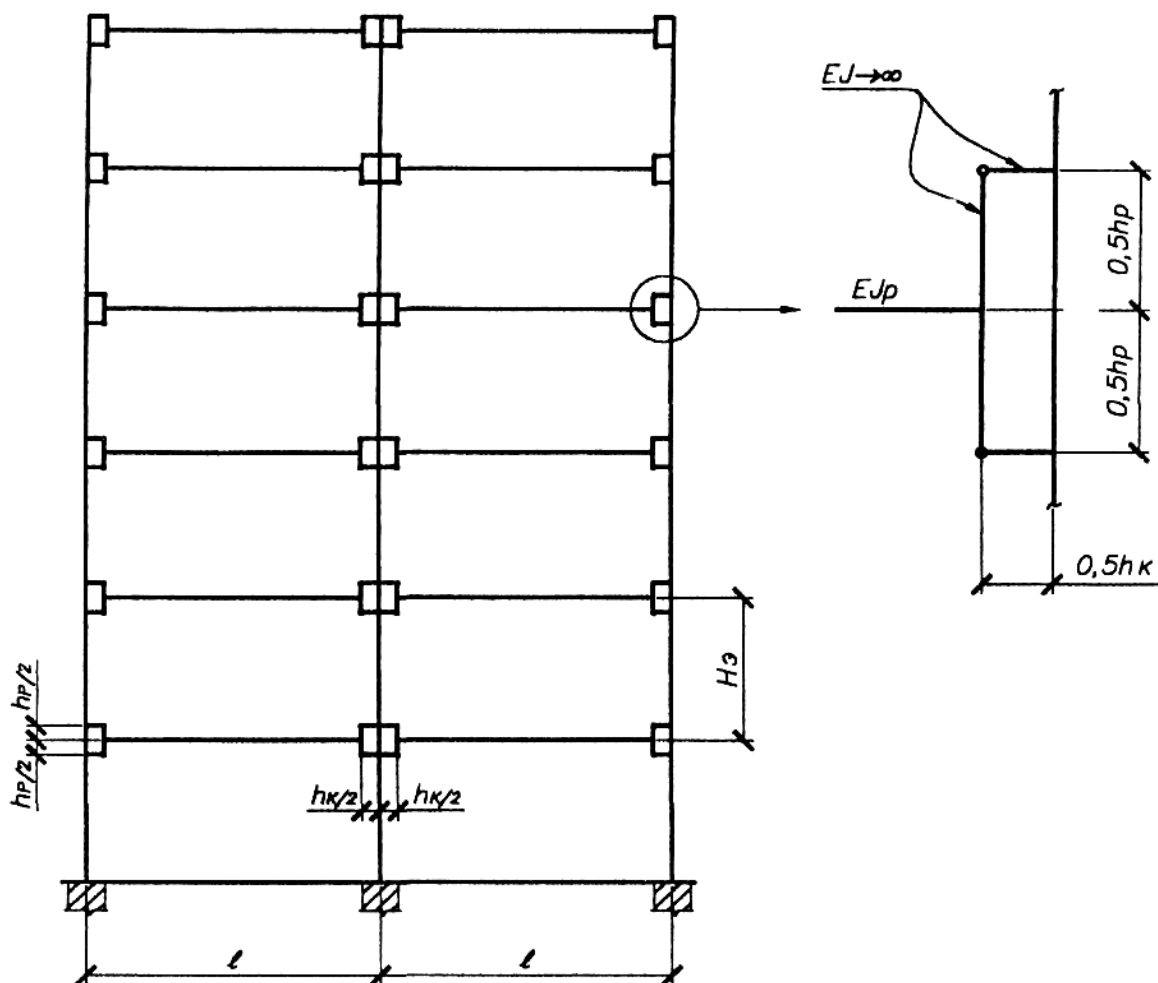


Рисунок 3.17 - Расчетная схема рамы

Предел текучести стали σ_t устанавливается испытанием образцов на заводе изготовителе. При этом отношение $\frac{0,5(\sigma_1 + f)}{t_f}$ - должно быть для малоуглеродистой и

низколегированной сталей не более $0,25t_f \sqrt{\frac{E}{R_y}}$, где E , R_y - в МПа. Если это условие не выполняется, то необходимо уменьшить ширину пояса в зоне равного сопротивления.

Размеры деталей уширения пояса в местах примыкания к колоннам назначить в соответствии с черт. 3.18.

Длина выреза в поясе для создания зоны равного сопротивления - Δ_0 определяется при расчете малоциклового прочност, а уклон кромки пояса в месте выреза по формуле:

$$\delta/\Delta_0 = 0,5 \frac{\sigma_1}{0,5\lambda - a}, \quad (3-9)$$

где - λ - пролет ригеля между осями колонн, а - см. рис. 3.18.

Сечение поясов колонны в зоне рамного узла в пределах высоты ригеля проверяется на прочность в уровнях верхнего и нижнего поясов ригелей по формулам:

$$\sigma_B \left(\frac{N_{KB}}{2} + \frac{M_{KB}}{h_K} \right) / A_{fk} \leq \gamma_c \gamma_\tau R_y$$

$$\sigma_H \left(\frac{N_{KH}}{2} + \frac{M_{KH}}{h_K} \right) / A \leq \gamma_c \gamma_\tau R_y \quad (3-10)$$

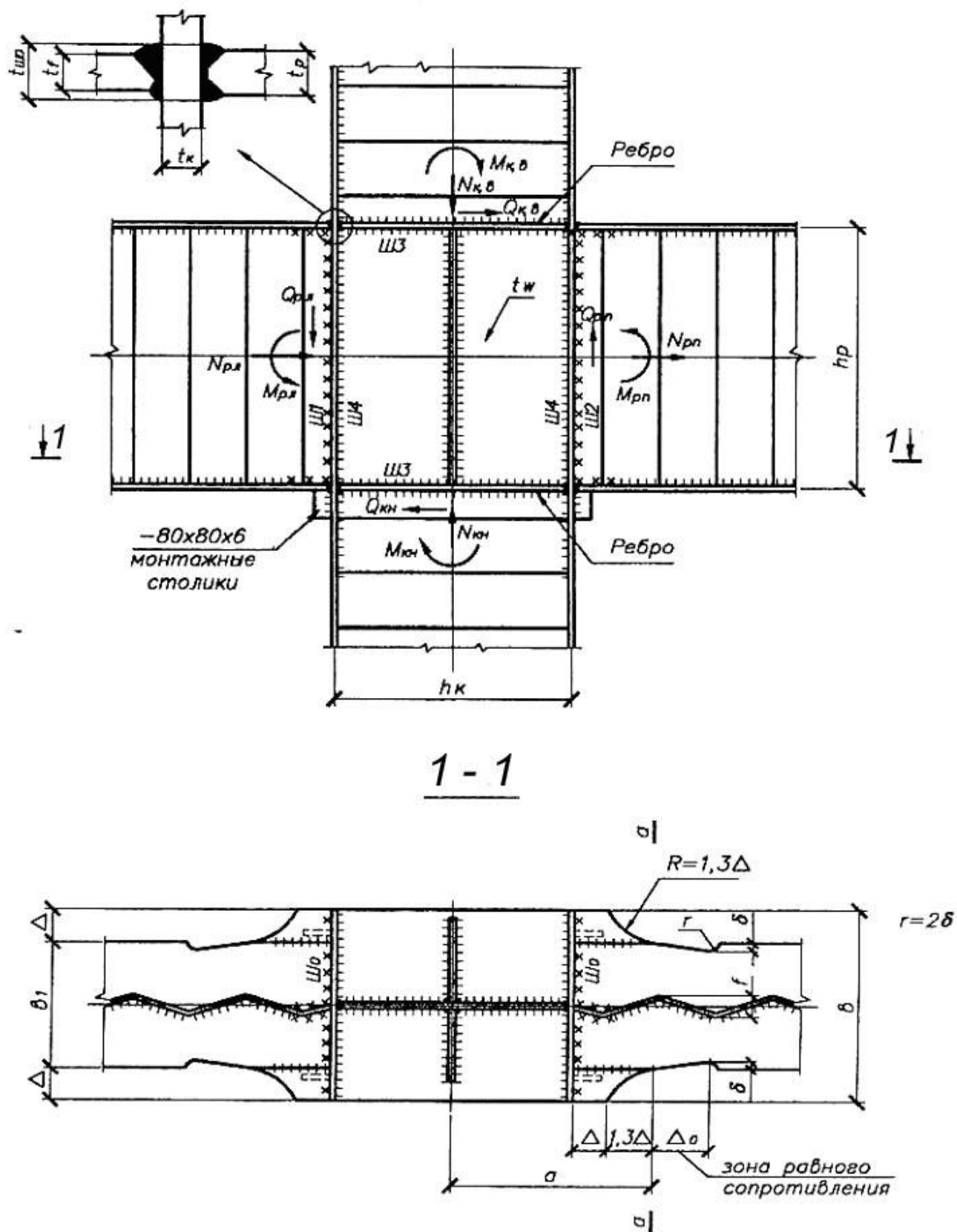


Рисунок 3.18 - Рамный узел каркаса

где $\gamma_\tau = 1,2$; γ_c по СНиП РК 5-04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Если в стенке рамного узла не допускается развитие пластических деформаций, то сечение стенки колонны в узле проверяется на прочность по формуле:

$$\tau = \frac{\frac{1}{h_p}(M_{pl} + M_{pn}) - Q_{k6}}{h_{wk} \cdot t_w} \leq 0,8 \cdot 0,58 R_y \gamma_c \quad (3-11)$$

Если в стенке рамного узла предусматривается развитие пластических деформаций, то проверка прочности производится по формуле:

$$\tau = \frac{\frac{1}{h_p}(M_{pl} + M_{pn}) - Q_{k6}}{h_{wk} \cdot t_w} = 0,58 \cdot 1,15 \sigma_T \quad (3-12)$$

где σ_T - предел текучести стали, определенный на основании результатов испытаний образцов на заводе-изготовителе конструкций.

В обоих случаях для обеспечения устойчивости стенки рамного узла должно быть

$$0,5 h_k / t_w \leq \sqrt{\frac{E}{R_Y}},$$

выполнено условие

(3-13)

где R_Y - расчетное сопротивление стали в МПа.

Горизонтальные ребра жесткости колонн изготавливаются из той же стали, что и пояса ригеля, при этом их общая ширина принимается равной ширине пояса колонны, а толщина на 2 мм больше, чем у пояса ригеля.

Для упрощения монтажа к поясам колонны привариваются по две пластины сечением - 80 х 80 х 6 мм, на которые устанавливаются ригели. После монтажа пластины срезаются шлифмашинкой.

Все заводские сварные швы выполняются полуавтоматической сваркой в среде защитных газов в соответствии с СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

Монтажная сварка должна, как правило, производиться полуавтоматом и только в исключительных случаях вручную с соблюдением требований СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования» и СНиП РК 5.04-18-2002 «Металлические конструкции. Правила производства и приемки работ».

Гофрированная стенка ригеля приваривается к поясу колонны двусторонними угловыми швами Ш1, Ш2, размеры которых принимаются по расчету, полагая, что касательные напряжения распределяются по их длине равномерно.

Стенка рамного узла приваривается к поясам колонны и ребрам двусторонними угловыми швами Ш3, Ш4 с катетами не менее толщины стенки - t_w .

Сварные швы, прикрепляющие пояса ригелей и ребра колонны к ее поясам, должны выполняться с разделкой кромок и полным проваром в соответствии с ГОСТ 5264-80*, ГОСТ 8713-79*, ГОСТ 14771-76*.

При этом толщина швов по грани поясов колонны - t_{uo} должна назначаться из условия прочности стали поясов в направлении толщины проката R_{th} согласно указаниям главы СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования»:

$$t_{uo} \geq \frac{N_{fo}}{\gamma_c \cdot \sigma \cdot R_{th}}, \quad (3-14)$$

где: N_{fo} - максимальное усилие в поясе ригеля у грани колонны,

e - ширина пояса ригеля у грани колонны (Рис. 3.18).

Если каркас запроектирован таким образом, что пластические шарниры возникают только в стенке рамных узлов, то пластические сдвиговые деформации при тех же конструкциях будут равны для i -го этажа:

$$\gamma_n = \frac{A_{n2}}{H_k} = \frac{0,262 S_o / C_o}{H_k} = \frac{0,262 \cdot Y_o}{H_k} = 0,262 \cdot \frac{1}{100} = 2,62 \cdot 10^{-3}.$$

Предельный упругий сдвиг стенки рамного узла для стали С255

$$\gamma_T = \frac{0,58 \cdot \gamma_T \cdot \sigma_T 1,15}{G} = \frac{0,58 \cdot 1,15 \cdot 1,2 \cdot 2500}{8,1 \cdot 10^5} = 2,47 \cdot 10^{-3} \quad \text{и} \quad \text{соответственно} \quad \text{уровень}$$

пластических сдвиговых деформаций:

$$e = \frac{\gamma_n}{\gamma_T} = \frac{2,62 \cdot 10^{-3}}{2,47 \cdot 10^{-3}} = 1,06, \quad \text{что значительно меньше расчетного (см. рис. 3.16).}$$

Таким образом малоцикловая прочность каркаса в пределах i - го этажа будет обеспечена.

Расчет рамного узлового соединения ригелей с колонной квадратного трубчатого сечения (Рис. 3.8, 3.9) отличается от приведенного выше расчета для двутавровой колонны только тем, что две стенки колонны работают в пределах рамного узла, как правило, в упругой стадии. В этом случае стенки узлов каркаса не выполняют роль энергопоглощающих элементов, а развитие пластических деформаций можно допустить только в поясах ригелей.

Расчет на прочность стенок колонны в рамном узле производится по приведенным напряжениям в месте соединения диафрагмы с поясом

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_z^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq \gamma_c \gamma_T R_y \quad (3-15)$$

$$\text{где: } \sigma_z = \frac{N_k}{A_k} + \frac{M_{k,max}}{J_k / (0,5h_k - t)}; \quad \tau_{xy} = \frac{\left(\frac{M_{pl} + M_{pn}}{h_p} - Q_v \right) \cdot S_f}{2 \cdot t \cdot J_k}, \quad (3-16)$$

где: $M_{k,max}$, N_k - максимальный изгибающий момент в колонне в пределах рамного узла и соответствующая нормальная сила;

A_k , J_k , S_f - площадь поперечного сечения, момент инерции и статический момент пояса колонны;

t - толщина стенки колонны в узле.

Изображенная на рис. 3.11 база колонны двутаврового сечения рассчитывается с учетом развития сдвиговых пластических деформаций в стенках траверс при горизонтальных сейсмических нагрузках расчетной интенсивности.

На рис. 3.19 приведена расчетная схема базы колонны.

Длина сжатой зоны бетона фундамента при ширине опорной плиты - d определяется по формуле:

$$Z = \frac{N}{d \cdot R_\delta} \leq B_o \quad (3-17)$$

Если $Z > B_o$, то следует увеличить ширину опорной плиты; B_o - см. рис. 3.19.

Усилие на фундаментные болты (два болта на каждой траверсе):

$$N_\delta = \frac{M - N(0,5B_o - 0,5Z)}{e_1}, \quad (3-18)$$

где R_δ - расчетное сопротивление бетона фундамента при сжатии определяется по СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции».

По усилению $0,5 N_\delta$ подбирается фундаментный болт в соответствии с СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования». Размеры траверс колонны назначаются из конструктивных соображений $h_w \approx (0,5 \div 0,75) B_o$, $a_w \approx (1,0 \div 1,5) h_w$.

Толщина стенки траверсы принимается по формуле:

$$t_w = \frac{N_\delta}{0,58 \cdot 1,15 \cdot \gamma_\tau \cdot R_y \cdot h_w}, \quad (3-19)$$

где: R_y - расчетное сопротивление стали стенки траверсы.

Толщина стенки t_w округляется до ближайшего целого числа с соответствующим уменьшением высоты стенки - h_w .

Площадь поясов траверсы определяется по формуле:

$$A_f = \frac{N_\delta (0,5 \delta_1 - 0,5 h_k)}{h_w \cdot 0,9 R_y} \quad (3-20)$$

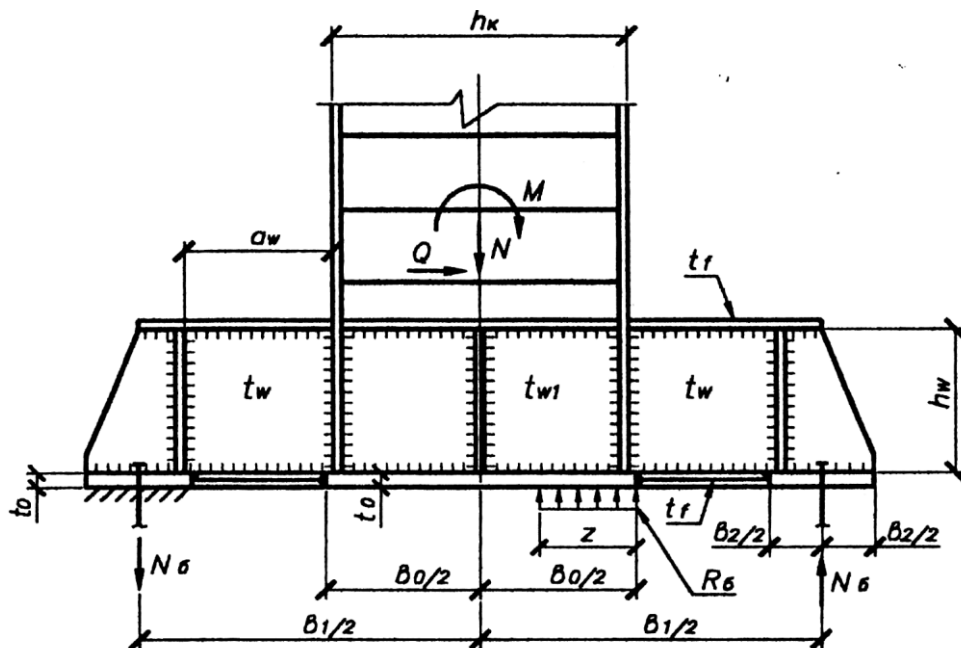


Рисунок 3.19 - Расчетная схема базы колонны двутаврового сечения.

Толщина центральной опорной плиты определяется из условия работы пластинки опертой на три канта, загруженной равномерно распределенной нагрузкой - $\gamma_c R_\delta$ на длине $B_o/2$.

Центральное ребро траверсы рассчитывается на усилие $N_{up} = \gamma_c R_\delta \cdot d \cdot 0,5 h_k$

Крайние опорные плиты траверс рассчитываются как консольные пластинки нагруженные равномерно распределенной нагрузкой $\gamma_c R_\delta$. При этом размеры этой плиты определяются из

$$e_2 \cdot d_k \geq \frac{N_\delta}{\gamma_c R_\delta} . \quad (3-21)$$

условия:

На рис. 3.12 приведена база колонны квадратного трубчатого сечения с фиксированными зонами передачи вертикальных нагрузок на фундамент. Расчет такой базы в особом сочетании нагрузок производится по главным осям здания. При этом в запас прочности не учитывается работа траверс перпендикулярного направления, за исключением такого варианта загрузки, при котором колонна отрывается от фундамента. В этом случае учитывается работа всех четырех траверс базы колонны. При расчете допускается развитие сдвиговых пластических деформаций в стенках траверс.

При расчете базы исходят из того, что изгибающий момент M воспринимается двумя траверсами, нормальная сила N – наиболее сжатым участком центральной опорной плиты, а сдвигающая сила Q_w передается на фундамент за счет трения и через закладные детали (шпоры).

Ширина сжатого участка центральной опорной плиты Z_o определяется по формуле:

$$Z_o = 0,5h_{ko} + \sqrt{0,25h_{ko}^2 + \frac{N}{\gamma_\delta R_\delta}} , \quad (3-22)$$

где $h_{ko} \approx$ расстояние между центрами тяжести поясов колонны.

Ширина центральной опорной плиты будет равна $e_o = h_{ko} + Z_o$

Толщина центральной опорной плиты колонны:

$$t_{ko} \approx 0,8Z_o \sqrt{\frac{\gamma_\delta R_\delta}{\gamma_c R_y}} , \quad (3-23)$$

где R_δ , R_y - расчетные сопротивления бетона при сжатии и стали опорной плиты при изгибе.

Усилие растягивающее два фундаментных болта:

$$N_\delta = \frac{M}{h_\delta} , \quad (3-24)$$

где h_δ - расстояние между фундаментными болтами.

Ширина опорной плиты траверсы Z_T :

$$Z_T = \frac{M}{h_\delta \cdot e_{от} \cdot \gamma_\delta R_\delta} = \frac{N_\delta}{e_{от} \gamma_\delta R_\delta} , \quad (3-25)$$

где $e_{от}$ - длина опорной плиты траверсы.

Толщина стенки траверсы высотой h_T назначается по формуле:

$$t_{w,T} = \frac{N_\delta}{0,58 \cdot (1,15 \cdot \gamma_\tau) R_y h_T} . \quad (3-26)$$

Толщина $t_{w,T}$ округляется до целого числа в мм, при этом соответственно корректируется высота стенки траверсы h_T .

Площадь поперечного сечения поясов траверс назначается по формуле:

$$A_f = \frac{N_{\delta} \cdot l_T}{h_T \gamma_c R_y}, \quad (3-27)$$

где l_T - длина пояса, A_f - площадь поперечного сечения пояса траверсы.

Ширина и толщина пояса траверсы определяется из условия устойчивости в соответствии с требованиями СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

3.6 Пример расчета и конструирования стального рамного каркаса 12-этажного ширококорпусного сейсмозащищенного здания

Основные исходные данные:

- 1 Шаг колонн в поперечном и продольном направлениях - 6 м.
- 2 Высота этажа – 3,0 м
- 3 Размеры в плане 18 х 18 м
- 4 Перекрытия железобетонные монолитные (нормативная нагрузка 260 кгс/м²)
- 5 Полы (нормативная нагрузка 100 кгс/м²)
- 6 Ограждающие конструкции – легкие панели, витражи (нормативная нагрузка ~ 60 кгс/м²)
- 7 Сейсмичность района строительства – 9 баллов.
- 8 Грунты второй категории по сейсмическим свойствам
- 9 Снеговая нагрузка - II район по СНиП
- 10 Ветровая нагрузка - III район по СНиП
- 11 Временная нормативная нагрузка - 150 кгс/м²
- 12 Огнезащита - вермокулитовая штукатурка $\delta = 40$ мм

Уровень ответственности здания - нормальный, коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 0,95$ (СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»).

Расчет и конструирование стального каркаса выполнен только на особое сочетание нагрузок. Принятые конструктивные формы элементов и узлов каркаса не являются обязательными при реальном проектировании.

На рис.2.1 приведены схемы только несущих конструкций каркаса здания.

Массы в узлах каркаса для любого перекрытия

- угловая колонна $Q_1 = 0,7 \cdot 9 + 1,17 + 0,1 \cdot 9 = 8,37 \text{ т} \approx 8,4 \text{ т}$;
- колонна крайнего ряда $Q_2 = 0,7 \cdot 18 + 1,17 + 0,1 \cdot 18 = 15,57 \text{ т} \approx 15,6 \text{ т}$;
- средняя колонна $Q_3 = 0,7 \cdot 36 + 0,1 \cdot 36 = 28,8 \text{ т}$.

Для покрытия верхнего этажа принимаем те же массы, что и для рядового этажа, так как они мало отличаются друг от друга.

Таблица нагрузок

Нагрузка	Основное сочетание			Особое сочетание		
	Нормат. кгс/м ²	γ_f	Расчетн. кгс/м ²	n	Расчетн. кгс/м ²	Примечание
Типовое перекрытие						
I Постоянная:						
1.1 Собств. вес МК и огнезащита	150,0	1,2	180,0	0,95	171,0	
1.2 Железобетонное перекрытие	260,0	1,1	286,0	0,9	258,0	
1.3 Пол	100,0	1,3	130,0	0,9	117,0	
1.4 Перегородки	100,0	1,1	110,0	0,9	99,0	
1.5 Подвесной потолок	25,0	1,1	28,0	0,9	25,0	

Итого					~ 700,0	
1.6 Стеновое ограждение	60,0	1,2	72,0	0,9	65,0	м ² стены
На колонну крайних рядов от 1-го этажа					1170,0	
II Временная:						
2.1 Снеговая	70,0	1,4	98,0	0,5	~50,0	
2.2 На перекрытие	150	1,3	195,0	0,5	~ 100,0	

Выполняем расчет пространственного каркаса по программе «SCAD office» на вертикальные нагрузки особого сочетания и горизонтальные сейсмические нагрузки. При этом учитываем три первые формы собственных колебаний.

Жесткости элементов назначаются по аналогам для каждого яруса каркаса или по приближенному расчету.

Подбор сечений ригелей из сварных двутавров с поперечно гофрированной стенкой.

1 Нижний ярус каркаса.

Расчетный изгибающий момент в ригеле на расстоянии 350 мм от оси колонны: $M_p = 56,6$ тс.м, поперечная сила $Q = 24,9$ тс. При высоте гофрированной стенки ригеля 450 мм, выполненной из стали С245 требуемая ее толщина должна быть не менее

$$t_w = \frac{Q}{h_w \cdot \gamma_c R_s / \gamma_n} = \frac{24,9}{45 \cdot 0,95 \cdot (0,58 \cdot 2,45) / 0,95} = 0,39 \text{ см} \approx 4 \text{ мм}$$

Необходимую площадь сечения поясов ригеля из стали С345 определяем по формуле:

$$A_{f, tp} = \frac{M_p}{(h_w + t_f) \cdot \gamma_\tau \cdot R_y / \gamma_n} = \frac{5660}{46 \cdot 1,3 \cdot 3,2 / 0,95} = 28,5 \text{ см}^2,$$

где $\gamma_\tau R_y$ - расчетная величина предела текучести стали пояса.

Принимаем сечение поясов - 180 х 16 мм. Проверяем отношение свеса пояса к толщине

$$\frac{0,5(e_f + \frac{2}{3}f)}{t_f} = \frac{0,5(180 + 40)}{16} = 6,9 \leq 0,28 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 7,2,$$

где e_f - ширина пояса, f - высота гофров стенки.

2. Второй ярус каркаса.

$M_p = 52,26$ тс.м, $Q_p = 23,32$ тс. Пояса ригеля из стали С345, гофрированная стенка – из С245

$$A_{f, tp} = \frac{5226}{46 \cdot 1,3 \cdot 3,2 / 0,95} = 26,3 \text{ см}^2$$

Принимаем сечение поясов - 170 х 16 мм. Толщина стенки $t_w = 4$ мм, так как поперечная сила в ригеле чуть меньше, чем в нижнем ярусе каркаса.

3. Третий ярус каркаса

$M_p = 43,57$ тс.м $Q = 20,18$ тс. Пояса ригеля из стали С255, гофрированная стенка - из С245.

$$A_{f, tp} = \frac{4357}{46 \cdot 1,35 \cdot 2,45} = 28,64 \text{ см}^2. \text{ Принимаем сечение поясов - 180 х 16 мм.}$$

$$\frac{0,5\left(6 + \frac{2}{3} f\right)}{t_f} = \frac{0,5(180+40)}{16} = 6,9 < 0,28 \sqrt{\frac{E}{R_y}} = 8,2$$

Проверяем отношение

Толщину гофрированной стенки принимаем 4 мм.

4. Верхний ярус каркаса

$M_p = 30,19$ тс.м $Q = 15,34$ тс. Пояса ригеля из стали С255, стенка - из С235.

$$A_{f, \text{тр}} = \frac{3019}{46 \cdot 1,35 \cdot 2,45} = 19,84 \text{ см}^2. \text{ Принимаем сечение поясов - } 160 \times 14 \text{ мм.}$$

$$\frac{0,5\left(6 + \frac{2}{3} f\right)}{t_f} = \frac{0,5(160+40)}{14} = 7,2 < 8,2$$

Проверяем отношение

$$t_{w, \text{тр}} = \frac{Q}{h_w \gamma_c R_s / \gamma_n} = \frac{15,34}{45 \cdot 1 \cdot 0,58 \cdot 2,35 / 0,95} = 0,25 \text{ см} = 2,5 \text{ мм}$$

. Принимаем $t_w = 3$ мм

Подбор сечений колонн квадратного трубчатого сечения из четырех уголков:

1. Нижний ярус

Действующие в нижнем сечении колонны (верх траверс) усилия:

крайняя колонна $M = M_e + M_c = -2,5 - 49,1 = -51,6$ тс.

$$N = N_B + N_C = -201,43 \pm 129,0 = -330,43 \text{ тс } (-72,43 \text{ тс}),$$

$$Q = 2,2 + 23,2 = 25,4 \text{ тс.}$$

Здесь M_B, M_C, N_B, N_C – изгибающие моменты и нормальные силы в колонне соответственно от вертикальной и горизонтальной сейсмической нагрузок;

Средняя колонна: $M = M_B + M_C = -0,24 - 56,36 = -56,6$ тс.м

$$N = -331,36 - 2,88 = -334,24 \text{ тс.}$$

$$Q = 0,2 + 30,8 = 31,0 \text{ тс.}$$

Подбираем сечение наиболее нагруженной средней колонны. Расчетная длина колонны μH_K , где μ – коэффициент расчетной длины, определяемый по таблице 17,а СНиП РК 5.04-23-2002 «Стальные конструкции. Нормы проектирования».

$$n_1 = n_2 = \frac{J_S I_C}{I_C} = \frac{31270 \cdot 3,2}{6 \cdot 54560} = 0,306; \quad P = 50; \quad n = \frac{K(n_1 + n_2)}{K + 1} = \frac{3 \cdot 2 \cdot 0,306}{4} = 0,459;$$

$$\text{при } n = 0,459 > 0,2; \mu = \frac{(P + 0,63)\sqrt{n + 0,28}}{\sqrt{pn(p + 0,9) + 0,1n}} = \frac{5,063\sqrt{0,459 + 0,28}}{\sqrt{50 \cdot 0,459(50 + 0,9) + 0,0459}} = \frac{43,52}{34,18} = 1,27.$$

$$\lambda = \frac{\mu H}{i_x} = \frac{1,27 \cdot 320}{15,8} = 25,7; \quad \bar{\lambda} = \frac{25,7}{\sqrt{E/R_y}} = \frac{25,7}{25,62} \approx 1.$$

Гибкость колонны

$$m = \frac{M \cdot A}{N \cdot W} = \frac{5660 \cdot 218,4}{334,2 \cdot 2728} = 1,36.$$

Относительный эксцентриситет

Величины A и W взяты по предварительно подобранному сечению колонны.

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 1,36) - 0,02 (5 - 1,36) \cdot 1 = 1,75 - 0,136 - 0,073 = 1,54.$$

Приведенный относительный эксцентриситет $m_{ef} = \eta \cdot m = 1,54 \cdot 1,36 = 2,1.$

По таблице 74 СНиП РК 5.04-23-2002 находим $\varphi_e = 0,473.$

Требуемая площадь поперечного сечения колонны

$$A_k = \frac{N}{\varphi_e \gamma_c R_y \gamma_\tau / \gamma_n} = \frac{334,2}{0,473 \cdot 1 \cdot 3,2 \cdot 1,17 / 0,95} = 209,4 \text{ см}^2.$$

Оставляем предварительно подобранное сечение колонны из 4 L 200x14, у которого $A = 218,4 \text{ см}^2$. Сталь С345 по ГОСТ 27772-88*.

Проверка устойчивости колонны при изгибе по диагональной оси:

$$\bar{\lambda} = 1; \quad m = \frac{5660}{334,2} \cdot \frac{218,4}{1935} = 1,91; \quad \eta = 1; \quad \varphi_e = 0,497;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{334,2}{0,497 \cdot 218,4} = 3,08 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c R_y \gamma_\tau / \gamma_n = 3,738 \text{ тс/см}^2.$$

Проверка прочности колонны по диагональной оси с учетом развития пластических деформаций

$$\sigma = \left(\frac{N}{A R_y \gamma_c \gamma_\tau} \right)^n + \frac{M_x}{C_x W_x R_y \gamma_e \gamma_\tau} = \left(\frac{334,4}{218,4 \cdot 3,2 \cdot 1 \cdot 1,2} \right)^{1,5} + \frac{5560}{1,47 \cdot 1935 \cdot 3,2 \cdot 1 \cdot 1,2} = 0,399^{1,5} + 0,509 =$$

$$= 0,252 + 0,509 = 0,761 < 1.$$

Аналогично проверяется крайняя колонна первого этажа рамы.

Проверка устойчивости средней колонны второго этажа:

$$M = M_6 + M_c = -0,33 \pm 44,0 = -44,3 \text{ тс.м}$$

$$N = N_6 + N_c = -302,6 - 3,7 = -306,3 \text{ тс}$$

$$Q = Q_6 + Q_c = 0,3 + 34,0 = 34,3 \text{ тс.}$$

$$n_1 = n_2 = 0,306; \quad p_1 = p_2 = 0,306 \quad n = \frac{K(n_1 + n_2)}{(K + 1)} = \frac{3 \cdot 0,612}{4} = 0,459 > 0,2;$$

$$p = \frac{K(p_1 + p_2)}{K + 1} = 0,459;$$

$$\mu = \frac{(0,459 + 0,63) \sqrt{0,459 + 0,28}}{\sqrt{0,459^2 (0,459 + 0,9) + 0,1 \cdot 0,459}} = \frac{0,93616}{0,5764} = 1,624;$$

$$\lambda = \frac{\mu H}{i_x} = \frac{1,624 \cdot 300}{15,8} = 30,8; \quad \bar{\lambda} = \frac{30,8}{25,62} = 1,2;$$

$$m = \frac{M A}{N W} = \frac{4430 \cdot 218,4}{306,3 \cdot 2728} = 1,16; \quad \eta = (1,75 - 0,1 \cdot 1,16) - 0,02(5 - 1,16) \cdot 1,2 = 1,542;$$

$$m_{ef} = 1,16 \cdot 1,542 = 1,7885 \approx 1,79; \quad \varphi_e = 0,495;$$

$$\sigma = \frac{306,3}{0,495 \cdot 218,4} = 2,833 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c R_y \gamma_\tau / \gamma_n$$

2. Второй ярус (средняя колонна)

$$M = 1,6 + 38,2 = 39,8 \text{ тс.м}$$

$$N = -246,4 \pm 4,8 = -251,2 \text{ тс}$$

$$Q = 1,0 + 31,1 = 32,1 \text{ тс.}$$

Можно принять $\bar{\lambda} = 1,2$, как на втором этаже.

$$m = \frac{3980 \cdot A \cdot 0,5 h_k}{251,2 \cdot i_x^2 A} = \frac{3989 \cdot 0,5 \cdot 40}{251,2 \cdot 15,8^2} = 1,27; \quad \eta = (1,75 - 0,1 \cdot 1,27) - 0,02(5 - 1,27) \cdot 1,2 = 1,53;$$

$$m_{ef} = 1,27 \cdot 1,53 \approx 1,95; \quad \varphi_e = 0,466; \quad A = \frac{N}{\varphi_e \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95} = \frac{251,2}{0,466 \cdot 1,17 \cdot 3,2 / 0,95} = 145,5 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение колонны из 4 L 200x12, $A = 4 \cdot 47,1 = 188,4 \text{ см}^2$ из стали С255. В

$$\bar{\lambda} = \frac{30,8}{29,6} = 1,04; \quad \eta = 1,55; \quad m_{ef} = 1,27 \cdot 1,55 \approx 2,0; \quad \varphi_e = 0,48;$$

этом случае

$$\sigma = \frac{251,2}{0,48 \cdot 188,4} = 2,78 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95 = 1 \cdot 1,17 \cdot 2,5 / 0,95 = 2,89 \text{ тс/см}^2.$$

Проверка устойчивости по диагональной оси колонны:

$$\bar{\lambda} = 1,04; \quad m = \frac{3980 \cdot 188,4}{251,2 \cdot 1689} = 1,77; \quad \eta = 1,0; \quad \varphi_e = 0,51;$$

$$W_g = \frac{47616}{1,41 \cdot 40/2} = 1689 \text{ см}^3; \quad \sigma = \frac{251,2}{0,51 \cdot 188,4} = 2,615 \text{ тс/см}^2 < 2,89 \text{ тс/см}^2.$$

3. Третий ярус (средняя колонна)

$$M = 2,3 + 36,4 = 38,7 \text{ тс.м}$$

$$J_p = 28 \cdot 46,6^2 / 2 = 30402 \text{ см}^4$$

$$N = 164,0 + 4,6 = 168,6 \text{ тс}$$

$$J_k = 4(1216 + 38,8 \cdot 13,15^2) =$$

$$31702 \text{ см}^4.$$

$$Q = 1,6 + 25,2 = 26,8 \text{ тс}$$

Сечение колонны 4 L 180x11. Ригели и колонны выполнены из стали С255 по ГОСТ 27772-88*.

$$n_1 = n_2 = p_1 = p_2 = \frac{J_p H}{I J_o} = \frac{30402 \cdot 300}{600 \cdot 31702} = 0,48; \quad n = p = \frac{K(n_1 + n_2)}{K + 1} = \frac{3 \cdot 0,96}{4} = 0,72;$$

$$\mu = \frac{(p + 0,63)\sqrt{n + 0,28}}{\sqrt{np(p + 0,9) + 0,1n}} = \frac{1,35\sqrt{1}}{\sqrt{0,9118}} = 1,414 \approx 1,4;$$

$$\lambda = \frac{\mu H}{l_x} = \frac{1,4 \cdot 300}{14,29} = 29,4; \quad \bar{\lambda} \approx 1; \quad m = \frac{M p A}{N W} = \frac{3870 \cdot 155,2}{168,6 \cdot 1761} = 2,02;$$

$$\eta = (1,75 - 0,1 \cdot 2,02) - 0,02 (5 - 2,02) \cdot 1 = 1,5; \quad m_{ef} = 2,02 \cdot 1,5 = 3,03; \quad \varphi_e = 0,402;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{168,6}{0,402 \cdot 155,2} = 2,702 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95 = 1 \cdot 1,17 \cdot 2,5 / 0,95 = 2,89 \text{ тс/см}^2$$

Проверка устойчивости по диагональной оси колонны:

$$\bar{\lambda} = 1; \quad m = \frac{3540 \cdot 155,2}{168,6 \cdot 1249} = 2,609; \quad \eta = 1; \quad \varphi_e = 0,417;$$

$$W_g = 1249 \text{ см}^3; \quad \sigma = \frac{168,6}{0,417 \cdot 155,2} = 2,605 \text{ тс/см}^2 < 2,89 \text{ тс/см}^2.$$

4. Четвертый ярус (средняя колонна)

$$M = 2,3 + 24,5 = 26,8 \text{ тс.м}$$

$$J_p = 22,4 \cdot 46,4^2 / 2 = 24113 \text{ см}^4$$

$$N = 82,6 + 2,8 = 85,4 \text{ тс}$$

$$J_k = 4 (774 + 31,4 \cdot 11,7^2) = 20290 \text{ см}^4 \quad (4$$

$$L160x10)$$

$$Q = 1,7 + 16,5 = 18,2 \text{ тс.}$$

Материал конструкций сталь С255 по ГОСТ 27772-88*.

$$\mu = 1,4; \quad \lambda = \frac{1,4 \cdot 300}{12,7} = 33; \quad \bar{\lambda} = 1,1;$$

Можно принять

$$m = \frac{M p \cdot A}{N \cdot W} = \frac{2680 \cdot 125,6}{85,4 \cdot 1268} = 2,86; \quad \eta = 1,75 - 0,1 \cdot 2,86 - 0,02 \cdot (5 - 2,85) \cdot 1,1 = 1,42;$$

$$m_{ef} = 1,42 \cdot 2,86 = 4,0; \quad \varphi_e = 0,302;$$

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e A} = \frac{85,4}{0,302 \cdot 125,6} = 1,53 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95.$$

Проверки устойчивости колонны по диагональной оси не требуется, учитывая низкий уровень напряжений.

Расчет узловых соединений каркаса

1 Рамный узел (перекрытие первого этажа Рис. 3.20)

Все сварные швы выполнены полуавтоматом в защитном газе проволокой Св-08Г2С по ГОСТ 2246-70*. Пояс ригеля сечением – 180х16 мм из стали С345 подобран по изгибающему моменту, действующему на расстоянии 350 мм от оси колонны (Рис. 3.20).

Изгибающий момент в ригеле у грани колонны $M_{pl} = 60,2$ тс.м; поперечная сила $Q_p = 24$ тс.

Средние нормальные напряжения в поясе ригеля у грани колонны:

$$\sigma_n = \frac{M_{pl}}{h_{p1} \cdot A_f} = \frac{6020}{46,6 \cdot 1,6 \cdot 30} = 2,69 < \gamma_c R_y$$

Растягивающие напряжения в поясе колонны в направлении толщины проката при высоте шва 14 мм так же равны $2,69 \text{ тс/см}^2 > 0,5 R_{шп} / \gamma_m = 0,5 \cdot 4,800 / 1,0,25 = 2,341 \text{ тс/см}^2$. Поэтому толщину сварного шва Ш1 у грани колонны необходимо увеличить до 20 мм, тогда

$$\sigma_{ш1} = \frac{6020}{46,6 \cdot 2 \cdot 30} = 2,153 \text{ тс/см}^2 < 2,341 \text{ тс/см}^2$$

Сварной шов Ш3 должен иметь толщину 20 мм. Сварной шов Ш2 двусторонний, угловой с катетом 5 мм. Несущая способность 1 п. см. такого шва, выполненного полуавтоматической сваркой, равна при работе на срез 750 кгс/см, что значительно больше действующего срезающего усилия

$$\bar{T}_{ш2} = \frac{24000}{43 \cdot 2} = 280 \text{ кгс/см} < 750 \text{ кгс/см}$$

На швы Ш3, Ш4 одновременно действует растягивающее усилие $N_{ш}$ и скалывающее $T_{ш}$. Учитывая, что несущая способность шва на срез меньше, чем на растяжение, расчет шва следует выполнять на такое сочетание нагрузок, когда преобладает срез. В худшем положении для нашего случая находится шов Ш3 при сейсмической нагрузке вдоль оси А.

Тогда на 1 п. см. шва действует скалывающее усилие $\bar{T}_{ш3}$ и растягивающее $\bar{N}_{ш3}$

$$\bar{T}_{ш3} = \frac{M_{pl} \cdot 0,9}{h_{p1} \cdot 2l_{ш3}} = \frac{6020 \cdot 0,9}{46,6 \cdot 2 \cdot 17} = 3,42 \text{ тс/см}$$

$$\bar{N}_{ш3} = \frac{M_{p2}}{h_{p2} \cdot 2l_{ш3}} = \frac{950}{46,6 \cdot 2 \cdot 17} = 0,60 \text{ тс/см} \quad (\text{только от вертикальной нагрузки})$$

Несущая способность шва Ш3 : на срез $[\bar{T}_{ш}] = 0,58 R_y \cdot t_g / \gamma_n = 0,58 \cdot 3,2 \cdot 1,8 / 0,95 = 3,516 \text{ тс/см}$; на растяжение $[\bar{N}_{ш}] = (R_y / 0,95) t_g = (3,2 / 0,95) 1,8 = 6,06 \text{ тс/см}$.

$$\bar{T}_{ш3} = 3,42 < [\bar{T}_{ш}] = 3,52 \text{ тс/см} \quad \bar{N}_{ш3} < [\bar{N}_{ш}]$$

Приведенные усилия

$$\bar{N}_{ш1,пр} = \sqrt{\bar{N}_{ш3}^2 + 3\bar{T}_{ш3}^2} = \sqrt{0,6^2 + 3 \cdot 3,42^2} = 5,95 \text{ тс/см} < [\bar{N}_{ш}] = 6,06 \text{ тс/см}$$

Проверка прочности стенки колонны в рамном узле (точка А на рис. 3.20).

Нормальные напряжения в точках А и В от усилий M_n и N_n .

$$\sigma_{y,a} = \frac{N_H}{A_K} + \frac{M_H}{J_K} x_a = \frac{334,2}{218,4} + \frac{3160}{54560} \cdot 18 = 1,53 + 1,04 = 2,57 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95;$$

$$\sigma_{y,b} = \frac{N_\theta}{A_K} + \frac{M_\theta}{J_K} x_a = \frac{306,3}{218,4} + \frac{4500}{54560} \cdot 18 = 1,4 + 1,485 = 2,885 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95.$$

Касательные напряжения в стенке колонн в точке **В**.

$$\tau_{cp} = \frac{\frac{1}{h_p}(M_{pn} + M_{pl}) - Q_k}{2 \cdot h_K \cdot t_K} = \frac{\frac{1}{46,6}(4010 + 4300) - 34}{2 \cdot 40 \cdot 1,4} = \frac{144,3}{112} = 1,29 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_s / 0,95.$$

Приведенные напряжения в точке **В** стенке колонны:

$$\sigma_{np} = \sqrt{2,885^2 + 3 \cdot 1,29^2} = 3,65 \text{ тс/см}^2 < \gamma_c \gamma_\tau R_y / 0,95 = 1 \cdot 1,2 \cdot 3,2 / 0,95 = 4,04 \text{ тс/см}^2.$$

Прочность стенки колонны в рамном узле обеспечена.

На рис. 3.20 показаны зоны равных сопротивлений поясов ригелей перекрытия первого этажа, обеспечивающие развитие пластических деформаций поясов на длине 120 мм при пиковых перегрузках во время землетрясений.

2 Стык колонн разного сечения (рис. 3.21).

$N = -168,5$ тс. $M = 2,3$ тс.м. $Q = 26,8$ тс.

Толщина диафрагмы определяется из расчета на срез и изгиб. Погонная нагрузка от стенки верхней колонны на диафрагму при изгибе по диагональной оси колонны:

$$\max q = \frac{N}{A_{KB}} t + \frac{M}{W_{KB}} t = \frac{168,5}{155,2} \cdot 1,1 + \frac{230}{1249} \cdot 1,1 = 1,195 + 0,203 \approx 1,4 \text{ тс/см}$$

$$e = 2 - \frac{1}{2}(t_\theta + t_H) = 2 - 1,15 \approx 0,85 \text{ см.}$$

Эксцентриситет стенок колонн -

$M_g = 1,4 \cdot 0,85 = 1,19$ тс·см = 1190 кгс·см. Материал диафрагмы сталь С255.

Требуемая толщина диафрагмы:

$$tg = \frac{\max q}{\gamma_c R_s / 0,95} = \frac{1,4}{0,58 \cdot 2,45 / 0,95} = 0,94 \text{ см} \approx 10 \text{ мм}$$

- по срезу

$$tg = \sqrt{\frac{6M_q}{1,2 \gamma_c R_y / 0,95}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 1190}{1,2 \cdot 1 \cdot 2450 / 0,95}} = 1,52 \text{ см}$$

- по изгибу

Принимаем диафрагму толщиной 16 мм, сталь С255 по ГОСТ 27772-88*.

Минимальный катет сварных швов из условия сдвига:

$$\bar{T} = \frac{Q}{2h_{KB}} = \frac{26,8}{2 \cdot 36} = 0,372 \text{ тс/см} \quad \min K_f = 3 \text{ мм}$$

По таблице 39 СНиП РК 5.04-23-2002 минимальный катет углового шва должен быть равен для элемента толщиной 16 мм не менее $K_f = 5 \text{ мм}$ при полуавтоматической сварке и не менее $K_f = 6 \text{ мм}$ - при ручной.

При одинаковых высотах колонн в соединении они свариваются встык на стальной подкладке с разделкой кромок верхней колонны (рис. 3.22).

3 База колонны трубчатого сечения

На рис. 3.12 показан один из рекомендуемых вариантов базы квадратной трубчатой колонны стального многоэтажного каркаса здания, строящегося в сейсмоопасном районе. Развитие сдвиговых пластических деформаций в стенках траверс базы колонны защищает каркас от перегрузок во время землетрясений. Для нашего примера нагрузки на среднюю колонну составляют: $N = 334,0$ тс; $M = 62,3$ тс; $Q = 31,0$ тс.

Можно предположить, что в предельном состоянии изгибающий момент воспринимается двумя траверсами, расположенными в плоскости действия горизонтальной сейсмической нагрузки, а нормальная сила – центральной опорной плитой. Задавшись размерами центральной опорной плиты, например, 550 х 550 мм найдем нормальные сжимающие напряжения на фундаменте:

$$\sigma_{\delta} = \frac{N}{55^2} = \frac{334300 \text{ кгс}}{3025 \text{ см}^2} = 110,5 \text{ кгс/см}^2 < R_{\delta} = 117 \text{ кгс/см}^2.$$

Класс прочности бетона В20.

Необходимая толщина центральной опорной плиты колонны определяется по большему из моментов:

$$C = 75 \text{ мм} \quad \bar{M}_K = R_{\delta} \cdot \frac{C^2}{2} = 117 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 3291 \text{ кгс/см}$$

- для консоли

- для плиты опертой по четырем сторонам $M_n = \alpha \cdot R_{\delta} a^2 = 0,048 \cdot 117 \cdot 38^2 = 8110 \text{ кгс} \cdot$

см.

$$t_{n.l} = \sqrt{\frac{6 \cdot M_n}{1,2 \cdot R_y \gamma_c / \gamma_n}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 8110}{1,2 \cdot 2800 / 0,95}} = 3,71 \text{ см.}$$

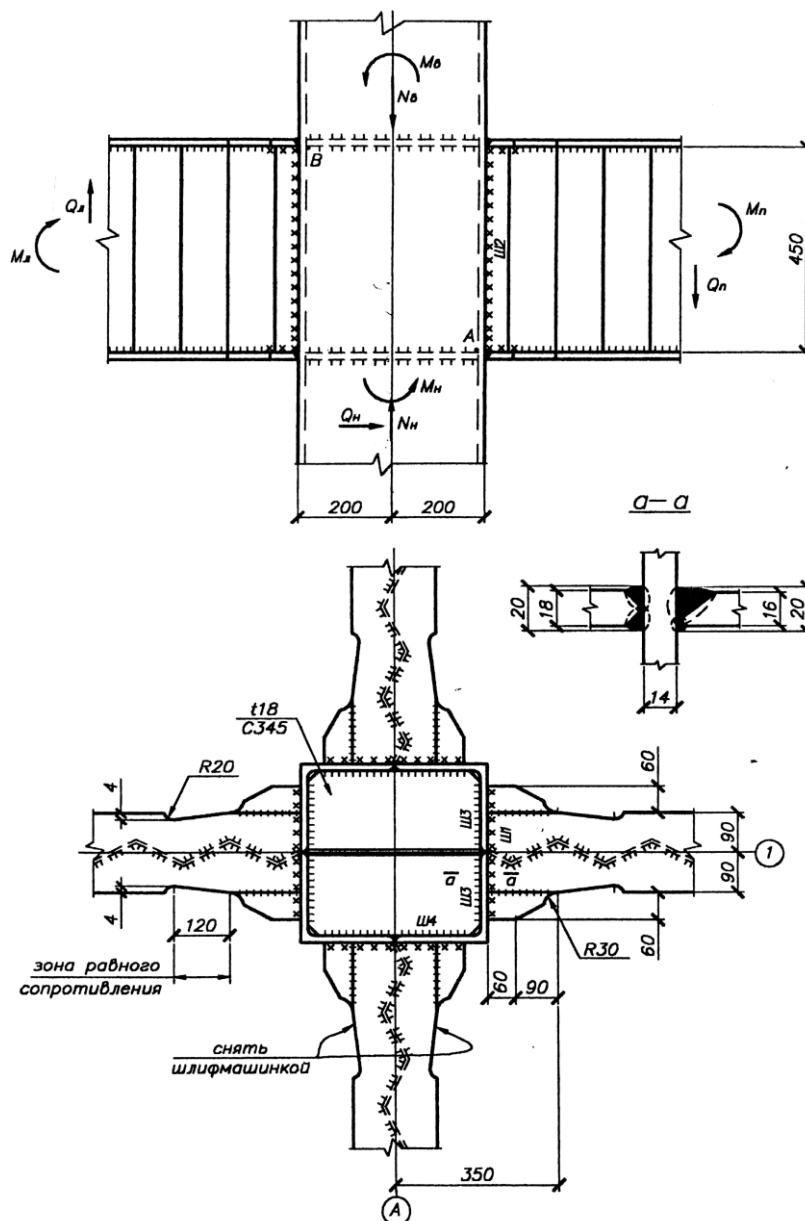


Рисунок 3.20 - Рамный узел перекрытия первого этажа

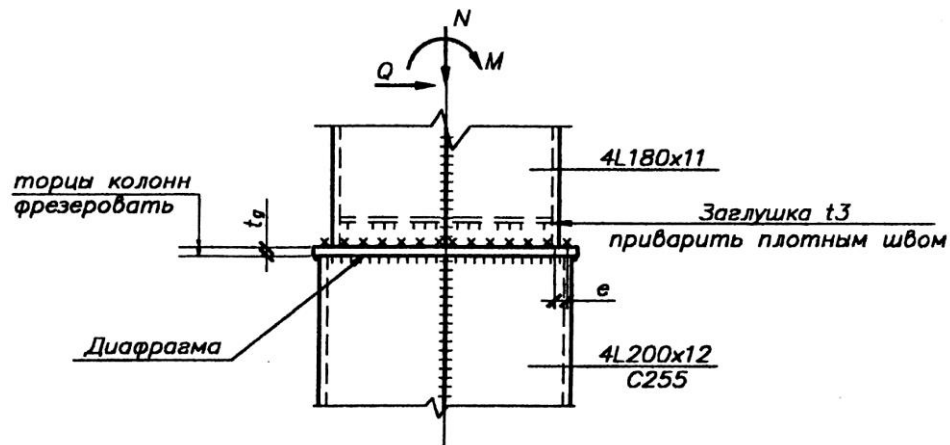


Рисунок 3.21 - Монтажный стык колонн разного сечения

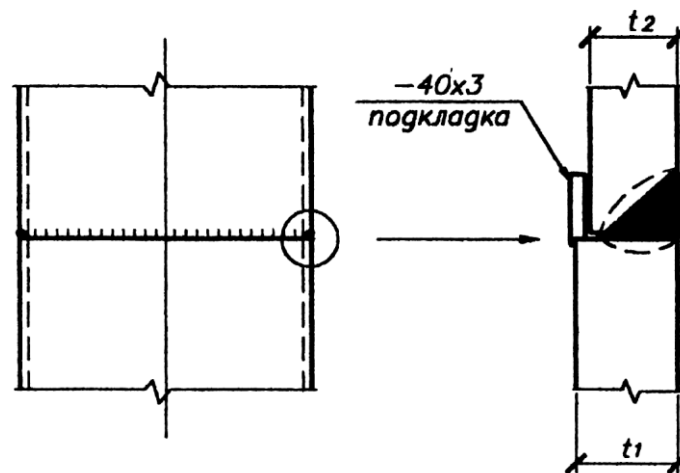


Рисунок 3.22 - Фрагмент сварки стыков поясов колонн

Принимаем толщину центральной плиты $t = 40$ мм из стали С345. Усилия в фундаментных болтах при действии горизонтальной сейсмической нагрузке по одной из главных осей каркаса здания

$$N_{\delta} = \frac{M}{l_{\delta}} = \frac{62,3}{0,95} = 65,6 \text{ тс.}$$

Принимаем 2 болта $\varnothing 56$ мм, сталь С345 с несущей способностью каждого 42,1 тс.

$$A = \frac{N_{\delta}}{R_{\delta\text{ет}} \cdot \gamma_c} = \frac{65600}{117 \cdot 1} = 561 \text{ см}^2.$$

Опорная плита траверсы должна иметь площадь

$$B_1 = \frac{561}{38} \approx 15 \text{ см.}$$

При длине опорной плиты 38 см, ее ширина равна

При высоте стенки траверсы $h_T = 200$ мм и длине $\ell_T = 200$ мм, толщина ее стенки из

$$t_{w,T} = \frac{N_{\delta}}{h_T \cdot 0,58 \cdot R_y \gamma_c \gamma_T / 0,95} = \frac{65,600}{20 \cdot 0,58 \cdot 3,2 \cdot 1,3 / 0,95} = 1,24 \text{ см} \approx 12 \text{ мм.}$$

стали С345

Пояса траверсы из стали С345 должны иметь площадь поперечного сечения:

$$A_{fr} = \frac{N_{\delta} \cdot 27,5}{21 \cdot \gamma_c \gamma_{\tau} R_y} = \frac{65,6 \cdot 27,5}{21 \cdot 1,2 \cdot 3,2} = 22,4 \text{ см}^2.$$

Принимаем сечение поясов - 250х10 мм из стали

С345.

Листы уширения пояса траверсы в месте примыкания к колонне выполнены сечением – 60х10 мм из стали С 345. Отвечающая верхнему поясу траверсы диафрагма должна иметь толщину 12мм. Толщина сварного шва, прикрепляющего пояс траверсы к колонне, определяется из условия работы стенки колонны в направлении толщины проката.

$$t_{ш} = \frac{65,6 \cdot 27,5}{21 \cdot (0,5 R_{un} / \gamma_m) \cdot \sigma} = \frac{65,6 \cdot 27,5}{21 \cdot (0,5 \cdot 4,8 / 0,025) \cdot 37} = 1 \text{ см} = 10 \text{ мм}.$$

Двусторонние сварные швы, прикрепляющие стенку траверсы к поясам, должны быть выполнены полуавтоматом в среде инертных газов и иметь катет 12 мм. Сдвигающее

усилие на два поясных шва траверсы длиной 1 см: $T_{ш} = \frac{65,4}{20} = 3,27 \text{ тс/см}.$ Несущая способность двух швов с катетом 12 мм равна $1,81 \times 2 = 3,62 \text{ тс/см} > 3,27 \text{ тс/см}.$ При фрезерованном торце ствола колонны и отсутствии отрыва от центральной опертной плиты катеты угловых швов, прикрепляющих колонну к плите, назначаются по табл. 39 СНиП РК 5.04-23-2002 равными $K_f = 10 \text{ мм}.$

Касательные напряжения в стенках колонны в пределах высоты траверс:

$$\tau_{xy} = \frac{\frac{2M_T}{h_T} - Q_K}{2 t_{wk} h_K} = \frac{\frac{1}{0,21} \cdot 2 \cdot 65,6 \cdot 0,27 - 31}{2 \cdot 1,4 \cdot 40} = 1,23 \text{ тс/см}^2 < 0,58 \cdot 3,2 \cdot 1,2 = 2,23 \text{ тс/см}^2$$

Нормальное напряжение в стенке колонны в уровне верхнего пояса траверсы

$$\sigma_y = \frac{N}{A} + \frac{M}{J_x} \cdot 18 = \frac{334,3}{218,4} + \frac{6230 \cdot 0,9}{54560} \cdot 18 = 1,53 + 1,85 = 3,38 < \gamma_c \gamma_{\tau} R_y / 0,95$$

$$= 1 \cdot 1,2 \cdot 3,2 / 0,95 = 4,04 \text{ тс/см}^2.$$

Приведенные напряжения в стенках колонны

$$\sigma_{np} = \sqrt{\sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} = \sqrt{3,38^2 + 3 \cdot 1,23^2} = 4,0 \text{ тс/см}^2 \leq 4,04 \text{ тс/см}^2.$$

ЛИТЕРАТУРА

- 1 Региональные совещания по проблемам уменьшения ущерба от землетрясений в странах Центральной Азии (Октябрь 1996, Алматы, Казахстан; август 1997, Стамбул, Турция).// Сейсмостойкое строительство. 1998, №5, с.48-49.
- 2 СНиП 2.03-04-2001 Строительство в сейсмических районах. Алматы, 2001-с 51.
- 3 Габричидзе Г.К. В какой мере нормы сейсмостойкого проектирования обеспечивают декларируемые принципы.// Сейсмостойкое строительство. 2001, №1, с.40-42.
- 4 Быховский В.А., Поляков С.В. К вопросу проектирования зданий повышенной этажности в сейсмических районах. «Жилищное строительство», 1965, №9.
- 5 Вопросы проектирования сейсмостойких многоэтажных зданий. Обзор. Реф. Сб. «Сейсмостойкое строительство», ЦИНИС, М., 1974, вып.5.
- 6 Международная конференция по сейсмостойкому строительству. Сан-Франциско, 1956. М., Госстройиздат, 1961.

- 7 Сейсмостойкое строительство в СССР. Обзор ЦНИИСК, М., 1973.
- 8 Сейсмостойкое строительство зданий. Под ред. И. Л. Корчинского, М., «Высшая школа», 1971.
- 9 Кострицкий А.В. Не здания убивают людей, а некомпетентность.// Сейсмостойкое строительство. 1998, №3, с.47-49.
- 10 Завриев К.С. Некоторые проблемы сейсмостойкого строительства. Сб. «Вопросы сейсмостойкого строительства», Киев, 1967.
- 11 Каркасные здания для сейсмических районов. Обзор ЦНТИ, Госгражданстрой, 1971.
- 12 Поляков С.В. Сейсмостойкие конструкции зданий. М., «Высшая школа», 1969.
- 13 Чураян А. Высокие здания в сейсмических районах. «Жилищное строительство», 1966, №2.
- 14 Пуховский А.Б., Тимофеев Т.В. Проектирование ограждающих стеновых конструкций сейсмостойких одноэтажных и многоэтажных зданий.// Сейсмостойкое строительство. 1998, №3, с. 7-1
- 15 Описание и ущерб гражданских зданий после землетрясения в Пиргосе, Греция.// Сейсмостойкое строительство. 1998, №3, с. 52.
- 16 Савин С.Н., Артемьев А.Н., Петрунин К.Л. Методические аспекты обследования зданий и инженерных сооружений в сейсмоопасных районах. // Сейсмостойкое строительство. 1998, № 6, с. 36-38.
- 17 Работа и повреждение стальных конструкций во время землетрясения 1995 г. Хиогокенанбу (Япония).// Сейсмостойкое строительство. 1999, №3, с. 47.
- 18 Анализ динамической реакции 17-ти этажного здания со стальными конструкциями во время Нордридджского землетрясения. // Сейсмостойкое строительство. 1999, №4, с. 47.
- 19 Ицков И.Е. Последствия разрушительного землетрясения в Турции 17 августа 1999 г.// Сейсмостойкое строительство. 2001, №1, с. 49-53.
- 20 Жунусов Т.Ж. Прогноз развития науки и практики в отрасли «Сейсмостойкое строительство». // Сейсмостойкое строительство. 1998, №5, с. 3- 5.
- 21 Землетрясение «EJE SAFETERO» в Колумбии 25 января 1999 г. // Сейсмостойкое строительство. 2001, №1, с. 55.
- 22 Ицков И.Е. Предложения по совершенствованию методики учета влияния грунтовых условий на величины расчетных сейсмических нагрузок. // Сейсмостойкое строительство. 2001, №6, с. 44- 49.
- 23 Конструктивные оценки железобетонных зданий поврежденных во время землетрясения CHICHI EARTH в Тайване. // Сейсмостойкое строительство. 2001, №6, с. 66.
- 24 Айзенберг Я.М. Сейсмоизоляция зданий в России и СНГ. // Сейсмостойкое строительство. 1998, №1, с. 23.
- 25 Айзенберг Я.М. Разработка концепции системы нормативных документов по сейсмостойкому строительству нового поколения. // Сейсмостойкое строительство. 1998, №5, с. 44-47.
- 26 Последствия землетрясения от 12 ноября 1996 года в Наска, Перу. // Сейсмостойкое строительство. 1998, №5, с. 49.
- 27 Трифонов О.В. Моделирование обрушения конструкций при сильных землетрясениях. // Сейсмостойкое строительство. 2001, №4, с. 23-27.
- 28 Трифонов О.В. Анализ форм обрушения высотных конструкций. // Сейсмостойкое строительство. 2002, №5, с. 6-10.
- 29 Радин В.П., Трифонов О.В., Чирков В.П. Модель многоэтажного каркасного здания для расчетов на интенсивные сейсмические воздействия. // Сейсмостойкое строительство. 2001, №1, с. 23-26.
- 30 Инженерный анализ последствий землетрясений в Японии и США. Госстройиздат, 1961г

- 31 Лафишев А.З. Проектирование сейсмостойких многоэтажных зданий со стальными каркасами. // Сейсмостойкое строительство. 1998, №3, с. 10-11.
- 32 Арефьев В.М. Совершенствование конструктивных форм стальных каркасов многоэтажных зданий применительно к строительству в сейсмических районах. // Сейсмостойкое строительство. 1998, №3, с. 24-26.
- 33 Ажермачев Г.А. и др. Рациональность применения стальных каркасов для многоэтажных сейсмостойких зданий. Материалы I Международного симпозиума многоэтажных зданий. М., 1971.
- 34 Новиков В.Л. Рациональные конструктивные схемы стальных сейсмостойких каркасов. Материалы Всесоюзного совещания «Совершенствование методов расчета и конструирования зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах». Кишинев, 1976. Алма-Ата, 1976.
- 35 Остриков Г.М., Бушманов М.В. Пространственные стальные конструкции сейсмостойкого здания повышенной этажности. Реф.сб. «Сейсмостойкое строительство», ЦИНИС, М., 1974, вып.6.
- 36 Великов П. Японское землетрясение и высокие здания в Токио, «Строительная промышленность», 1923г, № 13.
- 37 Конструкции сейсмостойких зданий в зарубежном строительстве. Обзор ЦИНИС, М., 1974.
- 38 Муто К. Первый в Японии небоскреб сейсмостойкой конструкции. «Гражданское строительство», АОГИ, 1971, №3.
- 39 Современное состояние теории сейсмостойкости и сейсмостойкие сооружения. Под ред. С.В. Полякова, М., Стройиздат, 1973.
- 40 Конструкции зданий повышенной этажности, построенных в Токио (Япония). Реф. информ. «Сейсмостойкое строительство», сер. XIV, ЦИНИС, М., 1976, вып. 4.
- 41 Конструктивные схемы высотных зданий со стальным каркасом (США). Экспресс-информация, сер. VIII, ЦИНИС, М., 1972, вып.15.
- 42 Конструкции 22-этажного банковского здания со стальной пространственной решеткой наружных стен (США). Реф. информ. «Строительство и архитектура», сер. VIII, ЦИНИС, М., 1968, вып.11.
- 43 Сейсмостойкая конструкция 36-этажного административного здания (Япония). Экспресс-информация, сер. III, ЦИНИС, М., 1968, вып.12.
- 44 Остриков Г.М., Максимов Ю.С. Стальные сейсмостойкие каркасы многоэтажных зданий. Алма-Ата «Казахстан», 1985, с. 117.
- 45 Я.М. Айзенберг Сооружения с выключающимися связями для сейсмических районов. М., Стройиздат, 1976 г, с.232.
- 46 Поляков С.В. Последствия сильных землетрясений. М., Стройиздат, 1978, с. 311.
- 47 Поляков В.С., Килимник Л.Ш., Черкашин А.В. Современные методы сейсмозащиты зданий. М., Стройиздат, 1988, с. 319.
- 48 Обеспечение сейсмостойкости стальных связевых каркасных конструкций многоэтажного здания (Япония). // Сейсмостойкое строительство. 1998, №1, с. 44-46.
- 49 Махутов Н.А. Деформационные критерии разрушения и расчет элементов конструкций на прочность. М., Машиностроение, 1981, с. 272.