

**Сәулет, қала құрылысы және құрылыс
саласындағы мемлекеттік нормативтер
ҚР НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

**Государственные нормативы в области
архитектуры, градостроительства и строительства
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РК**

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
1-БӨЛІМ. ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

**ҚР НТҚ 04-01-1.1-2011
(ҚР ҚН EN 1994-1-1:2004/2011 әзірленген)
НТП РК 04-01-1.1-2011
(к СН РК EN 1994-1-1:2004/2011)**

**Ресми басылым
Издание официальное**

**Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің
Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер
ресурстарын басқару комитеті**

**Комитет по делам строительства, жилищно-коммунального
хозяйства и управления земельными ресурсами
Министерства национальной экономики Республики Казахстан**

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

1. **ӘЗІРЛЕГЕН:** «ҚазҚСҒЗИ» АҚ, «ИННОБИЛД» ЖШС
2. **ҰСЫНҒАН:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің Техникалық реттеу және нормалау басқармасы
3. **БЕКІТІЛІП, ҚОЛДАНЫСҚА ЕНГІЗІЛДІ:** Қазақстан Республикасы Ұлттық экономика министрлігінің Құрылыс, тұрғын үй-коммуналдық шаруашылық істері және жер ресурстарын басқару комитетінің 2014 жылғы 29-желтоқсандағы № 156-НҚ бұйрығымен 2015 жылғы 1-шілдеден бастап
4. **ЕНГІЗІЛДІ:** Алғашқы рет

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **ПРИНЯТ И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства Национальной экономики Республики Казахстан от 29.12.2014 № 156-НҚ с 1 июля 2015 года
4. **ВВЕДЕН:** Впервые

Осы мемлекеттік нормативті Қазақстан Республикасының сәулет, қала құрылысы және құрылыс істері жөніндегі уәкілетті мемлекеттік органының рұқсатынсыз ресми басылым ретінде толық немесе ішінара қайта басуға, көбейтуге және таратуға болмайды

Настоящий государственный норматив не может быть полностью или частично воспроизведен, тиражирован и распространен в качестве официального издания без разрешения уполномоченного государственного органа по делам архитектуры, градостроительства и строительства Республики Казахстан

СОДЕРЖАНИЕ

ВВЕДЕНИЕ.....	IV
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	1
3 Термины и определения	3
4 Обозначения и сокращения	11
5 Структура норм для проектирования сталежелезобетонных конструкций	21
6 Основы проектирования сталежелезобетонных конструкций в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011	22
6.1 Общие положения	22
6.2 Предельные состояния по несущей способности.....	25
6.3 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности.....	26
6.4 Классификация воздействий	27
6.5 Свойства материалов.....	28
6.6 Статический расчет конструкций	29
6.7 Расчетные значения воздействий и свойств материалов.....	31
6.8 Расчетные сочетания воздействий для предельных состояний по несущей способности.....	33
6.9 Расчетные сочетания воздействий для предельных состояний эксплуатационной пригодности	35
7 Материалы	36
7.1 Бетон	36
7.2 Конструкционная сталь.....	44
7.3 Арматура	47
7.4 Стальные профилированные листы.....	49
7.5 Соединительные элементы	52
8 Статический анализ конструкций.....	52
8.1 Выбор расчетной модели	52
8.2 Классификация поперечных сечений	54
8.3 Методы расчета	59
8.4 Факторы, учитываемые в расчетах	62
9 Несущая способность изгибаемых элементов.....	65
9.1 Общие положения	65
9.2 Несущая способность поперечных сечений при изгибе и вертикальном сдвиге	69
9.3 Несущая способность сечений с обетонированной стальной стенкой	74
9.4 Проверка устойчивости.....	76
9.5 Несущая способность бетонной плиты при продольном сдвиге.....	81
9.6 Требования к объединительным деталям	86
9.7 Требования к бетонной плите	89
9.8 Примеры расчета	90
10 Несущая способность сжатых и сжато-изгибаемых элементов	106
10.1 Общие положения	106

10.2 Упрощенный метод расчета	109
10.3 Расчет колонн на устойчивость	113
10.4 Обеспечение совместной работы стали и бетона.....	117
10.5 Конструктивные требования	121
10.6 Примеры расчета	122
11 Соединения в сталежелезобетонных конструкциях	128
11.1 Классификация соединений	128
11.2 Основные компоненты узлов	132
11.3 Моделирование рамных узлов	136
11.4 Определение несущей способности	140
11.5 Соединения стальных элементов с бетоном.....	144
11.6 Пример расчета.....	149
12 Расчеты на выносливость	150
12.1 Определение внутренних усилий и напряжений	150
12.2 Оценка выносливости	154
13 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности	158
13.1 Вертикальные и горизонтальные деформации.....	158
13.2 Колебания.....	161
13.3 Образование трещин в бетоне.....	162
Приложение А (<i>информационное</i>) Жесткость компонентов узловых соединений сталежелезобетонных каркасов зданий	165
Приложение Б (<i>информационное</i>) Испытания объединительных деталей в сдвиговых соединениях	169
Библиография	173

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее Пособие содержит общие положения по проектированию сталежелезобетонных конструкций промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений, выполняемых из тяжелых и легких бетонов и элементов из конструкционных сталей и стального профилированного настила.

Пособие подразделяется на следующие части:

1. Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения.
2. Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Часть 2. Монолитные железобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом.
3. Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Часть 3. Сталежелезобетонные перекрытия и конструкции с жесткой арматурой.
4. Пособие по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Часть 4. Трубобетонные конструкции.

Данное Пособие (часть 1) является общим документом, включающим основные положения по проектированию и расчету четырех типов сталежелезобетонных конструкций, применяемых в строительстве, и соответствует принципам и техническим требованиям по безопасности и эксплуатации конструкций, приведенным в СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий».

Части и разделы Пособия в основном повторяют структуру СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 без сохранения нумерации положений норм. В них приводятся сведения из ссылочных документов, необходимые разъяснения и общие для всех частей пособия материалы по проектированию. Подробно изложены методы определения несущей способности изгибаемых элементов (преимущественно перекрытий), а также сжатых и сжато-изгибаемых элементов (главным образом колонн). Кроме алгоритмов их расчета приводятся конструктивные требования к рассматриваемым элементам, а также даются числовые примеры их расчета. Детально рассмотрены вопросы обеспечения совместной работы стальных элементов с бетоном, а также особенности конструирования и расчета узловых соединений сталежелезобетонных конструкций.

В приложениях данной части Пособия приведен вспомогательный материал по ряду разделов, который по предположению авторов, может помочь в понимании методики Еврокодов.

Настоящее нормативно-техническое пособие предназначено для инженерно-технических работников, заказчиков проектной продукции, преподавателей и студентов высших учебных заведений.

Настоящее нормативно-техническое пособие вводится в действие для применения на добровольной основе в качестве нормативного документа Республики Казахстан.

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ
НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.

1-БӨЛІМ. ЖАЛПЫ ЕРЕЖЕЛЕР

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ.
ЧАСТЬ 1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ.**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Настоящее Пособие распространяется на проектирование сталежелезобетонных конструкций зданий и сооружений, эксплуатирующихся при воздействии температур не выше плюс 50°C и не ниже минус 40°C, и устанавливает обязательные технические требования к ним, порядок, методы расчета и конструирования в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011.

Положения настоящего Пособия не распространяются на сталежелезобетонные конструкции гидротехнических сооружений, мостов, транспортных тоннелей, труб под насыпями, покрытия автомобильных дорог и аэродромов.

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем пособии использованы ссылки на следующие нормативные документы:
СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций.

СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания.

СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1993-1-3:2006/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.

СН РК EN 1993-1-5:2006/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций при действии нагрузок в плоскости пластины.

СН РК EN 1993-1-8:2005/2011. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-8. Расчет соединений.

~~СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 «Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9.~~
Издание официальное

Усталостная прочность.

СТ РК ISO 14555 Сварка. Дуговая приварка шпилек из металлических материалов.

СТ РК ISO 4997 Лист холоднокатанные из углеродистой конструкционной стали.

СТ РК EN 1090-2 Изготовление стальных и алюминиевых конструкций. Технические требования к изготовлению стальных конструкций.

СТ РК EN 10025-1 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 1. Общие технические условия поставки.

СТ РК EN 10025-2 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 2. Технические условия поставки нелегированных конструкционных сталей.

СТ РК EN 10025-3 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 3. Технические условия поставки нормализованных/нормализованных прокатанных свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

СТ РК EN 10025-4 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 4. Технические условия поставки термомеханически прокатанных свариваемых мелкозернистых конструкционных сталей.

СТ РК EN 10025-5 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 5. Технические условия поставки конструкционных сталей повышенной устойчивости к атмосферной коррозии.

СТ РК EN 10025-6 Изделия горячекатаные из конструкционных сталей. Часть 6. Технические условия поставки плоских изделий из конструкционных сталей повышенной прочности с высоким пределом текучести в состоянии после закалки и отпуска.

СТ РК EN 10149-2 Горячекатаные плоские изделия из сталей с высоким пределом текучести для холодной обработки давлением. Часть 2. Условия поставки катаной стали, подвергнутой термомеханической обработке.

СТ РК EN 10149-3 Прокат плоский горячекатаный из сталей с высоким пределом текучести для холодной штамповки. Часть 3. Условия поставки нормализованной или нормализованной катаной стали.

ISO 2631-2* Оценка воздействия вибраций на человека. Часть 2. Длительные и ударные вибрации в зданиях (от 1 до 80 Гц).

ISO 10137:2007* Основы расчета строительных конструкций. Эксплуатационная надежность зданий в условиях воздействия вибрации.

EN 10346*¹⁾ Изделия стальные плоские с горячим покрытием, нанесенным непрерывным процессом погружения. Технические условия поставки.

EN 13918* Газосварочное оборудование. Встроенные регуляторы счетчиков газа, используемые в баллонах для сварки, резки и связанных процессов. Классификация, технические условия и методы испытания.

Примечание – При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики

Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Для проектирования сталежелезобетонных конструкций применяются термины и определения, установленные в СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, СН РК EN 1992-1-1:2004/2011, СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

Строительный материал (construction material): Материал, применяемый для строительства, например, бетон, сталь, древесина, кирпич.

Конструкция(сооружение) (structure): Предусмотренная комбинация взаимосвязанных конструктивных элементов, предназначенных для восприятия нагрузок и обеспечения адекватной жесткости.

Конструктивный элемент (structural member): Физически различимая часть конструкции, например, колонна, балка, плита, анкер, профилированный настил.

Конструктивная форма сооружения (form of structure): Определяется расположением конструктивных элементов.

Конструктивная система (structural system): Несущие элементы здания или инженерного сооружения, объединенные определенным способом для совместной работы.

Модель сооружения (structural model): Идеализированная схема сооружения, применяемая при проектировании в расчетах и расчетных проверках.

Критерии расчета (design criteria): Количественные показатели, описывающие условия, которые должны быть выполнены для каждого предельного состояния.

Расчетные ситуации (design situations): Совокупность физических условий, моделирующих реальные условия, встречающиеся в определенном интервале времени, для которого расчеты должны показать, что соответствующие предельные состояния не превышены.

Переходная расчетная ситуация (transient design situation): Ситуация, реализующаяся в течение интервала времени, существенно меньшего по продолжительности, чем период эксплуатации сооружения и имеющая высокую вероятность проявления.

Примечание – Переходная расчетная ситуация относится к временным условиям эксплуатации или воздействия на несущую конструкцию, например, во время строительства или во время проведения ремонта.

Постоянная расчетная ситуация (persistent design situation): Ситуация, являющаяся определяющей в течение всего периода эксплуатации сооружения.

Аварийная расчетная ситуация (accidental design situation): Ситуация, учитывающая особые для сооружения условия или воздействия, например, пожар, взрыв, удар или местное разрушение.

Противопожарные проектные мероприятия (fire design): Мероприятия,

предусматриваемые при проектировании конструкций для сохранения их работоспособности в случае пожара.

Сейсмическая расчетная ситуация (seismic design situation): Расчетная ситуация, учитывающая особые условия для сооружения при сейсмических воздействиях.

Расчетный срок эксплуатации (design working life): Период времени, в течение которого сооружение или его часть, при соответствующем техническом обслуживании, но без капитального ремонта, должны эксплуатироваться по своему функциональному назначению.

Опасность (hazard): Согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СН РК EN 1991 – СН РК EN 1999 – необычное и серьезное событие, например, не предполагаемое воздействие или влияние окружающей среды, недостаточная прочность или несущая способность, либо недопустимое отклонение от предусмотренных размеров.

Схема нагружения (load arrangement): Схема, характеризующая положения, величины и направления свободного воздействия.

Случай нагружения (load case): Случай, при котором в некоторых проверочных расчетах совмещаются разные схемы нагружения – совокупности деформаций и несовершенств, рассматриваются совместно с фиксированными переменными и постоянными воздействиями.

Предельные состояния (limit states): Состояния, при превышении которых строительные конструкции не отвечают требованиям норм проектирования.

Критические предельные состояния (ultimate limit states): Состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции (сооружения).

Примечание – Как правило, они соответствуют максимальной несущей способности конструкции или ее элемента.

Предельные состояния по эксплуатационной пригодности (SLS) (service ability limit states): Состояния, при превышении которых не выполняются установленные требования к эксплуатационной пригодности конструкции (сооружения) или ее элементов.

Необратимые предельные состояния по эксплуатационной пригодности (irreversible service ability limit states): Состояния, при которых некоторые последствия каких-либо воздействий превышают установленные эксплуатационные требования и сохраняются даже после устранения этих воздействий.

Обратимые предельные состояния по эксплуатационной пригодности (reversible service ability limit states): Состояния, при которых последствия каких-либо воздействий не сохраняются после устранения этих воздействий.

Критерий эксплуатационной пригодности (service ability criterion): Расчетный показатель предельного состояния по эксплуатационной пригодности.

Несущая способность (сопротивление) (resistance): Способность конструктивного элемента или его поперечного сечения противостоять воздействиям без механического разрушения, например, сопротивление изгибу, сопротивление потере устойчивости, сопротивление растяжению.

Прочность (strength): Механическое свойство материала, характеризующее его

способность сопротивляться воздействиям и, обычно, выражаемое в единицах механического напряжения.

Надежность (reliability): Способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

Примечание – Понятие надежность распространяется на безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

Техническое обслуживание (maintenance): Совокупность мероприятий, осуществляемых в течение расчетного срока эксплуатации сооружения для поддержания его эксплуатационной пригодности.

Примечание – Мероприятия по ремонту сооружения после аварийных воздействий или землетрясения не относятся к техническому обслуживанию.

Ремонт (repair): Действия по сохранению или восстановлению функциональной способности сооружения, выходящие за рамки мероприятий по техническому обслуживанию.

Номинальное значение (nominal value): Значение, принятое не по результатам статистического анализа, а на основании опытных данных или физических условий.

Воздействие (action) (F):

- а) Группа сил (нагрузок), действующих на сооружение (прямое воздействие);
- б) Группа приложенных деформаций или колебаний, вызванных изменением температуры или влажности, неравномерной осадкой оснований или землетрясением (косвенное воздействие). а) совокупность сил (нагрузок), приложенных к конструкции (прямое воздействие); б) совокупность вынужденных деформаций или ускорений, вызванных, например, изменениями температуры и влажности, неравномерной осадкой опор или землетрясениями (непрямое воздействие).

Эффект воздействия (effect of action) (E): Результат воздействия на элементы конструкции (например, внутренние силы, моменты, напряжения, деформации) или реакции всего сооружения (например, прогибы, повороты), вызванные воздействиями.

Постоянное воздействие (permanent action) (G): Воздействие в течение всего срока эксплуатации, временное изменение величины которого, по сравнению со средним значением, незначительно, или воздействие, изменение которого до достижения определенного предельного значения происходит всегда монотонно и в одном направлении.

Переменное воздействие (variable action) (Q): Воздействие, для которого изменение его величины во времени не является ни незначительным и ни монотонным.

Аварийное воздействие (accidental action) (A): Воздействие, как правило, кратковременное, но значительной величины, имеющее небольшую вероятность возникновения в течение расчетного срока эксплуатации сооружения.

Примечания

1 Аварийное воздействие может иметь тяжелые последствия, если не принимать соответствующих мер.

2 Ударные, снеговые, ветровые и сейсмические воздействия могут быть переменными или аварийными, в зависимости от имеющейся информации относительно их статистических распределений. Воздействие, обычно непродолжительное, но значительное по величине, появление которого для заданной конструкции в течение расчетного срока эксплуатации является маловероятным.

Сейсмическое воздействие (seismic action) (AE): Воздействие, вызванное движениями грунта во время землетрясения.

Геотехническое воздействие (geotechnical action): Воздействие, передаваемое на сооружение от грунта основания, от засыпки или грунтовых вод.

Фиксированное воздействие (fixed action): Воздействие, которое имеет постоянное распределение и положение по отношению к конструкции или конструктивному элементу, в результате чего величина и направление этого воздействия однозначно определяются для конструкции или конструктивного элемента, если его величина и направление определены для одной точки конструкции или конструктивного элемента.

Свободное воздействие (free action): Воздействие, которое может иметь различные пространственные распределения по отношению к конструкции.

Отдельное воздействие (single action): Воздействие, являющееся статистически независимым во времени и пространстве от любого другого воздействия на конструкцию.

Статическое воздействие (static action): Воздействие, не вызывающее существенных колебаний конструкции или конструктивного элемента.

Динамическое воздействие (dynamic action): Воздействие, вызывающее существенные колебания конструкции или конструктивного элемента.

Квазистатическое воздействие (quasi-static action): Динамическое воздействие, выраженное в расчете как эквивалентное статическое воздействие.

Характеристическое значение воздействия (characteristic value of an action) (F_k): Определяющее репрезентативное значение воздействия.

Примечание – Если характеристическое значение может быть установлено статистически, то его определяют с заданной вероятностью, при которой в течение «референтного периода времени» не произойдет превышения данного значения; при этом учитываются расчетный срок эксплуатации сооружения и продолжительность расчетной ситуации.

Комбинационное значение переменного воздействия (combination value of a variable action) ($\psi_0 Q_k$): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы вероятность превышения эффектов, вызванных комбинацией воздействий, была примерно такой же, как и вероятность превышения характеристического значения отдельного воздействия. Комбинационное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_0 \leq 1$.

Частое значение переменного воздействия (frequent value of a variable action) ($\psi_1 Q_k$): Значение переменного воздействия, выбранное по возможности, на статистической основе таким образом, чтобы либо суммарное время его действия в пределах референтного периода, когда это значение превышает, являлось малой частью референтного периода, либо частота этих превышений ограничивалась заданным

значением. Частное значение представляет собой часть характеристического значения переменного воздействия и может быть определено умножением характеристического значения на коэффициент $\psi_1 \leq 1$.

Примечание – Частые значения многокомпонентных транспортных воздействий – см. группы нагрузок в СН РК EN 1991-2:2003/2011.

Квазипостоянное значение переменного воздействия (quasi-permanent value of a variable action) ($\psi_2 Q_k$): Значение воздействия, установленное таким образом, чтобы суммарный период времени, в течение которого оно будет превышено, составлял значительную часть базового периода. Оно может быть выражено как определенная часть характеристического значения с помощью коэффициента $\psi_2 \leq 1$.

Значение сопутствующего переменного воздействия (accompanying value of a variable action, ψQ_k): Значение переменного воздействия, которое сопровождает доминирующее воздействие в комбинации воздействий.

Примечание – Значением сопутствующего переменного воздействия может быть его комбинационное, частое или квазипостоянное значение.

Репрезентативное значение воздействия (representative value of an action) (F_{rep}): Значение, применяемое при расчете по предельным состояниям. В качестве репрезентативного значения могут быть приняты характеристическое значение (F_k) или сопутствующее значение (ψF_k).

Расчетное значение воздействия (design value of an action) (F_d): Значение воздействия, полученное умножением репрезентативного значения на частный коэффициент γ_f .

Примечание – Расчетное значение воздействия может также определяться как произведение репрезентативного значения и частного коэффициента $\gamma F = \gamma S_d \times \gamma_f$

Комбинация воздействий (combination of actions): Совокупность расчетных значений воздействий, используемых при проверке надежности сооружения по некоторым предельным состояниям при одновременном действии различных воздействий.

Характеристическое значение (characteristic value) (X_k или R_k): Значение, характеризующее свойства материала или изделия с определенной вероятностью непревышения при гипотетически неограниченном количестве испытаний. Характеристическое значение, обычно соответствует определенной квантили принятого статистического распределения рассматриваемого материала или изделия. В некоторых случаях номинальное значение используется как характеристическое.

Расчетное значение свойства материала или изделия (design value of a material or product property) (X_d или R_d): Значение, получаемое в результате деления характеристического значения показателя свойств материала и изделия X_k или показателя свойств конструктивного элемента R_k на частный коэффициент γ_m или γ_M или, в особых случаях, определяемое непосредственно.

Номинальное значение свойства материала или изделия (nominal value of a

material or product property) (X_{nom} или R_{nom}): Значение, обычно применяемое как характеристическое значение, определенное в соответствующем документе, например, в Европейском или предварительном стандарте.

Жесткость: Степень деформативности материала или конструкции при воздействиях.

Надежность (reliability): Способность сооружения или его конструктивного элемента соответствовать установленным требованиям в течение расчетного срока эксплуатации. Надежность выражается, как правило, в вероятностных величинах.

Примечание – Понятие надежность распространяется на безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность сооружения.

Расчет конструкций (structural analysis): Процедура или алгоритм определения эффектов воздействий (силы, моменты, напряжения, деформации) в любой точке конструкции.

Примечание – Расчет можно проводить на тех уровнях, используя различные модели: общий расчет, расчет отдельных конструктивных элементов, локальный (местный) расчет.

Общий расчет (global analysis): Определение в конструкции согласованных между собой величин сил, моментов и усилий, находящихся в равновесии с воздействиями на несущую конструкцию и зависящих от геометрических размеров, конструктивных решений и свойств материалов.

Линейно-упругий расчет первого порядка без уточнения усилий (first order linear-elastic analysis without redistribution): Упругий расчет, основанный на линейных зависимостях «напряжения – деформации» или «моменты – кривизна» и начальной геометрии недеформированной конструкции (расчет по недеформированной схеме).

Линейно-упругий расчет первого порядка с уточнением усилий (first order linear-elastic analysis with redistribution): Линейно-упругий расчет, при котором внутренние усилия уточняются в соответствии с заданными внешними воздействиями, но без проведения точного расчета на кручение.

Линейно-упругий расчет второго порядка (second order linear-elastic analysis): Упругий расчет конструкций, выполняемый по деформированной расчетной схеме с использованием линейных зависимостей «напряжения-деформации».

Нелинейный расчет первого порядка (first order non-linear analysis): Расчет конструкций, выполняемый по недеформированной расчетной схеме с учетом нелинейных деформационных свойств материалов.

Примечание – Нелинейный расчет первого порядка может выполняться с использованием соответствующих допущений о жесткости: упруго-идеально-пластичной, упруго-пластичной или жестко-пластичной.

Нелинейный расчет второго порядка (second order non-linear analysis): Расчет конструкций, выполняемый по деформированной расчетной схеме с учетом нелинейных деформационных свойств материалов.

Примечание – Нелинейный расчет второго порядка может быть упруго-идеально-пластичным или упруго-пластичным.

Идеально-упруго-пластический расчет первого порядка (first order elastic-perfectly plastic analysis): Расчет конструкций, основанный на зависимости «момент – кривизна» в упругопластической стадии с последующим переходом в пластическую стадию без упрочнения, выполняемый по недеформированной схеме.

Идеально-упруго-пластический расчет второго порядка (second order elastic-perfectly plastic analysis): Расчет конструкций, выполняемый по недеформированной схеме с учетом зависимостей «момент-кривизна», состоящих из линейно-упругой части и последующей пластичной части без упрочнения.

Упругопластический расчет (первого или второго порядка) (elasto-plastic analysis (first or second order)): Расчет конструкций, при котором применяются зависимости «растяжение-сжатие» или «момент-кривизна» состоящие из линейно-упругих частей и последующих пластичных частей с упрочнением или без упрочнения.

Примечание – Такие расчеты могут выполняться как по недеформированным, так и по деформированным расчетным схемам.

Жесткопластический расчет (rigid plastic analysis): Расчет конструкций, выполняемый по недеформированной расчетной схеме, с использованием принципов прямой оценки предельных нагрузок.

Примечание – Предполагается, что зависимость «момент-кривизна» не включает упругой части и упрочнения.

Предельные состояния несущей способности (ULS): Предельные состояния, связанные с разрушением или другими формами отказа конструкции.

Сталежелезобетонный элемент (composite member): Конструктивный элемент с компонентами из бетона и конструкционной или холоднодеформированной стали, объединенных соединением, ограничивающим взаимный продольный сдвиг между бетоном и сталью и отрыв одного компонента от другого.

Сдвиговое соединение (shear connection): Соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, имеющее достаточную прочность и жесткость, позволяющую рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента.

Совместная работа (composite behaviour): Состояние, при котором сдвиговое соединение, становится эффективным вследствие твердения бетона.

Сталежелезобетонная балка (composite beam): Сталежелезобетонный элемент, подверженный, главным образом, изгибу.

Сталежелезобетонная колонна (composite column): Сталежелезобетонный элемент, подверженный, главным образом, сжатию или сжатию с изгибом.

Сталежелезобетонная плита (composite slab): Плита перекрытия, в которой стальные профилированные листы используются вначале в качестве несъемной опалубки, затем конструктивно объединяются с бетоном и после его твердения работает как

внешняя растянутая арматура.

Сталежелезобетонный каркас (composite frame): Каркас, в котором несколько или все элементы являются сталежелезобетонными, а большинство оставшихся элементов – стальными.

Сталежелезобетонный узел (composite joint): Узел сопряжения двух сталежелезобетонных элементов, сталежелезобетонного элемента со стальным или железобетонным элементом, армирование которого учитывается при определении несущей способности и жесткости узла.

Подкрепленная конструкция или конструктивный элемент (propped structure or member): Конструкция или конструктивный элемент, в которых вес бетона воспринимается стальными элементами посредством временных промежуточных опор в пролете или не передается на стальной элемент пока бетонные элементы не будут способны воспринимать усилия.

Неподкрепленная конструкция или конструктивный элемент (un-propped structure or member): Конструкция или конструктивный элемент, в которых вес бетонных элементов воспринимается стальными элементами без временных промежуточных опор в пролете.

Изгибная жесткость без трещин в бетоне (un-cracked flexural stiffness): Жесткость $E_a I_1$ поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, где I_1 – момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали вычисленный в предположении, что в растянутом бетоне трещины отсутствуют.

Изгибная жесткость с трещинами в бетоне (cracked flexural stiffness): Жесткость $E_a I_2$ поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, где I_2 – момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растянутого бетона, но с учетом арматуры.

Предварительное напряжение (prestress): Процесс приложения сжимающих напряжений к бетонной части сталежелезобетонного элемента, осуществляемый с помощью напрягающих элементов или приложения контролируемых деформаций.

Основной компонент (узла) (basic component (of a joint)): Часть узла, оказывающая влияние на одно или более его конструктивные свойства.

Соединение (connection): Место, в котором крепятся два или более элемента. При расчете соединением является группа основных компонентов, необходимых для представления работы соединения в процессе передачи соответствующих внутренних усилий и моментов.

Соединенный элемент (connected member): Любой элемент, присоединенный к несущему элементу или к другой опорной конструкции.

Узел (joint): Область сопряжения двух или более элементов конструкции. При расчете узлом является группа всех основных компонентов, необходимых для представления работы узла в процессе передачи соответствующих внутренних усилий и моментов между соединенными элементами. Узел сопряжения балки с колонной состоит из участка стенки колонны и одного (при односторонней конфигурации узла) или двух (при двусторонней конфигурации узла) соединений. **конфигурация узла** (joint configuration): Тип или компоновка узла или узлов в пределах области пересечения двух или более осей

соединяемых элементов.

Способность к повороту (rotational capacity): Предельный угол поворота узла, при котором обеспечен заданный уровень несущей способности.

Жесткость при повороте (rotational stiffness): Момент, вызывающий единичный поворот узла.

Конструктивные свойства (узла) (structural properties (of a joint)): Сопротивление внутренним силам и моментам в соединенных элементах, вращательная жесткость и вращательная способность.

Плоский узел (uniplanar joint): Соединение элементов решетчатых конструкций, лежащих в одной плоскости.

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

В настоящем пособии приняты следующие обозначения:

Прописные буквы латинского алфавита

A – эффективная площадь сталежелезобетонного поперечного сечения без учета растянутого бетона;

A_a – площадь поперечного сечения стального элемента;

A_b – площадь поперечного сечения нижней поперечной арматуры;

A_{bh} – площадь поперечного сечения нижней поперечной арматуры в вуте;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;

A_{ct} – площадь поперечного сечения растянутой зоны бетона;

A_{fc} – площадь поперечного сечения сжатой полки;

A_p – площадь поперечного сечения стального профилированного листа;

A_{pe} – эффективная площадь поперечного сечения стального профилированного листа;

A_s – площадь поперечного сечения арматуры;

A_{sf} – площадь поперечного сечения поперечной арматуры;

$A_{s,r}$ – площадь поперечного сечения арматуры ряда r ;

A_t – площадь поперечного сечения верхней поперечной арматуры;

A_v – площадь сдвига стального элемента;

A_1 – грузовая площадь под фасонкой;

E_a – модуль упругости конструкционной стали;

$E_{c,eff}$ – эффективный модуль упругости бетона;

E_{cm} – текущий модуль упругости бетона;

E_s – расчетное значение модуля упругости арматурной стали;

$(EI)_{eff}$ – эффективная изгибная жесткость при вычислении условной гибкости;

$(EI)_{eff,II}$ – эффективная изгибная жесткость при расчете с учетом эффекта второго порядка;

$(EI)_2$ – изгибная жесткость при наличии трещин на единицу ширины бетонной или сталежелезобетонной плиты;

$F_{c,wc,c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на поперечное сжатие бетона

замоноличивания стенки колонны;

F_l – расчетное продольное усилие на стержневой анкер;

F_t – расчетное поперечное усилие на стержневой анкер;

F_{ten} – расчетное растягивающее усилие на стержневой анкер;

G_a – модуль сдвига конструкционной стали;

G_c – модуль сдвига бетона;

I – момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали вычисленный без учета растянутого бетона;

I_a – момент инерции стального элемента;

I_{at} – постоянная кручения Сен-Венана сечения стального элемента;

I_c – момент инерции сечения бетона без трещин;

I_{ct} – постоянная кручения Сен-Венана бетона замоноличивания без трещин;

I_s – момент инерции сечения стальной арматуры;

I_l – момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, вычисленный в предположении, что в растянутом бетоне трещины отсутствуют;

I_2 – момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения, приведенного к стали, без учета растянутого бетона, но с учетом армирования;

$K_e, K_{e,II}$ – поправочные коэффициенты при расчете сталежелезобетонных колонн;

K_{sc} – жесткость, зависящая от типа сдвигового соединения;

K_β – параметр;

K_0 – калибровочный коэффициент при расчете сталежелезобетонных колонн;

L – длина; пролет; эффективный пролет;

L_e – эквивалентный пролет;

L_i – пролет;

L_o – длина свеса;

L_p – расстояние от места приложения сосредоточенной нагрузки до ближайшей опоры;

L_s – длина участка сдвига;

L_x – расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до ближайшей опоры;

M – изгибающий момент;

M_a – вклад стального элемента в расчетную несущую способность сталежелезобетонного сечения на изгиб в пластической стадии;

$M_{a,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к стальному сечению;

$M_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонной балки на устойчивость при изгибе;

$M_{c,Ed}$ – часть расчетного изгибающего момента, приложенная к сталежелезобетонному сечению;

M_{cr} – упругий критический момент при потере устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием сталежелезобетонной балки;

M_{Ed} – расчетный изгибающий момент;

$M_{Ed,i}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к сталежелезобетонному узлу i ;

$M_{Ed,max,f}$ – максимальный изгибающий момент или внутреннее усилие от действия

усталостной нагрузки;

$M_{Ed,min,f}$ – минимальный изгибающий момент от действия усталостной нагрузки;

$M_{el,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в упругой стадии;

$M_{max,Rd}$ – максимальное расчетное значение несущей способности по изгибающему моменту при наличии продольной сжимающей силы;

M_{pa} – расчетное значение несущей способности эффективного поперечного сечения стального профилированного листа по изгибающему моменту в пластической стадии;

M_{perm} – наиболее неблагоприятный изгибающий момент при сочетании нормативных значений воздействий;

$M_{pl,a,Rd}$ – расчетное значение несущей способности стального сечения по изгибающему моменту в пластической стадии;

$M_{pl,N,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии с учетом продольной сжимающей силы;

$M_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии при полном объединении;

$M_{pl,y,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту относительно оси у-у в пластической стадии при полном объединении;

$M_{pl,z,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по изгибающему моменту относительно оси z-z в пластической стадии при полном объединении;

M_{pr} – уменьшенное значение несущей способности стального профилированного листа по изгибающему моменту;

M_{Rd} – нормативное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения или узла по изгибающему моменту;

M_{Rk} – нормативное характеристическое значение несущей способности сталежелезобетонного сечения или узла по изгибающему моменту;

$M_{y,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к сталежелезобетонному сечению относительно оси у-у;

$M_{z,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к сталежелезобетонному сечению относительно оси z-z;

N – продольное сжимающее усилие; количество циклов нагружения; количество объединительных деталей;

N_a – расчетное значение продольного усилия, действующего в стальном сечении сталежелезобетонной балки;

N_c – расчетное значение продольного сжимающего усилия, действующего в бетонной полке;

$N_{c,f}$ – расчетное значение продольного сжимающего усилия, действующего в бетонной полке при полном объединении;

$N_{c,el}$ – продольное сжимающее усилие, действующее в бетонной полке, соответствующее $M_{el,Rd}$;

$N_{cr,eff}$ – упругая критическая нагрузка на сталежелезобетонную колонну, соответствующая эффективной изгибной жесткости;

N_{cr} – критическое осевое усилие в упругой стадии;

N_{c1} – расчетное значение продольного усилия от приложенной нагрузки;

N_{Ed} – расчетное значение продольного сжимающего усилия;

$N_{G,Ed}$ – расчетное значение постоянной части продольного сжимающего усилия;

N_p – расчетное значение несущей способности сечения стального профилированного листа по продольной силе в пластической стадии;

$N_{pl,a}$ – расчетное значение несущей способности стального сечения по продольной силе в пластической стадии;

$N_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по осевой сжимающей силе в пластической стадии;

$N_{pl,Rk}$ – нормативное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения по осевой сжимающей силе в пластической стадии;

$N_{pm,Rd}$ – расчетное значение несущей способности бетона по осевой сжимающей силе;

N_R – количество циклов нагружений;

N_s – расчетное значение несущей способности стальной арматуры по осевой силе в пластической стадии;

N_{sd} – расчетное значение несущей способности стальной арматуры по осевой растягивающей силе в пластической стадии;

$P_{i,Rd}$ – расчетное значение несущей способности одиночного стержневого анкера на сдвиг, соответствующее F_i ;

$P_{pb,Rd}$ – расчетное значение несущей способности стержневого анкера;

P_{Rd} – расчетное значение несущей способности отдельной объединительной детали на сдвиг;

P_{Rk} – характеристическое значение несущей способности отдельной объединительной детали на сдвиг;

$P_{t,Rd}$ – расчетное значение несущей способности отдельной объединительной детали на сдвиг, соответствующее F_t ;

R_{Ed} – расчетное значение опорной реакции;

S_j – вращательная жесткость узла;

$S_{j,ini}$ – начальная вращательная жесткость узла;

$V_{a,Ed}$ – расчетное значение сдвигающей силы, действующей на стальное сечение;

$V_{b,Rd}$ – расчетное значение несущей способности стальной стенки на устойчивость при сдвиге;

$V_{c,Ed}$ – расчетное значение сдвигающей силы, действующей на бетон замоноличивания стенки;

V_{Ed} – расчетное значение сдвигающей силы, действующей на сталежелезобетонное сечение;

V_{ld} – расчетное значение несущей способности концевой анкеры;

$V_{l,Rd}$ – расчетное значение несущей способности на сдвиг;

$V_{pl,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения на

сдвиг в вертикальной плоскости в пластической стадии;

$V_{pl,a,Rd}$ – расчетное значение несущей способности стального сечения на сдвиг в вертикальной плоскости в пластической стадии;

$V_{p,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонной плиты на продавливание;

V_{Rd} – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонного сечения на сдвиг в вертикальной плоскости;

V_t – опорная реакция;

$V_{v,Rd}$ – расчетное значение несущей способности сталежелезобетонной плиты на сдвиг в вертикальной плоскости;

$V_{wp,c,Rd}$ – расчетное значение несущей способности бетона замоноличивания участка стенки колонны на сдвиг;

W_t – измеряемое значение разрушающей нагрузки.

Строчные буквы латинского алфавита

a – шаг балок; диаметр или ширина; расстояние;
 b – ширина полки стального сечения; ширина плиты;
 b_b – ширина нижней части бетонного ребра;
 b_c – ширина бетона замоноличивания стального сечения;
 b_{eff} – общая эффективная ширина;
 $b_{eff,1}$ – эффективная ширина в середине пролета;
 $b_{eff,2}$ – эффективная ширина на внутренней опоре;
 $b_{eff,c,wc}$ – эффективная ширина сжатой стенки колонны;
 b_{ei} – эффективная ширина бетонной полки с каждой стороны стенки;
 b_{em} – эффективная ширина сталежелезобетонной плиты;
 b_f – ширина полки стального сечения;
 b_i – геометрическая ширина бетонной полки с каждой стороны стенки;
 b_m – ширина сталежелезобетонной плиты, по которой распределена нагрузка;
 b_p – длина приложения сосредоточенной линейной нагрузки;
 b_r – ширина гофра стального профилированного листа;
 b_s – расстояние между центрами смежных гофров стального профилированного листа;

b_0 – расстояние между центрами выступающих объединительных деталей; средняя ширина бетонного ребра (минимальная ширина между гофрами закрытого типа); ширина вута;

c – ширина свеса стальной полки; эффективный периметр арматурного стержня;

c_y, c_z – толщина защитного слоя бетона;

d – высота в свету стенки стального сечения; диаметр стержневого анкера; внешний диаметр круглой трубы; минимальный поперечный размер колонны;

d_{do} – диаметр кольцевого сварного шва стержневого анкера;

d_p – расстояние между центральной осью стального профилированного листа и крайним волокном сжатой сталежелезобетонной плиты;

d_s – расстояние между растянутой стальной арматурой и крайним волокном сжатой сталежелезобетонной плиты; расстояние между растянутой продольной арматурой и центром тяжести стального сечения балки;

e – эксцентриситет приложения нагрузки; расстояние от центральной оси стального профилированного листа до крайнего волокна растянутой сталежелезобетонной плиты;

e_D – расстояние до кромки;

e_g – зазор между арматурой и торцевой пластиной сталежелезобетонной колонны;

e_p – расстояние между пластической нейтральной осью стального профилированного листа до крайнего волокна растянутой сталежелезобетонной плиты;

e_s – расстояние между растянутой арматурой и крайним волокном растянутой сталежелезобетонной плиты;

f – собственная частота;

f_{cd} – расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие;

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности бетона на сжатие в возрасте 28 сут;

f_{cm} – среднее значение измеряемой цилиндрической прочности бетона на сжатие;

$f_{ct,eff}$ – среднее значение эффективной прочности бетона на растяжение;

f_{ctm} – среднее значение прочности бетона при осевом растяжении;

$f_{ct,0}$ – начальное сопротивление бетона растяжению;

f_{lctm} – среднее значение сопротивления легкого бетона осевому растяжению;

f_{sd} – расчетное значение предела текучести арматурной стали;

f_{sk} – характеристическое значение предела текучести арматурной стали;

f_u – заданное значение временного сопротивления на растяжение;

f_{ut} – фактическое значение временного сопротивления на растяжение испытываемого образца;

f_y – номинальное значение предела текучести конструкционной стали;

f_{yd} – расчетное значение предела текучести конструкционной стали;

$f_{yp,d}$ – расчетное значение предела текучести стального профилированного листа;

f_{ypm} – среднее значение измеренного предела текучести стального профилированного листа;

f_1, f_2 – понижающие коэффициенты для изгибающих моментов на опорах;

h – общая высота; толщина;

h_a – высота стального сечения;

h_c – высота бетона замоноличивания стального сечения; толщина бетонной полки; толщина бетона над верхней поверхностью гофров стального профилированного листа;

h_f – толщина бетонной полки; толщина напольного покрытия;

h_n – положение нейтральной оси;

h_p – общая высота стального профилированного листа без учета выштамповок;

h_s – высота между центрами тяжести полок стального сечения; расстояние между продольной растянутой арматурой и центром сжатия;

- h_{sc} – общая номинальная высота стержневого анкера;
 h_t – общая толщина испытываемого образца;
 k – коэффициент для эффектов второго порядка; коэффициент; эмпирический коэффициент для расчетной несущей способности на сдвиг;
 k_c – коэффициент;
 k_i – коэффициент жесткости;
 $k_{i,c}$ – увеличение коэффициента жесткости k_i за счет бетона замоноличивания;
 k_l – понижающий коэффициент для несущей способности стад-болта, используемого со стальным профилированным листом, расположенным параллельно балке;
 k_s – вращательная жесткость; коэффициент;
 k_{sc} – жесткость объединительной детали;
 k_{slip} – коэффициент снижения жесткости вследствие деформации сдвигового соединения;
 $k_{s,r}$ – коэффициент жесткости продольной растянутой арматуры ряда r ;
 k_t – коэффициент снижения несущей способности стад-болта, используемого со стальным профилированным листом, расположенным поперек балки;
 $k_{wc,c}$ – коэффициент, учитывающий влияние продольного сжимающего напряжения на несущую способность стенки колонны при поперечном сжатии;
 k_φ – параметр;
 k_1 – изгибная жесткость бетонной или сталежелезобетонной плиты с трещинами;
 k_2 – изгибная жесткость стенки;
 l – длина балки при действии отрицательного изгибающего момента, прилегающего к узлу;
 L – длина плиты при стандартном испытании на сдвиг;
 L_{bc}, L_{bs} – размеры опорной площадки;
 l_0 – длина приложения нагрузки;
 m – угловой коэффициент кривой усталостной прочности; эмпирический коэффициент для расчета несущей способности на сдвиг;
 n – коэффициент приведения; количество объединительных деталей;
 n_f – количество объединительных деталей при полном объединении;
 n_L – коэффициент приведения, зависящий от типа нагрузки;
 n_r – количество стержневых анкеров в одном гофре;
 n_0 – коэффициент приведения для кратковременной нагрузки;
 r – отношение концевых моментов;
 s – расстояние между стержневыми анкерами в продольном направлении;
 деформация сдвига;
 s_t – расстояние между стержневыми анкерами в поперечном направлении;
 t – возраст; толщина;
 t_e – толщина торцевой пластины;
 $t_{eff,c}$ – эффективная толщина бетона;
 t_f – толщина полки стального сечения;

- t_s — толщина ребра жесткости;
 t_w — толщина стенки стального сечения;
 t_{wc} — толщина стенки сечения стальной колонны;
 t_0 — момент нагружения;
 v_{Ed} — расчетное продольное касательное напряжение;
 w_k — расчетное значение ширины раскрытия трещины;
 x_{pl} — расстояние между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайним волокном сжатой бетонной плиты;
 y — ось поперечного сечения, параллельная полкам;
 z — ось поперечного сечения, перпендикулярная полкам; плечо сил;
 z_0 — вертикальное расстояние.

Прописные буквы греческого алфавита

- $\Delta\sigma$ — диапазон напряжений;
 $\Delta\sigma_c$ — исходное значение усталостной прочности при 2 млн. циклов;
 $\Delta\sigma_E$ — эквивалентный диапазон напряжений с постоянной амплитудой;
 $\Delta\sigma_{E, glob}$ — эквивалентный диапазон напряжений, обусловленных общими воздействиями, с постоянной амплитудой;
 $\Delta\sigma_{E, loc}$ — эквивалентный диапазон напряжений, обусловленных местными воздействиями, с постоянной амплитудой;
 $\Delta\sigma_{E, 2}$ — эквивалентный диапазон напряжений с постоянной амплитудой при 2 млн. циклов;
 $\Delta\sigma_s$ — увеличение напряжений в стальной арматуре вследствие учета жесткости растянутого бетона между трещинами;
 $\Delta\sigma_{s, equ}$ — эквивалентный диапазон разрушающих напряжений;
 $\Delta\tau$ — диапазон касательных напряжений при усталостной нагрузке;
 $\Delta\tau_c$ — исходное значение усталостной прочности при 2 млн. циклов;
 $\Delta\tau_E$ — эквивалентный диапазон касательных напряжений с постоянной амплитудой;
 $\Delta\tau_{E, 2}$ — эквивалентный диапазон касательных напряжений с постоянной амплитудой при 2 млн. циклов;
 $\Delta\tau_R$ — усталостная прочность на сдвиг;
 Ψ — коэффициент.

Строчные буквы греческого алфавита

- α — коэффициент; параметр;
 α_{cr} — коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при которой будет достигнуто неустойчивое состояние в упругой стадии;
 α_M — коэффициент, относящийся к изгибу сталежелезобетонной колонны;
 $\alpha_{M, y}, \alpha_{M, z}$ — коэффициент, относящийся к изгибу сталежелезобетонной колонны относительно осей y - y и z - z соответственно;
 α_{st} — отношение;

- β – коэффициент; параметр преобразования;
 β_c, β_i – параметры;
 γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона;
 γ_F – частный коэффициент безопасности для воздействий, учитывающий погрешности моделирования и отклонения размеров;
 γ_{Ff} – частный коэффициент безопасности для эквивалентного диапазона напряжений с постоянной амплитудой;
 γ_M – частный коэффициент безопасности для свойств материалов, учитывающий погрешности моделирования и отклонения размеров;
 γ_{M0} – частный коэффициент безопасности для конструкционной стали при расчете несущей способности поперечных сечений, см. СН РК EN 1993-1-1, 6.1(1);
 γ_{M1} – частный коэффициент безопасности для конструкционной стали при расчете несущей способности элементов по устойчивости, см. СН РК EN 1993-1-1, 6.1(1);
 γ_{Mf} – частный коэффициент безопасности для усталостной прочности;
 $\gamma_{Mf,s}$ – частный коэффициент безопасности для усталостной прочности стержневых анкеров при сдвиге;
 γ_P – частный коэффициент безопасности для предварительного напряжения;
 γ_S – частный коэффициент безопасности для арматурной стали;
 γ_V – частный коэффициент безопасности для определения несущей способности на сдвиг стад-болта;
 γ_{VS} – частный коэффициент безопасности для определения несущей способности сталежелезобетонной плиты на сдвиг;
 δ – коэффициент; коэффициент, учитывающий вклад стального элемента; прогиб в середине пролета;
 δ_{max} – вертикальный прогиб при действии положительного момента;
 δ_s – прогиб стального профилированного листа от собственного веса и веса подвижной бетонной смеси;
 $\delta_{s,max}$ – предельное значение δ_s ;
 δ_u – измеренная при испытании максимальная деформация сдвига при характеристическом уровне нагрузки;
 δ_{uk} – характеристическое значение деформации сдвига;
 ε – $\sqrt{235 / f_y}$ где f_y в Н/мм²;
 η – степень использования сдвигового соединения; коэффициент;
 η_a, η_{a0} – коэффициенты, учитывающие влияние обжатия бетона;
 $\eta_c, \eta_{c0}, \eta_{cL}$ – коэффициенты, учитывающие влияние обжатия бетона;
 θ – угол;
 λ, λ_v – эквивалентные коэффициенты разрушения;
 $\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$ – эквивалентные коэффициенты разрушения, относящиеся соответственно к общим и локальным эффектам;
 $\bar{\lambda}$ – условная гибкость;
 $\bar{\lambda}_{LT}$ – условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба с

закручиванием;

μ — коэффициент трения; номинальный коэффициент;

μ_d — коэффициент, относящийся к расчету на сжатие и плоский изгиб;

μ_{dy}, μ_{dz} — коэффициент μ_d , относящийся к соответствующей плоскости изгиба;

ν — понижающий коэффициент для учета влияния продольного сжатия на несущую способность на сдвиг; параметр, относящийся к деформации сдвигового соединения;

ν_a — коэффициент Пуассона для конструкционной стали;

ξ — параметр, относящийся к деформации сдвигового соединения;

ρ — параметр, относящийся к уменьшенной расчетной несущей способности по изгибающему моменту, учитывающий сдвиг в вертикальной плоскости;

ρ_s — параметр; коэффициент армирования;

$\sigma_{com,c,Ed}$ — осевое сжимающее напряжение в бетоне замоноличивания от действия расчетной продольной силой;

$\sigma_{c,Rd}$ — расчетная прочность бетона на местное смятие;

σ_{ct} — растягивающее напряжение в крайнем волокне бетона;

$\sigma_{max,f}$ — максимальное напряжение от действия усталостной нагрузкой;

$\sigma_{min,f}$ — минимальное напряжение от действия усталостной нагрузкой;

$\sigma_{c,max,f}$ — напряжение в арматуре от действия изгибающего момента $M_{Ed,max,f}$;

$\sigma_{s,min,f}$ — напряжение в арматуре от действия изгибающего момента $M_{Ed,min,f}$;

σ_s — напряжение в растянутой арматуре;

$\sigma_{s,max}$ — напряжение в арматуре от действия изгибающего момента M_{max} ;

$\sigma_{s,max,0}$ — напряжение в арматуре от действия изгибающего момента M_{max} без учета растянутого бетона;

$\sigma_{s,0}$ —напряжение в растянутой арматуре без учета жесткости растянутого бетона между трещинами;

τ_{Rd} — расчетная прочность на сдвиг;

τ_u — значение продольных касательных напряжений в сталежелезобетонной плите, определяемое по результатам испытаний;

$\tau_{u,Rd}$ — расчетное значение продольных касательных напряжений в сталежелезобетонной плите;

$\tau_{u,Rk}$ — характеристическое значение продольных касательных напряжений в сталежелезобетонной плите;

ϕ — диаметр (размер) стального арматурного стержня; эквивалентный коэффициент разрушения от действия ударной нагрузки;

ϕ^* — диаметр (размер) стального арматурного стержня;

ϕ_t — коэффициент ползучести;

$\phi(t, t_0)$ —коэффициент ползучести, определяющий ползучесть в промежутке времени (t и t_0), относящийся к упругой деформации бетона в возрасте 28 сут;

χ —понижающий коэффициент при проверке плоской формы устойчивости;

χ_{LT} —понижающий коэффициент при проверке устойчивости плоской формы изгиба;

ψ_L —множитель ползучести.

1 Структура норм для проектирования сталежелезобетонных конструкций

5.1 Проектирование сталежелезобетонных конструкций на территории Республики Казахстан должно осуществляться в соответствии с общепринятыми в Европейском Союзе стандартами и с учетом национальных приложений.

5.2 Основополагающими документами при проектировании сталежелезобетонных конструкций являются: СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 Основы проектирования несущих конструкций, определяющие основы строительного проектирования; СН РК EN 1991-1-1:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Собственный вес, постоянные и временные нагрузки на здания, включающая все его части, рассматривающих воздействия, которые необходимо воспринять; СН РК EN 1994:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций, которые состоят из трех частей: СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций, Общие правила и правила для зданий; СН РК EN 1994-1-2:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Проектирование с учетом огнестойкости и СН РК EN 1994-2:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Мосты. Данная часть проектирования в настоящем пособии не рассматриваются.

5.3 Настоящее пособие относится к проектированию сталежелезобетонных конструкций для зданий в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011. Согласно главе 1 проектирование сталежелезобетонных конструкций с учетом огнестойкости следует проводить в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-2:2005/2011. Данные условия проектирования в настоящем пособии не рассматриваются.

5.4 В СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 применяются принципы проектирования по предельным состояниям, в которых требования, касающиеся надежности конструкций, относятся к предельным состояниям, т.е. состояниям, при превышении которых конструкция или ее элемент перестают удовлетворять соответствующим расчетным критериям.

5.5 Любое положение в каждом из СН РК EN следует рассматривать в качестве принципа или правила применения. Принцип – это утверждение или требование, которое необходимо полностью соблюдать при отсутствии альтернативы в настоящем документе, а правило применения – это положение, которое соответствует принципу. Проектировщик может использовать альтернативные правила проектирования при условии наличия доказательства их полного соответствия принципам, а также возможности формирования альтернативного проекта, обеспечивающего достижение требований эксплуатационной пригодности, структурной целостности и проектного срока. В этом случае неправомерно заявлять полное соответствие разработанного проекта нормам СН РК EN и необходимости его ЕС-маркировки.

5.6 При проектировании сталежелезобетонных конструкций в соответствии с правилами, установленными в Еврокоде, обязательным является использование национально установленных параметров, рассмотренных в национальном приложении СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, а не эквивалентных требований, установленных в Еврокоде.

2 ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТРЕБОВАНИЯМИ СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011

2.1 Общие положения

2.1.1 Проектируемая конструкция должна соответствовать основным принципам, изложенным СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, т.е. в процессе предполагаемого срока эксплуатации она должна выдерживать (воспринимать) все возникающие воздействия и влияния окружающей среды, и оставаться пригодной к требуемым условиям эксплуатации, удовлетворять требованиям огнестойкости и эксплуатационной пригодности. Потенциальные повреждения следует исключать или ограничивать соответствующим выбором одной или нескольких пречисленных мер:

- исключения или сокращения угроз, которым может быть подвергнута конструкция,
- выбора конструктивной формы, которая имеет низкую чувствительность к возможным угрозам,
- выбора такой конструктивной формы или схемы и методов расчета, чтобы конструкция могла выдержать локальное повреждение, включая удаление отдельного элемента или ограниченной части конструкции, сохраняя необходимую живучесть согласно СН РК EN 1991-1-7,
- исключения, по мере возможности, конструктивных систем, которые имеют хрупкий характер разрушения,
- раскрепления элементов конструкции и обеспечения их надежного соединения между собой.

2.1.2 Проект конструкции должен удовлетворять критериям надежности и концептуальным требованиям, приведенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Раздел 2.2). В соответствии с указанным документом установлены классы последствий, которые подразделяются на тяжелые (CC1), средние (CC2) и малые (CC3). Они зависят от последствий угрозы для человеческой жизни, а также экономических и социальных последствий или последствий для окружающей среды при нарушении работы конструкции. Каждый класс последствий связан с классом надежности (RC), при этом классы тяжелые (CC1), средние (CC2) и малые (CC3) связаны соответственно с классами надежности RC1, RC2 и RC3. Каждый класс надежности имеет соответствующий индекс надежности β , который можно рассматривать в качестве коэффициента безопасности для данного класса.

2.1.3 Для конструкций, подпадающих под категорию последствий CC2, рекомендуемые минимальные значения индексов надежности приведены в Таблице 6.1 настоящего пособия, что соответствует требованиям СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Рекомендуемые индексы надежности для базового периода отнесения сроком 50 лет приводят к вероятности разрушения конструкции от 10^{-4} до 10^{-5} по предельным состояниям несущей способности (ULS) и от 10^{-1} до 10^{-2} по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS).

2.1.4 В начале процесса проектирования конструкции необходимо установить

ориентировочный проектный срок эксплуатации, который определяется в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, как предполагаемый период времени, в течении которого конструкция или ее часть, должны быть использованы и применены по целевому назначению, включая плановое техническое обслуживание без необходимости проведения значительных ремонтов.

2.1.5 В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица 2.1) устанавливается пять классов проектного срока эксплуатации, а в качестве класса, наиболее характерного для зданий, где основными несущими конструкциями являются сталежелезобетонные конструкции, запроектированные в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011, является класс 4. При этом ориентировочный проектный срок эксплуатации для данного класса составляет 50 лет. Сталежелезобетонные конструкции могут также применяться в монументальных зданиях и инженерных сооружениях, относящихся к 5 классу с проектным сроком эксплуатации 100 лет. При необходимости, если это считается целесообразным, допускается, чтобы конструкция имела расчетный срок службы указанных классов и содержала элементы с менее продолжительным проектным сроком эксплуатации при условии, что их можно быстро заменить, не оказывая отрицательного воздействия на здание и сооружение.

Таблица 6.1 - Рекомендуемые минимальные значения индекса надежности β^* в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011

Класс надежности (RC), связанный с CC2:RC2	Минимальные значения β	
	ULS	SLS (необратимые)
Базовый период сроком 1 год	4,7	2,9
Базовый период сроком 50 лет	3,8	1,5
* На основании Таблиц B2 и C2 в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011		

2.1.6 Здание будет оставаться пригодным к эксплуатации на протяжении расчетного срока службы при условии осуществления инвестором полноценного технического обслуживания и соответствующего выполнения требований по техническому обслуживанию как самого здания, так и конструкций.

2.1.7 Запроектированная конструкция и ее элементы должны удовлетворять условиям предельных состояний несущей способности, т.е. обладать способностью оставаться пригодными к эксплуатации при соответствующем техническом обслуживании в течение проектного срока эксплуатации. При проектировании конструкций и их элементов должны учитываться факторы физического износа, которые могут возникнуть в течение данного периода. К таким факторам, выделенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 по отношению к сталежелезобетонным конструкциям следует относить:

- целевое или предполагаемое использование конструкции,
- необходимый критерий проектирования. Вначале необходимо определить цель проектирования, устанавливающую возникновение потребности в замене или усилении

элементов конструкции в процессе срока эксплуатации (при необходимости), и обеспечить реализацию такого проекта, чтобы замену или усиление можно было осуществить при одновременном сохранении эксплуатационной пригодности конструкции,

–ожидаемые (прогнозируемые) условия эксплуатации. В течение запланированного срока эксплуатации конструкции все ее элементы должны эксплуатироваться в условиях того класса эксплуатации, для которого они запроектированы,

–состав, свойства и характеристики материала и изделий, которые должны отвечать требованиям национальных стандартов,

–выбор конструктивной системы. По возможности следует использовать надежную конструктивную систему, которая может безопасно выдерживать известные и предполагаемые расчетные воздействия с экономически целесообразным запасом, превышающим критерии надежности, устанавливаемые СН РК EN,

–качество выполнения и уровень контроля, которые должны соответствовать техническим требованиям, предъявляемым к металлическим и железобетонным конструкциям,

–плановое техническое обслуживание в процессе расчетного срока службы. При проектировании должна быть разработана стратегия технического обслуживания, а здание запроектировано таким образом, чтобы обеспечить возможность доступа к конструкции для реализации стратегии в процессе проектного срока эксплуатации.

2.1.8 При проектировании сталежелезобетонных конструкций должны соблюдаться требования принятой системы качества, а также системы в соответствии с требованиями стандарта СТ РК ISO 9000. При отсутствии данной системы проект считается не соответствующим требованиям СН РК EN 1994/2011.

2.1.9 Расчет конструкций должен выполняться:

–по предельным состояниям несущей способности (USL) – относящимся к формам потери устойчивости и разрушения,

–по предельным состояниям эксплуатационной пригодности (SLS) – относящимся к нормальным условиям эксплуатации.

В область проверок предельных состояний несущей способности входят условия обеспечения безопасности, а предельных состояний по эксплуатационной пригодности – чрезмерный прогиб, уровень комфорта и внешнего вида. В соответствии с Таблицей 6.1 уровень надежности, используемый в процессе проектирования, будет различным для каждого предельного состояния.

2.1.10 Конструкция должна быть запроектирована с учетом воздействий и влияния окружающей среды, которые будут в процессе проектного срока эксплуатации. В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 предельные состояния следует относить к следующим расчетным ситуациям:

–постоянная расчетная ситуация: условия нормального применения конструкции,

–переходная расчетная ситуация: относятся к временным условиям, например, процессам возведения или ремонта,

–аварийная расчетная ситуация: исключительные условия применимые к конструкциям или условиям окружающей ее среды, например, взрыв или удар,

–сейсмическая расчетная ситуация: возникающая при сейсмических воздействиях.

В настоящем пособии требования по учету сейсмических условий при проектировании сталежелезобетонных конструкций не рассматриваются. Для других расчетных ситуаций (постоянных, переходных, аварийных) разработчик проектной документации должен определить условия нагружения, воздействию которых конструкция будет подвержена в период проектного срока эксплуатации.

2.2 Предельные состояния по несущей способности

2.2.1 Предельные состояния несущей способности относятся к безопасности людей и/или конструкций. Также в данные предельные состояния может быть включена защита оборудования, опирающегося на конструкцию, при условии согласования данного требования с разработчиком проектной документации.

2.2.2 Особое внимание должно быть уделено проверкам следующих предельных состояний несущей способности:

- потеря равновесия всей конструкции или ее части, рассматриваемой как жесткое тело,
- потеря несущей способности в результате превышения нормируемой деформации,
- потеря несущей способности в результате нарушения целостности,
- потеря несущей способности в результате потери устойчивости.

2.3 Предельные состояния по эксплуатационной пригодности

2.3.1 Предельные состояния эксплуатационной пригодности относятся к функционированию и внешнему виду конструкции, а также комфорту потребителей. В начале проектирования необходимо установить предельные состояния эксплуатационной пригодности (SLS) и провести различие между обратимыми и необратимыми состояниями.

В необратимом предельном состоянии эксплуатационной пригодности (SLS) установленные допустимые параметры непрерывно превышаются, даже после удаления воздействий, приводящих к превышению. Данные условия рассматривают способом, аналогичным для предельного состояния несущей способности (ULS), т.е. при первом превышении SLS проект будет несоответствующим.

В обратимом предельном состоянии после удаления воздействий, приводящих к превышению допустимых параметров, превышение исключается. В данных условиях с заказчиком можно согласовать те ситуации, которые будут относиться к данной категории, а также приемлемую периодичность их возникновения.

2.3.2 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 включает следующие три типа предельных состояний по эксплуатационной пригодности:

- превышение не допускается,
- периодичность и продолжительность превышений подлежат согласованию с заказчиком,
- длительные превышения подлежат согласованию с заказчиком.

2.3.3 К сочетаниям воздействий, относящихся к трем типам предельных состояний по эксплуатационной пригодности (SLS) следует относить:

- превышение не допускается – используют характеристическое сочетание;
- периодичность и продолжительность превышений подлежат согласованию – используют частое сочетание.
- длительные превышения подлежат согласованию – используют практически-постоянное сочетание.

Сочетание вышеприведенных воздействий рассмотрено в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 п. 4.1.3 и 6.5.

2.3.4 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 п. 2.2.3(2) установлено, что вычисления кратковременной деформации должны быть основаны на применении характеристического сочетания воздействий. Поскольку это не является принципом в СН РК EN 1995-1-1:2004+A1:2008/2011, при котором можно обосновать экономическую ситуацию и достичь соглашения с заказчиком по вопросу приемки обратимого состояния, то расчет может быть основан на частом, а не характеристическом сочетании эффектов от воздействий.

2.3.5 Поверки предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS), следует производить, пользуясь критериями, касающимися:

- деформаций, которые оказывают влияние на внешний вид и приводят к повреждению наружной отделки или элементов, не относящихся к конструкции, влияют на комфорт потребителей и функционирование конструкции (включая функционирование оборудования и обслуживающего персонала),
- вибраций, приводящих к дискомфорту у людей или ограничению функциональности конструкции,
- повреждений, оказывающих отрицательное воздействие на внешний вид конструкции, долговечность или функциональность конструкции.

2.4 Классификация воздействий

2.4.1 При рассмотрении воздействий, действующих на конструкцию, нужно руководствоваться требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и СН РК EN 1991 – все части. В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 применяют следующие обозначения и термины:

–постоянные воздействия (G). Воздействие, которое считается действующим в течение всего заданного базового периода и изменчивостью величины которого можно пренебречь. Например, воздействия собственной массы, стационарного оборудования, внутренних перегородок, отделки – прямые воздействия и косвенные воздействия в результате усадки и/или оседания.

–переменные воздействия (Q). Воздействия, для которых отклонения во времени от среднего значения значительны и не являются монотонными, например, прикладываемые полезные нагрузки, ветровые, снеговые и температурные нагрузки.

– аварийное воздействие (A). Воздействие, обычно непродолжительное, но значительное по величине, появление которого для заданной конструкции в течение

проектного срока эксплуатации является маловероятным, например, нагрузки от взрывов и ударов.

2.4.2 Величина того или иного воздействия характеризуется его репрезентативным значением используемым при проектировании. Репрезентативное значение по возможности должно быть получено из статистических данных, связанных с воздействием. В зависимости от условия проектирования это может быть среднее значение (верхнее или нижнее) или номинальное значение, которое используют тогда, когда его значение нельзя получить из статистических данных.

2.4.3 Постоянные воздействия (G_k). Если воздействия обусловлены собственным весом материала и их изменчивость является незначительной, т. е. коэффициент вариации действия в процессе расчетного срока службы меньше 0,05 - 0,1, то при расчете сталежелезобетонных конструкций или относящихся к ним изделий G_k , как правило, получают, используя среднюю плотность материала.

Характеристические значения собственного веса G_k , принимают из соответствующих стандартов, устанавливающих механические свойства материалов или из СН РК EN 1991-1.

2.4.4 Переменные воздействия (Q_k). Характеристические значения переменных воздействий, установленных в СН РК EN 1991, приведены в соответствующих частях данных строительных норм.

2.4.5 Аварийные воздействия (A_d). Из-за отсутствия статистических данных, относящихся к данному состоянию, расчетное значение A_d , определяют и согласуют для каждого проекта.

2.4.6 При расчете конструкций кроме характеристических значений для переменных воздействий следует рассматривать и другие репрезентативные значения. К таким репрезентативным значениям относятся:

- комбинационное значение ($\psi_0 Q_k$), которое используется для проверки предельных состояний несущей способности (ULS) и характеристических сочетаний в необратимых предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS),

- частое значение ($\psi_1 Q_k$), которое используется для проверки предельных состояний несущей способности (ULS) в особых расчетных ситуациях, а также проверки в обратимых предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS),

- практически-постоянное значение ($\psi_2 Q_k$), которое используется для оценки долговременных эффектов, с целью представления переменных воздействий в особых (и сейсмических) сочетаниях при оценке несущей способности, а также для проверки частых и долговременных эффектов в предельных состояниях эксплуатационной пригодности (SLS).

2.4.7 Значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 и ψ_2 приведены в Таблице НП А1.1 СН РК EN 1990:2002+А1:2005/2011, а некоторые значения в Таблице 6.2.

2.5 Свойства материалов

2.5.1 Характеристикой свойств материалов являются их характеристические значения. Для стали, арматуры и бетона характеристическими значениями могут быть

значение в 5-го квантиля или среднее значение. Значение 5-го квантиля применяется к свойствам прочности, а среднее значение, как правило – к свойствам жесткости. Исключением из этого правила является случай, когда функции жесткости используют для определения значений свойств прочности.

2.5.2 Характеристические значения свойств материалов, применяемых в сталежелезобетонных конструкциях, приведены в главе 7 (часть 1) настоящего пособия.

Таблица 6.2. - Значения коэффициентов* ψ

Переменное воздействие	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Категория переменных нагрузок (см. СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011)			
Категория А: коммунальные и жилые помещения	0,7	0,5	0,3
Категория В: офисные помещения	0,7	0,5	0,3
Категория С: помещения со значительным скопления людей	0,7	0,7	0,6
Категория Е: складские помещения	1,0	0,9	0,8
Категория Н: крыши (с учетом того, что действующие нагрузки не применяют со снеговыми или ветровыми нагрузками (см. раздел 3.3.2(1) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011)	0,7	0	0
Снеговые нагрузки на здания для местности, расположенной на высоте не более 1000 м над уровнем моря	0,7	0,5	0,2
Ветровые нагрузки на здания	0,6	0,2	0
* На основании таблицы НП.А1.1 СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011			

2.6 Статический расчет конструкций

2.6.1 Статический расчет конструкций следует выполнять, используя соответствующие их модели. Линейно-упругий расчет базируется на линейной зависимости напряжений от деформаций и может включать:

–линейно-упругий расчет первого порядка без перераспределения усилий. Его проводят на изначально определенной геометрии конструкции и ее элементах без корректировки внутренних усилий (Рисунок 6.1а). Он положен в основу большинства компьютерных программ линейного анализа первого порядка;

–линейно-упругий расчет первого порядка с перераспределением усилий. Его проводят на изначально определенной геометрии конструкции и ее элементах, при этом корректируют внутренние усилия без дополнительных расчетных проверок углов поворота.

–линейно-упругий расчет второго порядка. Его проводят с учетом измененной геометрии деформированной конструкции (Рисунок 6.1б).

2.6.2 Нелинейный расчет основан на нелинейной зависимости напряжения-деформации в соответствии с Рисунок 6.2. Он может включать:

–нелинейный расчет первого порядка. Данный расчет выполняется на изначально

определенной геометрии конструкции.

–нелинейный расчет второго порядка. Он выполняется на геометрии деформированной конструкции.

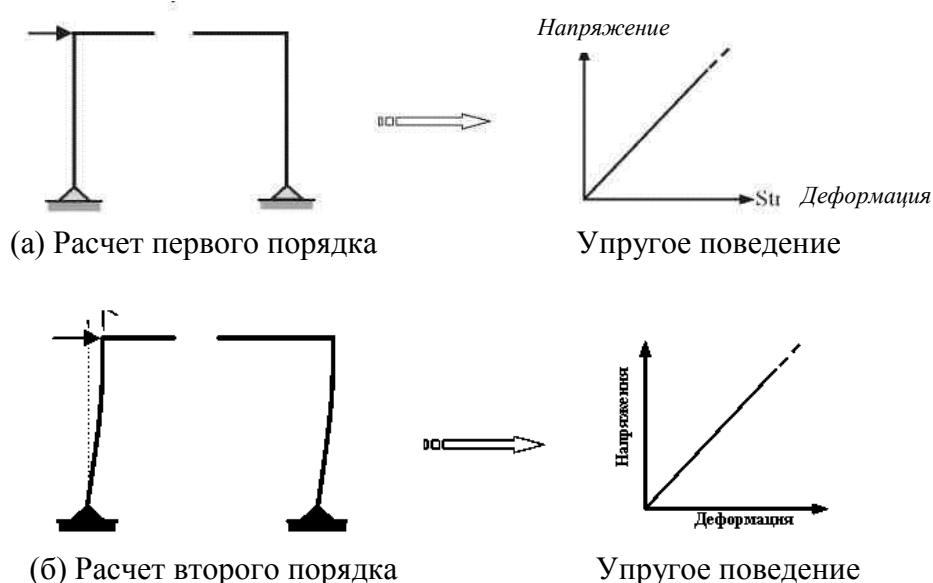


Рисунок 6.1 - Линейно-упругий расчет первого и второго порядка

2.6.3 В зависимости от принятой модели (диаграммы «напряжения –деформации») к нелинейному расчету, включающему пластическое поведение, относятся:

–упруго-идеально-пластический (Рисунок 6.2а) – линейно-упругий, за которым следует чистое пластическое поведение;

–упруго-пластический с упрочнением (Рисунок 6.2,б) - линейно-упругий, за которым следует пластическое поведение с деформационным упрочнением;

–жестко-пластический (Рисунок 6.2,д) – чистое пластическое поведение, используют для оценки предельной нагрузки.



Рисунок 6.2 - Диаграммы деформирования, используемые в нелинейном анализе

Выбор соответствующих моделей для расчета сталежелезобетонных конструкций и их элементов по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности приводится в Главах 7- 13 части 1 настоящего пособия.

2.6.4 Для проектирования конструкции и ее элементов используется метод частных

коэффициентов. При применении данного метода эффекты воздействий умножаются на частные коэффициенты с целью получения расчетного значения Ef_d , а для получения расчетного сопротивления R_d , в условиях предельных состояний несущей способности (ULS) и эксплуатационной пригодности (SLS), значения сопротивлений делят на частные коэффициенты. В соответствующем предельном состоянии проводят проверку для доказательства того, что Ef_d меньше или равно расчетному сопротивлению R_d , т.е.

$$Ef_{d_{ULS}} \leq R_{d_{ULS}} \text{ и } Ef_{d_{SLS}} \leq R_{d_{SLS}} \quad (6.1)$$

2.6.5 В качестве значений, применяемых к воздействиям и свойствам материала, используются репрезентативные или другие характеристические значения. Значения, используемые в качестве частных коэффициентов, изменяются в зависимости от рассматриваемого предельного состояния. Все значения должны быть такими, чтобы можно было достичь уровня надежности, установленного в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (2.2) для конструкции при проверке данного предельного состояния.

2.7 Расчетные значения воздействий и свойств материалов

2.7.1 В общем виде расчетное значение воздействия F_d определяется по формуле

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{\text{rep}}, \quad (6.2)$$

где

$$F_{\text{rep}} = \psi \cdot F_k, \quad (6.3)$$

F_{rep} – репрезентативное значение, которое необходимо учитывать при соответствующем сочетании воздействий. В качестве F_{rep} может выступать основное характеристическое значение F_k , комбинационное значение $\psi_0 F_k$, частое значение $\psi_1 F_k$ или практически-постоянное значение $\psi_2 F_k$. Здесь

F_k – характеристическое значение воздействия;

ψ – принимается равным 1,0 либо ψ_0 , ψ_1 или ψ_2 по Таблице 6.2.

Расчетное значение сейсмического воздействия A_{Ed} определяется с учетом поведения несущей конструкции и других критериев согласно СН РК EN 1998.

2.7.2 При проектировании конструкций необходимо учитывать эффекты воздействий Ef_d , представляющие собой реакцию конструкции на действующие нагрузки, которые охватывают результирующие величины внутреннего напряжения (например, моменты, поперечные силы, осевые силы, напряжение или деформацию) и деформации конструкции (например, перемещения и углы поворота).

2.7.3 В соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, п. 6.3.2(1) расчетное значение эффектов воздействий можно представить в общем виде следующим образом

$$Ef_d = \gamma_{Sd} \cdot Ef\{\gamma_{f,i} \cdot E_{rep,i}; a_d\} \geq 1 \quad (6.4)$$

где γ_{Sd} – частный коэффициент безопасности;
 $\gamma_{f,i}$ – частный коэффициент воздействия i , учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значений от характеристических значений;
 a_d – расчетное значение геометрических параметров согласно СН РК EN 1994-1-1:2004/2011;
 i – число характерных воздействий.

2.7.4 В СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 при определении расчетного значения постоянного воздействия γ_F определяют как γ_G , а при определении расчетного значения переменного воздействия – как γ_Q . Значения γ_G и γ_Q зависят от рассматриваемых предельных состояний, что приводится в 6.8.1 – 6.8.9 – для ULS и 6.9.1 – 6.9.5 – для SLS настоящего пособия.

2.7.5 Расчетное значение X_d свойства материала или изделия можно получить для предельных состояний несущей способности (ULS) и эксплуатационной пригодности (SLS) из выражения 6.5:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \quad (6.5)$$

где X_k – характеристическое значение свойства;
 η – коэффициент перерасчета, учитывающий эффекты объема и размеров, влаги и температуры, а также других основных параметров;
 γ_m – частный коэффициент, учитывающий возможность того, что собственное значение свойства материала или изделия (например, прочность или жесткость) может быть меньше заданного значения, а также эффект разброса вокруг среднего значения коэффициента преобразования.

2.7.6 Значения частного коэффициента свойств материала γ_m следует принимать по СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 или по национальному приложению. Данный коэффициент учитывает уровень неопределенности модели сопротивления, используемой при проектировании, а также отрицательное влияние геометрических отклонений в дополнение к влиянию отклонения материала или свойства изделия.

2.7.7 При определении расчетных значений свойств жесткости, используемых для расчета деформаций и несущей способности, следует руководствоваться требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011. Для изделий стали и бетона эти значения зависят от рассматриваемого состояния проектирования, т.е. является ли это анализом отклонения в условиях предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) или расчетом напряжения в условиях предельного состояния несущей способности (ULS); оказывает ли влияние распределение жесткости на распределение внутренних усилий в конструкции (или элементе); а также вид линейного расчета, который необходимо проводить – расчет первого или второго порядка.

2.8 Расчетные сочетания воздействий для предельных состояний по несущей способности

2.8.1 При проектировании конструкций необходимо проверять следующие предельные состояния несущей способности (ULS), если они являются значимыми:

–равновесие (EQU). Для подтверждения того, что конструкция или любая ее часть, рассматриваемая как жесткое тело, является устойчивой (не теряет равновесия) в случае когда:

–незначительные изменения в значении или пространственном распределении воздействий одного происхождения являются существенными;

–прочность материалов конструкции или основания не оказывают влияния на предельное состояние;

–прочность (STR). Для подтверждения того, что конструкция и ее элементы не подвергнутся разрушению под воздействием напряжения в результате потери устойчивости элементов или в местах соединений. Если на поведение конструкции влияют смещения, то необходимо учесть их влияние;

–геотехнические (GEO). Для подтверждения того, что фундамент здания обеспечивает необходимую для конструкции прочность и жесткость;

–усталость (FAT). Для подтверждения того, что элементы конструкции не подвергнутся разрушению под воздействием циклических нагрузок.

2.8.2 При проверках соответствующих предельных состояний несущей способности (ULS) следует применять сочетание нагрузок путем использования метода частных коэффициентов с проверкой того, что расчетное значение эффекта проектных воздействий меньше или равно расчетному значению эквивалентного сопротивления.

2.8.3 Расчетное значение эффекта воздействий следует определять путем объединения тех воздействий, которые могут рассматриваться как действующие одновременно. При наличии более одного переменного воздействия, каждое сочетание будет включать в себя одно из переменных воздействий в качестве доминирующего переменного воздействия.

2.8.4 Расчетное сочетание при проверках предельных состояний несущей способности определяется по СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Формула 6.6) :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (6.6)$$

В качестве альтернативы формуле (6.6) для предельных состояний STR (и GEO) можно рассматривать менее благоприятное из следующих сочетаний,

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (6.7)$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (6.8)$$

где γ_G - частный коэффициент для постоянной нагрузки,

γ_Q - частный коэффициент для переменной нагрузки,
 ψ_0 - коэффициент преобразования переменных воздействий в комбинационное значение;

ξ - коэффициент уменьшения неблагоприятных постоянных воздействий;

G_k - постоянное воздействие;

$Q_{k,1}$ - доминирующее переменное воздействие.

2.8.5 При проверках предельных состояний в аварийных расчетных ситуациях следует применять одно сочетание воздействий, которое определяется по Формуле (6.11b) в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + A_d + (\psi_{1,1} \text{ или } \psi_{2,1}) Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}, \quad (6.9)$$

где A_d - расчетное значение аварийного воздействия для аварийной расчетной ситуации (например, воздействия удара или косвенного теплового воздействия в результате пожара) или относится к условиям, сложившимся после случайной ситуации. В данном случае $A_d = 0$;

ψ_1 и ψ_2 - частные коэффициенты сочетаний, преобразующие переменное воздействие в частое и практически-постоянное значение, соответственно, которые приведены в 6.4.7 настоящего пособия.

2.8.6 Для определения случая, когда нагрузка оказывает наибольшее влияние (т.е. максимальный изгибающий момент, поперечная сила и т.д.), следует применять формулу(ы) сочетания нагрузок с каждым переменным воздействием, выступающим в качестве доминирующего переменного воздействия. В случае, когда переменные нагрузки не взаимосвязаны, следует рассмотреть все их возможные сочетания. Например, предельное состояние STR для свободно опертой балки, воспринимающей нагрузку собственного веса $G_{k,1}$, постоянную нагрузку $G_{k,2}$, переменную нагрузку средней продолжительности $Q_{k,1}$ и кратковременную переменную нагрузку $Q_{k,2}$. Применяя Формулу (6.10), альтернативными условиями нагрузки, которые необходимо рассмотреть для определения воздействия E_f , например, изгибающего момента, являются

$$1,35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) \rightarrow E_{f1} \quad (6.10)$$

$$1,35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) + 1,5 \cdot Q_{k1} \rightarrow E_{f2} \quad (6.11)$$

$$1,35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) + 1,5 \cdot Q_{k2} \rightarrow E_{f3} \quad (6.12)$$

$$1,35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) + 1,5 \cdot Q_{k1} + 1,5 \cdot \psi_{0,2} \cdot Q_{k2} \rightarrow E_{f4} \quad (6.13)$$

$$1,35 \cdot (G_{k1} + G_{k2}) + 1,5 \cdot Q_{k2} + 1,5 \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k1} \rightarrow E_{f5} \quad (6.14)$$

2.9 Расчетные сочетания воздействий для предельных состояний эксплуатационной пригодности

2.9.1 При проектировании сталежелезобетонных конструкций необходимо проверять предельные состояния эксплуатационной пригодности по деформациям и вибрации (колебаниям). В данных состояниях должно соблюдаться следующее условие:

$$E_{fd} \leq C_d, \quad (6.15)$$

где E_{fd} – расчетное значение эффекта воздействий в условиях предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS);

C_d – предельное расчетное значение соответствующего критерия эксплуатационной пригодности (т.е. критерия перемещения или вибрации), приведенного в СН РК EN 1994-1-1:2004/2011.

В условиях SLS частные коэффициенты γ_G и γ_Q , используемые для вычисления расчетного значения эффектов воздействий, следует принимать равными 1,0, а конкретные нагрузки, используемые для данных состояний, приведены ниже.

2.9.2 При проверке вибрации расчетными условиями нагрузки, составляющими расчетное значение в условиях эксплуатационной пригодности (SLS), являются:

–масса перекрытия, используемая для определения наименьшей частоты собственных колебаний конструкции перекрытия;

–вертикальная сила в 1 кН, моделирующая движение при ходьбе, которая прикладывается в такой точке перекрытия, чтобы вертикальные отклонения достигали максимальной величины;

–импульс в 1 Н, применяемый в точке максимального мгновенного вертикального отклонения, используемый для определения максимального исходного значения скорости вертикальной вибрации перекрытия в результате воздействия силы, возникающей при ходьбе.

2.9.3 Для определения перемещений в условиях предельных состояний эксплуатационной пригодности, в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 следует использовать следующие сочетания воздействий:

- характеристическое сочетание;
- частое сочетание;
- практически-постоянное сочетание.

Данные сочетания определяются следующим образом:

Характеристическое сочетание 6.16 применяется к необратимым предельным состояниям (т.е. состояниям, при которых наблюдается постоянное нарушение предельного состояния эксплуатационной пригодности (SLS) даже после удаления воздействий, которые привели к его превышению) и используемым в СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (п. 2.2.3). Здесь Формула (6.16) приравнивается к Формуле (6.10), когда частные коэффициенты (γ_G и γ_Q) в Формуле (6.6) равны 1,0.

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.16)$$

Частое сочетание 6.17 следует применять к обратимым предельным состояниям, когда нарушение состояния исчезает при прекращении воздействия, которое привело к превышению. Допускается применение сочетания при условии возможности достижения соглашения с заказчиком относительно тех ситуаций, которые попадают в данную категорию, а также приемлемой частоты возникновения

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.17)$$

Практически-постоянное сочетание 6.18 следует применять для оценки продолжительных эффектов, например, усадки и ползучести бетона

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.18)$$

2.9.4 Для определения расчетного значения следует применять характеристическое сочетание с каждым переменным воздействием, выступающим в качестве доминирующей переменной, из которого определяют условие максимальной нагрузки. Если в качестве критерия деформации принимают обратимое предельное состояние по прочности, то предпочтительным является использование повторяемого, а не характеристического сочетания.

2.9.5 Полную деформацию (перемещение) следует определять путем суммирования мгновенной деформации (перемещения) и деформации (перемещения) в результате ползучести.

3 МАТЕРИАЛЫ

3.1 Бетон

Для изготовления сталежелезобетонных конструкций обычно используются бетоны классов прочности не ниже C20/25 и LC20/22 и не выше C60/75 и LC60/66. В соответствии с СТ РК EN 206-1 классы бетона по прочности связаны с характеристической (5 %) цилиндрической f_{ck} или кубиковой $f_{ck,cube}$ прочностью при сжатии. Характеристические значения цилиндрической прочности f_{ck} определяются в возрасте 28 сут, а их максимальная величина может устанавливаться в национальном приложении. Значения прочности f_{ck} и других механических параметров обычного и легкого бетонов приведены в Таблицах 7.1а и 7.1б в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Прочность бетона может также определяться в ином возрасте, например, соответствующем времени распалубки конструкций или передаче предварительного напряжения. В этом случае для $3 < t < 28$ суток характеристическое значение прочности корректируется на величину $f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8$, а для $t > 28$ суток $f_{ck}(t) = f_{ck}$. Средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t при

средней температуре 20°C и при хранении в соответствии с требованиями EN 12390 определяется из выражения:

$$f_{cm}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{\frac{1}{2}} \right] \right\} \quad (7.1)$$

где f_{cm} – средняя прочность в возрасте 28 сут по Таблицам 7.1а и 7.1б;

s – коэффициент, зависящий от используемого цемента ($s = 0,2$ для цементов CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R (класс R); $s = 0,25$ для цементов CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (класс N); $s = 0,38$ для цемента классов прочности CEM 32,5 N (класс S)).

Расчетное сопротивление бетона на сжатие определяется по формуле

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}, \quad (7.2)$$

где γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, принимаемый в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 равным 1,5 для постоянной и переходной расчетной ситуации и 1,2 для аварийной расчетной ситуации;

α_{cc} – коэффициент, учитывающий влияние на прочность длительных и других неблагоприятных эффектов, вызванных способом приложения нагрузки. Значение α_{cc} принимается в пределах от 0,8 до 1,0 или в соответствии с национальным приложением.

Сопротивление бетона на растяжение устанавливается путем испытаний специально изготовленных образцов на растяжение, раскалывание либо изгиб (растяжение при изгибе). Расчетное сопротивление бетона на растяжение f_{ctd} определяется по формуле

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05}}{\gamma_c}, \quad (7.3)$$

где γ_c – частный коэффициент безопасности для бетона, принимаемый в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 равным 1,5 для постоянной и переходной расчетной ситуации и 1,2 для аварийной расчетной ситуации;

α_{ct} – коэффициент, учитывающий влияние длительных эффектов на прочность бетона на растяжение и неблагоприятного способа приложения нагрузки. Значение α_{ct} рекомендуется принимать равным 1,0 либо в соответствии с национальным приложением.

Таблица 7.1а - Прочностные и деформационные характеристики обычного бетона в соответствии с EN 1992-1-1

Классы прочности бетона															Аналитическая зависимость с пояснениями
f_{ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$, МПа	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} , МПа	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
f_{ctm} , МПа	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \leq C50/60$ $f_{ctm} = 2,12 \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ctk,0,05}$, МПа	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ Квантиль 5 %
$f_{ctk,0,95}$, МПа	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ Квантиль 95 %
E_{cm} , МПа	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} f_{cm}$, МПа
ε_{c1} , %	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	Рисунок 7.1 $\varepsilon_{c1} = 0,7 \cdot f_{cm}^{0,31} \leq 2,8$
ε_{cu1} , %	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	Рисунок 7.1 для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu1} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$
ε_{c2} , %	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	Рисунок 7.2 а для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c2} = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)/0,53$
ε_{cu2} , %	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Рисунок 7.2 а для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu2} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	для $f_{ck} \geq 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$
ε_{c3} , %	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	Рисунок 7.2б для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{c3} = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
ε_{cu3} , %	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	Рисунок 7.2б для $f_{ck} \geq 50$ МПа $\varepsilon_{cu3} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$

**Таблица 7.16 - Прочностные и деформационные характеристики легкого бетона плотностью ρ в соответствии с
СН РК EN 1992-1-1:2004/2011**

Классы прочности легкого бетона														Аналитическая зависимость с пояснениями
f_{1ck} , МПа	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	
$f_{1ck,cube}$, МПа	13	18	22	28	33	38	44	50	55	60	66	77	88	
f_{1cm} , МПа	17	22	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	Для $f_{1ck} \geq 20$ МПа $f_{1cm} = f_{1ck} + 8$ МПа
f_{1ctm} , МПа	$f_{1ctm} = f_{1cm} \eta_1$;													$\eta_1 = 0,40 + 0,60 \rho / 2200$
$f_{1ctk,0,05}$, МПа	$f_{1ctk,0,05} = f_{1ctm,0,05} \eta_1$													5 % – квантиль
$f_{1ctk,0,95}$, МПа	$f_{1ctk,0,95} = f_{1ctm,0,95} \eta_1$													95 % – квантиль
E_{1cm} , МПа	$E_{1cm} = E_{cm} \eta_E$;													$\eta_E = (\rho / 2200)^2$
ϵ_{1c1} , %	$k f_{1cm} / (E_{1ci} \eta_E)$ ($k = 1,1$ для бетона с мелким заполнителем из природного песка; $k = 1,0$ для бетонов с легкими мелким и крупным заполнителями)													Рисунок 7.1
ϵ_{1cu1} , %	ϵ_{1c1}													Рисунок 7.1
ϵ_{1c2} , %	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	Рисунок 7.2а
ϵ_{1cu2} , %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	Рисунок 7.2а $ \epsilon_{1cu2} \geq \epsilon_{1c2} $
n	2,0									1,75	1,6	1,45	1,4	
ϵ_{1c3} , %	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	Рисунок 7.2б
ϵ_{1cu3} , %	$3,5 \eta_1$									$3,1 \eta_1$	$2,9 \eta_1$	$2,7 \eta_1$	$2,6 \eta_1$	Рисунок 7.2б $ \epsilon_{1cu3} \geq \epsilon_{1c3} $

К деформационным характеристикам бетона, используемых при проектировании сталежелезобетонных конструкций, относятся модуль упругости, ползучесть и усадка. Модуль упругости бетона E_{cm} определяется по кривым относительных деформаций, полученным при осевом нагружении образцов кратковременной нагрузкой. (Рисунок 7.1).

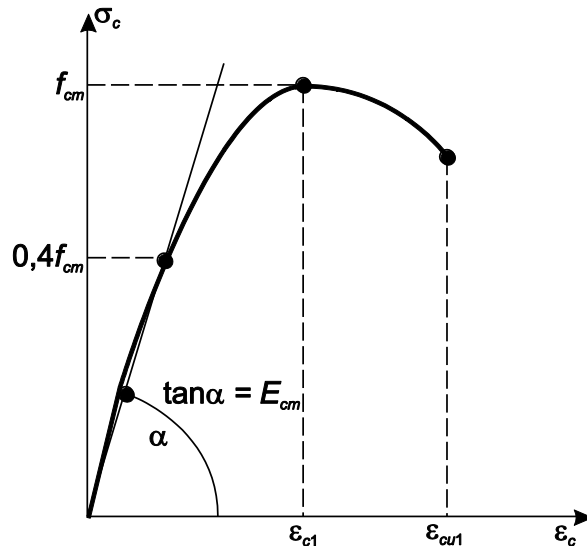


Рисунок 7.1 - График зависимости «напряжения – относительные деформации» при осевом сжатии бетона кратковременной нагрузкой

Значения модуля упругости E_{cm} , для обычного бетона на кварцевых заполнителях приведены в Таблице 7.1а. Указанные значения получены для секущей, проведенной через координаты $\sigma_c = 0$ и $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ графика на Рисунке 7.1. При заполнителях из известняка или песчаника эти значения уменьшаются соответственно на 10 % и 30 %, а при базальтовых заполнителях увеличиваются на 20 %.

Изменение модуля упругости бетона в процессе его твердения определяется зависимостью

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \cdot E_{cm} \quad (7.4)$$

где E_{cm} и f_{cm} — значения модуля упругости и средней прочности в возрасте 28 сут;
 $E_{cm}(t)$ и $f_{cm}(t)$ — значения модуля упругости и средней прочности в возрасте t .

Коэффициент Пуассона принимается равным 0,2 для бетона без трещин и 0,0 для бетона с трещинами, а коэффициент температурного расширения равным $10 \cdot 10^{-6} \cdot K^{-1}$.

В практических расчетах могут быть использованы упрощенные графические зависимости между напряжением и относительной деформацией, показанные на Рисунке 7.2.

а)

б)

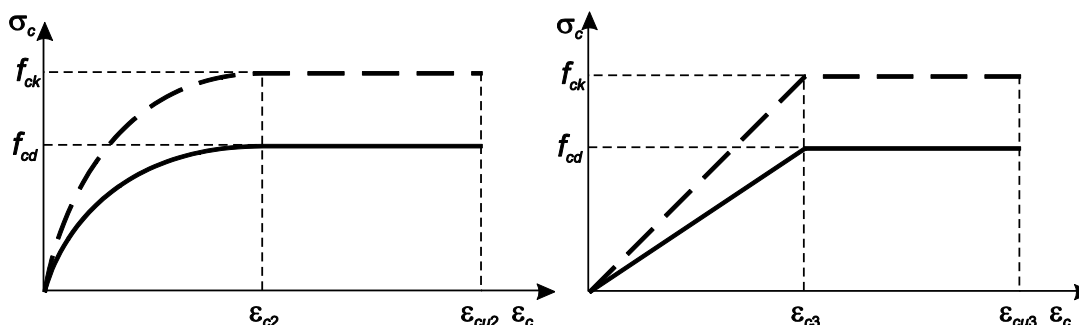


Рисунок 7.2 - Параболические - прямоугольная (а) и билинейная (б) зависимости между напряжением и относительной деформацией при сжатии бетона в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (значения ε_{c3} и ε_{cu3} принимаются по Таблице 7.1а)

В сталежелезобетонных конструкциях бетон может работать в условиях многоосного сжатия, например, в колоннах замкнутого трубчатого либо прямоугольного сечения. В результате стеснения поперечных деформаций бетона повышаются его прочность и предельное значение относительных деформаций (Рисунок 7.3).

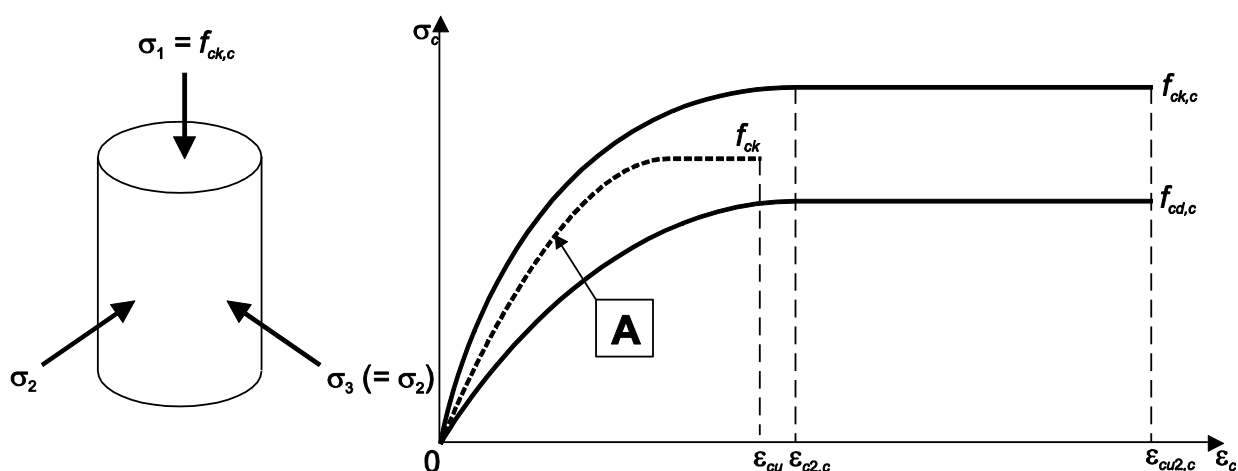


Рисунок 7.3 - Зависимость между напряжением и относительной деформацией при многоосном сжатии бетона в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (А – при отсутствии многоосного сжатия)

При проверке предельных состояний сталежелезобетонных конструкций по эксплуатационной пригодности, а также некоторых предельных состояний по несущей способности, например, устойчивости, необходимо учитывать эффекты от ползучести и усадки бетона. В большинстве случаев эти эффекты рассматриваются от действия постоянных нагрузок. Деформации ползучести бетона $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ в бесконечном возрасте $t = \infty$ при постоянном напряжении сжатия σ_c , приложенном во время $t = t_0$, определяются из формул:

$$\varepsilon_{\text{нн}}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_{c0}}, \quad (7.5)$$

где $\varphi(\infty, t_0)$ – коэффициент ползучести, предельное значение которого при $\sigma_c < 0,45f_{ck}(t_0)$ для разных классов цемента S, N, R и соотношений $h_0 = 2A_c/u$ приведены на Рисунке 7.4.

Здесь A_c – площадь поперечного сечения бетона, u – периметр части площади поперечного сечения, подвергающейся высыханию.

Для легкого бетона коэффициент ползучести φ может быть принят как для обычного бетона с умножением на коэффициент $\eta_2 = (\rho/2200)^2$, где ρ обозначает плотность бетона.

Полная относительная деформация усадки состоит из относительной деформации усадки при высыхании ε_{cd} и относительной деформации усадки ε_{cs} при твердении бетона:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (7.6)$$

Предельное значение относительной деформации усадки бетона, обусловленной его высыханием определяется из выражения

$$\varepsilon_{cd,0} = k_h \varepsilon_{cd,0}, \quad (7.7)$$

где величина $\varepsilon_{cd,0}$ принимается по Таблице 7.2, а коэффициент k_h по Таблице 7.3 в зависимости от отношения $h_0 = 2A_c/u$ (Формула 7.5).

Развитие во времени относительной деформации усадки, обусловленной высыханием, определяется из выражения

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (7.8)$$

где

$$\beta_{ds} = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \cdot \sqrt{h_0^3}}, \quad (7.9)$$

t – возраст бетона на рассматриваемый период, сут,

t_s – возраст бетона, соответствующий окончанию срока ухода за бетоном, сут.

Относительная деформация усадки при твердении бетона определяется по формуле

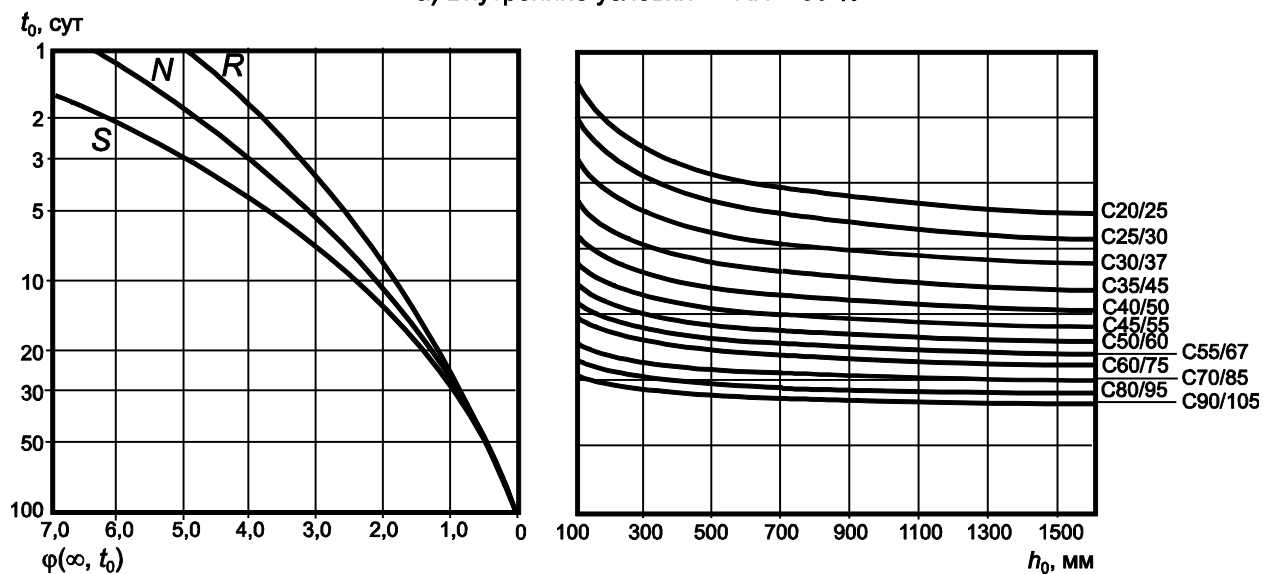
$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (7.10)$$

где

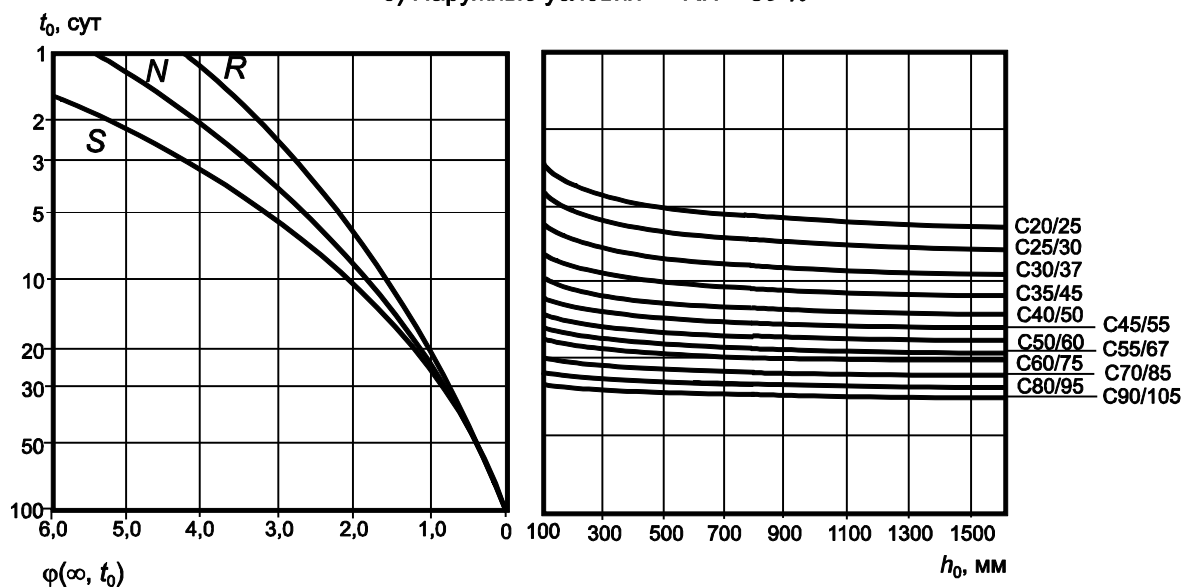
$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5 \cdot (f_{ck} - 10) \times 10^{-6}, \quad (7.11)$$

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot t^{0,5}). \quad (7.12)$$

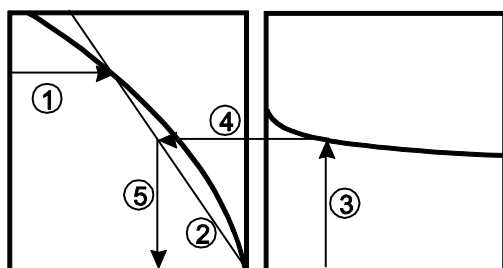
а) Внутренние условия — RH = 50 %



б) Наружные условия — RH = 80 %



Порядок действий при определении предельных значений коэффициента ползучести по номограммам



Примечания

- 1 Точка пересечения линий 4 и 5 также может быть выше точки 1.
- 2 При $t_0 > 100$ с приемлемой точностью можно принять $t_0 > 100$ (и использовать касательную линию).

Рисунок 7.4 - Номограммы для определения коэффициента ползучести $\varphi(\infty, t_0)$ для бетона при температуре окружающей среды от минус 40 °С до плюс 40 °С и средней относительной влажности воздуха от 40 % до 100 %

Таблица 7.2 - Значения относительной деформации усадки $\varepsilon_{sd,0}$ (0/0) при высыхании бетона, изготовленного на цементе СЕМ класса N

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ МПа	Относительная влажность воздуха, (%)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Таблица 7.3 - Значения коэффициента k_h в Формуле (7.7)

h_0 (мм)	k_h
100	1,0
200	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Приближенные значения полной деформации свободной усадки обычного бетона в расчетах можно принять $\varepsilon_{cs}=325 \times 10^{-6}$ в условиях сухой среды и $\varepsilon_{cs}=200 \times 10^{-6}$ для других условий.

Конечное значение усадки при высыхании легкого бетона может быть определено путем умножения значений, приведенных для обычного бетона в Таблице 7.1.б, на коэффициент $\eta_3 = 1,2$ для $f_{ck} \geq LC20/22$. В практических расчетах ориентировочные значения полной деформации свободной усадки легкого бетона можно принять $\varepsilon_{cs} = 500 \times 10^{-6}$ в условиях сухой среды и $\varepsilon_{cs} = 300 \times 10^{-6}$ в других условиях.

3.2 Конструкционная сталь

Характеристики свойств конструкционной горячекатаной стали в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 приведены в Таблице 7.4, а стали для конструктивных элементов замкнутого профиля - в Таблице 7.5. Характеристики других марок сталей могут быть приведены в национальном приложении. Номинальные значения предела текучести и временного сопротивления для конструкционной стали, равные $f_y = R_{eh}$ и $f_u = R_m$ могут также приниматься по данным заводов-изготовителей либо поставщиков, что

должно оговариваться в национальном приложении. При этом сталь должна удовлетворять требованиям к пластичности, характеризуемой следующими параметрами:

–отношением минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y (рекомендуемые значения принимаются $f_u/f_y > 1,10$ либо по национальному приложению);

–предельной деформацией ε_u , соответствующей временному сопротивлению f_u (рекомендуемое значение $\varepsilon_u > 15 f_y/E$ либо принимается по национальному приложению);

–относительное удлинение после разрыва образца длиной $5,65\sqrt{A_0}$, где A_0 – начальная площадь поперечного сечения (рекомендуемое значение относительного удлинения не менее 15 % либо принимается по национальному приложению).

Таблица 7.4 - Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления на растяжение f_u горячекатаной конструкционной стали

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента			
	$t \leq 40\text{мм}$		$40\text{мм} < t \leq 80\text{мм}$	
	f_y (МПа)	f_u (МПа)	f_y (МПа)	f_u (МПа)
СТ РК EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
СТ РК EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
СТ РК EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
СТ РК EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
СТ РК EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Таблица 7.5 - Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления на растяжение f_u стали для конструктивных элементов замкнутого профиля

Стандарт и марка стали	Номинальная толщина элемента			
	$t \leq 40\text{мм}$		$40\text{мм} < t \leq 80\text{мм}$	
	f_y (МПа)	f_u (МПа)	f_y (МПа)	f_u (МПа)
EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NHL	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 460 NH/NLH	460	550		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

В соответствии с СН РК EN 1993-1-10:2005/2011 сталь должна также иметь достаточную ударную вязкость, исключаящую хрупкое разрушение растянутых и сжатых элементов при самой низкой температуре эксплуатации в пределах расчетного срока службы конструкции. Значение самой низкой температуры приведено в национальном приложении.

Для конструкционных сталей, приведенных в Таблицах 7.4 и 7.5, в расчетах следует принимать следующие значения деформационных характеристик:

- модуль упругости $E = 210000$ МПа,
- модуль сдвига $G = 81000$ МПа,
- коэффициент Пуассона 0,3.

В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 при определении усилий, напряжений и деформаций от температурных перепадов в сталежелезобетонных конструкциях коэффициент линейного термического расширения принимается равным $10 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$.

3.3 Арматура

Характеристики свойств арматурной стали принимаются по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 либо по национальным приложениям, если таковы имеются. Предел текучести f_{yk} или условный предел текучести $f_{0,2k}$ при остаточной относительной деформации 0,2 % и предел прочности при растяжении f_{tk} определяются путем испытаний образцов арматуры на осевое растяжение. Механические свойства арматуры, действительные при температурах от минус 40 °С до плюс 100 °С приведены в Таблице 7.6.

Таблица 7.6 - Свойства арматуры в соответствии с СН РК EN 1992-1-1

Вид арматуры		Стержнии стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %						
Класс		A	B	C	A	B	C	–						
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа		400–600						5,0						
Минимальное значение $k = f_t/ f_{yk}$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0						
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ε_{uk} , %		≥ 2 ,	≥ 5 ,	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0						
Способность к загибу		Испытания на загиб (разгиб)			–									
Прочность на срез		–			0,34 f_{yk} (A – площадь сечения проволоки)			Минимум						
Максимальное отклонение от но- минальной массы (отдельный стержень или проволока), %	Номинальный размер стержня,мм							5,0						
	≤ 8								$\pm 6,0$					
	> 8								$\pm 4,5$					

Пластические свойства арматуры определяются отношением ее прочности на растяжение f_t к пределу текучести f_{yk} и относительным удлинением при максимальной нагрузке ε_{uk} (Рисунок 7.5).

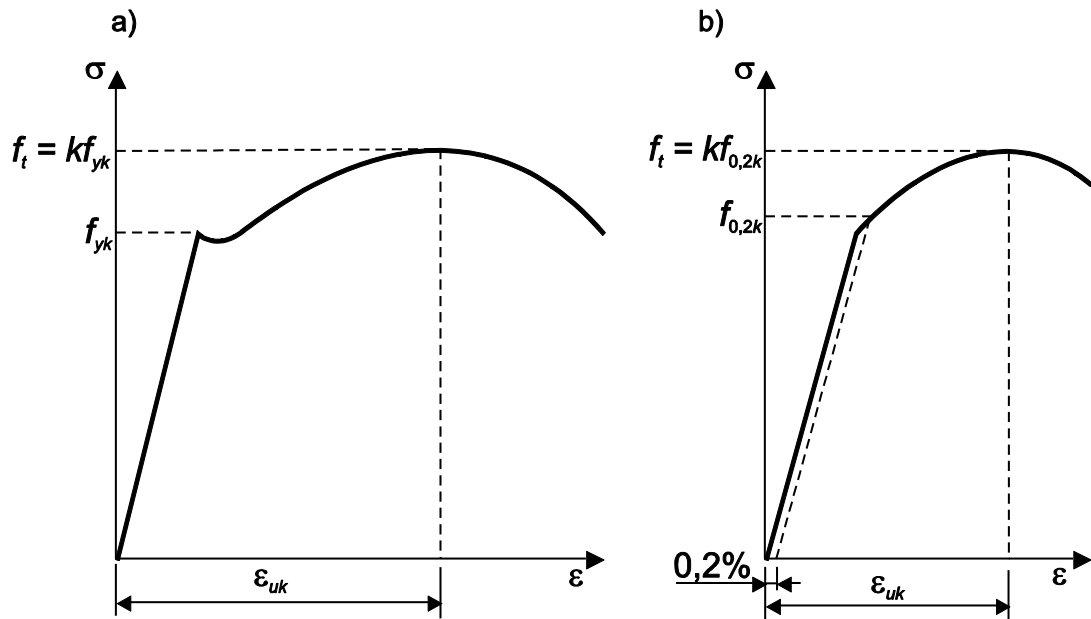


Рисунок 7.5 - Диаграммы «напряжение - относительная деформация» для горячекатаной (а) и холодноотянутой (в) стали

В практических расчетах конструкций можно пользоваться идеализированными диаграммами «напряжение - относительная деформация», показанными на Рисунке 7.6. При этом одна из диаграмм имеет горизонтальную верхнюю ветвь с неограниченной предельной относительной деформацией. Другая диаграмма деформирования имеет наклонную верхнюю ветвь с предельной относительной деформацией ε_{ud} и соответствующим ей максимальным напряжением $k f_{yk} / \gamma_s$. Значение ε_{ud} может быть принято равным $0,9 \varepsilon_{uk}$ либо по национальному приложению. Характеристические значения относительных удлинений при максимальной нагрузке ε_{uk} и коэффициента $k = f_t / f_{yk}$ для арматуры класса А, В и С приведены в Таблице 7.6.

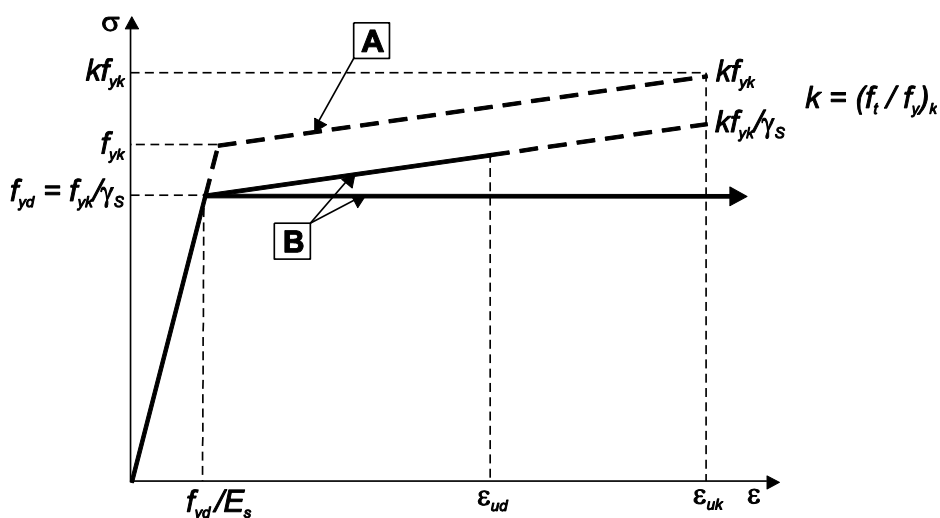


Рисунок 7.6 - Идеализированная (А) и расчетная (В) диаграммы «напряжение - относительная деформация» для растяжения и сжатия арматуры

При проверке предельных состояний по несущей способности коэффициенты безопасности γ_s для арматуры принимаются равными $\gamma_s = 1,15$ для постоянной переходной расчетных ситуаций и $\gamma_s = 1,0$ для аварийной расчетной ситуации. Усталостная прочность арматуры проверяется в соответствии с СТ РК EN 10080. В расчетах конструкций среднее значение плотности арматуры может быть принято равным 7850 кг/м^3 , а расчетное значение модуля упругости $E_s = 200 \text{ ГПа}$. Для сталежелезобетонных конструкций расчетное значение модуля упругости E_s можно также принять равным его значению для конструкционной стали, который в соответствии с СН РК EN 1993-1-1 равен $E_s = 210 \text{ ГПа}$.

3.4 Стальные профилированные листы

Для возведения сталежелезобетонных плит перекрытий применяются стальные профилированные листы, изготавливаемые из стали по СТ РК EN 10025, холоднодеформированные стальные листы по СТ РК EN 10149-2 или СТ РК EN 10149-3 и оцинкованные стальные листы по EN 10147. Характеристики свойств некоторых холоднодеформированных сталей приведены в Таблице 7.7 в соответствии с СН РК EN 1993-1-3:2006/2011. Для стальной полосы толщиной менее 3 мм, соответствующей СТ РК EN 10025, нормативные значения могут быть заданы в национальном приложении, если ширина исходной полосы более или равна 600 мм. Рекомендуется принимать численное значение, указанное в настоящей Таблице 7.7 и умноженное на 0,9. Примеры марок стали, соответствующих требованиям СН РК EN 1993-1-3:2006/2011, приведены в Таблице 7.8. Механические характеристики других марок сталей и изделия из них могут быть приведены в стандартах заводов-изготовителей, а также в национальных приложениях, если таковы имеются.

Стали, используемые для профилированных листов, должны быть пригодны для холодной вальцовки и при необходимости для сварки. Минимальное значение номинальной толщины стальных листов устанавливается в национальном приложении и принимается равным 0,70 мм и более. Открытые поверхности стальных профилированных листов должны быть надежно защищены от коррозии. Цинковое покрытие должно соответствовать требованиям EN 10147 или соответствующим национальным стандартам. Для листов расположенных внутри зданий и эксплуатируемых в неагрессивной среде масса двухстороннего цинкового покрытия должна быть не менее 275 г/м^2 . Для других условий эксплуатации необходимо руководствоваться техническими условиями на покрытие. Сталь листов, подлежащих гальванизации, должна быть пригодна к гальванизации. Особое внимание должно быть обращено на случаи применения разных материалов, когда создаются условия для развития электрохимической коррозии.

Таблица 7.7 - Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u холоднодеформированных сталей

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} (МПа)	f_u (МПа)
Горячекатаные изделия из нелегированных конструкционных сталей	СТ РК EN 10025 Часть 2	S235	235	360
		S275	275	430
		S355	355	510
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей	СТ РК EN 10025 Часть 3	S275N	275	370
		S355N	355	470
		S420N	420	520
		S460N	460	550
		S275NL	275	370
		S355NL	355	470
		S420NL	420	520
		S460NL	460	550
Горячекатаные изделия из конструкционных сталей	СТ РК EN 10025 Часть 4	S275M	275	360
		S355M	355	450
		S420M	420	500
		S460M	460	530
		S275ML	275	360
		S355ML	355	450
		S420ML	420	500
		S460ML	460	530

Таблица 7.8 – Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u холоднодеформированных сталей

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} (МПа)	f_u (МПа)
Холоднообработанные листы из конструкционной стали	СТ РК ISO 4997	CR 220	220	300
		CR 250	250	330
		CR 320	320	400
Листовая и полосовая углеродистая конструкционная сталь с непрерывным горячим покрытием цинком	EN 10326	S220GD + Z	220	360
		S250GD + Z	250	330
		S280GD + Z	280	360
		S320GD + Z	320	390
		S350GD + Z	350	420

Таблица 7.8(продолжение)

Тип стали	Стандарт	Марка	f_{yb} (МПа)	f_u (МПа)
Горячекатаные плоские листы из высокопрочных сталей для холодного профилирования. Часть 2: Условия поставки для термомеханически обработанного стального проката	СТ РК EN 10149	S315MC	315	390
		S355MC	355	430
		S420MC	420	480
		S460MC	460	520
		S500MC	500	550
		S550MC	550	600
		S600MC	600	650
		S650MC	650	700
		S700MC	700	750
	СТ РК EN 10149	S260NC	260	370
		S315NC	315	430
		S355NC	355	470
		S420NC	420	530
Холоднокатаные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования	EN 10268	H240LA	240	340
		H280LA	280	370
		H320LA	320	400
		H360LA	360	430
		H400LA	400	460
Листовая и полосовая сталь из высокопрочной стали с горячим непрерывным покрытием для холодного профилирования	EN 10292	H260LAD	240 ²⁾	340 ²⁾
		H300LAD	280 ²⁾	370 ²⁾
		H340LAD	320 ²⁾	400 ²⁾
		H380LAD	360 ²⁾	430 ²⁾
		H420LAD	400 ²⁾	460 ²⁾
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим цинково-алюминиевым покрытием (ZA)	EN 10326	S220GD + ZA	220	300
		S250GD + ZA	250	330
		S280GD + ZA	280	360
		S320GD + ZA	320	390
		S350GD + ZA	350	420
Стальная полоса и лист с непрерывным горячим алюмоцинковым покрытием (AZ)	EN 10326	S220GD + AZ	220	300
		S250GD + AZ	250	330
		S280GD + AZ	280	360
		S320GD + AZ	320	390
		S350GD + AZ	350	420
Листовая и полосовая малоуглеродистая сталь с непрерывным горячим цинковым покрытием для холодного профилирования	EN 10327	DX51D + Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾
		DX52D + Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾
		DX53D + Z	140 ¹⁾	270 ¹⁾
¹⁾ Минимальные значения предела текучести и временного сопротивления не приведены. Для сталей всех марок минимальные значения предела текучести и временного сопротивления могут быть приняты равными 140 МПа и 270 МПа соответственно. ²⁾ Значения предела текучести сталей при их поперечном растяжении приведены в обозначениях материалов. Значения предела текучести при продольном растяжении приведены в таблице.				

3.5 Соединительные элементы

Расчетная несущая способность соединений должна удовлетворять требованиям, приведенным в СН РК EN 1993-1-8:2006/2011 и в СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Требования к крепежным изделиям и сварочным материалам приводятся в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011. Требования к анкерным стержням с высаженными головками, применяемым в сдвиговых соединениях сталежелезобетонных конструкций, изложены в EN 13918, а также в Разделе 11 настоящего пособия.

4 СТАТИЧЕСКИЙ АНАЛИЗ КОНСТРУКЦИЙ

4.1 Выбор расчетной модели

Расчетные модели сталежелезобетонных конструкций устанавливаются в соответствии с положениями норм СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 и должны отражать ожидаемое поведение их поперечных сечений, элементов, узловых соединений и опор. В настоящем разделе рассматриваются конструкции, в которых большинство конструктивных элементов и узлов являются сталежелезобетонными или стальными. Если напряженно-деформированное состояние конструкции в основном определяется работой железобетонных или предварительно напряженных железобетонных элементов, то ее статический расчет чаще всего осуществляется в соответствии с нормами СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. В расчетных моделях в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2006/2011 должно быть отражено влияние работы узлов на распределение усилий и деформации конструкции. Различают три типа узлов:

- шарнирные, которые не воспринимают и не передают изгибающие моменты;
- жесткие, которые полностью воспринимают и передают изгибающие моменты, возникающие в конструкции;
- податливые, работа которых влияет на результаты статических расчетов.

Внутренние усилия в конструкциях можно определять расчетом первого порядка, исходя из начальной геометрии конструкции и расчетом второго порядка, с учетом деформированного состояния конструкции. Расчет первого порядка применяется в случаях, когда можно пренебречь влиянием деформаций конструкции на распределение внутренних усилий или любые другие изменения ее работы. Для этого необходимо выполнение следующих критериев:

- при расчетах в упругой стадии

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad (8.1)$$

- при расчетах в пластической стадии

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad (8.2)$$

где F_{Ed} – расчетная нагрузка на конструкцию;

F_{cr} – критическая нагрузка при потере общей устойчивости в упругой стадии;

α_{cr} – коэффициент увеличения расчетной нагрузки, при которой будет достигнуто неустойчивое состояние в упругой стадии.

Рамные каркасы зданий с небольшими уклонами ригелей и рамы балочно-стоечного типа рассчитываются по теории первого порядка при соблюдении критериев 8.1 и 8.2 для каждого этажа. При этом, если осевое сжатие в ригелях незначительно, коэффициент α_{cr} можно вычислить по следующей формуле:

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{Ed}}{V_{Ed}} \right) \cdot \left(\frac{h}{\delta_{H,Ed}} \right), \quad (8.3)$$

где H_{Ed} – расчетное значение горизонтальной реакции в нижней части этажа от действия горизонтальных нагрузок и фиктивных горизонтальных воздействий;

V_{Ed} – суммарная расчетная вертикальная нагрузка в нижней части этажа;

$\delta_{H,Ed}$ – горизонтальное смещение верхней части этажа относительно нижней при действии на раму горизонтальных нагрузок (например, ветра) и фиктивных горизонтальных воздействий на уровне каждого этажа;

h – высота этажа (Рисунок 8.1).

Расчеты первого порядка также применяются в случаях, когда приращения внутренних усилий в конструкции, вызванные деформациями, которые определены расчетом первого порядка, не превышает 10 %. Это условие считается выполненным, если коэффициент α_{cr} , увеличивающий расчетные нагрузки в случае неустойчивого состояния конструкции в упругой стадии, принимает значения $\alpha_{cr} \geq 10$.

Расчеты второго порядка учитывают эффекты деформированной геометрии, которые оказывают значительное влияние на внутренние усилия или значительно изменяют работу конструкции.

Если эффекты второго порядка в отдельных элементах и соответствующие несовершенства элементов полностью учтены при статическом расчете конструкции, то проверка устойчивости отдельных элементов не требуется. Если эффекты второго порядка в отдельных элементах или некоторые несовершенства элементов (например, при плоской форме потере устойчивости и/или при потере устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием) учтены при статическом расчете не полностью, то их устойчивость проверяется с учетом эффектов, не рассмотренных при статическом расчете. Расчеты второго порядка обычно выполняются с помощью компьютерных программ, основанных на методе конечных элементов и содержащих итерационные процедуры. Эффекты второго порядка могут быть также учтены косвенным образом на основании расчета первого порядка с соответствующим увеличением усилий.

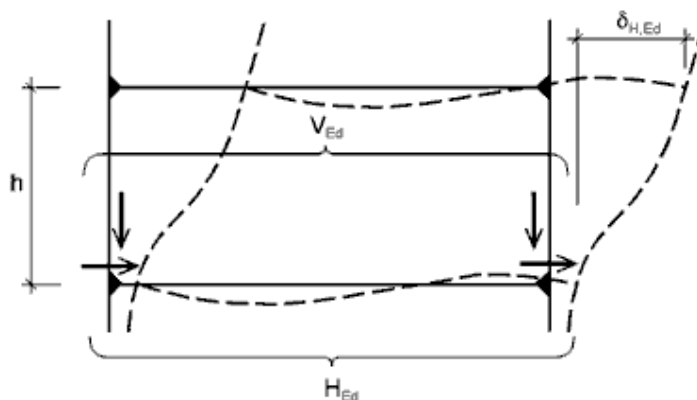


Рисунок 8.1 - К статическому расчету фрагмента каркаса по теории второго порядка

В статических расчетах при определении характеристик жесткости конструкции, необходимо учитывать влияние трещин, ползучести бетона и работу соединений. В расчетных моделях учитывается также взаимодействие основания и сооружения, что отражено в СН РК EN 1997/2011. В особенности это относится к рамным системам и неразрезным статически неопределимым балочным конструкциям, чувствительным к неравномерным осадкам оснований.

4.2 Классификация поперечных сечений

Поперечные сечения классифицируют с целью установления границ, за пределами которых несущая способность и способность к повороту сечений ограничиваются потерей их местной устойчивости. В соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 различают четыре класса поперечных сечений:

1 – сечения, в которых может образоваться пластический шарнир со способностью к повороту;

2 – сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но их способность к повороту ограничена из-за потери местной устойчивости;

3 – сечения, в которых напряжения в крайних сжатых фибрах стального элемента при упругом распределении напряжений могут достигнуть предела текучести, но дальнейшее развитие пластических деформаций по всей высоте сечения невозможно из-за потери местной устойчивости;

4 – сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести хотя бы в одной зоне поперечного сечения.

Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине элементов сечения, расположенных в его сжатой зоне. При этом различные сжатые элементы поперечного сечения, например стенка или полка двутавра, могут относиться к различным классам. Поперечное сечение классифицируется по наименее благоприятному классу его сжатых элементов. Предельные отношения ширины к толщине c/t элементов сечений классов 1, 2 и 3 принимаются по Таблице 8.1. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям c/t для сечения класса 3, относят к сечению класса 4. Если стенка воспринимает только поперечные силы, то поперечное сечение

рассчитывается как сечение класса 2, 3 или 4 в зависимости от класса полки.

Таблица 8.1 - Максимальные отношения ширины к толщине сжатых элементов сечения

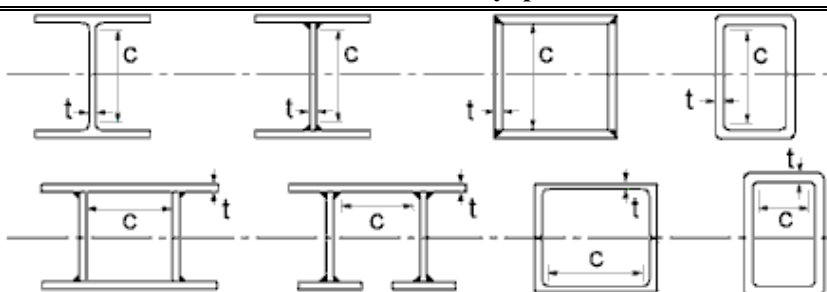
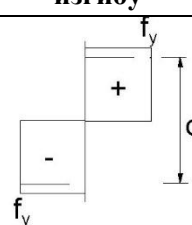
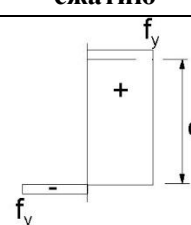
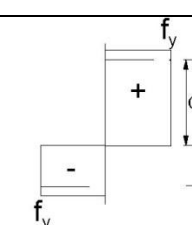
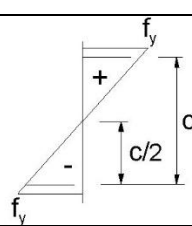
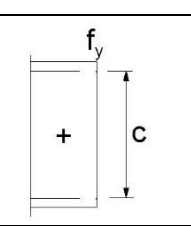
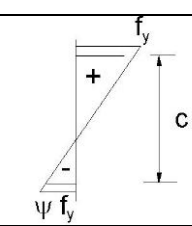
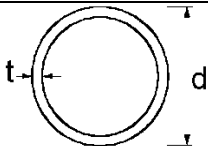
Сжатые внутренние части						
						Ось изгиба
						Ось изгиба
Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию			
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	При $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	При $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ При $\psi \leq -1^*$: $c/t \leq 62\varepsilon \cdot (1 - \psi) \sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
* $\psi \leq -1$ для тех случаев, когда или сжимающее напряжение $\sigma \leq f_y$, или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y / E$						

Таблица 8.1 (продолжение)

Свесы полок						
						
Прокатные профилиСварные профили						
Класс	Часть, подвергнутая сжатию		Часть, подвергнутая изгибу и сжатию			
			Сжатие на конце		Растяжение на конце	
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\varepsilon$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$		$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ (к _σ см. в СН РК EN 1993-1-5)			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
Угловые профили						
					Не применяется при непрерывном контакте уголков с другими деталями	
Класс	Сечение, подвергнутое сжатию					
Распределение напряжений во всем сечении (сжатие положительно)						
3	$h/t \leq 15\varepsilon: \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\varepsilon$					

Таблица 8.1 (продолжение)

Трубчатое сечение						
						
Класс	Сечение, подвергнутое изгибу и/или сжатию					
1	$d/t \leq 50 \varepsilon^2$					
2	$d/t \leq 70 \varepsilon^2$					
3	$d/t \leq 90 \varepsilon^2$ (для $d/t > 90 \varepsilon^2$ см. СН РК EN 1993-1-6)					
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ε_2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Сталежелезобетонное сечение классифицируют в соответствии с наименее благоприятным классом его сжатых стальных участков. Класс сталежелезобетонного сечения зависит от знака изгибающего момента в этом сечении. Стальной сжатый элемент, объединенный с железобетонным элементом, может быть отнесен к более благоприятному классу при условии его надежного раскрепления от потери устойчивости.

При классификации поперечных сечений следует принимать распределение напряжений в пластической стадии, за исключением сечений на границе между классами 3 и 4, для которых следует принимать распределение напряжений в упругой стадии с учетом последовательности возведения и влияния ползучести и усадки бетона. При классификации принимают расчетные значения прочности материалов. Растянутый бетон в сталежелезобетонных сечениях не учитывается. Распределение напряжений следует определять для поперечного сечения «брутто», состоящего из стальной стенки и эффективных полок.

Поперечные сечения классов 1 и 2 с растянутой арматурой в пределах эффективной ширины бетонной плиты в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 должна иметь пластичность класса В или С. Для сечения, несущая способность которого по изгибающему моменту определяется в пластической стадии, минимальная площадь сечения арматуры A_s в пределах эффективной ширины бетонной плиты должна удовлетворять условию:

$$A_s \geq \rho_s \cdot A_c \quad (8.4)$$

в котором

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}$$

где A_c – эффективная площадь бетонной плиты;

f_y – номинальное значение предела текучести конструкционной стали;

f_{sk} – характеристическое значение предела текучести арматуры;
 f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение по Таблице 7.1 настоящего пособия;
 k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении перед образованием трещин в бетоне и определяемый по Формуле 13.1 настоящего пособия;
 δ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 для поперечных сечений класса 2 и 1,1 для поперечных сечений класса 1.

При этом сварные арматурные противоусадочные сетки не включаются в эффективное сечение бетонной плиты, если сталь стержней сетки не обладает достаточной пластичностью.

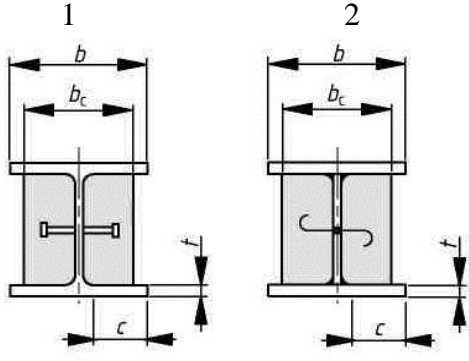
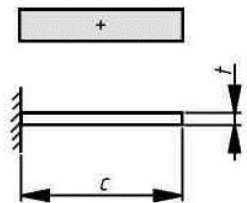
В сталежелезобетонных конструкциях стальная стенка может быть обетонирована, что позволяет повысить местную устойчивость сопрягаемых с бетоном частей сечения. Свесы стальных полок сталежелезобетонного сечения с обетонированной стенкой можно классифицировать в соответствии с Таблицей 8.2. Бетон должен быть армирован и механически связан со стальным сечением, чтобы предотвратить потерю устойчивости стенки и сжатых частей полки. Благодаря этому обетонированная стальная стенка класса 3 может быть заменена эффективной стенкой аналогичного поперечного сечения класса 2. При этом должны быть выполнены следующие требования:

- бетон, расположенный в пределах высоты стенки, армирован продольными арматурными стержнями и хомутами и/или сварными арматурными сетками;
- соблюдается отношение b_c/b в Таблице 8.2;
- бетон соединен со стенкой с помощью приваренных к ней арматурных хомутов или стержней диаметром не менее 6мм, пропущенных через отверстия в стенке, или с помощью приваренных анкерных стержней диаметром более 10мм (Рисунок 10.10);
- расстояние между анкерными стержнями с высаженными головками по длине элемента, расположенными по обе стороны стенки или стержнями, пропущенными через отверстия в стенке, не превышает 400мм. Расстояние между внутренней поверхностью поясов и крайним рядом креплений к стенке не превышает 200мм.

Для стальных сечений высотой более 400мм с двумя и более рядами креплений бетона к стенке анкерные стержни, вставленные в отверстия, допускается располагать в шахматном порядке.

Стальная сжатая полка двутавровых сечений с необетонированной стенкой, но с прикрепленной к полке бетонной плитой, может рассматриваться как полка класса 1, если расстояние между объединительными анкерными стержнями соответствует данным Раздела 7 настоящего пособия. Классификация других сжатых стальных полок и стенок в сталежелезобетонных балках без обетонирования стенки производится в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (см. Таблицу 5.2 настоящего пособия). Если стальная полка или стенка не удовлетворяют ограничениям, установленным для класса 3, то их относят к классу 4. Поперечные сечения со стенками класса 3 и полками класса 1 или 2 можно рассматривать как эффективные поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (6.2.2.4).

Таблица 8.2 - Классификация стальных сжатых полок сечений с обетонированной стенкой

 $0,8 \leq \frac{b_c}{b} \leq 1,0$		 <p>Распределение напряжений (сжатие)</p>
Класс	Тип	Предел
1	1 – прокатное, 2 - сварное	$c/t \leq 9\varepsilon$
2		$c/t \leq 14\varepsilon$
3		$c/t \leq 20\varepsilon$

4.3 Методы расчета

Внутренние усилия (изгибающие моменты, продольные и поперечные силы) в сечениях конструкций можно определить посредством упругого и пластического статического расчетов с использованием программного обеспечения, базирующегося на методе конечных элементов.

Упругий расчет применяется во всех случаях и базируется на линейной зависимости между напряжениями и деформациями независимо от уровня напряжений. Упругий расчет применяется для проверок предельного состояния по выносливости и по эксплуатационной пригодности с соответствующими поправками на нелинейные эффекты, такие как образование трещин в бетоне. На основании упругого расчета могут быть также определены внутренние усилия, даже когда несущая способность поперечного сечения определена с учетом пластических деформаций либо ограничена потерей местной устойчивости. Влияние податливости бетонной плиты и стальной полки от действия сдвигающих усилий, а также потери местной устойчивости учитываются, если они оказывают значительное влияние на результаты статического расчета. При этом влияние потери местной устойчивости стальных элементов на выбор метода расчета можно учесть при классификации поперечных сечений. В раскрепленных сталежелезобетонных сечениях влияние потери местной устойчивости стальных элементов из горячекатаных двутавров на жесткость можно не учитывать.

Если при проверке предельных состояний по несущей способности (кроме расчета на выносливость) эффекты второго порядка учитывать не требуется, то в расчетах неразрезных балок и рам можно применять упругий анализ с ограниченным

перераспределением усилий. Изгибающие моменты, полученные в результате упругого статического расчета, могут быть перераспределены при условии соблюдения равновесия и учета неупругой работы материалов и всех формы потери устойчивости. Перераспределение изгибающих моментов, полученных в результате линейно-упругого статического расчета, возможно в сталежелезобетонных балках с полным или частичным объединением, в стальных элементах (п. 5.4.1.4 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011), изгибаемых бетонных элементах (п. 5.5 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) и в частично обетонированных балках без бетонной или сталежелезобетонной плиты.

Нелинейный расчет применяется в соответствии с указаниями норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 с учетом работы сдвигового соединения, а также влияние деформированной геометрической формы конструкции.

Пластический статический расчет следует использовать там, где сечения элементов имеют достаточную способность к повороту с целью обеспечения перераспределения изгибающих моментов, и где может быть гарантирована устойчивость элементов в пластических шарнирах. Пластический статический расчет учитывает физическую нелинейность при определении усилий в конструктивной системе. Ее поведение следует моделировать одним из следующих способов:

- упруго-пластический расчет системы с элементами, в сечении которых имеют место пластические деформации, и/или при наличии соединений, подобных пластическим шарнирам;

- нелинейный пластический расчет, учитывающий ограниченное развитие пластических деформаций в элементах;

- жестко-пластический расчет, пренебрегающий упругими деформациями между пластическими шарнирами и эффектами деформированной геометрии.

Пластический статический расчет применяется в случае обеспечения поворота сечений в местах образования пластических шарниров в элементах или в соединениях. В местах образования пластического шарнира поперечные сечения должны обладать двойной или одиночной плоскостью симметрии, совпадающей с плоскостью поворота пластического шарнира, и должны удовлетворять следующим требованиям:

- обладать способностью к повороту не меньше, чем требуется в месте образования пластического шарнира;

- относится к сечению класса 1;

- если к стенке приложена сила, значение которой превышает 10 % от значения несущей способности поперечного сечения на сдвиг, то участок стенки на расстоянии половины высоты поперечного сечения от места расположения пластического шарнира должен быть укреплен ребрами жесткости.

В местах изменения поперечного сечения по длине элемента должны выполняться следующие дополнительные требования:

- толщина стенки сечения, примыкающего к месту расположения пластического шарнира, не должна уменьшаться на расстоянии, равном двум высотам сечения стенки в обе стороны от места расположения пластического шарнира;

- сжатую полку сечения, примыкающего к месту расположения пластического

шарнира, следует относить к классу 1 (на расстоянии в обе стороны от места расположения пластического шарнира не меньшем, чем двойная высота стенки, или на расстоянии не меньшем, чем расстояние до ближайшей точки, в которой момент в элементе снижается до 0,8 от несущей способности на изгиб в пластической стадии). В любой другом сечении элемента сжатую полку следует относить к классу 1 или 2, а стенку к классу 1, 2 или 3.

В соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2006/2011 при образовании пластического шарнира в узле сопряжения он должен иметь либо достаточную прочность для обеспечения работы пластического шарнира в элементе, либо сохранять несущую способность в пластической стадии при значительном повороте.

Жестко-пластический статический расчет применяется при проверке несущей способности по предельным состояниям, кроме выносливости, когда не требуется учет эффектов второго порядка и при условии, что:

- все элементы и узлы каркаса являются стальными или сталежелезобетонными;
- сталь соответствует требованиям норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011;
- поперечные сечения стальных элементов соответствуют требованиям норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011;
- узлы обладают несущей способностью при изгибе в пластической стадии и достаточной способностью к повороту.

При применении жестко-пластического статического расчета должны выполняться следующие условия в каждом месте шарнира пластичности:

- поперечное сечение стальных профилей должно быть симметричным относительно плоскости, параллельной плоскости стенки;
- пропорции и элементы раскрепления стальных элементов должны быть такими, чтобы исключить потерю устойчивости плоской формы изгиба с закручиванием;
- боковое раскрепление сжатого пояса должно обеспечить во всех шарнирах возможность пластического поворота при любом нагружении;
- способность сечения к повороту должна быть достаточной при учете осевого сжатия элемента или узла;
- если требования к повороту сечения не подтверждаются расчетами, то все элементы, содержащие шарниры пластичности, должны иметь в местах образования шарниров пластичности эффективные поперечные сечения класса 1.

Для сталежелезобетонных балок способность к повороту считается достаточной, если:

- марка конструкционной стали не превышает S 355;
- армированный бетон омоноличивания стенки в сжатой зоне не учитывается при определении расчетной несущей способности сечения на изгиб;
- все эффективные сечения в местах образования пластических шарниров относятся к классу 1, остальные эффективные сечения относятся к классу 1 или 2;
- каждый узел сопряжения балок с колоннами имеет достаточную способность к повороту или расчетную несущую способность на изгиб, которая в 1,2 раза превышает расчетную несущую способность соединенной с колонной балки на изгиб в пластической стадии;

–смежные пролеты отличаются по длине не более чем на 50 % длины самого короткого пролета;

–крайние пролеты не превышают 115 % длины соседних пролетов;

–в каждом пролете на участке длиной 1/5 пролета сконцентрировано более половины полной расчетной нагрузки и сжатая зона в любом пластическом шарнире с сжатой бетонной плитой составляет не более 15 % полной высоты сечения конструкции.

Данное условие не применяется, если установлено, что шарнир в данном пролете будет сформирован последним и сжатый пояс стального элемента раскреплен от бокового смещения в месте образования пластического шарнира.

Если по данным расчетов необходимо раскрепление сжатого пояса элемента, то раскрепление располагается на расстоянии от места образования пластического шарнира, не превышающем половины высоты стального сечения. Расчет стальных элементов с переменным по длине поперечным сечением осуществляется в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (5.6(3)).

4.4 Факторы, учитываемые в расчетах

Конструкции должны рассчитываться с учетом их геометрических несовершенств, влияния образования трещин в бетоне, деформаций ползучести и усадки бетона, температурных деформаций, последовательности возведения и предварительного напряжения.

К геометрическим несовершенствам относятся отклонения от вертикали, отсутствие прямолинейности и плоскости, монтажные отклонения и неизбежные эксцентриситеты в узлах ненагруженных конструкций. Указанные несовершенства должны учитываться при упругой потере устойчивости конструкции или элемента в рассматриваемой плоскости в наиболее неблагоприятном направлении и форме. Влияние геометрических несовершенств в статических расчетах стальных рам учитывается в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (5.3.2). Эквивалентные геометрические несовершенства принимаются со значениями, отражающими возможное влияние общих и местных несовершенств, за исключением местных несовершенств, которые включены в формулы проверки прочности элемента.

При статическом расчете сталежелезобетонных сжатых элементов первого порядка их геометрические несовершенства можно не учитывать. В случае применения статического расчета второго порядка, несовершенства сжатого элемента можно не учитывать при выполнении следующего условия:

$$\bar{\lambda} \leq 0,5 \cdot \sqrt{N_{pl,Rk} / N_{Ed}} , \quad (8.5)$$

где $\bar{\lambda}$ – условная гибкость, определяемая для элемента с шарнирными опорами на концах;

$N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности сечения в пластической стадии;

N_{Ed} – расчетная величина осевого усилия.

Геометрические несовершенства сжатых элементов учитываются всегда при проверке их устойчивости по длине. Расчетные значения начальных прогибов сталежелезобетонных колонн и других сжатых элементов приведены в Таблице 10.5 настоящего пособия. Геометрические несовершенства не раскрепленных сталежелезобетонных балок, а также стальных элементов учтены в формулах проверки их устойчивости.

В статических расчетах сталежелезобетонных конструкций влияние ползучести учитывается посредством корректировки соотношения n_L модулей упругости стали и бетона. Его величина зависит от вида нагрузки (индекс L) и определяется из выражения:

$$n_L = n_0 \cdot (1 + \Psi_L \cdot \varphi), \quad (8.6)$$

где n_0 – соотношение модулей упругости стали и бетона E_a/E_{cm} при кратковременной нагрузке;

E_{cm} – секущий модуль упругости бетона при кратковременной нагрузке (см. Таблицу 7.1 настоящего пособия);

φ – коэффициент ползучести, зависящий от возраста бетона t в рассматриваемый момент времени и возраста бетона t_0 в момент его нагружения (см. п.6.1 настоящего пособия);

Ψ_L – множитель для коэффициента ползучести, который зависит от вида нагрузки и принимается равным 1,1 для постоянных нагрузок, 0,55 для первичных и вторичных эффектов усадки бетона и 1,5 в случае предварительного напряжения бетона.

При действии постоянных нагрузок на сталежелезобетонные конструкции, бетонируемые в несколько стадий, для определения коэффициента ползучести можно использовать одно среднее значение времени нагружения t_0 . Это допущение можно также использовать для предварительного напряжения, если возраст бетона в рассматриваемом пролете балки в момент создания предварительного напряжения составляет более 14 сут. При учете усадки бетона его возраст в момент загрузки принимают равным одним суткам. При использовании плит заводского изготовления или при создании предварительного напряжения раньше достижения прочности сдвигового соединения, коэффициенты ползучести и усадки будут зависеть от времени, когда работа объединения бетона и стали станет эффективной. Если распределение изгибающих моментов во время t_0 существенно изменяется вследствие ползучести, например в неразрезных балках со смешанными сталежелезобетонными и стальными пролетами, то необходимо учитывать вторичные эффекты, обусловленные ползучестью. Для зависящих от времени вторичных эффектов соотношение модулей упругости стали и бетона может определяться с корректировочным коэффициентом $\Psi_L = 0,55$.

Влияние ползучести и усадки бетонной плиты можно не учитывать в анализе предельных состояний по несущей способности, за исключением выносливости, а также в сталежелезобетонных элементах со всеми сечениями класса 1 или 2 и в элементах, не требующих расчетов на устойчивость. Анализ влияния ползучести и усадки при расчете по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности приведен в разделе 13

настоящего пособия. Упрощением расчета ненапрягаемых и постоянно ненагруженных сталежелезобетонных конструкций, учитывающего влияние ползучести при их кратковременном и длительном нагружении, может быть замена площади сечения бетона A_c эквивалентной площадью сечения стали A_c/n . Здесь в соотношении модулей упругости бетона и стали n используется эффективный модуль упругости бетона $E_{c,eff} = 0,5 E_{cm}$.

Влияния образования трещин в бетонных поясах сталежелезобетонных балках можно учесть способом, приведенным в п. 6.5.3 норм СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Вначале огибающая эпюр изгибающих моментов для характеристических сочетаний нагружения, включая долговременные эффекты, определяется с использованием изгибной жесткости $E_a I_1$ сечений без трещин. В зонах, где растягивающие напряжения в крайних фибрах бетона превышают в два раза прочность бетона f_{ctm} или f_{lctm} на растяжение, изгибная жесткость может быть уменьшена до величины жесткости сечения с трещинами в бетоне $E_a I_2$. Здесь I_2 – момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растянутого бетона, но с учетом арматуры. Такое перераспределение жесткостей можно использовать при расчете по предельным состояниям по несущей способности и по эксплуатационной пригодности. Новое распределение внутренних усилий и моментов, а также деформаций определяется далее путем повторного расчета.

В расчетах неразрезных сталежелезобетонных балок с ненапрягаемыми бетонными поясами, расположенными над стальным сечением, и воспринимающих горизонтальные усилия от связей жесткости в рамах, используется следующий упрощенный метод. Если соотношение длин смежных пролетов превышает 0.6, то влияние трещин в бетоне можно учесть, используя изгибную жесткость $E_a I_2$ на участках длиной, равной 15 % длины пролета по обе стороны от промежуточных опор, и жесткость без трещин $E_a I_1$ на остальных участках. Влияние обетонирования стальных балок определяется с использованием среднего значения жесткости бетона с трещинами и без трещин. При этом площадь сечения сжатого бетона может быть определена из распределения напряжений в пластической стадии.

Влияние образования трещин в бетоне на изгибную жесткость сталежелезобетонных колонн и сжатых элементов определяется в соответствии с разделом 10 настоящего пособия.

Для учета влияния поэтапного возведения конструкции должен выполняться соответствующий анализ, учитывающий раздельно воздействия на стальную и полностью или частично объединенную сталежелезобетонную конструкцию. Влиянием последовательности возведения можно пренебречь при расчете предельных состояний по несущей способности (кроме расчета на выносливость) сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями класса 1 или 2, в которых не требуется учет потери устойчивости плоской формы изгиба.

Учет температурных воздействий производится в соответствии с СН РК EN 1991-1-5:2003/2011. Их влиянием можно пренебречь в расчетах предельных состояний по несущей способности (кроме расчета на выносливость) сталежелезобетонных элементов с поперечными сечениями класса 1 или 2, в которых не требуется учет потери устойчивости плоской формы изгиба.

В анализе предельных состояний по несущей способности и эксплуатационной пригодности предварительно напряженных сталежелезобетонных балок посредством контролируемых вынужденных деформаций следует учитывать влияние возможных отклонений вынужденных деформаций и жесткости на внутренние усилия. При этом могут быть использованы характеристические или номинальные значения свойств материалов и контролируемых вынужденных деформаций.

5 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

5.1 Общие положения

Сталежелезобетонные балки состоят из ребер в виде стальных профилей, объединенных с железобетонной армированной плитой. Объединение достигается во время твердения бетона с помощью приваренных к стальным профилям специальных объединительных деталей, работающих главным образом на сдвиг. При загрузке сечения комбинированной балки данные стальные ребра в основном работают на растяжение, а железобетонная плита на сжатие. Основные виды поперечных сечений, применяемых в практике сталежелезобетонных балок, показаны на Рисунке 9.1. Различают балки с полным обетонированием стальных ребер и с их частичным обетонированием. В последнем случае обетонируется только стенка стального сечения, а соединение бетона со сталью осуществляется с помощью объединительных элементов.

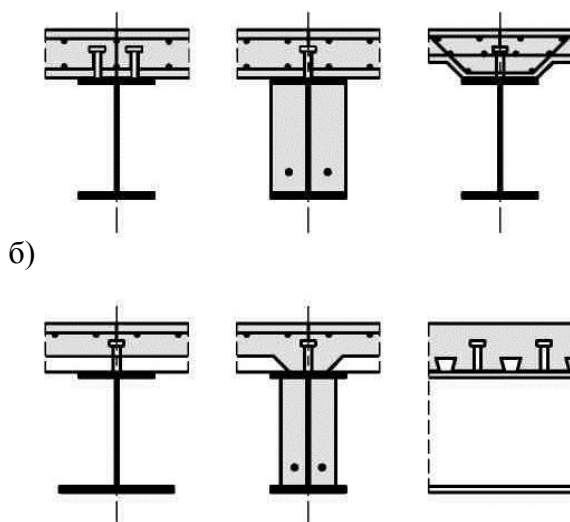
Расчет сталежелезобетонных балок сводится к следующим проверкам:

- прочности критических поперечных сечений при изгибе;
- устойчивости плоской формы изгиба;
- прочности сечения на действие поперечных сил;
- прочности железобетонной плиты на продольный сдвиг.

Критические поперечные сечения включают:

- сечения с максимальным изгибающим моментом;
- опорные сечения;
- сечения, подверженные сосредоточенным нагрузкам или реакциям;
- места резкого изменения поперечного сечения, кроме изменения, обусловленного трещинообразованием в бетоне.

а)



а - с железобетонной плитой, б - с железобетонной плитой при использовании профилированного листа

Рисунок 9.1 - Типичные поперечные сечения сталежелезобетонных балок:

Расчет сталежелезобетонных балок основывается на следующих предпосылках.

Несущая способность при изгибе может определяться с учетом упругой либо пластической стадии работы сечения. Упругий расчет применяется для любых классов сечений, а пластический расчет - только для эффективных сталежелезобетонных сечений 1 и 2 класса. К этим классам, например, относятся балки из горячекатаных двутавров, местная устойчивость сечений которых считается обеспеченной. Более подробно вопросы классификации сечений сталежелезобетонных балок изложены в разделе 8 настоящего пособия. Расчеты в пластической стадии осуществляются для балок с полным или частичным объединением железобетонной плиты со стальным сечением. Объединение считается полным, если увеличение количества объединительных деталей не приводит к увеличению расчетной несущей способности балки при изгибе. В противном случае объединение считается частичным. Ограничения по применению частичного объединения приведены в п.9.6 настоящего пособия.

При расчете сталежелезобетонных изгибаемых элементов устанавливается степень включения в работу стальной балки сечений железобетонной плиты. Нормальные сжимающие напряжения по ширине плиты, из-за передачи сдвигающих усилий только в зоне ее контакта с металлической балкой, распределены неравномерно. Кроме того максимальные значения сжимающих напряжений имеют место в середине пролета, а минимальные у опор. Это учитывается в расчетах путем использования эффективной ширины сечения плиты, в которой максимальные напряжения распределены равномерно, а площадь их эпюры эквивалентна площади действительного распределения напряжений. Эффективная ширина зависит от статической схемы балки, местоположения сечения в пролете, а также от вида и распределения нагрузки. Эффективная ширина железобетонной плиты определяется с учетом ее изменения по длине пролета. В целях упрощения эффективную ширину можно принять постоянной по всей длине зоны положительного изгибающего момента каждого пролета и равной ширине $b_{\text{eff},1}$ в середине пролета.

Аналогичное допущение принимается относительно эффективной ширины $b_{\text{eff},2}$ по длине зоны действия отрицательного изгибающего момента по обе стороны от промежуточной опоры. При упругом статическом расчете эффективную ширину можно принимать одинаковой по всей длине пролета: равной $b_{\text{eff},1}$ в середине пролета балки или равной $b_{\text{eff},2}$ на опоре консольного участка.

В сечениях посередине пролета или на опоре значение эффективной ширины b_{eff} определяется из выражения (Рисунок 9.2):

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum b_{\text{ei}}, \quad (9.1)$$

где b_0 – расстояние между центрами крайних объединительных деталей;

b_{ei} – значение эффективной ширины бетонной плиты с каждой стороны стенки, принимаемое равным $L_e/8$, но не более геометрической ширины b_i .

Значение b_i можно принять равным расстоянию от крайней объединительной детали до точки, расположенной на половине расстояния между стенками смежных балок. Для крайних балок значение b_i принимается равным расстоянию от объединительной детали до края свеса бетонной плиты. Длина L_e принимается равной расстоянию между нулевыми точками изгибающего момента. Для неразрезных сталежелезобетонных балок с огибающей эпюрой моментов от различных нагрузок, влияющих на длину L_e , а также для консолей значение L_e принимают в соответствии с Рисунком 9.2.

Эффективная ширина плиты на крайней опоре определяется из выражения:

$$b_{\text{eff}} = b_0 + \sum \beta_i \cdot b_{\text{ei}}, \quad (9.2)$$

в котором

$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e / b_{\text{ei}}) \leq 1,0 \quad (9.3)$$

где b_{ei} – эффективная ширина бетонной плиты в середине крайнего пролета;

L_e – эквивалентная длина крайнего пролета в соответствии с Рисунком 9.2.

Изменение эффективной ширины плиты над опорами и в середине пролетных участков приведено на Рисунке 9.2. При определении L_e необходимо учитывать влияние на распределение изгибающих моментов несущую способность или способность к повороту узловых соединений каркасов зданий.

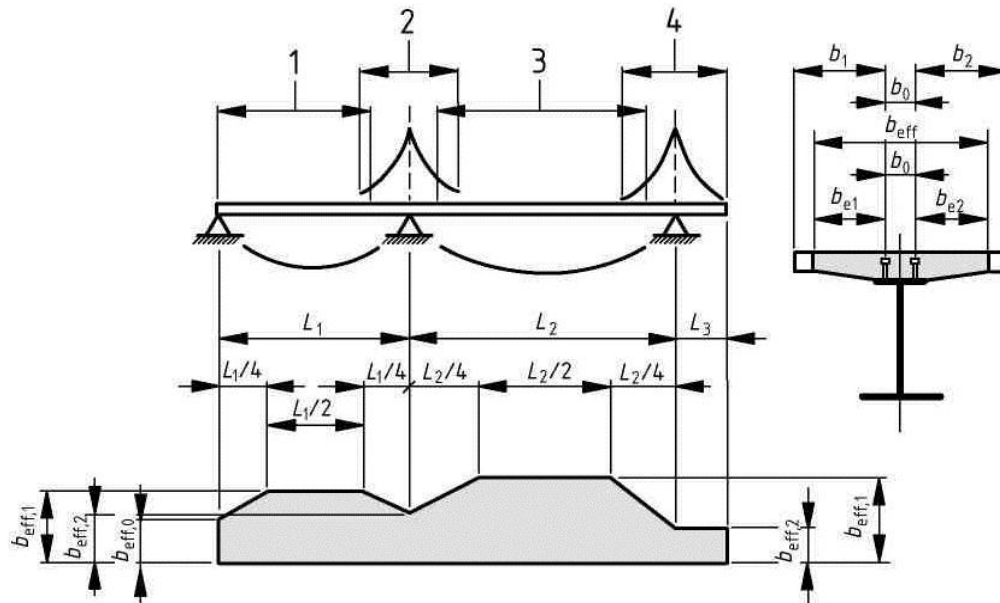


Рисунок 9.2 - Эквивалентные пролеты для определения эффективной ширины бетонной плиты: 1 – $L_e = 0,85L_1$ для $b_{eff,1}$, 2 – $L_e = 0,25(L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$, 3 – $L_e = 0,70L_2$ для $b_{eff,1}$, 4 – $L_e = 2L_3$ для $b_{eff,2}$

Несущую способность при изгибе поперечных сечений любого класса можно определять в упругой стадии или с учетом нелинейных свойств материалов.

В предельных состояниях по несущей способности, кроме выносливости, изгибающие моменты в балках при расчетах в упругой стадии могут быть перераспределены, если:

- балка является неразрезным сталежелезобетонным элементом или частью рамного каркаса здания, в котором горизонтальные силы воспринимаются посредством связей;
- балка соединена с другими элементами жесткими узлами или одним таким узлом вместе с одним шарнирным;
- металлическая стенка сталежелезобетонной балки является обетонированной;
- способность сечения к повороту является достаточной для реализации предполагаемого уровня перераспределения;
- не учитывается работа армированного бетона обетонирования при определении несущей способности сечения, в котором уменьшается изгибающий момент;
- конструктивная высота сечения балок является одинаковой в каждом пролете;
- нет необходимости учитывать потерю устойчивости плоской формы изгиба.

При выполнении вышеперечисленных условий изгибающие моменты в сталежелезобетонных балках могут быть изменены:

- путем уменьшения максимальных опорных изгибающих моментов на величину не больше значений, приведенных в Таблице 9.1;
- в балках с поперечными сечениями класса 1 или 2 путем увеличения максимальных изгибающих моментов над опорами до 10 % значений моментов, полученных без учета трещин или до 20 % значений моментов, вычисленных с учетом образования трещин. Увеличение моментов возможно, если это позволяет способность сечения к повороту.

Таблица 9.1 - Предельные значения возможного уменьшения опорных изгибающих моментов (в %) при их перераспределении согласно СН РК EN 1994-1-1:2004/2011

Класс сечения в области отрицательных изгибающих моментов	1	2	3	4
При расчете без образования трещин	40	30	20	10
При расчете с образованием трещин	25	15	10	0

В балках из стали марок выше S355 перераспределение моментов возможно только для сечений 1 и 2 класса. Перераспределение, связанное с уменьшением максимальных отрицательных изгибающих моментов над опорами, не должно превышать 30 % при расчете без образования трещин и 15 % при расчете с образованием трещин. Для сталежелезобетонных поперечных сечений класса 3 или 4 предельные значения из Таблицы 9.1 относятся к изгибающим моментам сталежелезобетонных элементов. Моменты, приложенные к стальным элементам, не должны перераспределяться.

Расчетную несущую способность при изгибе с учетом жестко-пластических деформаций определяют только в том случае, если эффективное сталежелезобетонное поперечное сечение относится к 1 или 2 классу и если не применяют предварительное напряжение железобетонной плиты.

5.2 Несущая способность поперечных сечений при изгибе и вертикальном сдвиге

Несущая способность при изгибе сталежелезобетонных балок может определяться в упругой стадии и пластической стадии с учетом нелинейных свойств материалов.

Несущая способность сечения при изгибе $M_{pl,Rd}$ в пластической стадии определяется на основе следующих допущений:

– между конструкционной сталью, арматурой и бетоном обеспечивается полное взаимодействие;

– напряжения в эффективном поперечном сечении стального элемента находятся в расчетных границах предела текучести f_{yd} при растяжении или сжатии;

– напряжения в продольной арматуре находятся в расчетных границах предела текучести f_{sd} при растяжении или сжатии, при этом сжатая арматура в бетонной плите может не учитываться;

– сжатый бетон в эффективном поперечном сечении воспринимает сжимающие напряжения величиной $0,85f_{cd}$, которые действуют по высоте сечения между нейтральной осью в пластической стадии и крайними фибрами бетона.

Примеры распределения напряжений в сталежелезобетонном сечении в пластической стадии показаны на Рисунке 9.3.

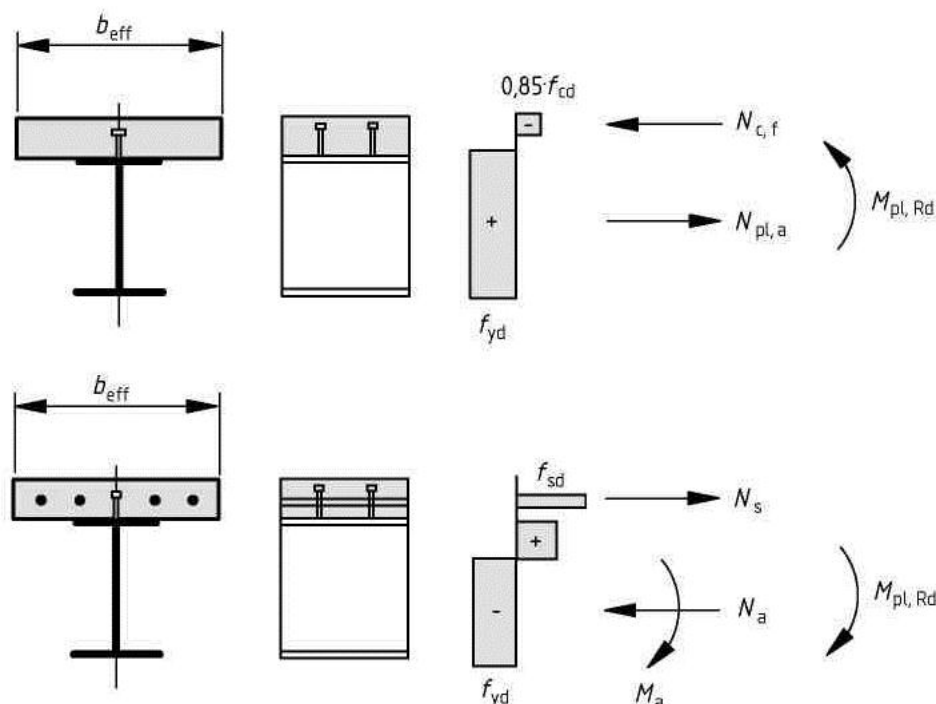


Рисунок 9.3 - Примеры распределения напряжений в пластической стадии в сечении сталежелезобетонной балки с плитой сплошного сечения и полным объединением при действии положительного и отрицательного изгибающих моментов

В сталежелезобетонных поперечных сечениях со сталью марок S420 или S460, в которых расстояние x_{pl} между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайними фибрами сжатой бетонной плиты превышает 15 % всей высоты h сечения балки, расчетная несущая способность при изгибе M_{Rd} принимается равной $\beta M_{pl,Rd}$ (коэффициент β определяется по графику на Рисунке 9.4). Для соотношений $x_{pl}/h > 0,4$ несущая способность при изгибе определяется с учетом нелинейных свойств материалов или в упругой стадии. В расчетах на изгиб сжатые стальные профилированные листы не учитываются. Напряжения в растянутых стальных профилированных листах, расположенных в пределах высоты эффективного сечения бетонной плиты, принимаются равными расчетному пределу текучести стали листов $f_{yp,d}$.

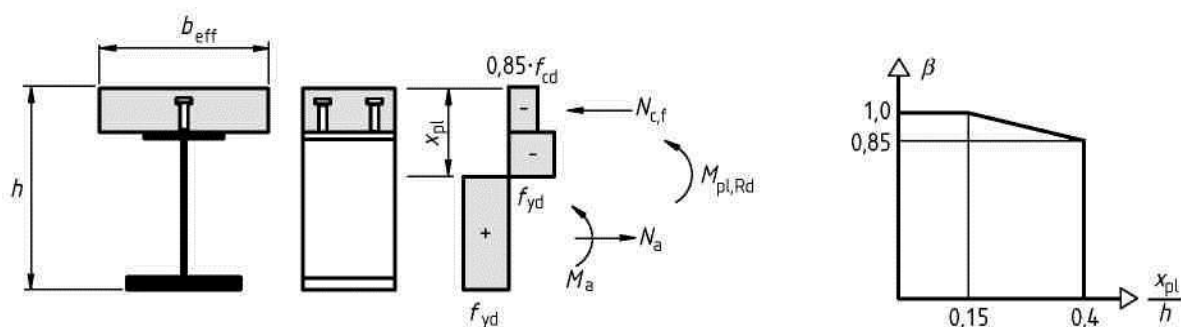


Рисунок 9.4 - Коэффициент редукции β для $M_{pl,Rd}$

Если применяются податливые объединительные детали, то несущую способность

поперечного сечения M_{Rd} можно определить как при расчете в пластической стадии. При этом уменьшенная сила N_c в железобетонной плите используется взамен сжимающей силы $N_{c,f}$. Соотношение $\eta = N_c/N_{c,f}$ характеризует степень объединения при сдвиге. Положение нейтральной оси в плите в пластической стадии определяется при действии новой силы N_c (Рисунок 9.5). Эта нейтральная ось, расположенная в пределах стального сечения, используется при установлении класса стенки.

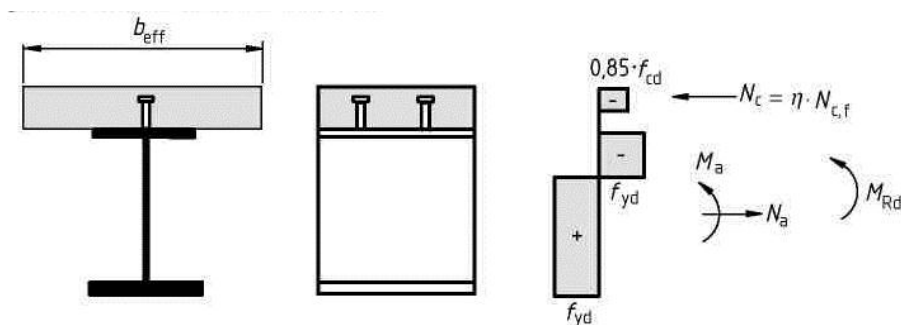


Рисунок 9.5 – Распределение изгибных напряжений в пластической стадии при частичном объединении

Значение несущей способности при изгибе M_{Rd} вычисляется по формуле:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,f}} \quad (9.4)$$

Зависимость между M_{Rd} и N_c представлена выпуклой кривой ABC на Рисунке 9.6. Здесь $M_{pl,a,Rd}$ и $M_{pl,Rd}$ представляют собой расчетные значения несущей способности при изгибе в пластической стадии соответственно стального и сталежелезобетонного сечения с полным объединением для положительных изгибающих моментов.

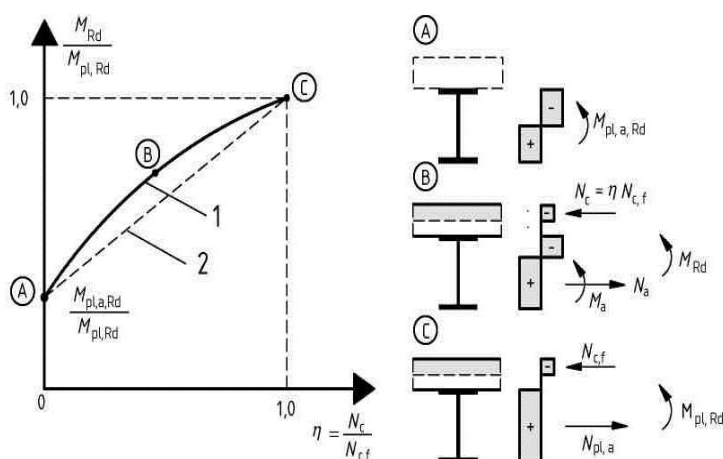


Рисунок 9.6 – Зависимость между M_{Rd} и N_c при податливых сдвиговых соединениях:
1 - в пластической стадии, 2 - по упрощенному методу

Несущая способность при изгибе с учетом нелинейных свойств материалов определяется с учетом нелинейных зависимостей деформаций от напряжений, которые

приведены для бетона, арматуры и конструкционной стали из соответствующих норм в Разделе 7 настоящего пособия. При этом предполагается, что сталежелезобетонное поперечное сечение остается плоским, а деформации в растянутой или сжатой арматуре равны средней деформации в окружающем ее бетоне. Несущую способность при изгибе M_{Rd} сталежелезобетонных сечений классов 1 и 2 со сжатой бетонной плитой определяется как функция сжимающей силы в бетоне N_c по Формулам 9.5 и 9.6

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,ei}} \quad \text{для } N_c \leq N_{c,ei}; \quad (9.5)$$

$$M_{Rd} = M_{ei,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{ei,Rd}) \cdot \frac{N_c - N_{c,ei}}{N_{c,ei} - N_{c,ei}} \quad \text{для } N_{c,ei} \leq N_c \leq N_{c,f}; \quad (9.6)$$

в которых

$$M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}, \quad (9.7)$$

где $M_{a,Ed}$ – расчетный изгибающий момент, приложенный к стальному сечению перед его объединением с бетоном;

$M_{c,Ed}$ – часть расчетного изгибающего момента, воспринимаемого сечением после объединения;

k – наименьший коэффициент, при котором достигаются предельные напряжения в бетоне, арматуре и стали, соответственно равные сопротивлениям f_{cd} , f_{yd} и f_{sd} ;

$N_{c,ei}$ – сжимающая сила в бетонной плите, соответствующая моменту $M_{el,Rd}$.

Графическая интерпретация определения несущей способности при изгибе M_{Rd} по вышеприведенным формулам с учетом последовательности монтажа балок представлена на Рисунке 9.7.

Несущая способность при изгибе в упругой стадии определяется методами теории упругости с использованием эффективной ширины бетонной плиты. Для поперечных сечений класса 4 эффективное стальное сечение определяется в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2006/2011. Предельные значения напряжений в объединенном сечении принимаются равными значениям следующих сопротивлений:

– f_{cd} – для сжатого бетона;

– f_{yd} – для стального сечения при растяжении или сжатии;

– f_{sd} – для арматуры при растяжении или сжатии (арматура в сжатой бетонной плите может не учитываться).

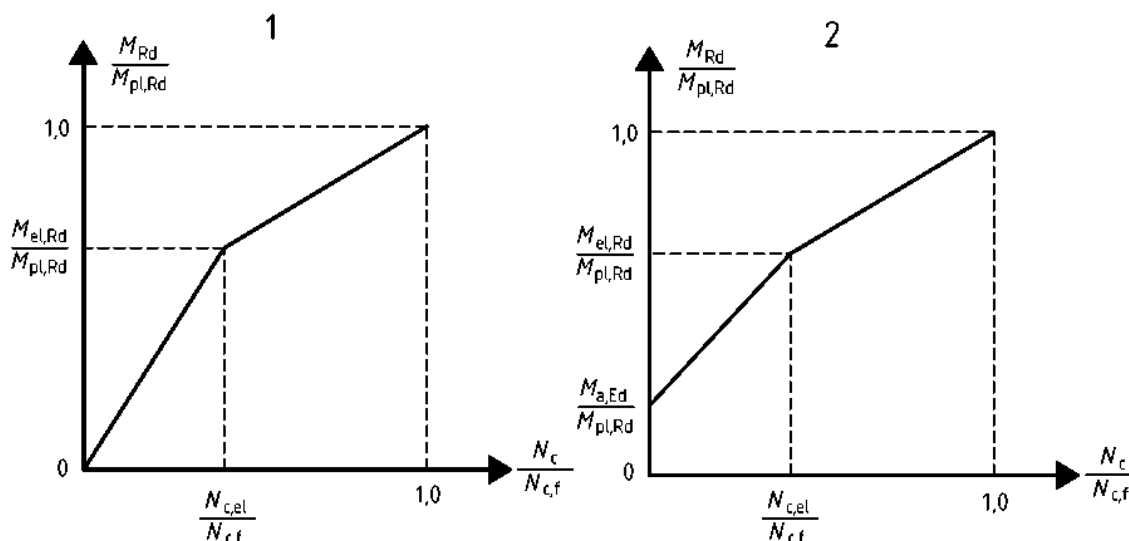


Рисунок 9.7 - Упрощенная зависимость между M_{Rd} и N_c для сечений со сжатой бетонной плитой: 1 – с применением временных монтажных опор, 2 – без применения монтажных опор

При определении несущей способности напряжения от воздействий, приложенных отдельно к стальному элементу, суммируются с напряжениями от воздействий, приложенных ко всей сталежелезобетонной конструкции. Влияние ползучести можно учитывать с помощью соотношения модулей упругости стали и бетона при длительных воздействиях. Влияние усадки бетона можно не учитывать в сечениях с растянутым бетоном, в котором допускается образование трещин.

Несущая способность при сдвиге в вертикальной плоскости $V_{pl,Rd}$ принимается равной несущей способности стального сечения $V_{pl,a,Rd}$, которая определяется в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 как для балок с прокатным или сварным сечением со сплошной стенкой. Расчетная несущая способность при поперечном сдвиге $V_{pl,a,Rd}$ в пластической стадии определяется согласно указаниям норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011, а несущая способность на устойчивость $V_{b,Rd}$ согласно СН РК EN 1993-1-5:2006/2011. Если поперечная сила V_{Ed} превышает половину несущей способности при сдвиге V_{Rd} (равной меньшему из $V_{pl,Rd}$ или $V_{b,Rd}$), то ее необходимо учитывать при определении несущей способности сечения при изгибе. Для сечений классов 1 и 2 влияние поперечного сдвига на несущую способность при изгибе можно учесть путем уменьшения расчетного сопротивления стали f_{yd} в плоскости сдвига, как это показано на Рисунке 9.8. Коэффициент уменьшения принимается равным значению $(1 - \rho)$, в котором

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2, \quad (9.8)$$

где V_{Rd} – несущая способность при поперечном сдвиге, определяемая как $V_{pl,a,Rd}$ или $V_{b,Rd}$.

Для сечений классов 3 и 4 влияние поперечного сдвига на несущую способность при

изгибе определяется в соответствии с указаниями норм СН РК EN 1993-1-5:2006/2011.

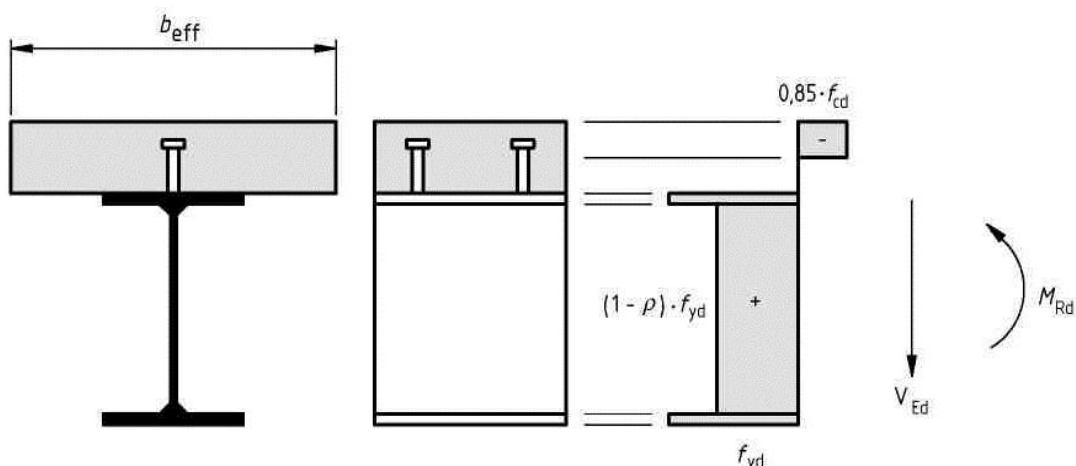


Рисунок 9.8 - Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости

5.3 Несущая способность сечений с обетонированной стальной стенкой

В сталежелезобетонных балках с обетонированной стенкой бетон может являться частью эффективного сечения при условии его армирования и объединения со стальным сечением (Рисунок 9.9). Приведенные ниже указания применяют к сечениям класса 1 или 2 при условии, что соотношение d/t_w не превышает 124ε , где ε равно $\sqrt{235/f_y}$ (f_y в Н/мм²).

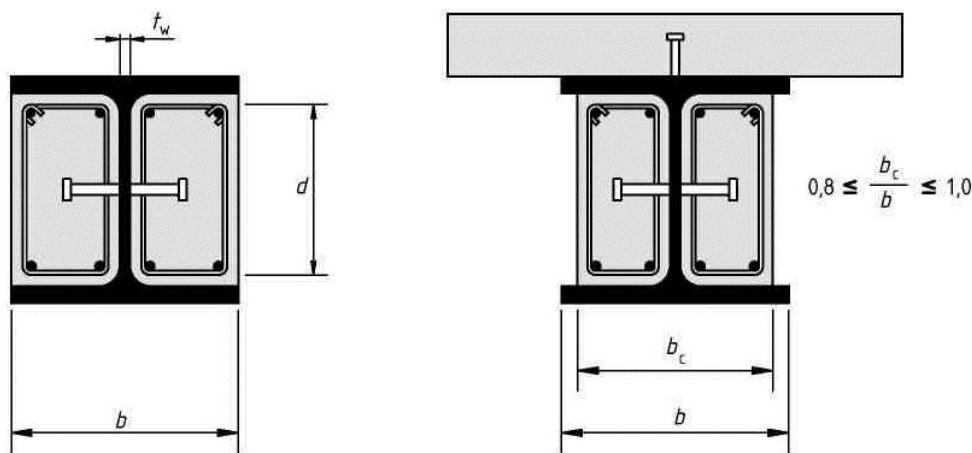


Рисунок 9.9 - Поперечные сечения балок с обетонированной стенкой

Расчетная несущая способность сечения при изгибе определяется в пластической стадии без учета сжатой арматуры в бетоне замоноличивания. Примеры распределения изгибных напряжений в пластической стадии приведены на Рисунке 9.10. Если для частичного объединения используют податливые объединительные детали, то несущую способность балки на изгиб в пластической стадии следует определять, принимая уменьшенное значение сжимающей силы N_c в бетонной или сталежелезобетонной плите в соответствии с п.9.2 настоящего раздела.

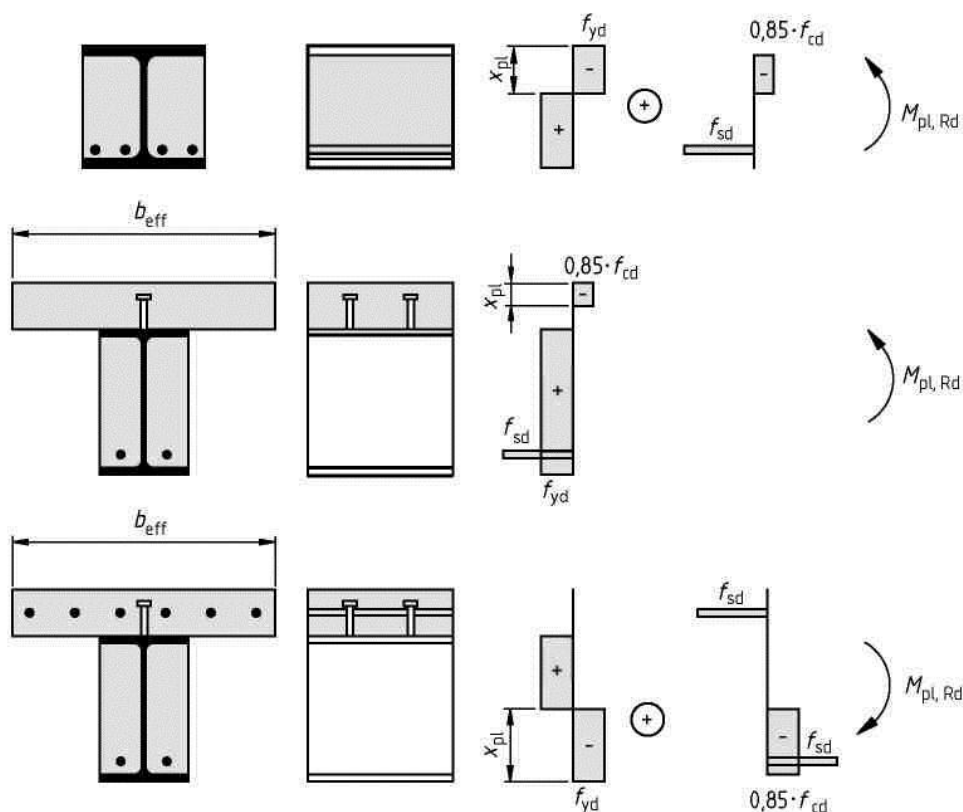


Рисунок 9.10 - Примеры распределения напряжений в пластической стадии в эффективных сечениях с обетонированной стенкой

Расчетная несущая способность стального сечения на вертикальный сдвиг $V_{pl,a,Rd}$ может также определяться в пластической стадии. При этом обетонирование стенки учитывается в случае применения арматурных хомутов в соответствии с Рисунком 9.11. Бетон замоноличивания должен быть объединен со стальным сечением анкерными стержнями. В случае применения незамкнутых хомутов последние должны быть приварены к стенке равнопрочными сварными швами. В противном случае их влияние на поперечный сдвиг не учитывается. Разложение поперечной силы V_{Ed} на составляющую $V_{a,Ed}$, воспринимаемую стальным сечением, и составляющую $V_{c,Ed}$, воспринимаемую бетоном замоноличивания стенки, принимается в том же соотношении, как и при разложении участка стального сечения и бетона замоноличивания в несущей способности балки $M_{pl,Rd}$ на изгиб. При этом несущая способность стальной стенки на вертикальный сдвиг может определяться с учетом образования трещин в бетоне замоноличивания в соответствии с требованиями норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 .

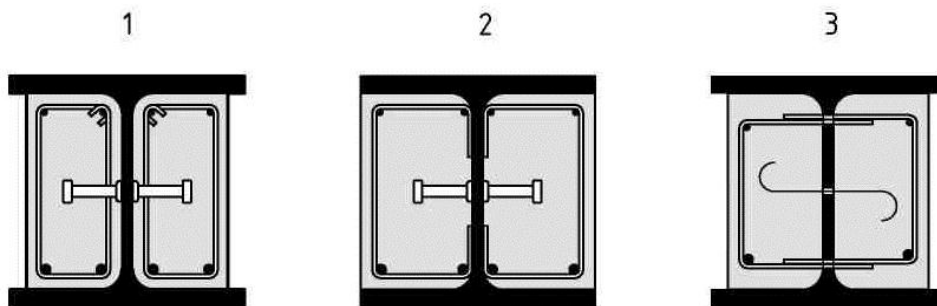


Рисунок 9.11 - Размещение арматурных хомутов в обетонировании стенки: 1 - замкнутые хомуты, 2 - незамкнутые хомуты, приваренные к стенке, 3 - хомуты, пропускаемые через в отверстия в стенке

Если расчетная поперечная сила $V_{a,Ed}$ превышает половину расчетной несущей способности стального сечения при вертикальном сдвиге в пластической стадии $V_{pl,a,Rd}$, то необходимо учитывать ее влияние на несущую способность при изгибе. Это влияние учитывается при определении уменьшенного расчетного сопротивления стали в зоне сдвига стального сечения: путем замены в Формуле (9.8) отношения $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ на $V_{a,Ed}/V_{pl,a,Rd}$.

5.4 Проверка устойчивости

Стальную полку, прикрепленную к бетонной плите посредством объединительных деталей, можно считать устойчивой к смещению из плоскости изгиба при условии, что обеспечена устойчивость самой бетонной плиты. Во всех других случаях сжатые стальные полки следует проверять на устойчивость из плоскости изгиба. При расчете стальных сечений на усилия, действующие в сталежелезобетонном сечении, используются указания СН РК EN 1993-1-1, учитывающие влияние последовательности возведения конструкции.

Устойчивость не раскрепленной из горизонтальной плоскости неразрезной сталежелезобетонной балки или сталежелезобетонного ригеля рамы с постоянными по длине стальными сечениями класса 1, 2 или 3 проверяется по формуле

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot M_{Rd}, \quad (9.9)$$

где χ_{LT} – коэффициент потери устойчивости, зависящий от условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$;

M_{Rd} – расчетная несущая способность сечения при изгибе в зоне соответствующей промежуточной опоры или в узле сопряжения балки с колонной, где действуют отрицательные изгибающие моменты.

Значения коэффициента $\chi_{LT} \leq 10$ в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 определяются из формулы:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \quad (9.10)$$

в котором
$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (-0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2]; \quad \bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}},$$

где M_{cr} – критический момент потери устойчивости плоской формы изгиба в упругой стадии, определяемый для промежуточной опоры с наибольшим отрицательным изгибающим моментом;

M_{Rk} – несущая способность сталежелезобетонного сечения при изгибе с использованием характеристических свойств материала;

α_{LT} – коэффициент, учитывающий начальные несовершенства, который устанавливается в национальном приложении или принимается по Таблице 9.2 в зависимости от кривой потери устойчивости.

Таблица 9.2 – Значения коэффициента α_{LT} в зависимости от кривой потери устойчивости в соответствии с СН РК EN 1993-1-1

Кривая потери устойчивости	a	b	c	d
Коэффициент α_{LT}	0,21	0,34	0,49	0,76

Указания по выбору кривой потери устойчивости балок с различными соотношениями высоты сечения к ширине h/b приведены в Таблице [9.3](#).

Таблица 9.3 – Рекомендуемые кривые потери устойчивости в расчетах балок с использованием Формулы (9.10)

Поперечное сечение	Пределы	Кривая потери устойчивости
Прокатные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	a
	$h/b > 2$	b
Сварные двутавровые сечения	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Другие поперечные сечения	–	d

Значения коэффициента χ_{LT} для соответствующей условной гибкости $\bar{\lambda}_{LT}$ можно также определить по графикам на Рисунке 9.12.

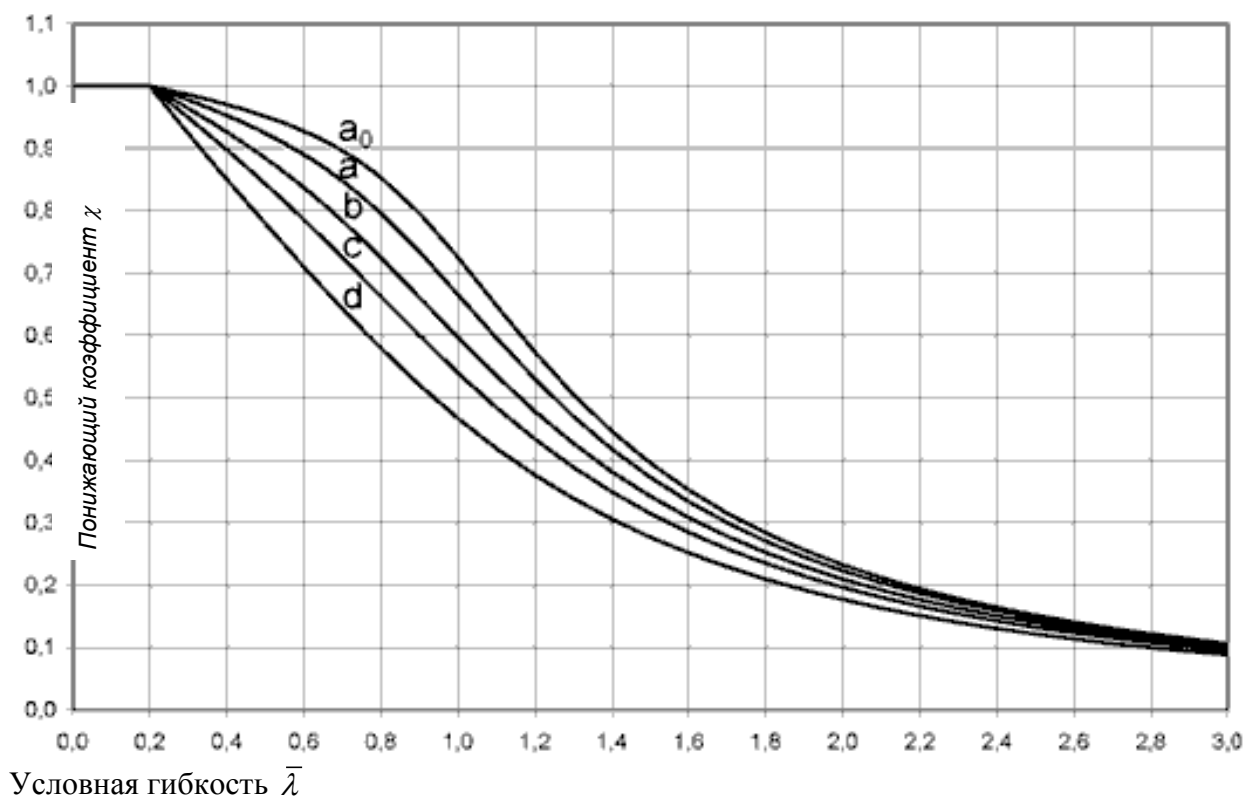


Рисунок 9.12 – Кривые потери устойчивости

Для балок с поперечными сечениями класса 1 или 2 их несущая способность при изгибе M_{Rd} определяется в соответствии с п. 9.2 или при обетонированной стенке с п. 9.3 настоящего пособия с расчетным значением предела текучести f_{yd} , для которого частный коэффициент безопасности γ_{M1} принимается по СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Для балок с поперечным сечением класса 3 значения M_{Rd} определяются по Формуле (9.4). При этом принимается меньшее из значений M_{Rd} , полученных в предположении действия растягивающих напряжений в арматуре, равных f_{sd} , и сжимающих напряжений в нижней части стального сечения, равных прочности f_{yd} .

Если бетонная плита объединена с одним или более опорными стальными элементами, расположенными параллельно балке, и выполняются условия СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.4.3 с, е, f), то критический момент M_{cr} в упругой стадии может быть определен с использованием модели неразрезной П-образной рамы. Как показано на Рисунке 9.13, данная модель учитывает смещение нижней полки из плоскости, возникающее от изгиба стальной стенки, и поворот верхней полки, которая препятствует изгибу плиты.

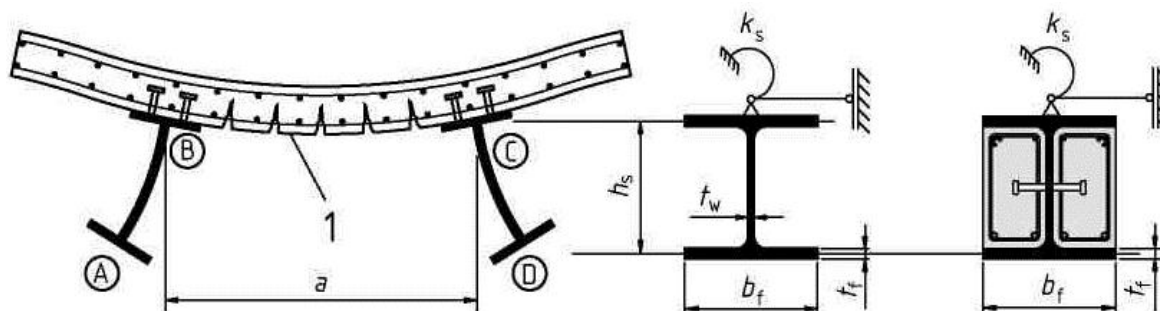


Рисунок 9.13 - модель П - образной рамы ABCD, препятствующей потере устойчивости плоской формы изгиба стальной балки с закручиванием (1 – трещины)

В соответствии с этой моделью крутильная жесткость k_s стальной балки на уровне ее объединения с бетонной плитой может быть определена из выражения:

$$k_s = \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}, \quad (9.11)$$

где k_1 – изгибная жесткость железобетонной плиты с трещинами или плиты, объединенной с балкой в поперечном направлении.

Значение k_1 определяется из выражения:

$$k_1 = \alpha(EI)_2 / a, \quad (9.12)$$

где $\alpha = 2$ – для крайних балок с консольным свесом плиты или без него и $\alpha = 3$ для промежуточных балок. Для четырех и более однотипных балок перекрытия $\alpha = 4$;

a – расстояние между смежными балками;

$(EI)_2$ – изгибная жесткость на единицу ширины бетонной плиты с трещинами, принимаемая равной наименьшему из значений жесткостей в середине пролета и на опоре;

k_2 – изгибная жесткость стальной необетонированной стенки балки, определяемая по формуле

$$k_s = \frac{E_a \cdot t_w^3}{4 \cdot (1 - \nu_a^2) \cdot h_s}, \quad (9.13)$$

в которой ν_a – коэффициент Пуассона для конструкционной стали;

h_s и t_w – размеры стенки в соответствии с Рисунком 9.13.

Для стальной балки с обетонированной стенкой изгибную жесткости k_2 можно определять с учетом влияния бетона замоноличивания:

$$k_s = \frac{E_a \cdot t_w \cdot b_c^2}{16 \cdot h_s \cdot (1 + 4nt_w / b_c)}, \quad (9.14)$$

где n – соотношение модулей упругости стали и бетона при длительных воздействиях;

b_c – ширина бетона замоноличивания (Рисунок 9.9).

При определении M_{ct} с использованием модели П-образной рамы можно учесть положительное влияние крутильной жесткости Сен-Венана $G_a I_{at}$ стального сечения. При этом в балках со стенкой, обетонированной объединенным с ней армированным бетоном, крутильная жесткость $G_a I_{at}$ стального сечения может быть определена с добавлением крутильной жесткости бетона. Значение последней принимается равным $G_c I_{ct} / 10$, где $G_c = 0,3E_a/n$ является модулем сдвига бетона, а I_{ct} постоянной кручения Сен-Венана для бетона замоноличивания без трещин и с шириной сечения b_c (Рисунок 9.9).

Неразрезные сталежелезобетонные балки или сталежелезобетонные ригеля рам с поперечным сечением класса 1, 2 или 3 можно не проверять на устойчивость при выполнении следующих условий:

–длины смежных пролетов отличаются между собой не более чем на 20 %, а в случае консолей не более чем на 15 % длины смежного пролета;

–нагружение каждого пролета является равномерно распределенным, а расчетная постоянная нагрузка составляет более 40 % общей расчетной нагрузки;

–верхняя полка стального элемента соединена с железобетонной плитой с помощью объединительных деталей, работающих на сдвиг;

–железобетонная плита, объединенная со смежными балками, образует П - образную раму, как показано на Рисунке 9.13;

–нижняя полка стального элемента на каждой опоре закреплена из плоскости изгиба, а стенка усилена ребрами жесткости;

–если в стальной балке в виде нормального или широкополочного двутавра стенка не обетонирована, то его высота h не должна превышать значений, приведенных в Таблице 9.4;

–если в стальной балке обетонирована только стенка, то его высота h не должна превышать приведенных в Таблице 9.4 значений более чем на 200мм (для балок, изготовленных из сталей марок до S 355) и более чем на 150мм (из сталей марок S 420 и S 460).

Для других типов стальных сечений указания могут быть приведены в национальном приложении, если таковы имеются.

**Таблица 9.4 - Максимальная высота h , мм, стальных двутавров с
необетонированной стенкой**

Двутавр	Номинальная марка стали			
	S 235	S 275	S 355	S 420 и S 460
Нормальный	600	550	400	270
Широкополочный	800	700	650	500

5.5 Несущая способность бетонной плиты при продольном сдвиге

В соответствии с рекомендациями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 прочность бетонной плиты при продольном сдвиге рассчитывается с использованием ее модели в виде системы выделенных из плиты условных сжатых раскосов, соединенных с растянутыми поперечными арматурными стержнями (Рисунок 9.14). В бетонной плите кроме поперечной арматуры предусматривается также минимальная продольная арматура, которая заанкеривается за первым сжатым бетонным раскосом (разрез А – А на Рисунке 9.14).

Продольные напряжения среза V_{Ed} , действующие по контакту ребра и плиты, определяются из приращения продольной силы в рассматриваемой части:

$$V_{Ed} = \frac{\Delta F_d}{h_f \Delta x}, \quad (9.15)$$

где h_f – толщина плиты в месте соединения с ребром;

Δx – рассматриваемая расчетная длина плиты;

ΔF_d – изменение продольной силы в плите по длине Δx .

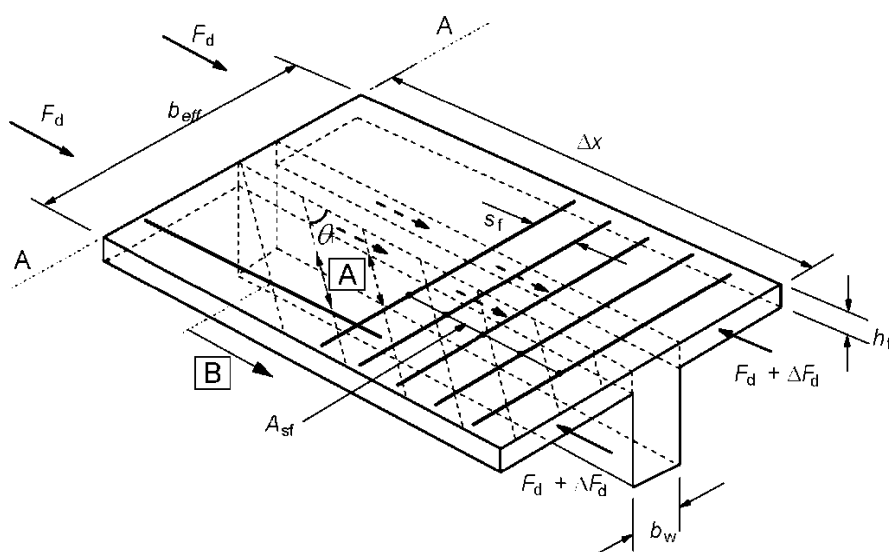


Рисунок 9.14 - Расчетная модель соединения между бетонной плитой с ребром:

А – сжатый бетонный раскос, В – продольная арматура

Суммарное расчетное усилие продольного сдвига определяется, как и при

вычислении расчетной несущей способности при изгибе, с учетом различия осевого усилия в бетоне и стали в пределах критической длины. Если расчет поперечных сечений производится с учетом нелинейных свойств материалов, то продольное сдвигающее усилие следует определять в соответствии с Формулами 9.5 и 9.6.

Значение Δx принимается равным не более половины расстояния между сечениями, в которых изгибающие моменты равны нулю, либо сечениями с нулевым и максимальным изгибающими моментами. Длина Δx не должна также превышать расстояния между сосредоточенными нагрузками на балку.

Исчерпание несущей способности бетонной плиты при продольном сдвиге может произойти по сечениям, показанным на Рисунке 9.15. Для каждой из возможных плоскостей сдвига касательные напряжения v_{Ed} определяются путем деления единичного расчетного продольного усилия $V_{l,Ed} = \Delta F_d / \Delta x$ на площадь поверхности сдвига. Длина поверхности сдвига типа b-b принимается равной $(2h_{sc} + s_t)$ плюс диаметр высаженной головки анкерного стержня. Длина поверхности сдвига типа c-c принимается равной $2h_{sc}$ плюс диаметр высаженной головки анкерных стержней при их однорядном или двухрядном шахматном расположении. Значения касательные напряжения v_{Ed} не должны превышать расчетной прочности плиты на продольный сдвиг по рассматриваемой поверхности сдвига, которая определяется в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Расчетная прочность плиты, лимитируемая прочностью поперечной арматуры либо прочностью бетона, определяется соответственно из следующих условий:

$$\frac{A_{sf} f_{yd}}{s_f} \geq \frac{V_{Ed} h_f}{\cot \theta_r} . \quad (9.16)$$

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f \quad (9.17)$$

здесь A_{sf} – площадь сечения поперечной арматуры, размещенной по длине Δx ;

A_{cf} – площадь сечения бетона на длине Δx ;

f_{yd} и f_{cd} – соответственно расчетная прочность арматуры и бетона;

θ_f – угол наклона условных бетонных расколов (Рисунок 9.14), значения которого могут приниматься равными $45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ$ при сжатии плиты и $45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ$ при ее растяжении;

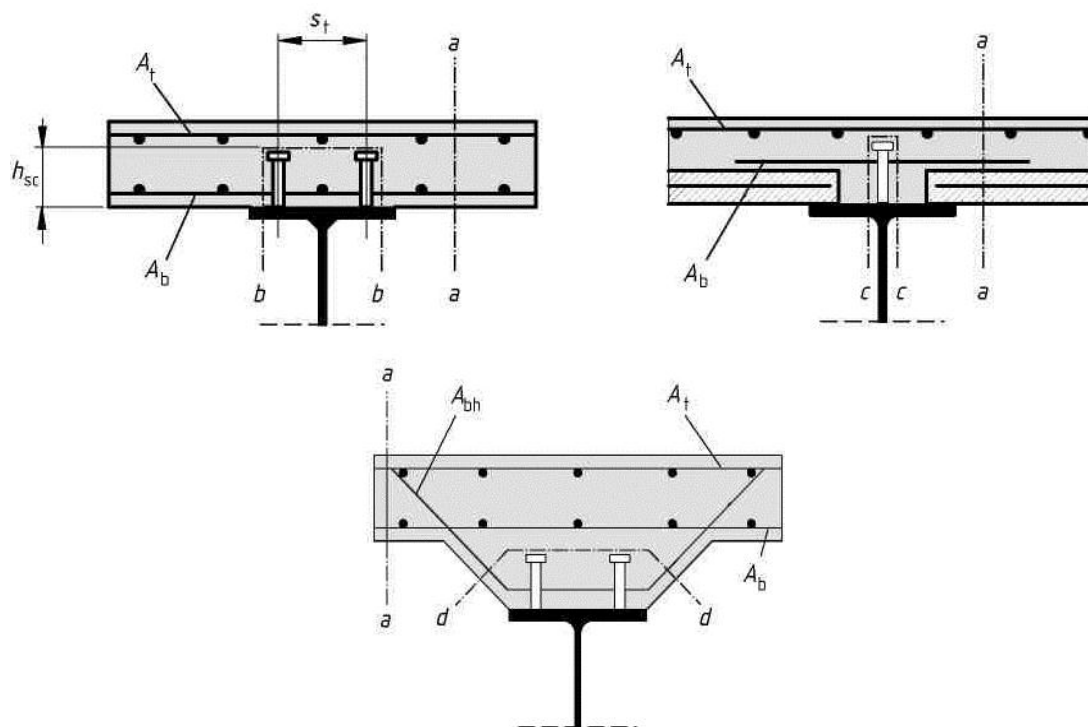
v – коэффициент, определяемый из выражения:

$$v = 0,6(1 - f_{ck} / 250), \quad (9.18)$$

где f_{ck} – характеристическое сопротивление бетона сжатию в МПа.

Поперечное армирование плиты рассчитывается во избежание преждевременного разрушения бетона при продольном сдвиге или его продольного раскалывания. Минимальную площадь армирования следует определять в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 с использованием правил, относящихся к поперечному

армированию. Минимальный процент поперечного армирования должен быть не менее 0.2%. Эффективная поперечная арматура должна соответствовать табличным данным Рисунка 9.15, где A_b , A_t и A_{bh} – площади арматуры на единицу длины A_{sf}/s_f балки.



Продольное сечение площадки сдвига	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

Рисунок 9.15 - Возможные поверхности разрушения в бетонной плите при продольном сдвиге

Минимальное армирование A_s бетонных плит при отсутствии их предварительного напряжения определяется по формуле:

$$A_s = k_s k_c k_f f_{ct,eff} A_{ct} / \sigma_s, \quad (9.19)$$

где $f_{ct,eff}$ – средняя прочность бетона при растяжении для момента образования трещин, значения которой можно принять из Таблиц 7.1а и 7.1б настоящего пособия;

k – коэффициент, учитывающий влияние неравномерных напряжений в плите, который можно принять равным 0,8;

k_s – коэффициент, учитывающий влияние уменьшения продольного усилия в бетонной плите из-за образования трещин и податливости сдвигового соединения, который можно принять равным 0,9;

k_c – коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении до

образования трещин и определяемый по формуле

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_0)} + 0,3 \leq 1,0 \quad (9.20)$$

в которой h_c – толщина бетонной плиты без учета вутов или ребер;

z_0 – расстояние между центрами тяжести бетонной плиты и сталежелезобетонного сечения без трещин;

σ_s – максимальное допускаемое напряжение в арматуре непосредственно после образования трещин, которое может быть принято равным ее характеристической прочности f_{sk} ;

A_{ct} – площадь сечения растянутой зоны бетона, принимаемая с целью упрощения расчетов в пределах эффективной ширины плиты;

Максимальный диаметр стержня для минимального армирования может определяться из выражения:

$$\phi = \phi^* f_{ct,eff} / f_{ct,0} \quad (9.21)$$

где ϕ^* – максимальный диаметр стержня по Таблице 9. 5;

$f_{ct,0}$ – начальное сопротивление бетона растяжению, составляющее 2,9 МПа.

Таблица 9.5 - Максимальный диаметр арматурных стержней периодического профиля в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011

Напряжение в арматуре σ_s (МПа)	Максимальный диаметр стержня ϕ^* (мм) при расчетной ширине раскрытия трещины w_k		
	$w_k = 0,4\text{мм}$	$w_k = 0,3\text{мм}$	$w_k = 0,2\text{мм}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	—

Минимальное армирование располагается в местах, где при характеристическом сочетании воздействий напряжения являются растягивающими. На участке плиты между серединой ее толщины и наибольшими растягивающими деформациями следует размещать как минимум половину требуемого минимального армирования. Минимальное продольное армирование бетона замоноличивания стенки двутавра определяется по Формуле 9.19, в которой $k_c = 0,6$ и $k = 0,8$.

Возможные поверхности разрушения при сдвиге бетонной плиты с применением стального профилированного листа показаны на Рисунке 9.16. При этом несущая способность плиты на сдвиг в соответствующих сечениях определяется с учетом следующих дополнительных условий:

- в сечении а-а не учитывается бетон, расположенный между гофрами профилированного листа;
- в сечении с-с не учитывается бетон, расположенный ниже верха настила;
- в сечении b-b проверка на сдвиг не требуется, если несущая способность анкерных стержней с высаженными головками определена с учетом понижающего коэффициента k_t (см. раздел 11 настоящего пособия);
- если в сечении а-а профилированный лист над верхним поясом стальной балки является непрерывным, то его можно учесть в работе арматуры при восприятии растягивающих усилий:

$$(A_{sf}f_{yd}/s_f) + A_{pe}f_{yp,d} > V_{Ed}h_f/\cot\theta, \quad (9.22)$$

где A_{pe} – эффективная площадь поперечного сечения стального профилированного листа на единицу длины балки;

$f_{yp,d}$ – расчетное значение сопротивления стали профилированного листа.

Если профилированный лист с расположенными поперек балки гофрами имеет разрывы над ее верхней полкой и соединен с ней приваренными анкерными стержнями, то его работа в качестве армирования учитывается на основании Формулы 9.22, в которой значение $A_{pe}f_{yp,d}$ заменяется выражением:

$$P_{pb,Rd}/s < A_{pe}f_{yp,d}, \quad (9.23)$$

где $P_{pb,Rd}$ – расчетная несущая способность анкерного стержня, приваренного к полке через профилированный лист;

s – продольный шаг анкерных стержней.

Требование к минимальному армированию при использовании стальных профилированных листов относится к площади бетона над профилированным листом.

При изготовлении плиты из сборных железобетонных элементов в сочетании с монолитным бетоном, ее несущую способность при продольном сдвиге следует определять в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

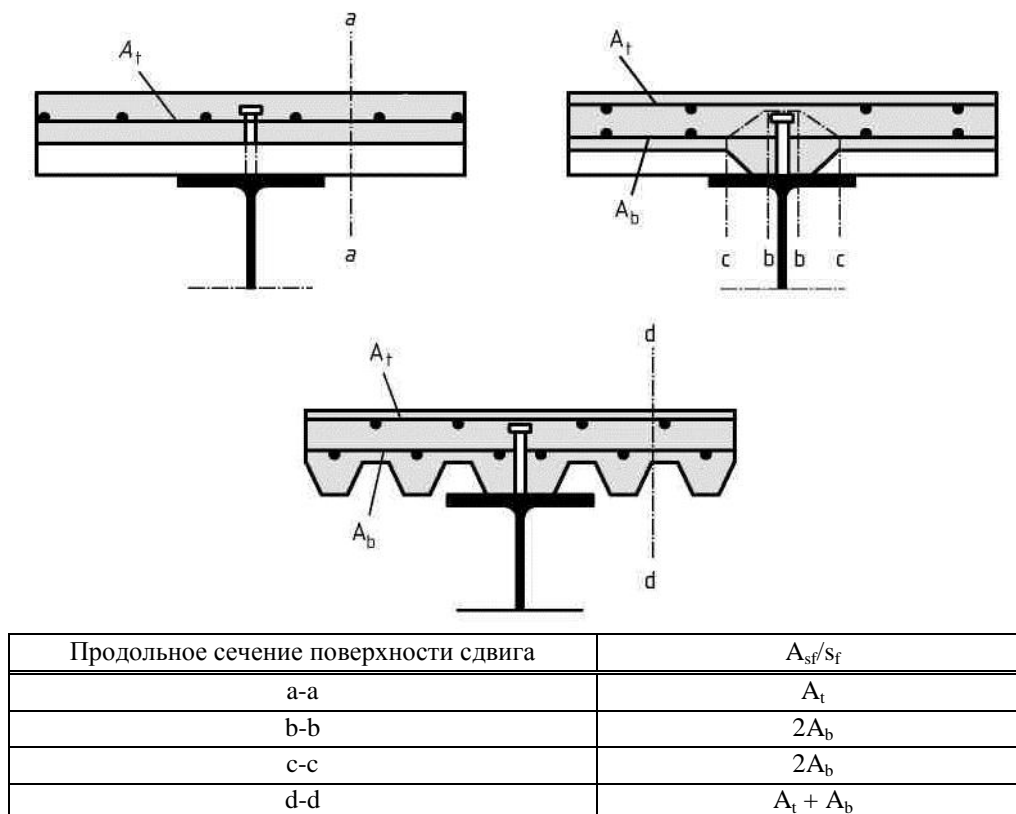


Рисунок 9.16 - Возможные поверхности разрушения при сдвиге бетона плиты с применением стального профилированного листа

5.6 Требования к объединительным деталям

Применение объединительных деталей в сдвиговых соединениях бетона со сталью, а также методы расчета их несущей способности оговариваются в разделе 11 настоящего пособия. Объединительные детали в сталежелезобетонных балках располагаются по их длине так, чтобы обеспечить передачу продольного усилия сдвига и предотвратить отрыв бетона от стальной балки. Объединительные детали должны быть податливыми с целью обеспечения неупругого перераспределения сдвигающих усилий. Объединительная деталь считается податливой, если характеристическое значение деформации сдвига составляет не менее 6 мм (см. Приложение Б). Наиболее применяемыми в сталежелезобетонных балках являются объединительные детали в виде анкерных стержней с высаженными головками. Анкерные стержни диаметром от 16 мм до 25 мм включительно, общая длина которых после приварки составляет не менее четырех диаметров, рассматривают как гибкие при следующих ограничениях степени использования сдвигового соединения:

– в двутавровых балках с одинаковыми поясами

$$\text{для } L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,75 - 0,03L_e), \eta \geq 0,4; \quad (9.24)$$

$$\text{для } L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (9.25)$$

– в двутавровых балках с площадью нижнего пояса в 3 раза большей площади верхнего пояса

$$\text{для } L_e \leq 20: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (0,3 - 0,015 L_e), \eta \geq 0,4 \quad (9.26)$$

$$\text{для } L_e > 20: \quad \eta \geq 1, \quad (9.27)$$

где L_e – расстояние в метрах между точками двумя нулевыми точками эпюры положительных изгибающих моментов (Рисунок 9.1);

$\eta = n/n_f$ – отношение действительного количества n анкерных стержней к их расчетному количеству n_f в пределах той же длины.

Анкерные стержни с высаженными головками можно рассматривать как податливые для более широкого диапазона пролетов, чем установлено выше, если:

– анкерные стержни имеют общую длину после приварки не менее 76мм, а их номинальный диаметр равен 19мм;

– двутавровые балки являются прокатными или сварными с одинаковыми полками;

– бетонная плита объединена со стальным неразрезным профилированным листом, гофры которого расположены поперек стальных балок;

– в каждом гофре профилированного листа находится один анкерный стержень, располагаемый посередине гофра либо слева и справа от середины гофра на всей длине балки;

– для профилированного листов соблюдаются условия $b_0/h_p \geq 2$ и $h_p \leq 60$ мм (см. Рисунок 11.13 настоящего приложения);

– сдвигающее усилие N_c в соединении определяется по упрощенному методу в соответствии с Рисунком 9.5.

При выполнении вышеперечисленных требований коэффициент η должен удовлетворять следующим условиям:

$$\text{для } L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y} \right) \cdot (1,0 - 0,04 L_e), \eta \geq 0,4 \quad (9.28)$$

$$\text{для } L_e > 25: \quad \eta \geq 1 \quad (9.29)$$

Гибкие объединительные детали могут устанавливаться с равным шагом между смежными критическими поперечными сечениями, при условии, что:

– все критические сечения в рассматриваемом промежутке относятся к классу 1 или 2;

– значения параметра η соответствует вышеприведенным ограничениям;

– несущая способность при изгибе в пластической стадии сталежелезобетонного

сечения не превышает 2,5-кратной несущей способности при изгибе в пластической стадии стального сечения.

Если несущая способность при изгибе в пластической стадии сталежелезобетонного сечения более чем в 2,5 раза превышает несущую способность при изгибе в пластической стадии стального сечения, то производится дополнительная проверка сдвигового соединения в промежуточных точках на половине расстояния между соседними критическими поперечными сечениями. Требуемое количество объединительных деталей можно разместить на участке между максимальным положительным изгибающим моментом и соседней опорой или максимальным отрицательным изгибающим моментом. При этом дополнительная проверка сдвигового соединения не требуется.

Если устойчивость стального и бетонного элементов обеспечена благодаря их объединению, то шаг объединительных деталей не должен быть большим расчетного значения. Если сжатую стальную полку 3 или 4 класса после ее раскрепления объединительными деталями можно отнести к 1 или 2 классу, то шаг объединительных деталей в направлении сдвига не должен превышать следующих предельных значений:

$-22t_f(235/f_y)^{0,5}$, если контакт балки с плитой осуществляется по всей длине;

$-15t_f(235/f_y)^{0,5}$, если контакт балки с плитой осуществляется не по всей длине, например, в случае плиты с профилированным настилом, гофры которого расположены поперек балки.

Кроме того, расстояние между гранью сжатой плиты и ближайшим рядом объединительных деталей не должно превышать $9t_f(235/f_y)^{0,5}$. Здесь где t_f является толщиной полки, а f_y - номинальным пределом ее текучести в МПа. Максимальный шаг объединительных деталей в направлении сдвигающих усилий должен быть не более 6 суммарных толщин бетонной плиты и не более 800 мм.

Высота анкерных стержней назначается таким образом, чтобы их верх располагался на расстоянии не менее $2d$ над верхней поверхностью стального настила. Минимальная ширина гофров стального настила, заполняемых бетоном, должна быть не менее 50мм. Если форма сечения профилированного листа не позволяет разместить анкерные стержни с высаженными головками посередине гофра, то их размещают по обеим сторонам от середины гофра по всей длине пролета. Нижняя поверхность головки анкерного стержня должна выступать не менее чем на 30мм над нижней арматурой (Рисунок 9.15).

Бетон в зоне сдвигового соединения должно быть соответствующим образом уплотнен вокруг объединительных деталей. Если над объединительной деталью требуется защитный слой бетона, то его номинальную толщину следует принимать равной наибольшему из значений: 20 мм или рекомендуемой в Таблице 4.4 норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 для арматурной стали диаметром менее 5 мм. Если защитный слой не требуется, то верхняя часть объединительной детали может располагаться на одном уровне с верхней поверхностью бетонной плиты.

Толщина стальной полки, к которой приваривается объединительная деталь, должна быть достаточной для обеспечения надлежащей сварки и надлежащей передачи усилия от объединительной детали к полке без ее местного разрушения или чрезмерной деформации. Расстояние от грани объединительной детали до кромки полки балки должно составлять $e_D > 20$ мм (Рисунок 9.12).

5.7 Требования к бетонной плите

Если бетонная плита изготавливается с вутами, то их нижние грани должны выходить за линию, проведенную под углом 45° от крайних анкерных стержней (Рисунок 9.17). В вутах должны предусматриваться поперечные арматурные стержни, расположенные на расстоянии не менее 40 мм от нижней поверхности объединительных деталей, воспринимающих усилия отрыва. Толщина защитного слоя бетона от грани вута до объединительной детали должна быть не менее 50 мм.

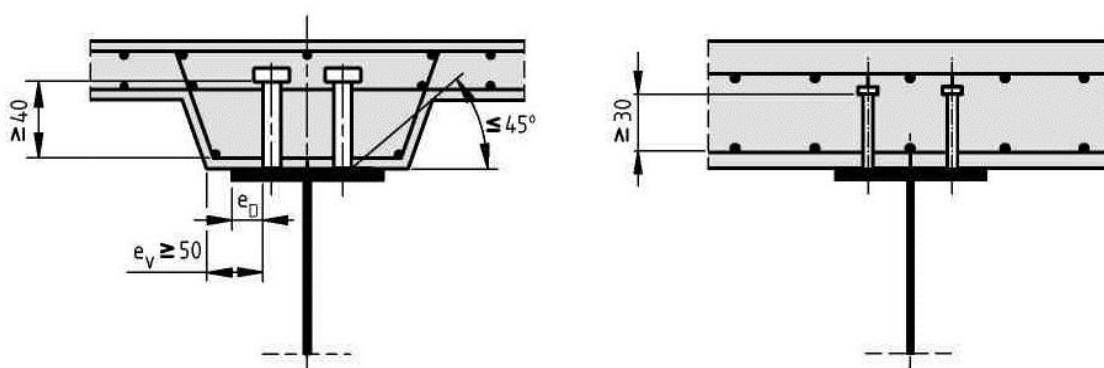


Рисунок 9.17 - Конструктивные требования к бетонной плите

На участках между продольной гранью бетонной плиты и анкерными стержнями поперечная арматура должна быть полностью заанкерена в бетоне. Если расстояние от боковой грани плиты до ближайшего ряда анкерных стержней составляет менее 300 мм, то для предотвращения продольного раскалывания плиты от действия усилий в объединительных деталях следует выполнять следующие требования:

- поперечное армирование должно охватывать анкерные стержни и быть выполнено в виде U-образных стержней диаметром не менее половины диаметра анкерных стержней;
- расстояние от боковой грани бетонной плиты до центра ближайшего анкерного стержня диаметром d должно составлять не менее $6d$;
- U-образные арматурные стержни следует располагать с обеспечением достаточного защитного слоя бетона в нижней части.

На консольных участках бетонной плиты следует предусматривать местное армирование, достаточное для передачи усилий от объединительных деталей на продольную арматуру.

В свободно опертых сталежелезобетонных балках площадь продольной арматуры в пределах эффективной ширины бетонной плиты в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 должна составлять не менее:

- 0,4 % площади сечения бетона конструкций, возводимых с применением временных монтажных опор;
- 0,2 % площади сечения бетона для конструкций без монтажных опор.

Арматура в свободно опертых балках должна заводиться за внутренние опоры с каждой стороны на 0,25 длины пролета или на 0,5 длины смежной с крайней опорой консолю.

Скорость и последовательность бетонирования плиты должны быть такими, чтобы частично затвердевший бетон не повреждался в результате деформаций, вызванных догрузением стальных балок при последующем бетонировании. По возможности должны быть исключены деформации сдвигового соединения пока бетон не достигнет цилиндрической прочности на сжатие не менее 20 МПа.

5.8 Примеры расчета

Пример 1

Исходные данные

Запроектировать прогон перекрытия, состоящего из монолитной железобетонной плиты с внешней арматурой из стального профилированного листа с выштампованными рифами марки Н80А-674-1,0. Профилированные листы уложены широкими полками вниз на стальные прогоны длиной $L = 7,0$ м, расположенные с шагом $B = 2,0$ м. Толщина бетонной полки плиты над профилированным настилом равна $h_c = 50$ мм.

Совместная работа плиты с прогонами обеспечивается вертикальными анкерными стержнями, расположенными в один ряд вдоль продольной оси прогона и приваренными к нему автоматической сваркой через отверстия в профилированном листе. Временная равномерно распределенная полезная нагрузка на перекрытие составляет $4,0$ кН/м².

Конструктивными элементами перекрытия являются:

- профилированные листы (высота сечения 79 мм, масса $10,3$ кг/м²);
- бетон класса С20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа);
- анкерные стержни с высаженными головками, диаметр $d = 22$ мм, сталь марки S 275;
- прогон из горячекатаного двутавра 20Б1 по ГОСТ 26020-83 из стали марки S 275 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2 $f_y = 275$ МПа, $f_u = 430$ МПа, $E = 210000$ МПа). Собственная масса прогона равна $22,4$ кг/м, а его геометрические характеристики: (в соответствии с обозначениями на Рисунке 9.8.1) $h = 200$ мм, $b = 100$ мм, $t_w = 5,6$ мм, $t_f = 8,5$ мм, $r_1 = 12$ мм, $J_a = 1943$ см⁴, $W_a = 194,3$ см³, $A = 28,5$ см².

Расчет прогона в стадии возведения

Определение величины воздействий на прогон

В стадии возведения прогон работает на нагрузку от собственного веса ($0,224$ кН/м), массы профилированного настила ($0,103$ кН/м), массы свежесушеного бетона (25 кН/м³) и на монтажную нагрузку ($0,5$ кН/м²) от массы оборудования и людей в процессе возведения перекрытия. Приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения профилированного настила равна

$$0,5 h_p(b_n + b_w)/s = 0,5 \times 79 \times (93 + 118,6)/168,6 = 49,6 \text{ мм},$$

где $s = 168,6$ мм – расстояние между гофрами настила, $h_p = 79$ мм – высота сечения настила, $b_n = 93$ мм – ширина нижней полки, $b_w = 118,6$ мм – ширина участка между верхними полками, $b_s = 168,6$ мм – расстояние между гофрами профилированного настила.

Результаты вычисления воздействий приведены в Таблице 9.8.1, где значения частных коэффициентов безопасности приняты по Таблице А.1.2(А) СН РК EN 1990:2002+А1:2005/2011

- для постоянных воздействий $\gamma = 1,1$,
- для временных воздействий $\gamma = 1,5$.

Сочетание воздействий принимаем в виде суммы величин постоянных и временных воздействий.

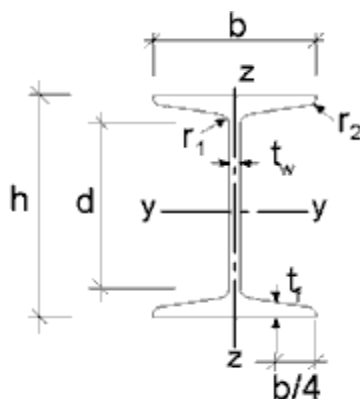


Рисунок 9.8.1 - Геометрические параметры сечения прогона

Таблица 9.8.1 - Воздействия на прогон в стадии взведения

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от собственной массы настила $0,103 \times 2,0$	0,21	1,1	0,23
Нагрузка от собственной массы прогона	0,224	1,1	0,25
Нагрузка от массы свежееуложенной бетонной смеси $(0,05+0,0496) 25 \times 2,0$	4,98	1,5	7,47
Монтажная нагрузка при подаче бетонной смеси бетононасосами $0,5 \times 2,0$	1,0	1,5	1,5
Сочетание воздействий	6,41		9,45

Определяем внутренние усилия в прогоне от действия расчетной нагрузки q_d .

Расчетное значение максимального изгибающего момента

$$M_{Ed} = 0,125 q_d L^2 = 0,125 \times 9,45 \times 7,0^2 = 57,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение максимальной поперечной силы

$$E_d = 0,5 q_d L = 0,5 \times 9,45 \times 7,0 = 33,1 \text{ кН}$$

Определение несущей способности сечения

Несущую способность сечения определяем в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (6.1). Предварительно определяем класс поперечного сечения двутавра. В соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 классификация поперечного сечения зависит от отношения ширины к толщине частей сечения, расположенных в его сжатой зоне. Сжатые зоны включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок. Альтернативно классификация поперечного сечения может быть установлена с учетом классификации полки и стенки.

Условие гибкости стенки при сжатии (для $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 275} = 0,92$)

$$h/t_w = 200/5,6 = 35,7 < 72\varepsilon = 72 \times 0,92 = 66,2$$

Условие гибкости полки при сжатии

$$(0,5 b - 0,5 t_w - r_1) / t_f = (0,5 \times 100 - 0,5 \times 5,6 - 12) / 8,5 = 4,1 < 9\varepsilon = 9 \times 0,92 = 8,28,$$

где размеры t_w , t_f , r_1 приняты в соответствии с исходными данными и обозначениями на рисунке 9.8.1.

Поперечное сечение относится к 1 классу, то есть в нем может образоваться пластический шарнир со способностью к повороту, что является необходимым условием для выполнения расчета в пластической стадии.

Во время монтажных работ анкерные стержни привариваются к прогону через профилированный настил, что обеспечивает раскрепление его верхнего сжатого пояса в горизонтальной плоскости и предотвращает потерю устойчивости плоской формы изгиба прогона.

Расчетное значение несущей способности на изгиб для поперечного сечения класса 1 определяем из выражения

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 194,3 / 106 \times 275 \times 103 = 53,4 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где частный коэффициент безопасности $\gamma_{MO} = 1,0$.

Расчетное значение несущей способности сечения на сдвиг в пластической стадии

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{MO} = 11,2 / 10^4 \times 275 \times 10^3 \times 0,58 = 178,6 \text{ кН},$$

где

$$A_v = h t_w = 20 \times 0,56 = 11,2 \text{ см}^2$$

Для обеспечения несущей способности прогона расчетные значения изгибающего момента M_{Ed} и поперечной силы V_{Ed} должны удовлетворять условиям

$$M_{Ed} / M_{c,Rd} < 1$$

$$57,9/53,4 = 0,91 > 1,08$$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1$$

$$33,1/178,6 = 0,18 < 1$$

Несущая способность прогона в стадии возведения из условия изгиба не обеспечена

Определяем вертикальный прогиб прогона от воздействия характеристической нагрузки $q_k = 6,41 \text{ кН/м}$.

Предельное состояние прогона по эксплуатационной пригодности должно удовлетворять условию

$$w < L/250,$$

где $L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ см}$ - предельное значение вертикального прогиба прогона.

$$w = 5 q_k L^4 / (384 E_a J_a) = 5 \times 6,41 \times 7^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 1943 \times 10^{-8}) = 0,049 \text{ м} = 4,9 \text{ см}$$

$$w = 4,9 \text{ см} > L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ см}$$

Прогон не удовлетворяет условиям первого и второго предельных состояний. В связи с этим можно принять двутавр с большей высотой сечения либо на период возведения перекрытия подпереть прогон в середине пролета монтажной опорой. При этом изгибающий момент уменьшится в четыре раза. Принимаем второй вариант, имея в виду, что монтажная опора будет нагружать нижерасположенную конструкцию, на которую она опирается.

Расчет прогона в стадии эксплуатации

Определение величины воздействий

В стадии эксплуатации прогон работает на нагрузку от собственного веса, массы профилированного настила, массы бетонной плиты и полезную нагрузку. Определение воздействий в этой стадии приведено в Таблице 9.8.2.

Таблица 9.8.2 - Воздействия на прогон в стадии взведения

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от массы бетонной плиты $(0,05+0,0496)24 \times 2,0$	4,78	1,1	5,26
Нагрузка от собственной массы настила $0,103 \times 2,0$	0,21	1,1	0,23
Нагрузка от собственной массы прогона	0,224	1,1	0,25
Полезная нагрузка в виде переменного воздействия $4 \times 2,0$	8,0	1,5	12,00
Сочетание воздействий	13,20		17,74

Изгибающий момент от характеристических воздействий

$$M_k = 0,125 q_k L^2 = 0,125 \times 13,20 \times 7,0^2 = 80,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Изгибающий момент от расчетных воздействий

$$M_{Ed} = 0,125 q_d L^2 = 0,125 \times 17,74 \times 7,0^2 = 108,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

Поперечная сила от расчетных воздействий

$$V_{Ed} = 0,5 q_d L = 0,5 \times 17,74 \times 7,0 = 62,1 \text{ кН}$$

Проверка несущей способности при изгибе

Определяем эффективную ширину бетонной плиты в соответствии п.5.4.1.2 настоящего пособия

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

где $b_0 = 0$ (при одностороннем расположении анкерных стержней вдоль оси прогона),

$$b_{e1} = L / 8 = 7,0 / 8 = 0,875 \text{ м}$$

$$b_{e2} = B / 2 = 2,0 / 2 = 1,0 \text{ м}$$

При этом должно быть выполнено условие

$$b_{e1} = 0,875 \text{ м} < b_{e2} = 1,0 \text{ м}$$

$$b_{eff} = 0,875 + 1,0 = 1,875 \text{ м}$$

Определяем положение нейтральной оси сталебетонного сечения, учитывая только бетонную часть плиты над профилированным настилом толщиной $h_c = 5,0$ см. Нейтральная ось будет находиться в бетонной плите при выполнении следующего условия (Рисунок 9.8.2)

$$A f_{yd} < 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c$$

$$28,5/104 \times 275 \times 103 = 783,8 \text{ кН} < 0,85 \times 13,3 \times 10^3 \times 1,875 \times 0,05 = 1058,8 \text{ кН}$$

Высота сжатой зоны бетонной полки

$$x_{pl} = A f_y / (0,85 f_{cd} b_{eff}) = 28,5 \times 275 / (0,85 \times 13,3 \times 187,5) = 3,7 \text{ см}$$

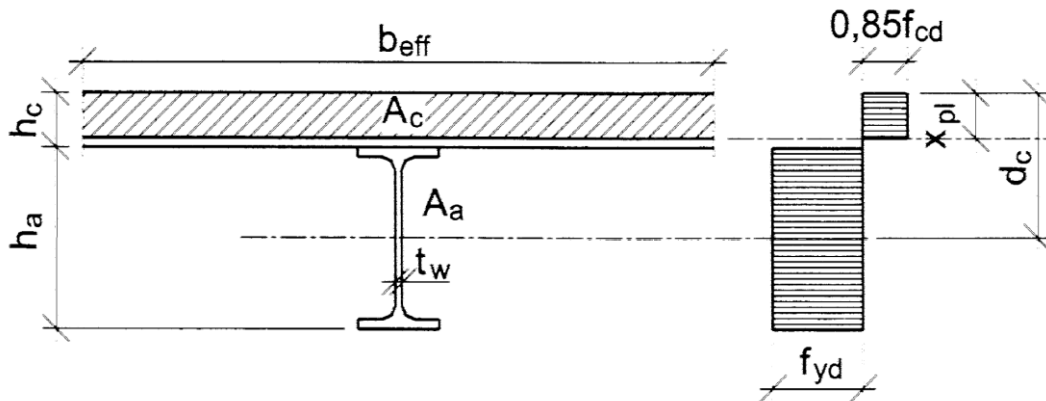


Рисунок 9.8.2- Эпюра напряжений в сталежелезобетонном сечении при расположении нейтральной оси в бетонной плите пластической стадии работы

Расчетное значение несущей способности прогона

$$M_{pl,Rd} = A f_{yd}(d_c - 0,5 x_{pl}) = 275 \times 10^3 \times 28,5 / 10^4 \times (0,229 - 0,5 \times 0,037) = 165,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где

$$d_c = 0,5 h + h_{pb} = 0,5 \times 200 + 129 = 229 \text{ мм}$$

$h_{pb} = 79 + 50 = 129 \text{ мм}$ – суммарная толщина профилированного настила и бетонной плиты.

Проверяем влияние сдвигающего усилия на несущую способность прогона при изгибе следующего условия

$$V_{Ed} = 62,1 \text{ кН} < 0,5 V_{pl,Rd} = 0,5 \times 178,64 = 89,3 \text{ кН},$$

При отсутствии влияния сдвигающего усилия условие несущей способности прогона при изгибе

$$M_{pl,Rd} = 165,0 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 108,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

условие прочности соблюдается.

Расчет анкерных стержней

Определяем расчетное сдвигающее усилие

$$V_{l,Ed} = A f_{yd} = 28,5 \times 10^{-4} \times 275 \times 103 = 783,8 \text{ кН}$$

Принимаем общую номинальную высоту болтов $h_{sc} = 120 \text{ мм}$ с высаженной головкой диаметром $> 1,5d = 30 \text{ мм}$. Исходя из конструктивных требований

$$h_{sc} > 3d = 3 \times 22 = 66 \text{ мм}$$

Определяем расчетную несущую способность болтов на сдвиг, принимая меньшее из двух значений:

$$P_{Rd} = 0,8 f_u \pi d^2 / 4 \cdot \gamma_v = 0,8 \times 430 \times 10^3 \times 3,14 \times 0,022^2 / 4 \times 1,25 = 104,6 \text{ кН},$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} f_{cm})^{0,5} / \gamma_v = 0,29 \times 1,0 \times 0,022^2 \times (20 \times 30 \times 109)^{0,5} / 1,25 = 86,9 \text{ кН},$$

где

$$\alpha = 1,0 \text{ при } h_{sc} / d = 120 / 22 = 5,45 > 4$$

$\gamma_v = 1,25$ – частный коэффициент безопасности

Окончательно принимаем $P_{Rd} = 86,9 \text{ кН}$.

Определяем величину понижающего коэффициента k_t , учитывающего влияние профилированного настила с гофрами расположенными поперек прогонов.

$$k_t = 0,7 b_o (h_{sc} / h_p - 1) / (h_p \sqrt{n_r}) = 0,7 \times 105,8 (120 / 79 - 1) / 79 = 0,487,$$

где $n_r = 1$ – количество анкерных стержней в одном гофре профилированного настила на пересечении с прогоном.

$$b_o = b_n + b_w = 0,5 (93 + 118,6) = 105,8 \text{ мм}$$

Требуемое количество анкерных стержней

$$n_f = V_{l,Ed} / (P_{Rd} k_t) = 783,8 / (86,9 \times 0,487) = 18,5 \approx 19$$

Размещая анкерные стержни в каждом гофре настила, то есть с шагом $s = 168,6 \text{ мм}$, определяем их

НТП РК 04-01-1.1-2011

количество на половине длины прогона

$$n = 0,5 L / s = 0,5 \times 7000 / 168,6 = 21$$

При этом должны быть соблюдены следующие конструктивные требования к размещению анкерных стержней (в соответствии с п. 6.6.5.5 норм СН РК EN 1994-1-1:2004/2011):

$$s < 6 h_c$$

$$s = 168,6 \text{ мм} < 6 h_c = 6 \times 50 = 300 \text{ мм}$$

$$s < 15 t_f \cdot \sqrt{235 / f_y}$$

$$s = 168,6 \text{ мм} > 15 t_f \cdot \sqrt{235 / f_y} = 15 \times 8,5 \times \sqrt{235 / 275} = 118 \text{ мм}$$

Поскольку последнее требование не выполняется, то принимаем шаг объединительных анкерных стержней $s = 12 \text{ см}$.

Проверка несущей способности при сдвиге

Прочность бетонной плиты на продольный сдвиг определяем в соответствии с п. 6.2.4 норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Плита условно рассматривается как система сжатых раскосов, соединенных тяжами в виде растянутой арматуры. Продольное сдвигающее усилие, действующее по длине равной шагу анкерных стержней, определяется из выражения

$$V_{Ed} = P_{Rd} k_t / s = 86,9 \times 0,487 / 0,12 = 353 \text{ кН}$$

Армирование бетонной плиты в поперечном направлении относительно оси прогона принято в виде стержней диаметром 12 мм, расположенных с шагом 15 см по ширине $b = 100 \text{ см}$ ($A_t = 7,53 \text{ см}^2 / \text{м}$).

Требуемое минимальное поперечное армирование

$$A_{s, \min} = 0,002 h_c b = 0,002 \times 5 \times 100 = 1,0 \text{ см}^2 / \text{м} < A_t = 7,53 \text{ см}^2$$

Величина угла сдвигающего усилия принята равной $\theta = 400$

$$(\sin \theta = 0,643 \quad \cos \theta = 0,766 \quad \operatorname{ctg} \theta = 1,19)$$

Несущая способность полки на сдвиг принимается меньшей из вычисленных по следующим формулам:

$$V_{Rd} = A_f f_{sy} \operatorname{ctg} \theta = 7,53 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 \times 1,19 = 247 \text{ кН/м}$$

$$V_{Rd} = v A_{cv} f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,55 \times 500 \cdot 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 \times 0,643 \times 0,766 = 180 \text{ кН/м},$$

где:

расчетная площадь среза бетонной плиты

$$A_{cv} = 100 h_c = 100 \times 5 = 500 \text{ см}^2 / \text{м}$$

понижающий коэффициент

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 20 / 250) = 0,55$$

Проверяем условие обеспечения несущей способности сдвигу плиты:

$$V_{Rd} > 0,5 V_{Ed}$$

$$180 \text{ кН/м} > 0,5 \times 353 = 176 \text{ кН/м}$$

Несущая способность на сдвиг бетонной плиты обеспечена.

Проверка несущей способности сталежелезобетонного сечения в упругой стадии от действия характеристической нагрузки

Определяем эффективный модуль упругости бетона

$$E_{c, \text{eff}} = 0,5 E_{cm} = 0,5 \times 30000 = 15000 \text{ МПа}$$

Соотношение модулей упругости стали и бетона

$$n = E_a / E_{c, \text{eff}} = 2100000 / 15000 = 14$$

Приведенная ширина бетонной плиты

$$b = b_{\text{eff}} / n = 1,875 / 14 = 0,134$$

Положение нейтральной оси сталежелезобетонного сечения определяем из неравенства

$$A_a (d_c - h_c) = 28,5 \times (22,9 - 5) = 510,2 \text{ см}^3 > 0,5 b h^2 = 0,5 \times 13,4 \times 5^2 = 167,5 \text{ см}^3$$

Нейтральная ось располагается за пределами железобетонной плиты, то есть в двутавре, а ее

местоположение определяем из следующего выражения

$$x = (A_a d_c + 0,5 b h^2) / (b h_c + A_a) = (28,5 \times 22,9 + 0,5 \times 13,4 \times 5^2) / (13,4 \times 5 + 28,5) = 8,59 \text{ см}$$

Определяем момент инерции приведенного сечения

$$J_1 = b h^3 / 12 + b h_c (x - 0,5 h_c)^2 + J_a + A_a (d_c - x)^2 = 13,4 \times 5^3 / 12 + 13,4 \times 5 \times (8,59 - 0,5 \times 5)^2 + 1943 + 28,5 \times (22,9 - 8,59)^2 = 10414 \text{ см}^4$$

Напряжения в стальном прогоне

$$\sigma_a = M_k (h_a + h - x) / J_1 = 80,9 (0,2 + 0,129 - 8,59) \times 10^{-3} / 10414 \times 10^{-8} = 188,9 \text{ МПа} < f_{yk} = 275 \text{ МПа}$$

Напряжения в железобетонной плите

$$\sigma_c = M_k x / n J_1 = 80,9 \times 0,0859 \times 10^{-3} / (14 \times 10414 \times 10^{-8}) = 4,8 \text{ МПа} < f_{ck} = 20 \text{ МПа}$$

Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности

$$w < L/250,$$

где $L/250$ предельная величина прогиба.

Вертикальный прогиб прогона от действия характеристической нагрузки

$$w = 5 q_k L^4 / (384 E_a J_1) = 5 \times 13,2 \times 7^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 10414 \times 10^{-8}) = 0,0189 \text{ м} = 1,89 \text{ см}$$

$$1,89 \text{ см} < L/250 = 700/250 = 2,8 \text{ см}$$

Прогон удовлетворяет предельному состоянию по эксплуатационной пригодности.

Пример 2

Исходные данные

Запроектировать многопролетную неразрезную балку длиной пролетов $L = 7,2 \text{ м}$. Балки перекрытия расположены с шагом $B = 2,2 \text{ м}$ и объединены с монолитной железобетонной плитой, внешнее армирование которой выполнено из стального профилированного листа марки Н80А-674-1,0 (высота сечения 79 мм, масса 10,3 кг/м²).

Толщина бетонной полки плиты над профилированным настилом равна 50 мм.

Совместная работа плиты с балками обеспечивается вертикальными анкерными стержнями диаметром $d = 22 \text{ мм}$ (сталь марки S 275), расположенными в один ряд вдоль оси балок. Плита выполнена из бетона класса C20/25 (в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 $f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $f_{cd} = 13,3 \text{ МПа}$, $E_{cm} = 30000 \text{ МПа}$). Технологическая равномерно распределенная нагрузка на перекрытие составляет 4,0 кН/м².

Расчет балки в стадии возведения

Предварительно принимаем балку из горячекатанного двутавра 20Б1 по ГОСТ 26020-83. Марка стали балок S 275 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2 $f_y = 235 \text{ МПа}$, $f_u = 360 \text{ МПа}$, $E = 210000 \text{ МПа}$). Геометрические характеристики двутавра в соответствии с обозначениями на Рисунке 9.8.3:

$$h = 200 \text{ мм}, b = 100 \text{ см}, t_w = 5,6 \text{ мм}, t_f = 8,5 \text{ мм}, r_1 = 12 \text{ мм}, I_y = 1943 \text{ см}^4, W_y = 194,3 \text{ см}^3, A = 28,5 \text{ см}^2.$$

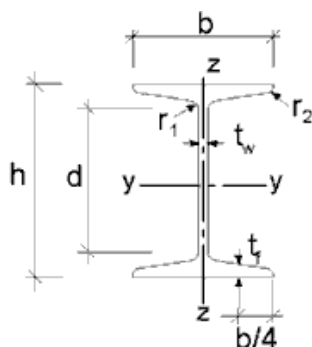


Рисунок 9.8.3 – Геометрические параметры сечения балки

Определение величины воздействий

В стадии возведения балка работает на нагрузку от собственного веса, массы профилированного настила, массы свежесутоложенного бетона (25 кН/м^3) и на монтажную нагрузку ($0,5 \text{ кН/м}^2$) от массы оборудования и людей в процессе возведения перекрытия. Приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения профилированного настила равна

$$0,5 h_p(b_n + b_w)/s = 0,5 \times 79 \times (93 + 118,6)/168,6 = 49,6 \text{ мм},$$

где $s = 168,6 \text{ мм}$ – расстояние между гофрами настила, $h_p = 79 \text{ мм}$ – высота сечения настила, $b_n = 93 \text{ мм}$ – ширина нижней полки, $b_w = 118,6 \text{ мм}$ – ширина участка между верхними полками, $b_s = 168,6 \text{ мм}$ – расстояние между гофрами профилированного настила.

Результаты вычисления воздействий приведены в Таблице 9.8.3, где значения частных коэффициентов безопасности приняты по Таблице А.1.2(А) СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011

– для постоянных нагрузок $\gamma = 1,1$,

– для временных нагрузок $\gamma = 1,5$.

Определяем расчетные значения внутренних усилий в балке.

Максимальный изгибающий момент на опоре

$$M_{\text{Ed,оп}} = 0,105 q_d L^2 = 0,105 \times 10,37 \times 7,2^2 = 56,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальный изгибающий момента в пролете

$$M_{\text{Ed,пр}} = 0,0781 q_d L^2 = 0,0781 \times 10,37 \times 7,2^2 = 41,99 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Максимальная поперечная сила

$$V_{\text{Ed}} = 0,606 q_d L = 0,606 \times 10,37 \times 7,2 = 45,25 \text{ кН}$$

Таблица 9.8.3 - Воздействия на прогон в стадии взведения

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от собственной массы настила $0,103 \times 2,2$	0,23	1,1	0,25
Нагрузка от собственной массы балки	0,224	1,1	0,25
Нагрузка от массы свежесутоложенной бетонной смеси ($0,05+0,0496$) $25 \times 2,2$	5,48	1,5	8,22
Монтажная нагрузка при подаче бетонной смеси бетононасосами $0,5 \times 2,2$	1,1	1,5	1,65
Сочетание воздействий	7,03		10,37

Определение несущей способности сечения

Несущую способность сечения при изгибе определяем в соответствии с указаниями норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Определяем класс поперечного сечения двутавра.

Условие гибкости стенки при сжатии (для $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y} = \sqrt{235 / 235} = 1$)

$$h/t_w = 200/5,6 = 35,7 < 72\varepsilon = 72 \times 1,0 = 72$$

Условие гибкости полки при сжатии

$$(0,5 b - 0,5 t_w - r_1) / t_f = (0,5 \times 100 - 0,5 \times 5,6 - 12) / 8,5 = 4,1 < 9\varepsilon = 9 \times 1,0 = 9$$

Поперечное сечение относится к 1 классу, то есть в нем может образоваться пластический шарнир с вращательной способностью, требуемой для пластического расчета при изгибе.

Во время монтажных работ анкерные стержни привариваются к балке через профилированный настил, что обеспечивает раскрепление ее верхнего сжатого пояса в горизонтальной плоскости и предотвращает потерю устойчивости плоской формы изгиба балки в пролетах.

Расчетное значение несущей способности на изгиб для поперечного сечения класса 1 определяем из выражения

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = W_{pl} f_y / \gamma_{MO} = 194,3 \times 10^{-6} \times 235 \times 103 = 45,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

где в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (6.1) частный коэффициент безопасности $\gamma_{MO} = 1,0$.

Расчетное значение несущей способности сечения на сдвиг

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_{MO} = 11,2 / 104 \times 235 \times 103 \times 0,58 = 152,7 \text{ кН},$$

где

$$A_v = h t_w = 20 \times 0,56 = 11,2 \text{ см}^2$$

В зоне действия опорных моментов сжатый нижний пояс балки может быть не раскреплен в горизонтальном направлении, что предопределяет возможность потери его устойчивости. Учет этого обстоятельства осуществляем путем редукции величины изгибающего момента $M_{c,Rd}$ с помощью понижающего коэффициента χ , который определяется в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (6.3). Для определения величины χ вычисляем следующие характеристики.

Радиус инерции нижнего пояса

$$i_{zp} = b / \sqrt{12} = 10 / \sqrt{12} = 2,89 \text{ см}$$

Гибкость нижнего пояса как консоли, которая испытывает действие осевого сжимающего усилия распределенного по длине по параболическому закону

$$\lambda = 0,785 l_o / i_{zp} = 0,785 \times 1,8 / 2,89 = 48,9,$$

где ориентировочная длина зоны действия опорного изгибающего момента

$$l_o = 0,25 L = 0,25 \times 7,2 = 1,8 \text{ м}$$

Условная гибкость

$$\lambda^* = \lambda / \lambda_1 = 48,9 / 93,9 = 0,52,$$

где

$$\lambda_1 = 93,9 \varepsilon = 93,9 \times 1,0 = 93,9$$

Величину понижающего коэффициента χ определяем по кривой «с» СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (Рисунок 6.4) ($\chi = 0,85$).

Расчетное значение изгибающего момента M_{Ed} должно удовлетворять условию

$$M_{Ed,оп} / (\chi \cdot M_{c,Rd}) < 1$$

$$56,45 / (0,85 \times 45,7) = 1,45 > 1$$

Расчетное значение поперечной силы V_{Ed} должно удовлетворять условию

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} < 1$$

$$45,25 / 152,7 = 0,3 < 1$$

Несущая способность балки при изгибе в стадии возведения не обеспечена.

В связи с этим можно применить двутавр с более высоким сечением либо на период возведения

НТП РК 04-01-1.1-2011

перекрытия подпереть балку в середине пролетов монтажными опорами. В последнем случае длина пролета балки уменьшится вдвое, а опорный изгибающий момент

$M_{Ed} = 0,105 q_d L^2 = 0,105 \times 10,37 \times 3,6^2 = 14,11 \text{ кН} \cdot \text{м}$ в четыре раза. При этом несущая способность балки в стадии возведения перекрытия будет обеспечена.

Расчет балки в стадии эксплуатации

Определение внутренних усилий

В стадии эксплуатации балка работает на нагрузку от собственного веса, массы профилированного настила, массы бетонной плиты и полезную нагрузку. Определение воздействий в этой стадии приведено в Таблице 9.8.4.

Таблица 9.8.4 - Воздействия на прогон в стадии взведения

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от массы бетонной плиты $(0,05+0,0496)24 \times 2,2$	5,26	1,1	5,78
Нагрузка от собственной массы настила $0,103 \times 2,2$	0,23	1,1	0,25
Нагрузка от собственной массы балки	0,224	1,1	0,25
Технологическая нагрузка $4 \times 2,2$	8,8	1,5	13,2
Сочетание воздействий	14,51		19,48

Внутренние усилия в балке от расчетных воздействий определяем при следующих условиях:

- технологическая нагрузка по всей длине балки распределена равномерно,
- изгибная жесткость балки объединенной с настилом является постоянной по всей длине, что соответствует случаю отсутствия трещин в бетонной плите.

Расчетное значение максимального изгибающего момента на опоре

$$M_{Ed,оп} = 0,105 q_d L^2 = 0,105 \times 19,48 \times 7,2^2 = 106,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение максимального изгибающего момента в пролете

$$M_{Ed,пр} = 0,0781 q_d L^2 = 0,0781 \times 19,48 \times 7,2^2 = 78,87 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Расчетное значение максимальной поперечной силы

$$V_{Ed} = 0,606 q_d L = 0,606 \times 19,48 \times 7,2 = 85 \text{ кН}$$

Определение растягивающих напряжений в бетоне опорного сечения

Определяем эффективную ширину бетонной плиты в опорных зонах балки в соответствии с п.5.4.1.2 настоящего пособия.

$$b_{eff,2} = b_o + b_{e1} + b_{e2}$$

Здесь $b_o = d = 2,2 \text{ м}$ (при однорядном расположении анкерных стержней вдоль оси балки)

$$b_{e1} = b_{e2} = L_e / 8 = 3,6 / 8 = 0,45 \text{ м} < 0,5 a = 0,5 \times 2,2 = 1,1 \text{ м},$$

где

$$L_e = 0,25 (L + L) = 0,25 (7,2 + 7,2) = 3,6 \text{ м}$$

$$b_{\text{eff},2} = 0,02 + 0,45 + 0,45 = 0,92 \text{ м}$$

Определяем эффективный модуль упругости бетона

$$E_{\text{c,eff}} = 0,5 E_{\text{cm}} = 0,5 \times 30000 = 15000 \text{ МПа}$$

Соотношение модулей упругости стали и бетона

$$n = E_a / E_{\text{c,eff}} = 210000 / 15000 = 14$$

Приведенная ширина бетонной плиты

$$b = b_{\text{eff},2} / n = 0,92 / 14 = 0,066 \text{ м}$$

Армирование бетонной плиты над опорами балки осуществляем 6 стержнями диаметром 10 мм, установленными с шагом 15 см на участке шириной $b_{\text{eff},2} = 0,92 \text{ м}$ ($A_s = 4,71 \text{ см}^2$, $f_{\text{sd}} = 275 \text{ МПа}$). Оси стержней расположены на расстоянии $a_1 = 2 \text{ см}$ от верхней грани плиты.

Определяем положение нейтральной оси сталежелезобетонного сечения (Рисунок 9.8.4).

$$x_0 = [A_a h_a / 2 + b h_c (h_a + h - h_c / 2) + A_s (h_a + h - a_1)] / (A_a + h_c b + A_s) =$$

$$= [28,5 \cdot 20/2 + 6,6 \times 5 \times (20 + 12,9 - 5/2) + 4,71 \times (20 + 12,9 - 2)] / (28,5 + 5 \times 6,6 + 4,71) = 21,64 \text{ см.}$$

Определяем момент инерции сталежелезобетонного сечения без трещин в бетоне.

$$J_1 = J_x + A_a (x_0 - h_a / 2)^2 + b h_c^3 / 12 + b h_c (h_a + h - h_c / 2 - x_0)^2 + A_s (h_a + h - a_1 - x_0)^2 =$$

$$= 1943 + 28,5 \cdot (21,64 - 20/2)^2 + 6,6 \times 5^3 / 12 + 6,6 \times 5 \times (20 + 12,9 - 5/2 - 21,64)^2 + 4,71 \times (20 + 12,9 - 2 - 21,64)^2 =$$

$$= 8405 \text{ см}^4$$

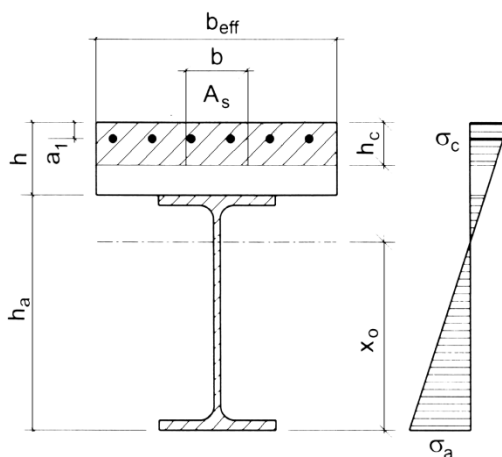


Рисунок 9.8.4 - К определению положения нейтральной оси и напряжений в опорном сечении сталежелезобетонной балки

Растягивающие напряжения в бетонной плите

$$\sigma_c = M_{\text{Ed,оп}} (h_a + h - a_1 - X_0) / n \cdot J_1 = [106,03 \times 10^3 \times (20 + 12,9 - 2 - 21,64) \times 10^{-2}] / (14 \cdot 8405 \cdot 10^{-8}) =$$

$$= 8,3 \text{ МПа}$$

$$\sigma_c = 8,3 \text{ МПа} > 2 f_{\text{ctm}} = 2 \times 2,2 = 4,4 \text{ МПа}$$

Поскольку напряжения в бетоне превышают его сопротивление растяжению, дальнейший расчет балки осуществляем с учетом образования трещин в опорных сечениях.

Определение изгибающих моментов в балке с учетом их перераспределения

Образование трещин в бетонной плите приводит к снижению изгибной жесткости сталежелезобетонного сечения в опорных зонах балки.

Определяем положение нейтральной оси и момент инерции сталежелезобетонного сечения с трещинами в бетонной плите в опорной зоне - без учета бетона в растянутой зоне (Рисунок 9.8.5).

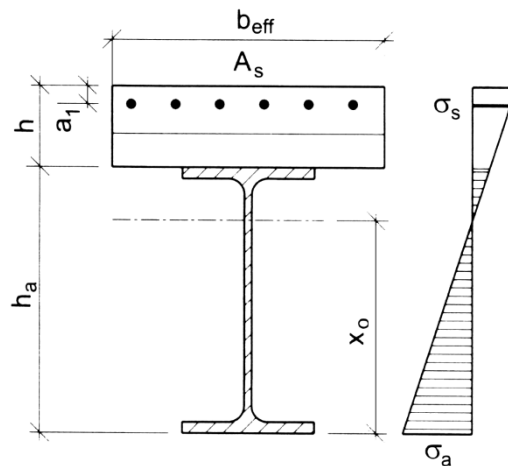


Рисунок 9.8.5 - К определению положения нейтральной оси опорного сечения с трещинами в бетонной плите

$$x_o = [A_a h_a / 2 + A_s (h_a + h - a_1)] / (A_a + A_s) = [28,5 \cdot 20/2 + 4,71 \cdot (20 + 12,9 - 2)] / (28,5 + 4,71) = 12,97 \text{ см.}$$

$$J_2 = J_x + A_a (x_o - h_a / 2)^2 + A_s (h_a + h - a_1 - x_o)^2 =$$

$$= 1943 + 28,5 \times (12,97 - 20/2)^2 + 4,71 \times (20 + 12,9 - 2 - 12,97)^2 = 3708 \text{ см}^4$$

Определяем положение нейтральной оси и момент инерции сталебетонного сечения без трещин в пролетных участках балки, в которых продольное армирование бетонной плиты отсутствует (Рисунок 9.8.6).

Эффективная ширина сечения бетонной плиты

$$b_{\text{eff}} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,02 + 0,72 + 0,72 = 1,46 \text{ м,}$$

где

$$L_e = 0,8 L = 0,8 \times 7,2 = 5,76 \text{ м}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = L_e / 8 = 5,76 / 8 = 0,72 \text{ м} < 0,5 a = 0,5 \times 2,2 = 1,1 \text{ м}$$

Приведенная ширина бетонной плиты

$$b = b_{\text{eff}} / n = 1,46 / 14 = 0,104 \text{ м}$$

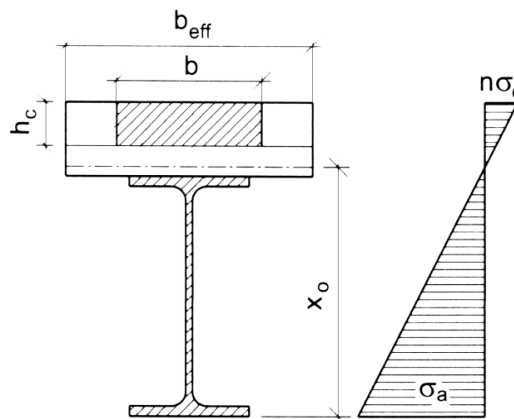


Рисунок 9.8.6 - К определению положения нейтральной оси пролетного сечения без трещин в бетонной плите

Положение нейтральной оси сталебетонного сечения в пролетах балки:

$$x_o = [A_a h_a / 2 + b h_c (h_a + h - h_c / 2)] / (A_a + h_c b) =$$

$$= [28,5 \cdot 20/2 + 10,4 \times 5 \times (20 + 12,9 - 5/2)] / (28,5 + 5 \times 10,4) = 23,2 \text{ см.}$$

Момент инерции сталебетонного сечения в пролетах балки

$$J_1 = J_x + A_a (x_o - h_a / 2)^2 + b h_c^3 / 12 + b h_c (h_a + h - h_c / 2 - x_o)^2 =$$

$$= 1943 + 28,5 \times (23,2 - 20/2)^2 + 10,4 \times 53 / 12 + 10,4 \times 5 \times (20 + 12,9 - 5/2 - 23,2)^2 = 9713 \text{ см}^4$$

В связи с различием изгибных жесткостей в пролетных и опорных сечениях в неразрезной балке, как статически неопределимой системе, произойдет перераспределение внутренних усилий – уменьшение изгибающих моментов над опорами и их увеличение в пролетах. В этом случае величины внутренних усилий от равномерно распределенной нагрузки определяем по компьютерной программе как для неразрезной балки с переменной изгибной жесткостью по ее длине (Рисунок 9.8.7). При этом в расчетах принимаем следующие значения моментов инерции сечений:

– $J_2 = 3708 \text{ см}^4$ для опорных участков длиной $0,3 L = 0,3 \times 7,7 = 2,16 \text{ м}$;

– $J_1 = 9713 \text{ см}^4$ - для пролетных участков балки.

В результате компьютерного расчета получены следующие значения расчетных усилий:

$M_{\text{Ed,оп}} = 77 \text{ кН} \cdot \text{м}$ $V_{\text{Ed}} = 80 \text{ кН}$

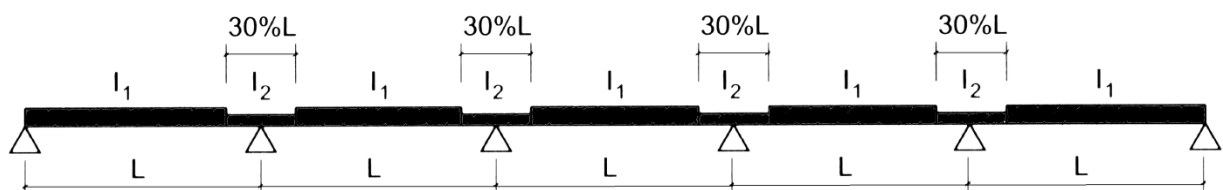


Рисунок 9.8.7 - Расчетная модель балки с трещинами в железобетонной плите над опорами

Проверка несущей способности балки в сечении над опорой

Полагая, что нейтральная ось сечения в его пластической стадии работы находится в стенке двутавра, ее положение относительно центра тяжести двутавра определяем из равенства:

$$2e f_{yd} t_w = f_{sd} A_s,$$

откуда

$$e = f_{sd} A_s / (2 f_{yd} t_w) = 275 \times 4,71 / (2 \times 235 \times 0,56) = 4,92 \text{ см}$$

Плечо растягивающего усилия в арматуре относительно нейтральной оси

$$s = d_c - 0,5e - a_1 = 22,9 - 0,5 \times 4,92 - 2 = 18,44 \text{ см},$$

где

$$d_c = 0,5 h + h_{pb} = 0,5 \times 200 + 129 = 229 \text{ мм}$$

$h_{pb} = 79 + 50 = 129 \text{ мм}$ – суммарная толщина профилированного настила и бетонной плиты.

Несущая способность сечения при изгибе в пластической стадии

$$M_{\text{pl,Rd}} = f_{yd} W_y + f_{sd} A_s s = 235 \times 10^3 \times 194,3 \times 10^{-6} + 275 \times 10^3 \times 4,71 \times 10^{-4} \times 0,1844 = 69,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Несущая способность сечения при сдвиге

$$V_{\text{pl,Rd}} = f_{yd} A_v / \sqrt{3} = 235 \times 10^3 \times 11,2 \times 10^{-4} / \sqrt{3} = 183 \text{ кН}$$

где

$$A_v = h_a t_w = 20 \times 0,56 = 11,2 \text{ см}^2$$

Условие обеспечения несущей способности сечения при сдвиге

$$V_{\text{Ed}} / V_{\text{pl,Rd}} < 1$$

$$80 / 183 = 0,437 < 1$$

Поскольку выполняется соотношение $V_{\text{Ed}} < 0,5 V_{\text{pl,Rd}}$, то обеспечение несущей способности балки над опорой при изгибе проверяется из условия

$$M_{\text{Ed,оп}} / M_{\text{pl,Rd}} < 1$$

$$77 / 69,5 = 1,11 > 1$$

Поскольку величина опорного изгибающего момента превышает несущую способность сечения, то при его переходе в пластическую стадию работа произойдет перераспределение внутренних усилий в балке. При этом величина перераспределения

$$M_{\text{Ed,оп}} / M_{\text{pl,Rd}} - 1 = 1,11 - 1 = 0,11 = 11\%$$

не превышает допускаемой в СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 величины 25% для сечений 1 класса.

Проверка несущей способности балки в пролетном сечении

Проверяем положение нейтральной оси

$$0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 0,85 \times 13,3 \times 10^3 \times 1,46 \times 0,05 = 825 \text{ кН} > f_{yd} A_a = 670 \text{ кН}$$

Поскольку нейтральная ось располагается в пределах бетонной плиты, то высота сжатой зоны бетона определяется из выражения

$$x_{pl} = A_a f_{yd} / (0,85 f_{cd} b_{eff}) = 28,5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 / (0,85 \times 13,3 \times 10^3 \times 1,46) = 0,041 \text{ м} = 4,1 \text{ см}$$

Расчетное значение несущей способности сечения

$$M_{pl,Rd} = A_a f_{yd} (d_c - 0,5 x_{pl}) = 28,5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 \times (0,229 - 0,5 \times 0,041) = 139,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

В неразрезных многопролетных балках максимальный пролетный изгибающий момент находится в крайнем пролете на расстоянии βL от опоры (Рисунок 9.8.8).

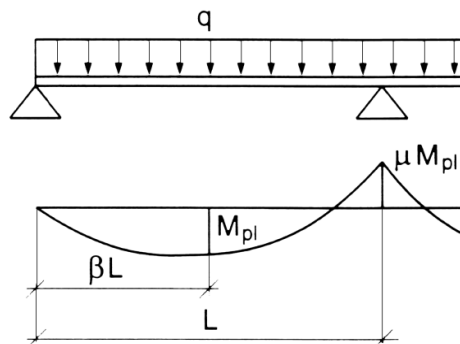


Рисунок 9.8.8 -К перераспределению изгибающих моментов в крайнем пролете

В результате перераспределения изгибающих моментов в пластической стадии работы балки величина изгибающего момента составит:

- в пролете

$$M_{pl} = 0,5 q_d \beta_2 L^2 = 0,5 \times 19,48 \times 0,442 \times 7,22 = 97,8 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd} = 139,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

-на соседней с к крайней опоре

$$M_{pl} \cdot \mu = 97,8 \times 0,65 = 63,6 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{pl,Rd} = 69,5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где, принимая $\mu = 0,65$

$$\beta = [(1 + \mu)0,5 - 1] / \mu = [(1 + 0,65)0,5 - 1] / 0,65 = 0,44$$

Проверка устойчивости плоской формы изгиба балки

Устойчивость балки в пролетах обеспечена из-за раскрепления ее сжатого верхнего пояса в горизонтальной плоскости бетонной плитой. Проверка потери устойчивости нижнего сжатого пояса над опорами не требуется, так как соблюдаются следующие условия:

– опорные узлы балки раскреплены от горизонтальных перемещений, а стенка двутавра усилена вертикальными ребрами жесткости,

– пролеты балки равны между собой и загружены равномерной нагрузкой,

– бетонная плита, объединенная с балками, образует с ними рамную конструкцию (Рисунок 9.13 настоящего пособия),

– высота сечения двутавра $h_a = 200 \text{ мм} < 600 \text{ мм}$.

–

Расчет анкерных стержней

Принимаем общую номинальную высоту стержней с высаженными головками $h_{sc} = 120 \text{ мм}$

Определяем расчетную несущую способность анкеров по наименьшему из двух значений:

$$P_{Rd} = 0,8 f_{up} d^2 / 4 \cdot \gamma_v = 0,8 \times 430 \times 10^3 \times 3,14 \times 0,022^2 / 4 \times 1,25 = 104,6 \text{ кН},$$

$$P_{Rd} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} f_{cm})^{0,5} / \gamma_v = 0,29 \times 1,0 \times 0,022^2 \times (20 \times 30 \times 10^9)^{0,5} / 1,25 = 86,9 \text{ кН},$$

где $\alpha = 1,0$ при $h_{sc} / d = 120 / 25 = 4,8 > 4$

$\gamma_v = 1,25$ – частный коэффициент безопасности.

Окончательно принимаем $P_{Rd} = 86,9$ кН.

Определяем величину понижающего коэффициента k_t , учитывающего влияние профилированного настила с гофрами, расположенными поперек балки.

$$k_t = 0,7 b_o (h_{sc}/h_p - 1)/(h_p \sqrt{n_t}) = 0,7 \times 105,8 \times (120/79 - 1) / 79 = 0,487,$$

где

$n_t = 1$ – количество анкерных стержней в одном гофре профилированного настила на пересечении с балкой,

$$b_o = b_n + b_w = 0,5 (93 + 118,6) = 105,8 \text{ мм},$$

$b_n = 93 \text{ мм}$ – ширина нижней полки профилированного настила,

$b_w = 118,6 \text{ мм}$ – расстояние между верхними полками профилированного настила.

Требуемое количество анкерных стержней на участке между крайней опорой и пролетным сечением с максимальным изгибающим моментом

$$n_f = V_{l,Ed} / (P_{Rd} k_t) = 670 / (86,9 \times 0,487) = 15,83,$$

где

$$V_{l,Ed} = A_a f_{yd} = 28,5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 = 670 \text{ кН}$$

Размещаем анкерные стержни в каждом гофре настила, то есть с шагом $s = 168,6 \text{ мм}$. При этом количество анкеров на участке длиной βL составит

$$\beta L / s = 0,44 \times 720 / 168,6 = 19 > 15,83$$

Требуемое количество анкерных стержней на участке между средними опорами и пролетным сечением с максимальным изгибающим моментом

$$n_f = V_{l,Ed} / (k_t P_{Rd}) = 800 / (86,9 \times 0,487) = 18,89,$$

где

$$V_{l,Ed} = N_{pl,a} + N_t = A_a f_{yd} + A_s f_{sd} = 28,5 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 4,71 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 800 \text{ кН}$$

Размещаем анкерные стержни в каждом гофре настила, то есть с шагом $s = 168,6 \text{ мм}$. При этом количество анкеров на участке длиной $(1 - \beta)L$ составит

$$n = L(1 - \beta) / s = 720(1 - 0,44) / 168,6 = 23,9 = 24 > 18,89$$

Проверяем выполнение конструктивного условия по размещению анкерных стержней в соответствии с требованиями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (6.6.5.5).

$$s = 168,6 \text{ мм} < 6 h_c = 6 \times 50 = 300 \text{ мм}$$

$$s < 15 t_f \sqrt{235 / f_y}$$

$$168,6 \text{ мм} > 15 \times 8,5 \times \sqrt{235 / 275} = 118 \text{ мм}$$

Поскольку последнее условие не выполняется, то принимаем шаг анкеров $s = 12 \text{ см}$.

Несущая способность бетонной плиты на сдвиг

Прочность бетонной полки на продольный сдвиг определяем в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (6.2.4).

Определяем продольное сдвигающее усилие между анкерными стержнями

$$V_{l,Ed} = P_{Rd} k_t / s = 86,9 \times 0,487 / 0,12 = 353 \text{ кН}$$

Поперечное армирование бетонной плиты принято в виде стержней диаметром 12 мм расположенных с шагом 15 см ($A_t = 7,53 \text{ см}^2 / \text{м}$).

Требуемое минимальное поперечное армирование на 1,0 м ширины сечения бетонной плиты

$$A_{s,min} = 0,002 h_c b = 0,002 \times 5 \times 100 = 1,0 \text{ см}^2 / \text{м} < A_t = 7,53 \text{ см}^2 / \text{м}$$

Величина угла сдвигающего усилия принята равной $\theta = 400$

$$(\sin \theta = 0,643 \quad \cos \theta = 0,766 \quad \operatorname{ctg} \theta = 1,19)$$

Несущая способность плиты на сдвиг принимается меньшей из вычисленных по следующим формулам:

$$V_{Rd} = A_f f_{sy} \operatorname{ctg} \theta = 7,53 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 \times 1,19 = 210,6 \text{ кН/м},$$

$$V_{Rd} = v A_{cv} f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,55 \times 500 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 \times 0,643 \times 0,766 = 180 \text{ кН/м},$$

где

расчетная площадь среза бетонной плиты

$$A_{cv} = 100 h_c = 100 \times 5 = 500 \text{ см}^2 / \text{м}$$

понижающий коэффициент

$$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 \times (1 - 20 / 250) = 0,55$$

Условие обеспечения несущей способности:

$$V_{Rd} = 180 \text{ кН/м} > 0,5 V_{1,Ed} = 0,5 \times 353 = 176 \text{ кН/м}$$

Несущая способность на сдвиг бетонной плиты обеспечена.

Проверка предельного состояния по эксплуатационной пригодности

Величину максимального вертикального прогиба балки, как неразрезной системы с переменной изгибной жесткостью по длине, определяем приближенно в соответствии с Рисунком 13.3 настоящего пособия.

Определяем характеристические значения изгибающих моментов в балке как для неразрезной системы с постоянной изгибной жесткостью по длине.

Значение изгибающего момента на опоре

$$M_{k,оп} = 0,105 q_k L^2 = 0,105 \times 14,51 \times 7,2^2 = 79 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Значение изгибающего момента в пролете

$$M_{k,пр} = 0,0781 q_k L^2 = 0,0781 \times 14,51 \times 7,2^2 = 58,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Определяем величину коэффициента, учитывающего влияние уменьшения изгибной жесткости балки на опоре на величину изгибающего момента в этой зоне.

$$f_1 = (I_1 / I_2)^{-0,35} = (8405 / 3708)^{-0,35} = 0,75$$

Скорректированная величина опорного изгибающего момента

$$M_{k,оп} = f_1 M_{k,оп} = 0,75 \times 79 = 59,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Величина опорной реакции

$$R_A = (0,5 q_k L_2 - M_{k,оп}) / L = (0,5 \times 14,51 \times 7,22 - 59,3) / 7,2 = 44 \text{ кН}$$

Положение сечения с максимальной величиной изгибающего момента в крайнем пролете находим из равенства

$$R_A - q_k x_m = 0$$

откуда

$$x_m = R_A / q_k = 44 / 14,51 = 3,03 \text{ м}$$

Величина максимального изгибающего момента в пролете

$$M_{k,пр} = R_A x_m - q_k (x_m)^2 / 2 = 44 \times 3,03 - 14,51 \times 3,03^2 / 2 = 66,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Величина вертикального прогиба балки от действия характеристической нагрузки

$$w = 5 q_k L^4 / (384 E_a J_1) = 5 \times 14,51 \times 7,2^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 9713 \times 10^{-8}) = 0,025 \text{ м} = 2,5 \text{ см}$$

Предельное состояние балки по эксплуатационной пригодности должно удовлетворять условию

$$w < L / 250,$$

где $L / 250 = 720 / 250 = 2,88 \text{ см}$ - предельное значение вертикального прогиба

$$w = 2,5 \text{ см} < L / 250 = 700 / 250 = 2,8 \text{ см}$$

Условие предельного состояния по эксплуатационной пригодности выполнено.

Проверка напряжений в пролетном сечении от действия характеристической нагрузки:

– в бетоне

$$\sigma_c = M (h_a + h - X_o) / (n J_1) = 66,7 \times 10^{-3} \times (0,2 + 0,129 - 0,2164) / (14 \times 8405 \times 10^{-8}) = 6,4 \text{ МПа}$$

$$\sigma_c = 6,4 \text{ МПа} < f_{ck} = 20 \text{ МПа}$$

– в стальной балке

$$\sigma_a = M X_o / J_1 = 66,7 \times 10^{-3} \times 0,2164 / 8405 \times 10^{-8} = 172 \text{ МПа} < f_{yk} = 275 \text{ МПа}$$

Проверка напряжений в опорном сечении от действия характеристической нагрузки:

- в стальной балке

$$\sigma_a = M X_o / J_2 = 59,3 \times 10^{-3} \times 0,1297 / 3708 \times 10^{-8} = 207 \text{ МПа} < f_{yk} = 275 \text{ МПа}$$

- в продольной растянутой арматуре

$$\sigma_s = M (h_a + h - X_o - a_1) / J_2 = 59,3 \times 10^{-3} \times (0,2 + 0,129 - 0,1297 - 0,02) / 3708 \times 10^{-8} = 287 \text{ МПа}$$

$$\sigma_s = 287 \text{ МПа} > f_{sd} / \gamma_s = 275 / 1,15 = 239 \text{ МПа},$$

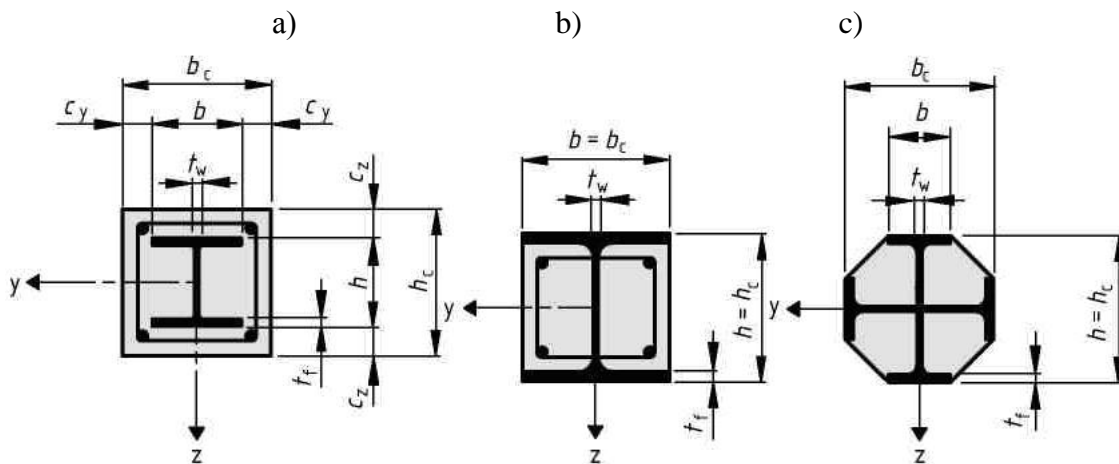
где $\gamma_s = 1,15$ – частный коэффициент безопасности материала арматуры.

Поскольку условие прочности для продольной арматуры не выполняется, то принимаем для нее сталь с более высоким значением характеристической прочности $f_{sk} = 375 \text{ МПа}$

6 НЕСУЩАЯ СПОСОБНОСТЬ СЖАТЫХ И СЖАТО-ИЗГИБАЕМЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

6.1 Общие положения

В настоящем разделе рассматриваются наиболее применяемые в практике сталежелезобетонные сжатые элементы в виде колонн, поперечные сечения которых приведены на Рисунке 10.1. При обетонировании стальных элементов из-за включения бетона на сжатие повышается их несущая способность на сжатие. Кроме того бетон выполняет защитные функции, повышая огнестойкость и долговечность стальных сечений. Все это приводит к снижению расхода стали и уменьшению стоимости строительства.



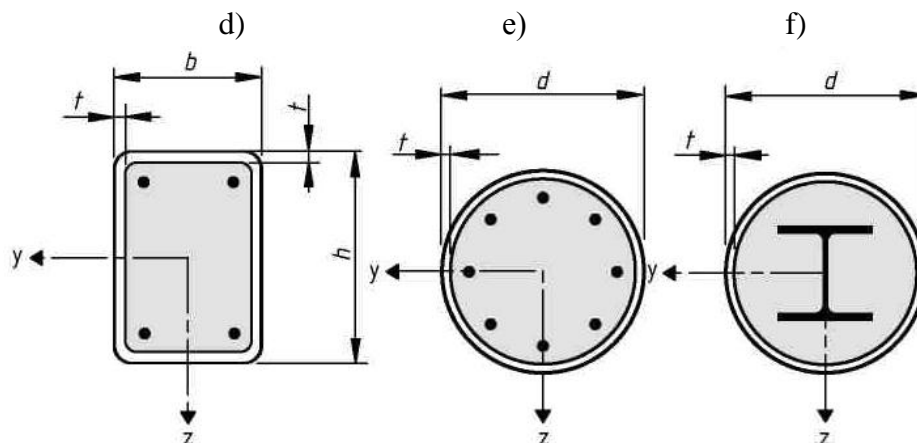


Рисунок 10.1 - Виды и геометрические параметры поперечные сечений сталежелезобетонных колонн

Обетонирование и заполнение бетоном колонн особенно эффективно в высоких зданиях с рамным каркасом. Колонны могут быть самостоятельными несущими конструкциями либо составными конструктивными элементами каркасов зданий. Их поперечные сечения должны иметь две оси симметрии и быть постоянными по длине. Обетонирование армируется продольными стержнями и поперечными хомутами. В частично обетонированных элементах бетон должен быть надежно объединен со стальным сечением. В элементах из прямоугольных и круглых труб вместо продольного армирования могут использоваться сердечники из стальных профилей. Сталежелезобетонные колонны трубчатого сечения, несмотря на более высокую стоимость труб по сравнению с остальными профилями, предпочтительны в строительстве из-за следующих преимуществ. Труба во время возведения здания одновременно является опалубкой, заполняемой бетоном, и внешним армированием сталежелезобетонного сечения. При этом перед заполнением бетоном труба может воспринимать нагрузку от вышерасположенных этажей. Кроме того изменение несущей способности сечения может достигаться без изменения его габаритов.

Основные положения настоящего раздела распространяются на колонны и сжатые элементы с применением сталей марок от S235 до S460 и обычного бетона классов прочности от C20/25 до C50/60. В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 расчет сталежелезобетонных колонн или сжатых элементов любого поперечного сечения должен включать следующие проверки:

- несущей способности элемента;
- местной устойчивости;
- несущей способности на сдвиг между стальными и бетонными элементами;
- прочности в местах передачи нагрузок.

Влияние местной устойчивости на несущую способность колонн не учитывается, если их сечения полностью обетонированы, а толщина защитного слоя бетона составляет не менее 40 мм или $1/6$ ширины полки стального сечения. Влияние местной устойчивости не учитывается также для сечений, в которых гибкость элементов сечения не превышает значений, указанных в Таблице 10.1.

В практике проектирования в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 могут применяться следующие методы расчета:

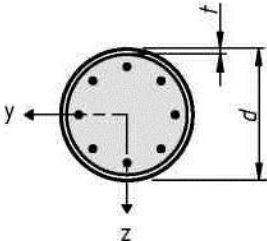
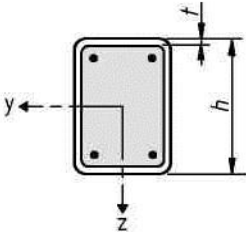
–общий метод для элементов с несимметричными или переменными по длине колонн поперечными сечениями;

–упрощенный метод для наиболее распространенных элементов с постоянными по длине поперечными сечениями и имеющими две оси симметрии.

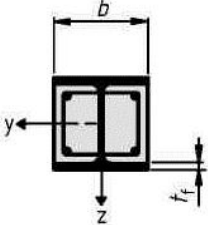
В общем методе расчета при определении несущей способности учитываются остаточные напряжения, геометрические несовершенства, потеря местной устойчивости, трещинообразование в бетоне, ползучесть и усадка бетона, а также пластические свойства конструкционной стали и арматуры. Расчеты основаны на гипотезе плоских сечений и совместности работы стальных и бетонных компонентов элемента вплоть до его разрушения. Прочность бетона при растяжении не учитывается, кроме его влияния между трещинами на увеличение изгибной жесткости сечения. Ползучесть и усадка бетона не учитывается, если увеличение изгибающих моментов, обусловленное деформациями ползучести и продольными силами от постоянных нагрузок, не превышает 10 %. Устойчивость элемента проверяется при наиболее неблагоприятном сочетании воздействий. Проверяются также предельные состояния по несущей способности отдельных поперечных сечений, подверженных изгибу, продольной силе и сдвигу. При этом внутренние усилия определяются на основании упруго-пластического расчета.

Общий метод расчета не имеет большого практического значения, в связи с чем далее не рассматривается.

Таблица 10.1 - Максимальные значения гибкостей (d/t), (h/t) и (b/t_f), при которых не требуется проверка местной устойчивости стальных элементов в сталежелезобетонных колоннах

Поперечное сечение	(d/t), (h/t) и (b/t_f)
Круглая труба 	$\max(d/t) = 90 \cdot \frac{235}{f_y}$ f_y в МПа
Прямоугольная труба 	$\max(h/t) = 52 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ f_y в МПа

Продолжение таблицы

<p>Двутавр с частичным обетонированием</p> 	$\max(h/t_f) = 44 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_y}}$ <p>f_y в МПа</p>
--	---

6.2 Упрощенный метод расчета

Упрощенный метод расчета применяется для наиболее применяемых в практике колонн, стальная часть которых выполняется из сплошных горячекатаных, холодногнутых или сварных профилей. Условиями применения упрощенного метода являются:

- величина условной гибкости элемента в плоскости изгиба должна быть $\bar{\lambda} \leq 2,0$;
- отношение высоты к ширине сталежелезобетонного сечения должно находиться в пределах от 0,2 до 5,0, а продольное армирование, которое может быть принято в расчете, не должно превышать 6 % площади сечения бетона;
- для стальных сечений с полным обетонированием (Рисунок 10.1а) граничные значения максимальной толщины защитного слоя бетона, которые могут быть приняты в расчете, должны составлять $\max c_z = 0,3h$ и $\max c_y = 0,4b$.

Несущая способность полностью или частично обетонированного стального сечения на сжатие в пластической стадии $N_{pl,Rd}$ определяется как сумма несущих способностей стали, бетона и арматуры

$$N_{pl,Rd} = A_{afyd} + 0,85A_{cfcd} + A_{sfcd}, \quad (10.1)$$

где A_a , A_c , A_s – площади поперечных сечений конструкционной стали, бетона и арматуры;

f_{yd} , f_{cd} , f_{sd} – расчетные сопротивления конструкционной стали, бетона и арматуры.

Для замкнутых трубчатых сечений, заполненных бетоном, несущая способность определяется из выражения 10.3 с заменой коэффициента 0,85 на 1,0.

Несущая способность сечения при совместном действии сжатия с изгибом и соответствующая кривая взаимодействия определяются, принимая прямоугольные эпюры напряжений и учитывая расчетное сдвигающее усилие V_{Ed} (Рисунок 10.2). При этом прочность бетона при растяжении не учитывается. Влияние поперечной сдвигающей силы на несущую способность при изгибе и сжатии учитывается при определении кривой взаимодействия, если поперечная сила $V_{a,Ed}$, действующая на стальное сечение, превышает 50 % расчетной несущей способности стального сечения на сдвиг $V_{pl,a,Rd}$. При $V_{a,Ed} > 0,5V_{pl,a,Rd}$ влияние поперечной силы на несущую способность при сжатии с изгибом учитывается путем уменьшения расчетного сопротивления стали f_{yd} для площади сдвига

Δv на величину $(1 - \rho)$ в соответствии Рисунком 10.2. Здесь коэффициент ρ определяется из выражения

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)2, \quad (10.2)$$

где V_{Rd} – несущая способность сечения на сдвиг.

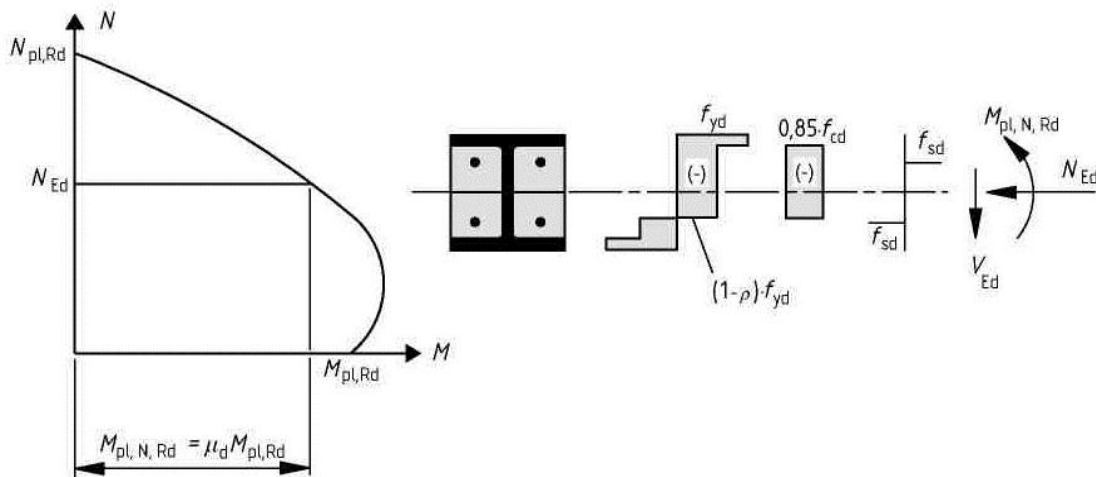


Рисунок 10.2 - Кривая взаимодействия при совместном действии сжимающего усилия и изгибающего момента

Поперечная сила V_{Ed} может быть разделена на силу $V_{a,Ed}$, действующую на стальное сечение, и силу $V_{c,Ed}$, действующую на железобетонное сечение:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{V_{pl,a,Ed}}{V_{pl,Rd}}, \quad (10.3)$$

$$V_{c,Ed} = V_{Ed} \cdot V_{a,Ed}, \quad (10.4)$$

где $M_{pl,a,Rd}$ – несущая способность стального сечения по изгибающему моменту в пластической стадии;

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность бетонного сечения по изгибающему моменту в пластической стадии.

Поперечная сила $V_{a,Ed}$ не должна превышать несущей способности стального сечения на сдвиг, определяемой в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Несущая способность железобетонной части сечения на сдвиг определяется в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. В качестве упрощения можно принять, что поперечная сила V_{Ed} действует только на стальное сечение, а кривую взаимодействия заменить многоугольником (пунктирная линия на Рисунке 10.3). При этом значения осевых сил и изгибающих моментов, соответствующих точкам А, В, С, D кривой взаимодействия, определяются следующим образом:

- в точке А усилие $N_{pl,Rd}$ определяется по Формуле 10.3;
- в точке С продольное усилие определяется из выражения
-

$$N_{pm,Rd} = \alpha A_c f_{cd}; \quad (10.5)$$

- в точке D изгибающий момент определяется как
-

$$M_{max,Rd} = W_{pa} f_{sd} + W_{ps} f_{sd} + 0,5 W_{pc} f_{sd} \alpha f_{cd}; \quad (10.6)$$

- в точках В и С изгибающий момент определяется из выражения
-

$$M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - W_{pa} f_{yd} + W_{ps} f_{sd} + 0,5 \alpha W_{pc} f_{cd}, \quad (10.7)$$

где W_{pa} , W_{ps} , W_{pc} – моменты пластического сопротивления конструкционной стали, арматуры и бетона;

W_{pan} , W_{psn} , W_{pcn} – моменты пластического сопротивления конструкционной стали, арматуры и бетона, находящиеся в области, ограниченной высотой $2h_n$ (Рисунок 10.3);

α – коэффициент принимаемый для обетонированных сечений равным $\alpha = 0.85$, а для заполненных бетоном труб $\alpha = 1,0$.

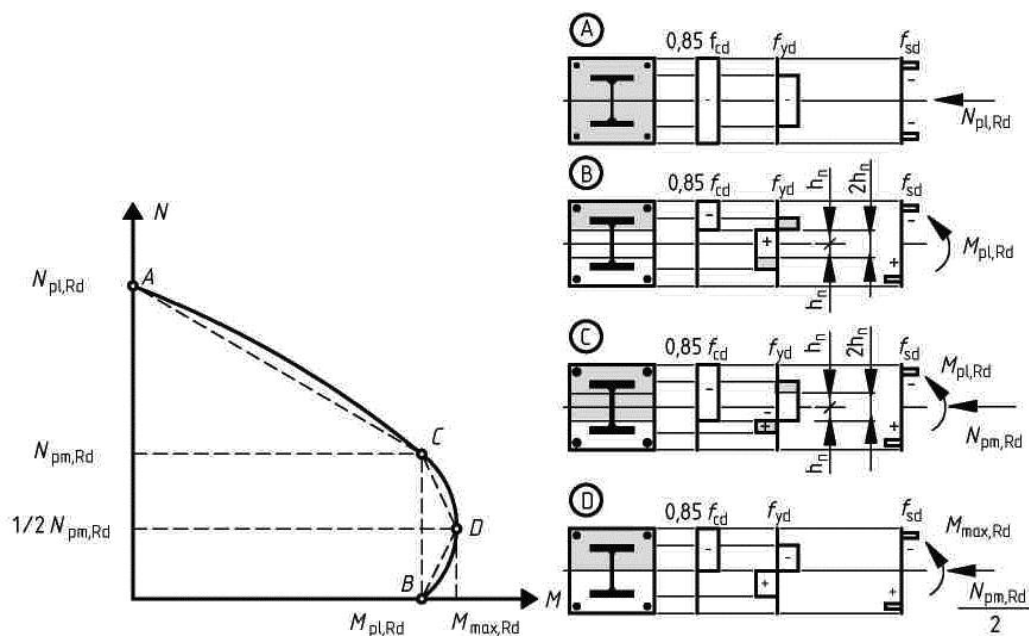


Рисунок 10.3 - Упрощенная кривая взаимодействия и соответствующие распределения напряжений

Колонны в виде заполненных бетоном стальных труб круглого сечения рассчитываются с учетом повышения прочности бетона вследствие его трехосного сжатия, при условии, что условная гибкость $\bar{\lambda}$, определяемая по Формуле 10.12, не превышает 0,5, а $e/d < 0,1$. Здесь $e = M_{Ed}/N_{Ed}$, а d - наружный диаметр колонны. При этом несущую способность сечения колонны на сжатие в пластической стадии определяется по

формуле:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (10.8)$$

В которой t - толщина стенки стальной трубы, а значения параметров $\eta_a = \eta_{a0}$ и $\eta_c = \eta_{c0}$ при величине эксцентриситета $e = 0$ определяются из выражений:

$$\eta_{a0} = 0,25 \cdot (3 + 2 \bar{\lambda}) \leq 1,0; \quad (10.9)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5 \bar{\lambda} + 17 \bar{\lambda}^{-2} \geq 0. \quad (10.10)$$

При совместном действии сжатия с изгибом, когда $0 < e/d \leq 0,1$, значения η_a и η_c определяются из выражений:

$$\eta_c = \eta_{c0} (1 - 10e/d) \quad (10.11)$$

$$\eta_a = \eta_{a0} (1 - \eta_{a0}) \cdot (10e/d) \quad (10.12)$$

Для $e/d > 0,1$ значения $\eta_a = 1,0$ и $\eta_c = 0$.

6.3 Расчет колонн на устойчивость

При расчетах на устойчивость одним из определяющих параметров является условная гибкость колонн $\bar{\lambda}$, которая для рассматриваемой плоскости изгиба определяется по формуле:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}}, \quad (10.13)$$

где $N_{pl,Rk}$ – характеристическое значение несущей способности на сжатие в пластической стадии, определяемое из выражения 10.1, в котором вместо расчетных используются характеристические значения сопротивлений;

N_{cr} – упругая критическая продольная сила для соответствующей формы потери устойчивости, определяемая с учетом эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff}$.

Эффективная изгибная жесткость определяется из выражения

$$(EI)_{eff} = E_a I_a + E_s I_s + K_e E_{cm} I_c, \quad (10.14)$$

где $K_e = 0,6$ – поправочный коэффициент;

I_a , I_c и I_s – соответственно моменты инерции стального сечения, бетона без трещин и арматуры для рассматриваемой плоскости изгиба.

Влияние длительных воздействий на эффективную изгибную жесткость в упругой стадии учитывается путем редукции модуля упругости бетона E_{cm} :

$$E_{c,eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \cdot \varphi_t}, \quad (10.15)$$

где φ_t – коэффициент ползучести, определение которого приведено в разделе 8 настоящего пособия;

N_{Ed} – суммарное расчетное продольное усилие;

$N_{G,Ed}$ – постоянная часть продольного усилия.

При проверке колонн на устойчивость внутренние усилия определяются с использованием статического расчета второго порядка. При этом расчетная эффективная изгибная жесткость определяется по формуле

$$(EI)_{eff,II} = K_o \cdot (E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c), \quad (10.13)$$

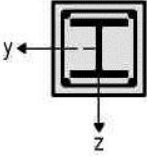
где $K_{e,II} = 0,5$ – поправочный коэффициент;

$K_o = 0,9$ – калибровочный коэффициент;

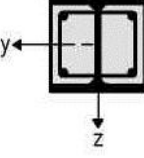
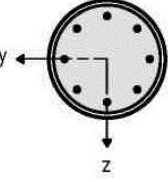
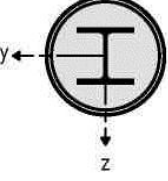
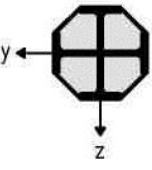
E_{cm} – модуль упругости бетона, который при учете длительных воздействий корректируется по Формуле 10.15.

Влияние геометрических и конструктивных несовершенств в расчетах колонн можно учесть, заменяя их на эквивалентные геометрические характеристики (Таблица 10.2).

Таблица 10.2 - Кривые потери устойчивости и несовершенства для сталежелезобетонных колонн

Поперечное сечение	Пределы	Потеря устойчивости относительно оси	Кривая потери устойчивости	Несовершенство элемента
Полностью обетонированное сечение 		y-y	<i>b</i>	L/200
		z-z	<i>c</i>	L/150

Продолжение таблицы

Частично обетонированное сечение 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Круглая и прямоугольная труба, заполненная бетоном 	$\rho_s \leq 3 \%$	Любая	a	L/300
	$3 \% < \rho_s \leq 6 \%$	Любая	b	L/200
Круглая труба с дополнительным двутавром, заполненная бетоном 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
Частично обетонированное крестообразное сечение из двутавров 		Любая	b	L/200
ρ_s – коэффициент армирования, равный A_s/A_c ; L – длина колонны.				

Несовершенства по длине колонны могут быть учтены умножением наибольшего расчетного изгибающего момента, определяемого расчетом первого порядка M_{Ed} на коэффициент k :

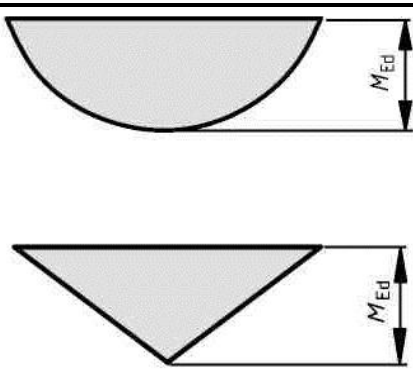
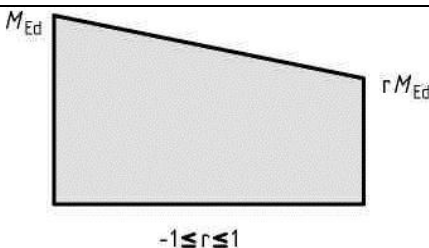
$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed} / N_{cr, eff}} \geq 1,0, \quad (10.14)$$

где β – коэффициент, приведенный в Таблице 10.3;

$N_{cr, eff}$ – критическая продольная сила относительно рассматриваемой оси, соответствующая эффективной изгибной жесткости $(EI)_{eff, II}$ и эффективной длине равной длине колонны.

Эффекты второго порядка можно не рассматривать, если внутренние усилия, вызванные деформациями, определяемыми расчетами первого порядка, увеличиваются менее чем на 10%, а упругая критическая нагрузка определяется с использованием изгибной жесткости $(EI)_{\text{eff,II}}$ из выражения 10.13.

Таблица 10.3 – Коэффициенты β для определения моментов с учетом эффектов второго порядка

Эпюра моментов	Коэффициенты приведения эпюры момента β	Примечание –
	Изгибающие моменты первого порядка, обусловленные несовершенствами элемента или поперечной нагрузкой, $\beta = 1,0$	M_{Ed} – максимальный изгибающий момент по длине колонны без учета эффектов второго порядка
	Моменты на концах колонны: $\beta = 0,66 + 0,44r$, но $\beta \geq 0,44$	M_{Ed} и rM_{Ed} – моменты на концах колонны из статического расчета первого или второго порядка

Несущая способность колонны при осевом сжатии относительно обеих осей симметрии сечения считается обеспеченной, если выполняется следующее условие:

$$\frac{N_{\text{Ed}}}{\chi N_{\text{pl,Rd}}} \leq 1,0, \quad (10.15)$$

где N_{Ed} – расчетное сжимающее усилие;

$N_{\text{pl,Rd}}$ – несущая способность сталежелезобетонного сечения в пластической стадии, определяемая по Формуле 10.1 с использованием f_{yd} ;

χ – понижающий коэффициент, определяемый как функция условной гибкости $\bar{\lambda}$ и соответствующей кривой потери устойчивости (Таблица 10.2). Его значения находятся по формулам, приведенным в СН РК EN 1993-1-1:2005/2011, либо по графикам Рисунка 9.11 настоящего пособия.

При совместном действии сжимающего усилия и изгибающего момента несущая способность сталежелезобетонного элемента должна удовлетворять условию:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (10.16)$$

где M_{Ed} – максимальный расчетный изгибающий момент, вычисляемых с учетом геометрических несовершенств и эффектов второго порядка,

$M_{pl,Rd}$ – несущая способность сечения на изгиб в пластической стадии (точка В на Рисунке 10.3);

$M_{pl,N,Rd}$ – несущая способность сталежелезобетонного сечения на изгиб в пластической стадии с учетом влияния продольной силы N_{Ed} (равная $\mu_d M_{pl,Rd}$ согласно Рисунок 10.3);

α_M – коэффициент, принимаемый равным 0,9 для сталей марок от S235 до S355 и 0,8 для сталей марок от S420 до S460.

Коэффициент $\mu_d = \mu_{dy}$ или μ_{dz} зависит от несущей способности на изгиб в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ в рассматриваемой плоскости изгиба (Рисунок 10.4). Значения $\mu_d > 1,0$ принимаются в случае, если изгибающий момент M_{Ed} вызван действием продольной силы N_{Ed} , например, при ее внецентренном приложении.

При внецентренном сжатых в двух плоскостях, вызывающем кривой изгиб, несущая способность колонны должна удовлетворять условиям:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y} \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (10.17)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (10.18)$$

где $M_{pl,y,Rd}$ и $M_{pl,z,Rd}$ – несущая способность сталежелезобетонного сечения на изгиб в пластической стадии соответственно в плоскостях изгиба y и z;

$M_{y,Ed}$ и $M_{z,Ed}$ – максимальные расчетные изгибающие моменты, определяемые с учетом эффектов второго порядка и несовершенств;

μ_{dy} и μ_{dz} – коэффициенты определяемые по Рисунку 10.4,

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ и $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ – коэффициент принимаемый равным 0,9 для сталей марок от S235 до S355 и 0,8 для сталей марок от S420 до S460.

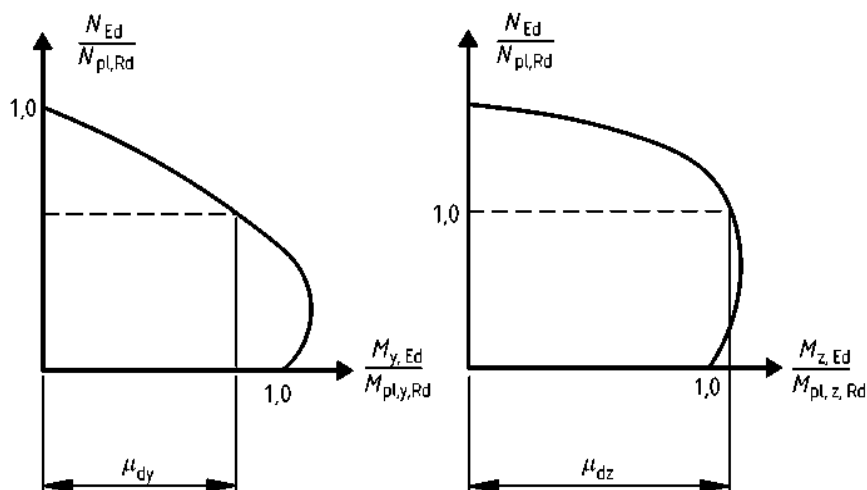


Рисунок 10.4 - Кривые взаимодействия при сжатии и косом изгибе

Для сталежелезобетонных сжатых элементов, подверженных действию изгибающих моментов и осевых сил, возникающих в результате независимых друг от друга воздействий, частный коэффициент безопасности γ_F для внутренних усилий, которые приводят к повышению несущей способности, следует уменьшить на 20 %. При этом внутренние усилия следует определять с помощью упруго-пластического расчета. В нелинейном расчете необходимо использовать зависимости между напряжениями и деформациями для сжатого бетона, арматурной и конструкционной стали, приведенные в Разделе 7 настоящего пособия.

Для каркасов со стальными колоннами их устойчивость может быть определена также с помощью проверок отдельных элементов, используя их приведенную длину, в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

6.4 Обеспечение совместной работы стали и бетона

В местах приложения нагрузок к колоннам необходимо обеспечить передачу продольных сдвигающих усилий между сталью и бетоном. С этой целью может использоваться сцепление между сталью и бетоном либо специальные соединительные элементы. Последние не требуются, если касательные напряжения на контакте стали и бетона не превышают значений приведенных в Таблице 10.3. Касательные напряжения определяются по изменению усилий в стальном или железобетонном сечениях в пределах рассматриваемой длины. Для колонн, нагруженных осевой силой, продольный сдвиг за пределами площади приложения нагрузки учитывать не следует.

Таблица 10.3 - Расчетное сопротивление сдвигу τ_{Rd} в полностью обетонированных колоннах

Тип поперечного сечения	τ_{Rd} в МПа
Полностью обетонированные поперечные сечения	0,30
Заполненные бетоном круглые трубы	0,55
Заполненные бетоном прямоугольные трубы	0,40
Полки частично обетонированных сечений	0,20
Стенки частично обетонированных сечений	0,00

Если нагрузки приложены только к железобетонному сечению, то следует принимать значения усилий, полученные из расчета в упругой стадии с учетом ползучести и усадки. В противном случае, усилия по контакту следует определять в упругой стадии или с привлечением теории пластичности. При этом касательные напряжения, вызванные действием продольной силы, можно определять при допущении, что длина рассматриваемого участка сдвига не превышает двойной высоты сечения колонны и 1/3 ее длины, а касательные напряжения на этом участке распределены равномерно.

Если анкерные стержни с высаженными головками приварены к стенке полностью или частично обетонированного двутавра, то несущую способность соединения на сдвиг можно увеличить с учетом действия сил трения между бетоном и полками двутавра. Это увеличение можно принять равным $0,5\mu P_{Rd}$ для каждой полки двутавра на уровне каждого горизонтального ряда соединительных элементов (Рисунок 10.5). Здесь коэффициент трения для неокрашенных стальных сечений принимается $\mu = 0,5$, а несущая способность P_{Rd} отдельного анкерного стержня - в соответствии с разделом 11 настоящего пособия.

В случае, когда бетон заполнения в колоннах трубчатого сечения загружен частично (Рисунок 10.6), то расчетная прочность бетона $\sigma_{c,Rd}$ на местное сжатие определяется по формуле:

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_{cL} \cdot \frac{t}{a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \cdot \sqrt{\frac{A_c}{A_1}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_1} \leq f_{yd} \quad (10.19)$$

где t – толщина стенки стальной трубы;

a – диаметр трубы или ширина замкнутого профиля квадратного сечения;

A_c – площадь поперечного сечения бетона;

A_1 – площадь сечения бетона, воспринимаемого нагрузку (площадь под фасонкой в соответствии с Рисунком 10.6);

$\eta_{cL} = 4,9$ для круглых стальных труб и $\eta_{cL} = 3,5$ для квадратных сечений.

При этом отношение A_c/A_1 не должно превышать 20.

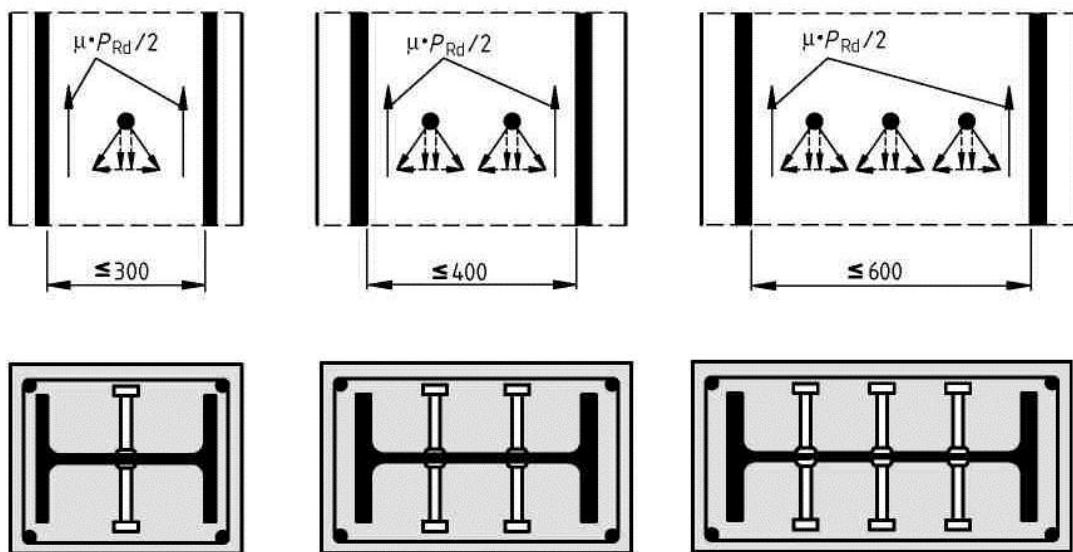


Рисунок 10.5 - Дополнительные силы трения в сталежелезобетонных колоннах при наличии анкерных стержней, приваренных к стенке двутавра

В расчетах колонн из труб, заполненных бетоном, можно учесть продольное армирование при условии, что зазор e_g между арматурой и торцевой пластиной не превышает 30мм (Рисунок 10.6а) и не требуется проверка на усталость. При этом поперечное армирование должно соответствовать требованиям СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 .

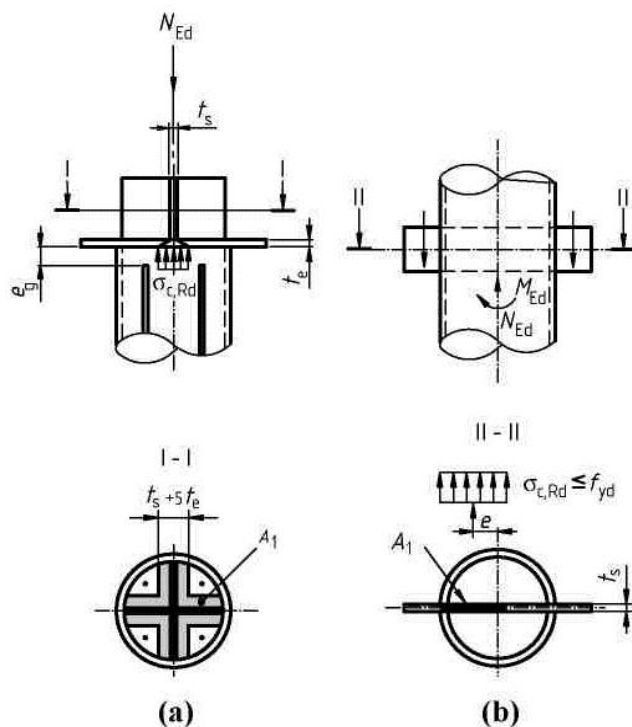


Рисунок 10.6 - Местное нагружение заполненного бетоном трубчатого сечения

В случае частично обетонированных двутавров объединение бетона и стали должно осуществляться одним из способов, показанных на Рисунке 10.7.

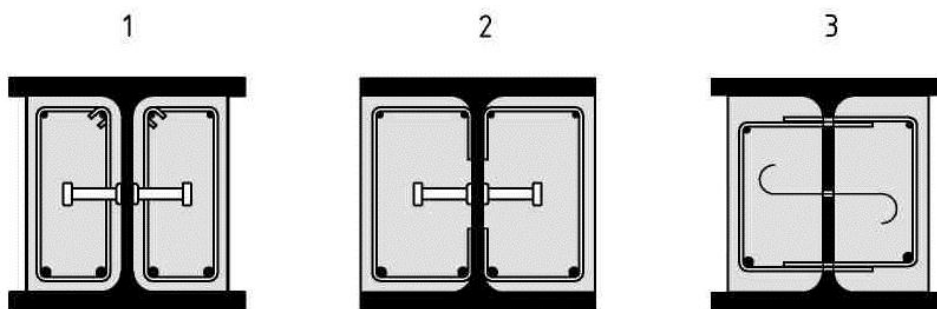
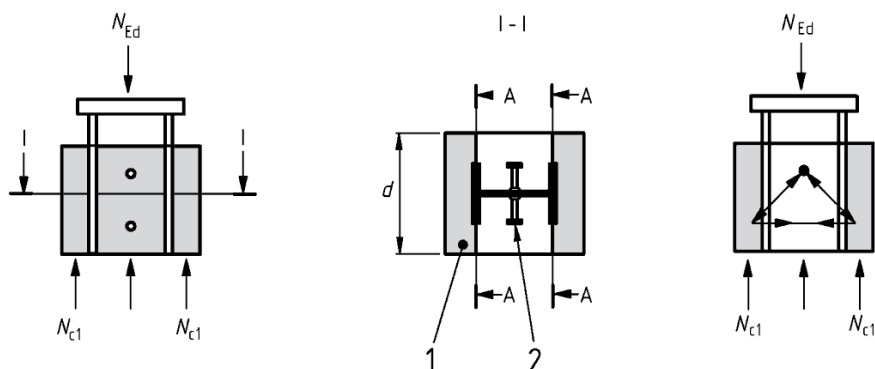


Рисунок 10.7 - Расположение объединительных хомутов в частично обетонированных двутаврах: 1 - замкнутые хомуты, 2 - незамкнутые хомуты, приваренные к стенке, 3 - хомуты, установленные в отверстие стенки

Если в полностью обетонированных колоннах нагрузка передается через стальной элемент (Рисунок 10.8а), то поперечное армирование рассчитывается так, чтобы оно передавало продольный сдвиг, возникающий в объединительных деталях между стальным элементом и бетоном, на нижерасположенный бетон без объединительных деталей. При этом для проектирования поперечного армирования используется стержневая каркасная модель, в которой сжатые бетонные стержни наклонены к оси колонны под углом 45° (Рисунок 10.8 б).



1 и 2 – соответственно не объединенный и объединенный со сталью бетон

Рисунок 10.8 – Схемы передачи нагрузки в полностью обетонированных колоннах

Необходимо также проверять сдвигающие усилия по контакту бетона со стальными элементами, вызванные действием поперечной нагрузки и/или изгибающих моментов, приложенных к концам колонны. При этом контактные касательные напряжения определяются расчетом в упругой стадии, с учетом долговременных эффектов и трещинообразования в бетоне. Объединительные детали проектируются исходя из распределения расчетных касательных напряжений, величина которых не должна превышать расчетного сопротивления сдвигу τ_{Rd} по Таблице 10.3. При этом поверхность стального сечения, контактирующая с бетоном, должна быть обезжирена, не окрашена и очищена от окалина или ржавчины.

Значения τ_{Rd} , приведенные в Таблице 10.3 для сечений с полным обетонированием, применяют при толщине защитного слоя бетона не менее 40 мм и при наличии поперечного и продольного армирования в соответствии с Рисунком 10.9. При большей

толщине защитного слоя бетона с соответствующим армированием можно использовать более высокие значения τ_{Rd} , равные $\beta_c \tau_{Rd}$ где β_c определяется из выражения:

$$\beta_c = 1 + 0,02c_z \cdot \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2,5 \quad (10.20)$$

где c_z – номинальная толщина защитного слоя бетона (Рисунок 10.1а);

$c_{z,min} = 40\text{мм}$ – минимальная толщина защитного слоя бетона.

В частично обетонированных двутавровых сечениях при изгибе в плоскости наименьшей жесткости всегда следует предусматривать объединительные детали между бетоном и сталью.

6.5 Конструктивные требования

Для обеспечения надежной передачи сил сцепления между бетоном и сталью, защиты стали от коррозии и предотвращения растрескивания бетона толщина защитного слоя бетона для полки полностью обетонированного стального сечения должна составлять не менее 40мм и не менее 1/6 ширины b полки. Защитный слой бетона для арматуры должен соответствовать требованиям норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 .

В сталежелезобетонных колоннах с частичным либо полным обетонированием следует применять продольное и поперечное армирование в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Площадь продольного армирования полностью обетонированных колонн, которое учитывается при определении несущей способности поперечного сечения, должна составлять не менее 0,3 % площади поперечного сечения бетона. Расстояние в свету между продольными арматурными стержнями и стальным профилем может быть уменьшено до нуля. При этом эффективный периметр поверхности сцепления арматурного стержня с бетоном принимают равным половине (Рисунок 10.9а) или четверти (Рисунок 10.9в) периметра стержня. Для полностью или частично обетонированных колонн, эксплуатируемых в условиях класса эксплуатации X_0 (Таблица 4.1 СН РК EN 1992-1-1:2004/2011) и не требующих продольного армирования по расчету назначается минимальное продольное армирование стержнями диаметром 8мм с шагом 250мм и поперечное армирование стержнями диаметром 6мм с шагом 200мм. Возможно также использование сварных арматурных сеток из стержней диаметром 4мм.

В заполненных бетоном замкнутых профилях с размером сечения до 400 мм продольное армирование не требуется, если колонна обладает достаточной огнестойкостью. Расстояние между продольной арматурой и стенкой профилей должен быть не менее 10 мм. Для отвода влаги с бетона в случае пожара в стальных профилях необходимо предусматривать отверстия, расположенные на концах колонн и в промежуточных сечениях на расстоянии не менее 5м. При этом общая площадь отверстий должна быть не менее 6 см^2 .

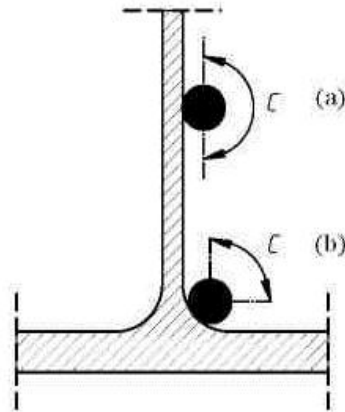


Рисунок 10.9 - Эффективный периметр поверхности сцепления C арматурного стержня с бетоном

6.6 Примеры расчета

Пример 1

Исходные данные. Запроектировать сталежелезобетонную колонну высотой $H=3,0$ м. Колонна поддерживает перекрытие и опирается на фундамент так, что ее узловые соединения с указанными конструкциями не передают изгибающих моментов. Колонна испытывает действие расчетного осевого усилия $N_G = 1200$ кН от постоянной нагрузки, включая собственную массу колонны, и осевого усилия $N_Q = 1100$ кН от временной нагрузки. Сечение колонны является полностью обетонированным.

Принимаемое сечение

Сечение проектируемой колонны принято из следующих конструктивных элементов (Рисунок 10.6.1):
– двутавр колонный 23К1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками в соответствии с обозначениями на Рисунке 10.6.2:

$$A_d = 66,51 \text{ см}^2 \quad h = 227 \text{ мм} \quad b = 240 \text{ мм} \quad t_f = 12 \text{ мм} \quad t_w = 8 \text{ мм} \quad J_y = 6589 \text{ см}^4 \\ W_y = 580 \text{ см}^3 \quad i_y = 9,95 \text{ см} \quad J_z = 2421 \text{ см}^4 \quad W_z = 202 \text{ см}^3 \quad i_z = 6,03 \text{ см}$$

Материал двутавра сталь марки S 235 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2) со следующими прочностными и деформационными характеристиками $f_y = 235$ МПа, $f_u = 360$ МПа, $E = 210000$ МПа.

– бетон класса C20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа). Толщина защитного слоя бетона принята $c = 50$ мм и удовлетворяет следующим требованиям:

$$c_y = 50 \text{ мм} < 0,4 b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм}$$

$$c_z = 50 \text{ мм} < 0,3 h = 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм}$$

– армирование бетона осуществляется стержнями диаметр $d = 16$ мм в количестве 8 штук ($A_s = 16,08 \text{ см}^2$), сталь марки S 275. Оси стержней расположены от граней сечения на расстоянии $a = 3$ см.

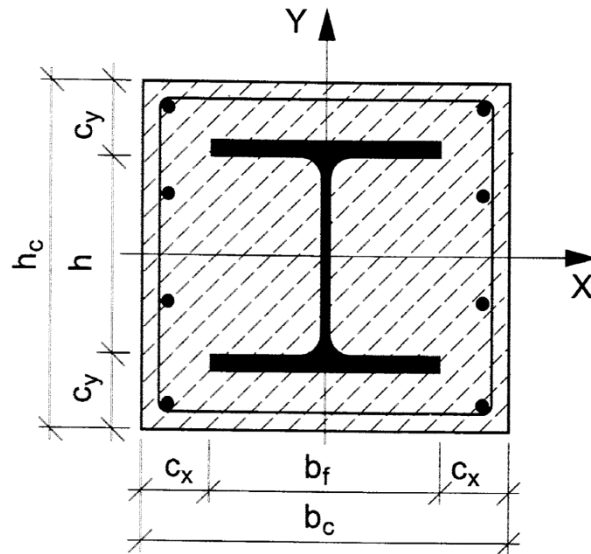


Рисунок 10.6.1 - Принятое конструктивное решение сечения колонны

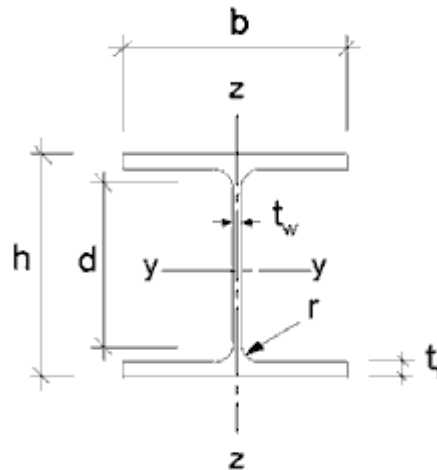


Рисунок 10.6.2 - Геометрические размеры колонного двутавра

Геометрические параметры сталежелезобетонного сечения

$$h_c = h + 2c_z = 227 + 2 \times 50 = 327 \text{ мм}$$

$$b_c = b + 2c_y = 240 + 2 \times 50 = 340 \text{ мм}$$

Площадь сечения бетона

$$A_c = h_c b_c - A_a = 32,7 \times 34 - 66,51 = 1045,3 \text{ см}^2$$

Определение несущей способности сечения

Несущая способность сечения сжатию в пластической стадии определяется из выражения

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} =$$

$$= 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2789 \text{ кН}$$

Коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, равен

$$0,2 < \delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd} = 66,51 \times 23,5 / 2789 = 0,56 < 0,9$$

Определяем процент армирования

$$\rho = A_s / [b_c(b_c - a) - A_a] = 16,08 / [34(32,7 - 3) - 66,51] = 0,017 = 1,7 \% > 0,3 \%$$

Учитывая менее выгодную кривую потери устойчивости (см. Таблицу 6.2 СН РК EN 1993-1-1), а также соотношение $J_y = 6589 \text{ см}^4 > J_z = 2421 \text{ см}^4$ наиболее вероятной формой истощения несущей способности колонны является потеря ее устойчивости относительно оси OZ. В связи с этим все дальнейшие расчеты производим с использованием геометрических характеристик сечения относительно этой оси.

Момент инерции двутавра

$$J_a = J_z = 2421 \text{ см}^4$$

Момент инерции арматуры

$$J_s = A_s / (b_c / 2 - a)^2 = 16,8 / (34 / 2 - 3)^2 = 3293 \text{ см}^4$$

Момент инерции бетона

$$J_c = h_c(b_c)^3 / 12 - J_a - J_s = 32,7 \times 34^3 / 12 - 2421 - 3293 = 101389 \text{ см}^4$$

Влияние длительных воздействий на изгибную жесткость сечения учитываем путем корректировки модуля упругости бетона с помощью коэффициента ползучести $\varphi_t = 2,0$.

$$E_c = E_{cm} / (1 + \varphi_t N_G / N) = 30 / (1 + 2,0 \times 1200 / 2300) = 14,7 \text{ ГПа} = 14,7 \times 10^6 \text{ кН/м}^2,$$

где $N = N_G + N_Q = 1200 + 1100 = 2300 \text{ кН}$ - суммарное расчетное осевое усилие от действия постоянной и временной нагрузок.

Определяем приведенное характеристическое значение изгибной жесткости сечения

$$(EJ)_{\text{eff}} = E_a J_a + E_s J_s + 0,6 E_c J_c = 210 \times 10^6 \times 2421 \times 10^{-8} + 210 \times 10^6 \times 3293 \times 10^{-8} + 0,6 \times 14,7 \times 10^6 \times 101389 \times 10^{-8} = 20943 \text{ кН} \times \text{м}^2$$

Определяем характеристическое значение несущей способности сталежелезобетонного сечения

$$N_{\text{pl,Rk}} = A_a f_{yk} + 0,85 A_{\text{ck}} f_{ck} + A_s f_{sk} = 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 1045,3 \times 10^{-4} \times 20 \times 10^3 + 16,08 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 3782 \text{ кН}$$

По условиям задачи узлы сопряжения колонны с фундаментом и перекрытием запроектированы так, чтобы они не передавали изгибающие моменты (шарнирное соединение, при котором $\mu = 1,0$). Тогда расчетная длина колонны равна

$$l_o = \mu H = 1,0 \times 300 = 300 \text{ мм}$$

Определяем величину критического сжимающего усилия

$$N_{\text{cr}} = \pi^2 (EJ)_{\text{eff}} / (l_o)^2 = 3,142 \times 20943 / 3^2 = 22943 \text{ кН}$$

Условная гибкость колонны составляет

$$\lambda^* = (N_{\text{pl,Rk}} / N_{\text{cr}})^{0,5} = (3782 / 22943)^{0,5} = 0,406$$

Параметры поперечного сечения колонны удовлетворяют следующим условиям:

поперечное сечение колонны имеет две оси симметрии и является постоянным по всей длине,

условная гибкость колонны $\lambda^* = 0,406 < 2$,

процент армирования сечения $\rho = 0,017 < 0,04$,

толщина защитного слоя $c = 50 \text{ мм}$ бетона соответствует условиям

$$40 \text{ мм} < c_y = 50 \text{ мм} < 0,4 b = 0,4 \times 240 = 96 \text{ мм}$$

$$40 \text{ мм} < c_z = 50 \text{ мм} < 0,3 \times 227 = 68,1 \text{ мм}$$

коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, находится в границах

$$0,2 < \delta = 0,56 < 0,9$$

Выполненные условия позволяют применить для проверки обеспечения несущей способности колонны упрощенную методику

$$N / (\chi N_{\text{pl,Rd}}) < 1,$$

где понижающий коэффициент $\chi = 0,9$ определен по кривой «с» в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (Рисунок 6.6).

$$2300 / (2789 \times 0,9) = 0,92 < 1$$

Несущая способность колонны обеспечена. Принимаем окончательно размеры сталежелезобетонного сечения равным $b_c = 34 \text{ см}$ $h_c = 33 \text{ см}$.

Пример 2

Исходные данные. Запроектировать сталежелезобетонную двутавровую колонну высотой $H=3,0 \text{ м}$ с узловыми соединениями оголовка и пяты не передающими изгибающих моментов. Колонна частично

обетонирована в пределах габаритов сечения двутавра (Рисунок 10.6.3). Колонна испытывает действие расчетного осевого усилия $N_G = 1100$ кН от постоянной нагрузки, включая собственную массу колонны, и осевого усилия $N_Q = 800$ кН от временной нагрузки.

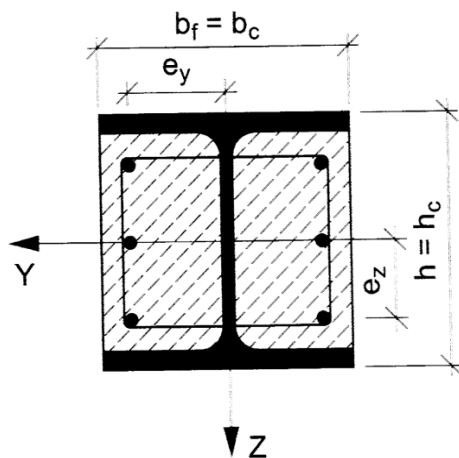


Рисунок 10.6.3 - Конструктивное решение сталежелезобетонного сечения колонны

Принимаемые параметры сечения

Приняты следующие параметры сечения:

Двутавр колонный 23К1 по ГОСТ 26020-83 с геометрическими характеристиками в соответствии с обозначениями на Рисунке 10.6.4:

$h = 227$ мм $b = 240$ мм $t_f = 12$ мм $t_w = 8$ мм $J_y = 6589$ см⁴ $W_y = 580$ см³ $i_y = 9,95$ см $J_z = 2421$ см⁴ $W_z = 202$ см³ $i_z = 6,03$ см

Материал двутавра сталь марки S 235 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2) со следующими механическими характеристиками $f_y = 235$ МПа, $f_u = 360$ МПа, $E = 210000$ МПа, бетон класса C20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа).

Армирование стержнями диаметр $d = 16$ мм в количестве 6 штук из стали марки S 275. Оси стержней расположены на расстоянии $a = 3$ см от граней сечения.

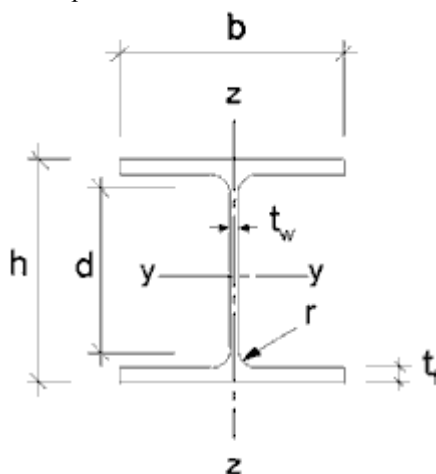


Рисунок 10.6.4 - Поперечное сечение колонного двутавра

Геометрические параметры сталежелезобетонного сечения:

Площадь сечения двутавра

$A_a = 66,51$ см²

Площадь сечения арматуры

$$A_a = 12,06 \text{ см}^2$$

Площадь сечения бетона

$$A_c = h \cdot b - A_a - A_a = 22,7 \cdot 24 - 66,51 - 12,06 = 466,2 \text{ см}^2$$

Процент армирования

$$\rho = A_s / [b \cdot h - A_a] = 12,06 / [24 \cdot 22,7 - 66,51] = 0,025 = 2,5 \% < 4 \%$$

Определение несущей способности сталежелезобетонного сечения

Несущая способность при сжатии определяется из выражения

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} = \\ = 66,51 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 466,2 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 12,06 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2422 \text{ кН}$$

Коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, равен

$$0,2 < \delta = A_a f_{yd} / N_{pl,Rd} = 66,51 \times 23,5 / 2422 = 0,645 < 0,9$$

Учитывая менее выгодную кривую потери устойчивости (см. СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (Таблица 6.2)), а также соотношение $J_y = 6589 \text{ см}^4 > J_z = 2421 \text{ см}^4$ наиболее вероятной формой истощения несущей способности колонны является потеря ее устойчивости относительно оси OZ. В связи с этим все дальнейшие расчеты производим с использованием геометрических характеристик сечения относительно этой оси.

Момент инерции двутавра

$$J_a = J_z = 2421 \text{ см}^4$$

Момент инерции арматуры

$$J_s = A_s / (b / 2 - a)^2 = 12,06 / (24 / 2 - 3)^2 = 977 \text{ см}^4$$

Момент инерции бетона

$$J_c = hb^3 / 12 - J_a - J_s = 22,7 \times 24^3 / 12 - 2421 - 977 = 22752 \text{ см}^4$$

Влияние длительных воздействий на изгибную жесткость сечения учитываем путем корректировки модуля упругости бетона с помощью коэффициента ползучести $\phi_t = 2,0$.

$$E_c = E_{cm} / (1 + \phi_t N_G / N) = 30 / (1 + 2,0 \times 1100 / 1900) = 13,9 \text{ ГПа} = 13,9 \times 10^6 \text{ кН/м}^2$$

где $N = N_G + N_Q = 1100 + 800 = 1900 \text{ кН}$ - суммарное расчетное осевое усилие от действия постоянной и временной нагрузок.

Определяем приведенное значение изгибной жесткости сечения

$$(EJ)_{\text{eff}} = E_a J_a + E_s J_s + 0,6 E_c J_c = 210 \times 10^6 \times 2421 \times 10^{-8} + 210 \times 10^6 \times 977 \times 10^{-8} + 0,6 \times 13,9 \times 10^6 \times 22752 \times 10^{-8} = 7187 \text{ кН} \times \text{м}^2$$

По условиям задачи узлы сопряжения колонны с фундаментом и перекрытием запроектированы так, чтобы они не передавали изгибающие моменты (шарнирное соединение, при котором $\mu = 1,0$). Тогда расчетная длина колонны равна

$$l_o = \mu H = 1,0 \times 300 = 300 \text{ мм}$$

Определяем величину критического сжимающего усилия

$$N_{cr} = \pi^2 (EJ)_{\text{eff}} / (l_o)^2 = 3,14^2 \times 7187 / 3^2 = 7873 \text{ кН}$$

Условная гибкость колонны составляет

$$\lambda^* = (N_{pl,Rk} / N_{cr})^{0,5} = (2422 / 7873)^{0,5} = 0,55$$

При выборе методики оценки несущей способности колонны учитываются следующие условия:

- поперечное сечение колонны имеет две оси симметрии и является постоянным по всей длине,
- условная гибкость колонны $\lambda^* = 0,55 < 2$,
- процент армирования сечения $\rho = 0,017 < 0,04$,
- коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, находится в границах $0,2 < \delta = 0,645 < 0,9$

Выполненные условия позволяют применить для проверки обеспечения несущей способности колонны упрощенную методику

$$N / (\chi N_{pl,Rd}) = 1900 / (2422 \times 0,81) = 0,97 < 1,$$

где понижающий коэффициент $\chi = 0,81$ определен по кривой «с» в соответствии с Рисунком 6.6 СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

Несущая способность колонны обеспечена.

Пример 3

Исходные данные

Запроектировать колонну высотой $H=3,0$ м, выполненную из стальной трубы заполненной бетоном. Колонна нагружена осевым усилием $N_G = 1100$ кН от постоянной нагрузки и осевым усилием $N_Q = 800$ кН от временной нагрузки. Сечение проектируемой колонны приведено на Рисунке 10.6.5. Приняты следующие параметры сечения:

Труба электросварная прямошовная по ГОСТ 10704-1 диаметром $d=240$ мм и толщиной стенки $t=10$ мм.

Материал трубы сталь марки S 235 (в соответствии с СТ РК EN 10025-2) со следующими механическими характеристиками $f_y = 235$ МПа, $f_u = 360$ МПа, $E = 210000$ МПа.

Бетон класса C20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа) армирован стержнями диаметр $d=10$ мм в количестве 6 штук из стали марки S 275. Оси стержней расположены на расстоянии $a = 3$ см от внутренней поверхности трубы.

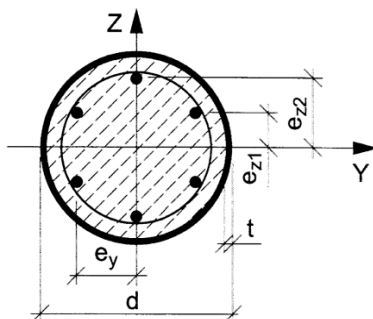


Рисунок 10.6.5 - Поперечное сечение сталежелезобетонной колонны круглого сечения

Геометрические параметры сталежелезобетонного сечения:

Площадь сечения трубы

$$A_a = 72 \text{ см}^2$$

Площадь сечения арматуры

$$A_a = 4,71 \text{ см}^2$$

Определяем геометрические характеристики сечения

Площадь сечения бетона

$$A_c = \pi d^2 / 4 - A_a - A_a = 3,14 \times 24^2 / 4 - 72 - 4,71 = 375,5 \text{ см}^2$$

Момент инерции трубы

$$J_a = 4785 \text{ см}^4$$

Момент инерции арматуры

$$J_s = 4 A_s (e_y)^2 / 6 = 4 \times 4,71 \times 6^2 / 6 = 113 \text{ см}^4$$

Момент инерции бетона

$$J_c = \pi (d - 2t)^4 / 64 - J_s = 3,14 \times (24 - 2 \times 1,0)^4 / 64 - 113 = 11380 \text{ см}^4$$

Процент армирования

$$\rho = A_s / A_c = 4,71 / 375,5 = 0,0125 = 1,25 \%$$

Определяем несущую способность сталежелезобетонного сечения

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} =$$

$$= 72 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 375,5 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 4,71 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2246 \text{ кН}$$

Влияние длительных воздействий на изгибную жесткость сечения учитываем путем корректировки модуля упругости бетона с помощью коэффициента ползучести $\phi_t = 2,0$.

$$E_c = E_{cm} / (1 + \phi_t N_G / N) = 30 / (1 + 2,0 \times 1100/900) = 13,9 \text{ ГПа} = 13,9 \times 10^6 \text{ кН/м}^2$$

где $N = N_G + N_Q = 1100 + 800 = 1900$ кН - суммарное расчетное осевое усилие

Определяем приведенное значение изгибной жесткости сечения

$$(EJ)_{\text{eff}} = E_a J_a + E_s J_s + 0,6 E_c J_c = 210 \times 10^6 \times 2421 \times 10^{-8} + 210 \times 10^6 \times 977 \times 10^{-8} + 0,6 \times 13,9 \times 10^6 \times 11380 \times 10^{-8} = 11234 \text{ кН} \times \text{м}^2$$

По условиям задачи узлы сопряжения колонны с фундаментом и перекрытием запроектированы так, чтобы они не передавали изгибающие моменты (шарнирное соединение, при котором $\mu = 1,0$). Тогда расчетная длина колонны равна

$$l_0 = \mu H = 1,0 \times 300 = 300 \text{ мм}$$

Определяем величину критического сжимающего усилия

$$N_{\text{cr}} = \pi^2 (EJ)_{\text{eff}} / (l_0)^2 = 3,142 \times 11234 / 3^2 = 12397 \text{ кН}$$

При выборе методики оценки несущей способности колонны кольцевого сечения проверяем выполнение следующих конструктивных требований:

- условная гибкость колонны $\lambda = 0,426 < 0,5$,
- процент армирования сечения $\rho = 0,0125 < 0,04$,
- условие обеспечения местной устойчивости трубы

$$d/t = 240 / 10 = 24 < 90 \times \sqrt{235 / 235} = 90$$

Выполненные требования позволяют при определении несущей способности колонны учесть увеличение прочности бетона в связи с ограничением его поперечных деформаций.

$$N_{\text{pl,Rd}} = \eta_a A_a f_{yd} + A_c f_{cd} (1 + \eta_{ct} f_y / d f_c) + A_s f_{sd}$$

При эксцентриситете сжимающего усилия N равном $e = 0$

$$\eta_a = 0,25 (3 + 2 \lambda) = 0,25 \times (3 + 2 \times 0,426) = 0,963 < 1$$

$$\eta_c = 4,9 - 18,5 \lambda + 17 \lambda^2 = 4,9 - 18,5 \times 0,426 + 17 \times 0,426^2 = 0,104 > 0$$

$$= 72 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 0,85 \times 375,5 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 + 4,71 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2246 \text{ кН}$$

$$N_{\text{pl,Rd}} = 0,963 \times 72 \times 10^{-4} \times 235 \times 10^3 + 375,5 \times 10^{-4} \times 13,3 \times 10^3 \times (1 + 0,104 \times 1,0 \times \times 235 \times 10^3 / 24 \times 13,3 \times 10^3) + 4,71 \times 10^{-4} \times 275 \times 10^3 = 2296 \text{ кН}$$

Коэффициент влияния стали δ , характеризующий долю усилия, воспринимаемого стальным сечением, равен

$$0,2 < \delta = A_a f_{yd} / N_{\text{pl,Rd}} = 72 \times 23,5 / 2296 = 0,737 < 0,9$$

Условная гибкость колонны составляет

$$\lambda = (N_{\text{pl,Rk}} / N_{\text{cr}}) 0,5 = (2296 / 12397) 0,5 = 0,43$$

В соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 (Рисунок 6.6) по кривой «с» находим понижающий коэффициент $\chi = 0,88$.

Проверяем условие обеспечения несущей способности колонны

$$N / (\chi N_{\text{pl,Rd}}) = 1900 / (2296 \times 0,88) = 0,94 < 1$$

Несущая способность колонны обеспечена.

7 СОЕДИНЕНИЯ В СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЯХ

7.1 Классификация соединений

Соединения сталежелезобетонных конструкций классифицируются в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011. Информация по классификации узловых соединений может быть приведена в национальном приложении, если таково имеется. Соединения можно классифицировать на основе экспериментальных данных, опыта эксплуатации или по результатам расчета на основе результатов испытаний. Узловые соединения классифицируют по их жесткости и прочности. В зависимости от угловой податливости рамные узлы классифицируют как шарнирные, жесткие и податливые.

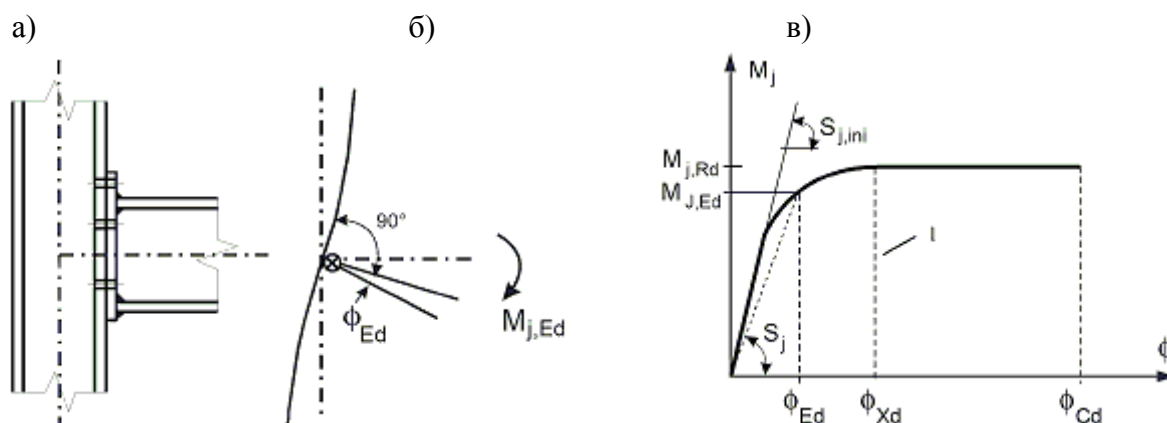
Шарнирные узлы не должны передавать значительных изгибающих моментов, кроме опорных реакций, и обладать способностью к свободному повороту. Такие узлы наиболее часто применяются в сталежелезобетонных конструкциях. Шарнирное

соединение балок с колоннами, как правило, осуществляется на болтах, а в бетонной плите располагается арматура, ограничивающая трещинообразование бетона. Поворот опорных участков балки приводит к пластическим деформациям растянутой арматуры. При этом в узле возникают небольшие изгибающие моменты, которыми можно пренебречь в расчетах балок, а учесть их в расчетах крайних колонн. Шарнирные узлы являются наиболее экономичными с точки зрения расхода стали на соединения.

Жесткие узловые соединения воспринимают значительные изгибающие моменты при ограниченном повороте сечений. Это вызывает необходимость в реализации громоздких конструктивных решений узлов, обладающих большой металлоемкостью и трудоемкость в процессе возведения каркаса здания.

Узлы, не удовлетворяющие критериям для жестких или шарнирных узлов, классифицируются как податливые. Податливые узлы должны передавать внутренние усилия и моменты (Рисунок 11.4). Они позволяют обеспечить проектируемую степень взаимодействия между элементами, основанную на расчетной зависимости между моментом и углом поворота узла. Такие соединения позволяют уменьшать прогибы балок благодаря возможности перераспределения изгибающих моментов.

В нормах СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 жесткость узлового соединения определяется отношением изгибающего момента $M_{j,Sd}$, передаваемого балкой узлу, к соответствующему углу поворота ϕ_{Ed} узла, выраженному в радианах (Рисунок 11.1).



а) – узел, б) – расчетная модель, в) – расчетная зависимость «изгибающий момент – угол поворота» (1 – граница для определения S_j)

Рисунок 11.1 – Зависимость изгибающего момента от угла поворота узла

На Рисунке 11.1 приведены следующие обозначения:

$M_{j,Rd}$ – несущая способность узлового соединения при изгибе;

ϕ_{Xd} – поворот узла, при котором изгибающий момент $M_{j,Sd}$ впервые достигнет значения $M_{j,Rd}$;

ϕ_{Cd} – способность узлового соединения к повороту;

$S_{j,ini}$ – угловая податливость соединения, определяемая касательной к кривой $M_j - \phi$;

S_j – угловая податливость соединения, определяемая секущей к кривой $M_j - \phi$;

В рамных каркасах, пространственная жесткость которых обеспечивается при

помощи диафрагм или связей, узловые соединения классифицируют в соответствии со следующими критериями:

- соединение является жестким, если $S_{j,ini} > 8E_{J1}/L$;
 - соединение является податливым, если $0,5E_{J1}/L < S_{j,ini} < 8E_{J1}/L$;
 - соединение является шарнирным, если $S_{j,ini} < 0,5E_{J1}/L$,
- где E_{J1} – изгибная жесткость сталежелезобетонной балки или ригеля;
 L – длина балки или ригеля в осях колонн.

На Рисунке 11.2 приведены графические зависимости граничных значений угловой податливости узловых соединений. Зона 1 относится к жестким узлам, в которых система связей уменьшает горизонтальные перемещения каркасов не менее, чем на 80 %. Все узлы зоны 2 классифицируются как податливые. Узлы зон 1 или 3 в отдельных случаях могут также рассматриваться как податливые. В зоне 3 узлы классифицируются как шарнирные.

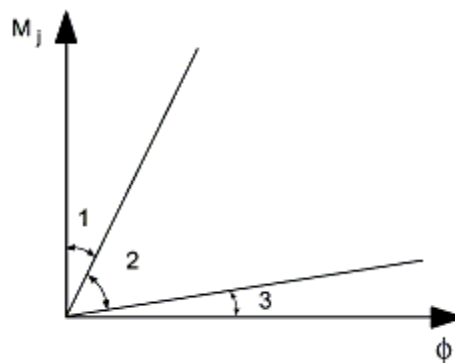



Рисунок 11.2 – Классификация узлов по жесткости

Узловые соединения классифицируются также на основании сравнения их расчетной несущей способности при изгибе $M_{j,Rd}$ с расчетными несущими способностями при изгибе соединяемых элементов. При этом расчетная несущая способность элемента принимается как для элемента, примыкающего к узлу. В связи с этим различают равнопрочные, шарнирные или частично равнопрочные узлы. Узел можно классифицировать как равнопрочный, если он удовлетворяет условиям, приведенным на Рисунок 11.3. Расчетная несущая способность равнопрочного узла должна быть не меньше расчетной несущей способности соединяемых элементов.

а)  $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ или $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$


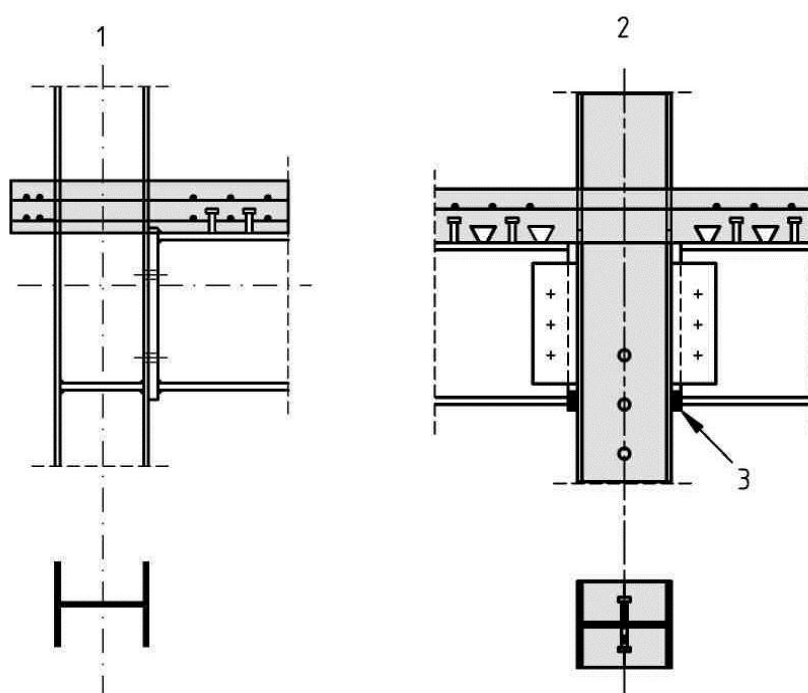
б)  $M_{j,Rd} \geq M_{b,pl,Rd}$ или $M_{j,Rd} \geq M_{c,pl,Rd}$

Рисунок 11.3 – Равнопрочные узлы: а – верх колонны; б – по высоте колонны ($M_{b,pl,Rd}$ и $M_{c,pl,Rd}$ – расчетная несущая способность колонны и балки на изгиб в пластической стадии)

Узел можно классифицировать как шарнирный, если его расчетная несущая способность при изгибе $M_{j,Rd}$ не превосходит 0,25 расчетного значения несущей способности при изгибе, требуемой для равнопрочного узла, при условии что он также имеет достаточную способность к повороту. Узел, который не отвечает условиям, предъявляемым к равнопрочному или шарнирному узлу, классифицируется как частично равнопрочный узел.

При классификации узловых соединений следует учитывать направления внутренних сил и моментов. Трещинообразование и ползучесть бетона в узлах можно не учитывать.

Некоторые примеры узловых соединений сталежелезобетонных балок с колоннами показаны на Рисунке 11.4.



1 – одностороннее примыкание балок к колонне, 2 – двустороннее примыкание балок к колонне, 3 – контактная пластина

Рисунок 11.4 – Примеры сталежелезобетонных узлов

7.2 Основные компоненты узлов

Несущая способность и жесткость узлового соединения определяется несущей способностью и жесткостью его компонентов, к которым относятся продольная растянутая арматура бетонной плиты, опорные фланцы балок и их крепления к колонне, участки колонн, к которым примыкают балки (Рисунок 11.5).

а)

б)

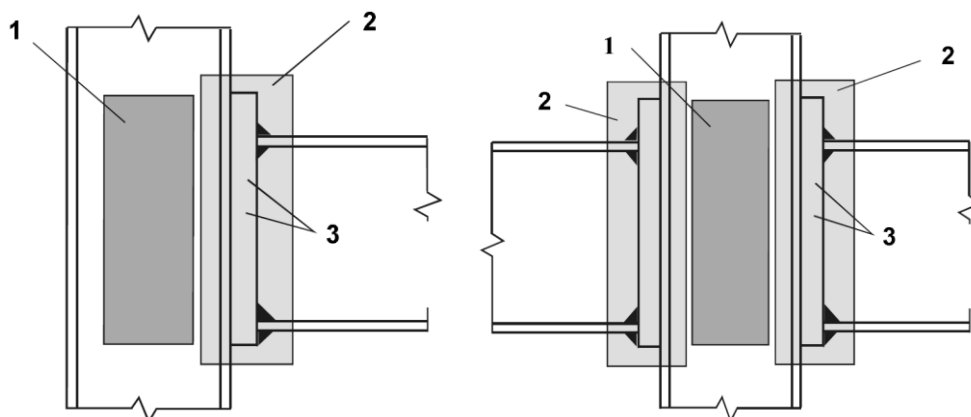


Рисунок 11.5 – Компоненты узла сопряжения балки с колонной: а – одностороннее примыкание балки к колонне, б – двустороннее примыкание балок к колонне (1 - участок стенки колонны, работающий на сдвиг; 2 – соединение; 3 – опорный фланец с элементами соединения)

Основные компоненты узловых соединений балок с колоннами представлены в Таблице 11.1, а их свойства следует определять согласно положениям норм СН РК EN 1993-1-8. Другие разновидности компонентов могут быть использованы при условии, что их свойства базируются на результатах испытаний или на данных расчетов численными методами, подтвержденных испытаниями в соответствии с указаниями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

Несущая способность компонентов узловых соединений, приведенных в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011, определяется без изменений по методике указанных норм, за исключением поперечно сжатой стенки колонны.

Несущая способность продольной растянутой арматуры в бетонной плите определяется в предположении, что напряжения в ее сечении достигают расчетного значения предела текучести f_{sd} . При этом эффективная ширина бетонной плиты полок в узле определяется в соответствии с п.9.2 настоящего пособия. Если нагружение узла является неуравновешенным, то с целью проверки передачи усилий с бетонной плиты на колонну можно использовать модель стержневой аналогии в соответствии с Рисунком 11.6. При одностороннем примыкании балки к колонне продольная растянутая арматура бетонной плиты должна быть заанкерена за пределами пролета балки.

Таблица 11.1 – Основные компоненты стальных узлов

Компонент		Ссылка в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 на правила применения		
		Несущая способность	Коэффициент жесткости	Способность к повороту
Участок стенки колонны при сдвиге		6.2.6.1	6.3.2	6.4.2 и 6.4.3
Стенка колонны при поперечном сжатии		6.2.6.2	6.3.2	6.4.2 и 6.4.3
Стенка колонны при поперечном растяжении		6.2.6.3	6.3.2	6.4.2 и 6.4.3
Полка колонны при изгибе		6.2.6.4	6.3.2	6.4.2 и 6.4.3
Опорный фланец при изгибе		6.2.6.5	6.2.6.5	6.4.2
Поясная накладка при изгибе		6.2.6.6	6.3.2	6.4.2

Таблица 11.1(продолжение)

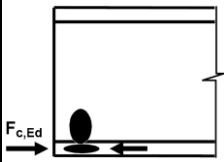
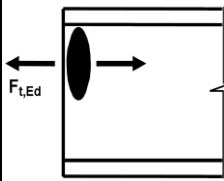
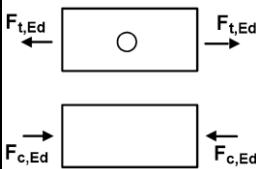
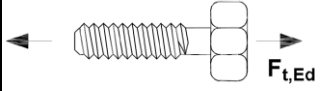
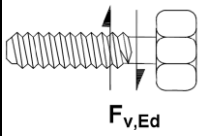
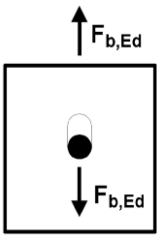
Компонент		Ссылка в СН РК EN 1993-1-8 на правила применения		
		Несущая способность	Коэффициент жесткости	Способность к повороту
Полка и стенка балки или колонны при сжатии		6.2.6.7	6.3.2	*
Стенка балки при растяжении		6.2.6.8	6.3.2	*
Пластина при растяжении или сжатии		СН РК EN 1993-1-1	6.3.2	*
Болты при растяжении		В соединениях: с полкой колонны 6.2.6.4; с торцевой пластиной 6.2.6.5; с поясной накладкой 6.2.6.6	6.3.2	6.4.7
Болты при срезе		3.6	6.3.2	6.4.2

Таблица 11.1 (продолжение)

Болты при смятии полок балки, полки колонны, фланца или поясной накладки		3.6	6.3.2	*
--	---	-----	-------	---

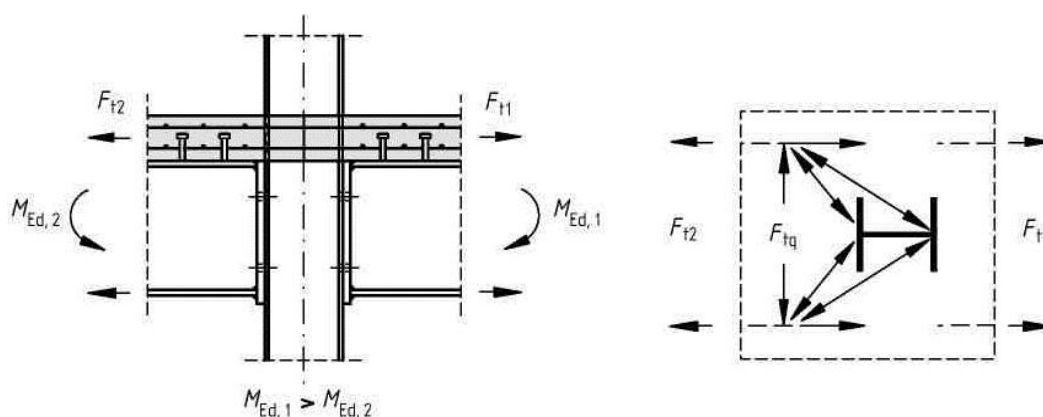


Рисунок 11.6 – Модель стержневой аналогии передачи усилий с бетонной плиты на колонну

Размеры контактной пластины 3 на Рисунке 11.4 определяются с учетом распределения напряжений по ее толщине под углом 45° . Принимается, что напряжения на эффективной поверхности смятия контактной пластины достигают расчетных значений предела текучести стали f_{yd} . В соединении контактной пластины с колонной эффективная ширина сжатой зоны стенки колонны $b_{eff,c,wc}$ определяется в предположении распределения напряжений с контактной пластины под углом 45° .

Расчетная несущая способность стенки на сдвиг, определяемая в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011, может быть увеличена в случае ее обетонирования. При одностороннем или двустороннем примыкании балок одинаковой высоты к колонне несущая способность на сдвиг бетона замоноличивания $V_{wp,c,Rd}$ определяется по формуле

$$V_{wp,c,Rd} = 0,85 v A_c f_{cd} \sin \theta \quad (11.1)$$

где

$$A_c = 0,8 \cdot (b_c - t_w) \cdot (h - 2t_f) \cdot \cos \theta$$

$$\theta = \arctan[(h - 2t_f)/z],$$

b_c – ширина бетона замоноличивания;

h – высота сечения колонны;
 t_f – толщина полки колонны;
 t_w – толщина стенки колонны;
 z – плечо внутренних усилий в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 или Рисунок 11.15 настоящего раздела.

Понижающий коэффициент ν , учитывающий влияние продольного сжатия в колонне на несущую способность при сдвиге обетонирования стенки колонны, определяется по формуле:

$$\nu = 0,55 \cdot \left(1 + 2 \cdot \left(\frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \right) \right) \leq 1,1 \quad (11.2)$$

где N_{Ed} – расчетная продольная сжимающая сила в колонне;

$N_{pl,Rd}$ – расчетная несущая способность в пластической стадии поперечного сечения колонны с учетом бетона замоноличивания, определяемая в соответствии с Разделом 10 настоящего пособия.

Расчетная несущая способность стенки при поперечном сжатии, определяемая в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 может быть увеличена в случае ее обетонирования. Расчетная несущая способность бетона замоноличивания стенки колонны на поперечное сжатие $F_{c,wc,c,Rd}$ определяется по формуле:

$$F_{c,wc,c,Rd} = 0,85 k_{wc,c} t_{eff,c} (b_c - t_w) f_{cd} \quad (11.3)$$

где $t_{eff,c}$ – эффективная толщина бетона, определяемая так же, как ширина $b_{eff,c,wc}$, приведенная в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (6.2.6.2).

Влияние продольных сжимающих напряжений на несущую способность бетона замоноличивания при поперечном сжатии учитывается путем умножения величины $F_{c,wc,c,Rd}$ на коэффициент $k_{wc,c}$, определяемый из выражения:

$$k_{wc,c} = 1,3 + 3,3 \cdot \frac{\sigma_{com,c,Ed}}{f_{cd}} \leq 2,0 \quad (11.4)$$

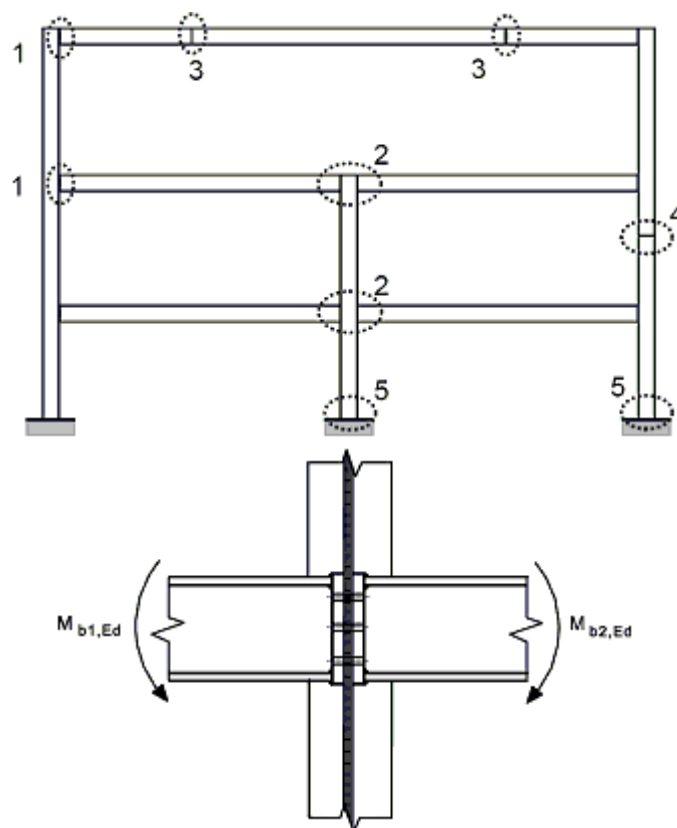
где $\sigma_{com,c,Ed}$ – продольное сжимающее напряжение в бетоне замоноличивания от действия продольной силы N_{Ed} .

Определение жесткости основных компонент узловых соединений приводится в Приложении А настоящего пособия.

7.3 Моделирование рамных узлов

В рамных каркасах зданий наиболее представительными являются узловые соединения, приведенные на Рисунке 11.7.

а)



б)

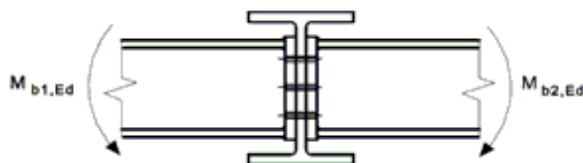
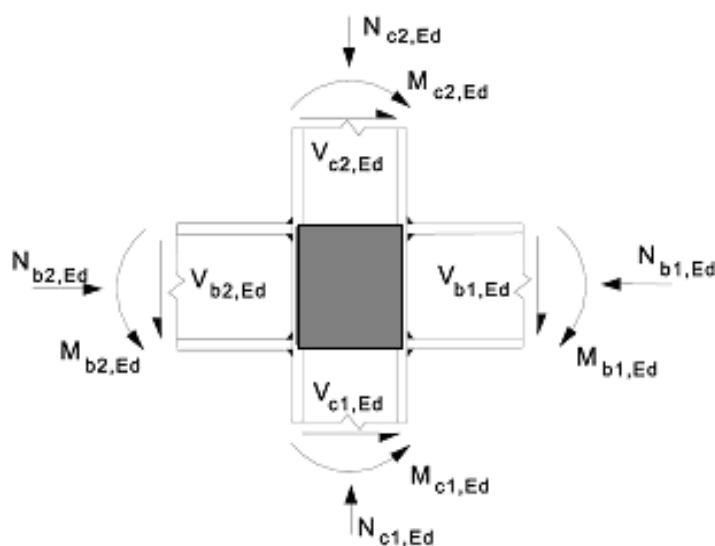


Рисунок 11.7 – Узловые соединения в рамах: а) – в плоскости рамы, б) - перпендикулярно плоскости рамы при равенстве моментов $M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$ (1 - одностороннее сопряжение балки с колонной, 2 – двустороннее сопряжения балки с колонной, 3 – стык балок, 4 – стык колонн, 5 – база колонны)

При моделировании их деформированного состояния узлов следует учитывать деформации сдвига участка стенки колонны в месте примыкания балки, а также деформации, обусловленные поворотом узлового соединения. Узлы следует рассчитывать на восприятие изгибающих моментов $M_{b1,Ed}$ и $M_{b2,Ed}$, нормальных усилий $N_{b1,Ed}$ и $N_{b2,Ed}$ и поперечных сил $V_{b1,Ed}$ и $V_{b2,Ed}$ от присоединяемых элементов (Рисунок 11.8).

а)



б)

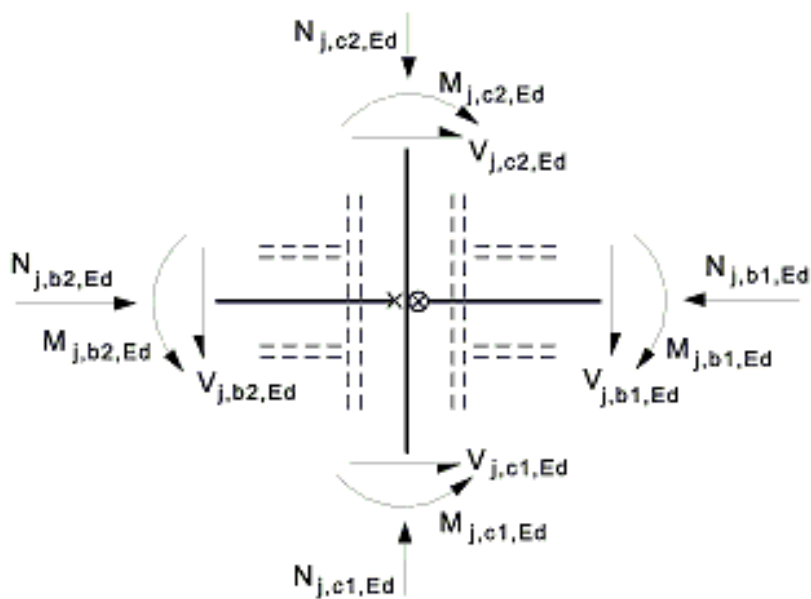


Рисунок 11.8 – Внутренние усилия в узловых соединениях балок с колоннами: а) – значения усилий на периферии участка стенки колонны, б) – значения усилий в точке пересечения осей элементов

Работающий на сдвиг участок стенки колонны можно моделировать отдельно с учетом внутренних усилий, действующих на границах рассчитываемого участка стенки (Рисунок 11.9а). Двусторонние узлы можно моделировать как два отдельных взаимодействующих узла (Рисунок 11.9б).

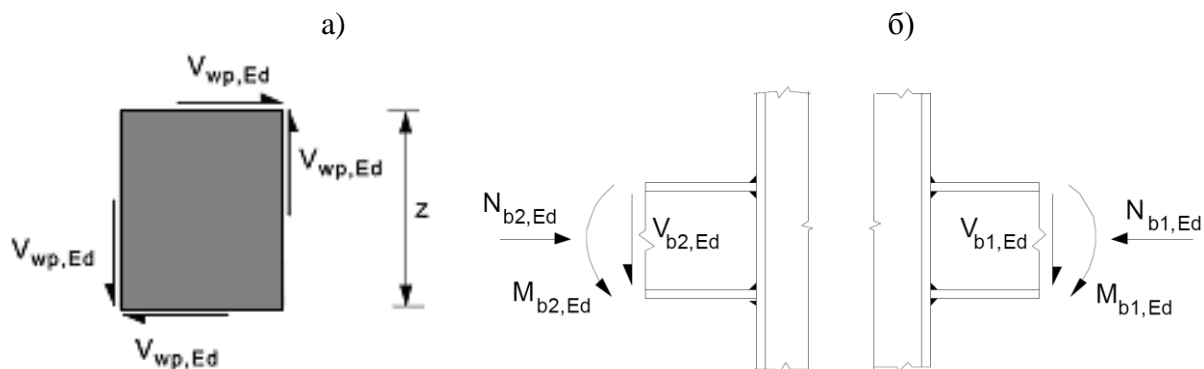


Рисунок 11.9 – Внутренние усилия, действующие на участках стенки колонны в узловых соединениях: а) – поперечные силы на участке стенки колонны, б) – усилия в узле сопряжения балки с колонной

Суммарное сдвигающее усилие $V_{wp,Ed}$ в стенке колонны определяется по формуле:

$$V_{wp,Ed} = (M_{b1,Ed} - M_{b2,Ed})/z - (V_{c1,Ed} - V_{c2,Ed})/2 \quad (11.5)$$

где z – плечо внутренней пары сил.

В соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 угловая податливость узловых соединений определяется исходя из изгибных жесткостей их основных компонентов, каждая из которых представлена коэффициентом упругой жесткости k_i . Например, в соединении балки с колонной посредством опорного фланца значения k_i определяются для стенки колонны при растяжении, полки колонны при изгибе, опорного фланца при изгибе и крепежных болтов при растяжении.

Угловая податливость S_j сопряжения балки с колонной или стыка балок при действии момента $M_{j,Ed}$ меньшего несущей способности узла при изгибе $M_{j,Rd}$ определяется по формуле (при условии не превышения осевого усилия 5 % расчетной несущей способности $N_{pl,Rd}$ поперечного сечения):

$$S_j = \frac{Ez^2}{\mu \cdot \sum_i \frac{1}{k_i}}, \quad (11.6)$$

где k_i – коэффициент жесткости для основного компонента узла i ;

z – плечо внутренней пары сил в узловом соединении;

μ – отношение угловых податливостей $S_{j,ini} / S_j$, где начальная податливость $S_{j,ini}$ определяется по (11.6) при $\mu = 1,0$.

В статических расчетах узловые соединения балок с колоннами узлы моделируются в виде спиральной пружины, характеризуемой зависимостью между изгибающим моментом $M_{j,Ed}$ и углом поворота ϕ_{Ed} , которая учитывает работу участка стенки колонны на сдвиг, а также влияние соответствующих креплений (Рисунок 11.10). В общем случае

расчетная зависимость «изгибающий момент – угол поворота» является нелинейной (Рисунок 11.1в).

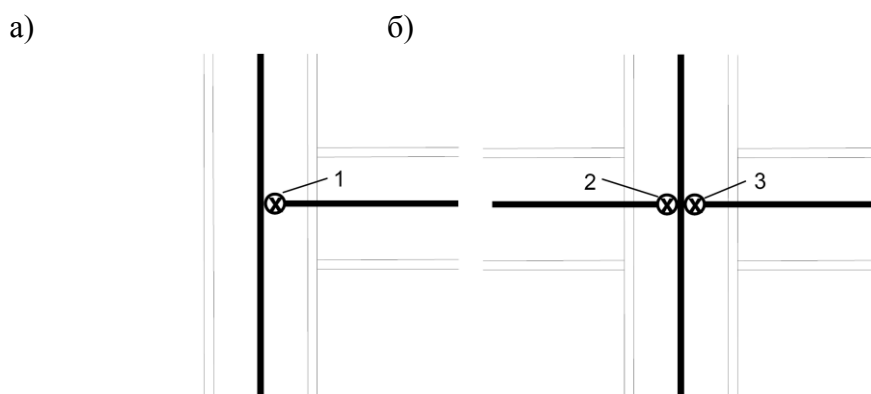


Рисунок 11.10 – Моделирование узлов в статических расчетах: 1, 2, 3 – узлы сопряжения балок с колоннами

Тип модели узла определяется по Таблице 11.2 в зависимости от классификации узла и выбранного метода статического расчета.

Таблица 11.2 – Тип модели узла

Метод расчета	Классификация узла		
Упругий	Шарнирный	Жесткий	Податливый
Жестко-пластический	Шарнирный	Равнопрочный	Частично равнопрочный
Упруго-пластический	Шарнирный	Жесткий и равнопрочный	Податливый и частично равнопрочный Податливый и равнопрочный Жесткий и частично равнопрочный
Тип модели узла	Шарнирный	Жесткий	Податливый

7.4 Определение несущей способности

При расчете сталежелезобетонных узлов сопряжения балок с колоннами и стыков могут использоваться положения Раздела 6 СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 при условии, что стальная часть узла находится в пределах области применения данного раздела. В расчетах следует учитывать влияние работы соединений на распределение внутренних усилий в конструкции, а также на общие деформации конструкции. Зависимость между углом поворота и моментом в узле, используемая при статическом расчете, может быть упрощена с помощью аппроксимирующих кривых при условии, что эти кривые расположена ниже представленной Рисунок 11.1 расчетной кривой зависимости между углом поворота и изгибающим моментом.

Различают упругий, жестко-пластический и упруго-пластический расчеты узлов.

При упругом расчете узлы должны обладать достаточной прочностью для передачи внутренних усилий, полученных при статическом расчете. В случае податливого узла в статическом расчете принимается угловая податливость S_j , которая соответствует изгибающему моменту $M_{j,Ed}$. Если $M_{j,Ed}$ не превышает $2/3 M_{j,Rd}$, то в статическом расчете можно принять начальную угловую податливость $S_{j,ini}$ (Рисунок 11.11а). Для упрощения методики расчетное значение угловой податливости можно принять равным $S_{j,ini} / \eta$ для всех значений изгибающего момента $M_{j,Ed}$ (Рисунок 11.11б). Здесь η является коэффициентом перехода к модифицированной жесткости.

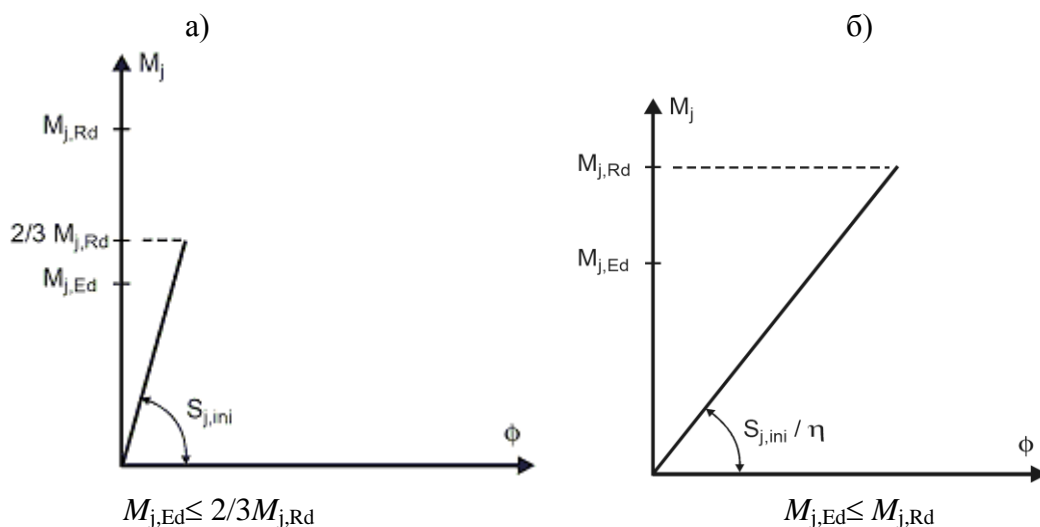


Рисунок 11.11 – Угловая податливость узла, принимаемая при упругом расчете

При жестко-пластическом расчете узлы классифицируют по их прочности в соответствии с Рисунком 11.3 и Таблицей 11.2. Способность узла к повороту должна быть достаточной по отношению к углу поворота узла, полученному при расчете.

При упруго-пластическом расчете узлы следует классифицировать по их жесткости в соответствии с Рисунком 11.3 и Таблицей 11.2. Для определения распределения внутренних сил и моментов в элементах конструкций следует использовать зависимость между изгибающим моментом и углом поворота узла. Для упрощения расчета может быть принята билинейная зависимость между моментом и углом поворота узла, показанная на Рисунке 11.12.

Внутренние усилия в соединениях в предельном состоянии по несущей способности следует определять согласно принципам СН РК EN 1993-1-1:2005/2011. Несущую способность соединения следует определять, исходя из несущих способностей его основных компонентов. Соединения следует рассчитывать на основе реальных предпосылок о распределении внутренних сил и моментов: внутренние силы и моменты, принимаемые при расчете, находятся в равновесии с силами и моментами, приложенными к соединению:

–каждый элемент соединения обладает достаточной несущей способностью для восприятия внутренних сил и моментов;

–деформации, соответствующие принятому распределению, не превышают предельные деформации крепежных деталей или сварных швов и соединяемых деталей;

–допускаемое распределение внутренних усилий должно погонным жесткостям в пределах соединения;

–деформации, допускаемые в любой расчетной модели при упруго-пластическом расчете, основаны на вращениях жесткого тела и/или на физически возможных деформациях в плоскости;

–каждая используемая модель согласуется с оценкой результатов испытаний в соответствии с требованиями СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011.

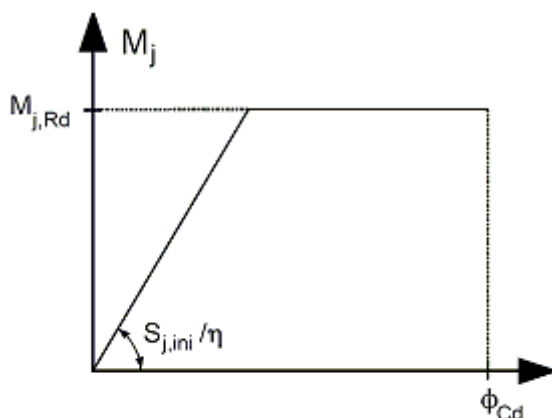


Рисунок 11.12 – Упрощенная билинейная зависимость между моментом и углом поворота узла

Расчетная зависимость между изгибающим моментом и углом поворота определяет следующие три основных конструктивных свойства:

- несущую способность на изгиб;
- угловую податливость;
- вращательную способность.

Расчетная зависимость «изгибающий момент – угол поворота» сопряжения балки с колонной должна соответствовать предпосылкам, принятым в нормах СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 при статическом расчете конструкции в целом и при расчете отдельных элементов.

При определении расчетной несущей способности на изгиб и угловой податливости для каждого узла, возможное влияние участка стенки колонны, работающего на срез, учитывается с помощью коэффициентов трансформации β_1 и β_2 , значения которых приведены в п.6.2 СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (6.2). Приближенные значения β_1 и β_2 , основанные на значениях изгибающих моментов в балке $M_{b1,Ed}$ и $M_{b2,Ed}$, действующих на периферии участка стенки колонны (Рисунок 11.9а), можно определить по Таблице 11.3. Более точные значения β_1 и β_2 , основанные на значениях изгибающих моментов в балке в точке пересечения осей элементов (Рисунок 11.9б), могут быть определены из выражений:

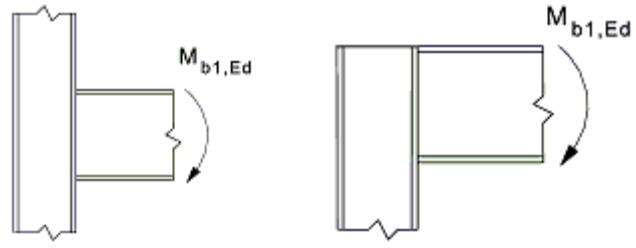
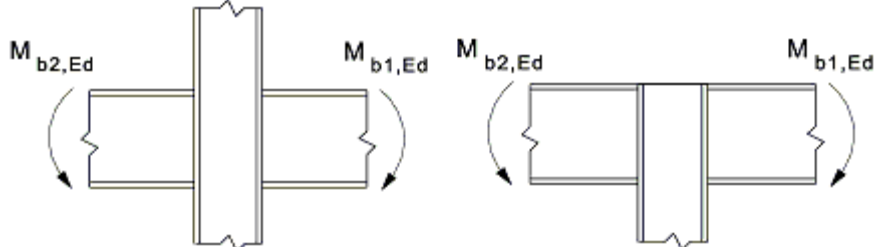
$$\beta_1 = |1 - M_{j,b2,Ed} / M_{j,b1,Ed}| \leq 2, \quad (11.7)$$

$$\beta_2 = |1 - M_{j,b1,Ed} / M_{j,b2,Ed}| \leq 2, \quad (11.8)$$

где $M_{j,b1,Ed}$ – момент в точке пересечения осей элементов со стороны правой балки;
 $M_{j,b2,Ed}$ – момент в точке пересечения осей элементов со стороны левой балки.

При определении расчетной несущей способности на изгиб неусиленного двустороннего сопряжения балки с колонной с неравными по высоте балками, следует учитывать фактическое распределение касательных напряжений на участке стенки колонны.

Таблица 11.3 – Приближенные значения коэффициента трансформации β

Конфигурация узла	Воздействие	β
	$M_{b1,Ed}$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} = M_{b2,Ed}$	$\beta = 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} > 0$	$\beta \approx 1$
	$M_{b1,Ed} / M_{b2,Ed} < 0$	$\beta \approx 2$
	$M_{b1,Ed} + M_{b2,Ed} = 0$	$\beta \approx 2$

Расчетная несущая способность при изгибе сталежелезобетонных узлов с полным объединением определяется аналогично, как и узлов сопряжения стальных элементов по СН РК EN 1993-1-8:2005/2011, но с учетом участия арматуры в работе узла. При этом учитывается распределения внутренних усилий в узле и расчетные несущие способности его основных компонентов на действие этих усилий (Таблица 11.1).

Изгибающий момент от действия расчетных воздействий должен удовлетворять условию:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.9)$$

Если осевая сила N_{Ed} в присоединенном элементе превышает 5 % расчетной несущей способности в пластической стадии $N_{pl,Rd}$, то применяется следующее условие:

$$\frac{M_{j,Ed}}{M_{j,Rd}} + \frac{N_{j,Ed}}{N_{j,Rd}} \leq 1,0 \quad (11.10)$$

где $M_{j,Rd}$ – расчетная несущая способность узла при изгибе, определяемая при

отсутствии осевой силы;

$N_{j,Rd}$ – расчетная несущая способность узла при сжатии, определяемая при отсутствии изгибающего момента.

Размеры сварных швов в узлах должны быть такими, чтобы расчетное значение изгибающего момента $M_{j,Rd}$ лимитировалось расчетной несущей способностью его основных компонентов, а не сварных швов. В сопряжении балки с колонной или в стыке балок с пластическим шарниром и поворотом узла при любой расчетной ситуации сварные швы проектируются так, чтобы они могли воспринимать следующие расчетные моменты:

– изгибающий момент $M_{pl,Rd}$, воспринимаемый присоединяемым элементом в пластической стадии;

– изгибающий момент $M_{j,Rd}$, увеличенный в 1,4 раза для каркасов, в которых система связей удовлетворяет требованиям СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 в отношении горизонтальных перемещений и в 1,7 раза в остальных случаях.

Жесткость при повороте узлов определяется как узлов сопряжения стальных элементов в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011, но с учетом участия арматуры в работе узла. При определении способности к повороту узла следует учитывать влияние трещин в бетоне, растянутого бетона между трещинами и деформации сдвигового соединения. Способность к повороту сталежелезобетонного узла может быть установлена экспериментально либо на основе численных методов в сочетании с экспериментом.

7.5 Соединения стальных элементов с бетоном

В сталежелезобетонных конструкциях для обеспечения совместной работы стальных элементов с бетоном применяются объединительные детали. При объединении полков стальных балок с бетонной плитой, стенок балок и колонных профилей с обетонированием применяются соединительные элементы, работающие на сдвиг. При этом силы трения и адгезия между сталью и бетоном не учитываются. Примеры таких соединений для сталежелезобетонных балок приведены на Рисунке 11.13.

Наибольшее применение в практике получили соединительные элементы в виде анкерных стержней с высаженными головками. В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 их геометрические параметры должны отвечать следующим требованиям (Рисунок 11.14):

- общая высота стержней должна быть не менее $3d$, где d – диаметр стержней;
- высаженная головка должна иметь диаметр не менее $1,5d$ и высоту не менее $0,4d$;
- диаметр стержней не должен превышать $2,5$ толщины элемента, к которому они привариваются;
- диаметр стержней, воспринимающих, кроме усилия сдвига, растягивающее усилие и подверженных усталостному воздействию, не должен превышать $1,5$ толщины полки, к которой он приварен;

При экспериментальном обосновании допускается применение стержней с иными геометрическими параметрами.

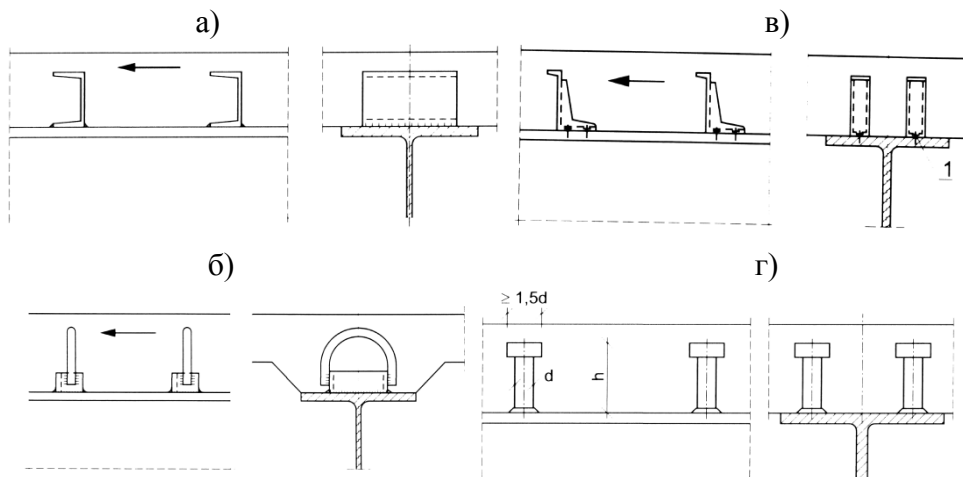


Рисунок 11.13 – Примеры соединительных элементов в сталежелезобетонных балках: а – швеллера, б – отрезки швеллеров с приваренными петлями, в – холодногнутые уголки, г - стержни с высаженной головкой

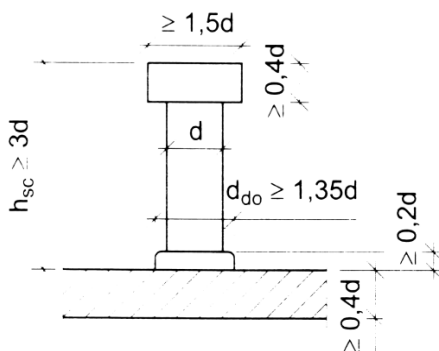


Рисунок 11.14 – Геометрические параметры анкерных стержней с высаженными головками, привариваемых автоматической сваркой в соответствии с СТ РК ISO 14555 и EN 13918

Анкерные стержни, используемые в соединениях металлических балок с бетонными плитами на стальном профилированном настиле, привариваются к полке балок в соответствии со схемами Рисунка 11.15.

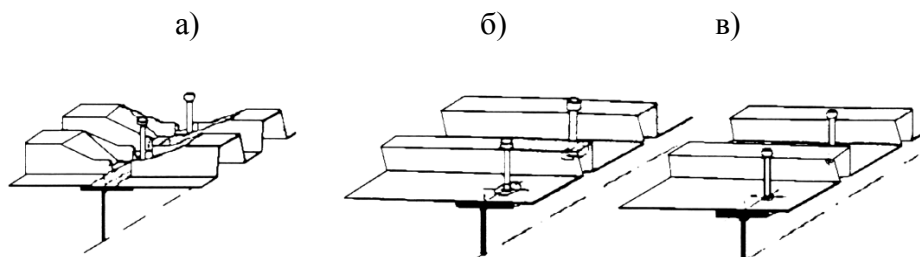


Рисунок 11.15 – Варианты сварных соединений анкерных стержней с металлическими балками через стальные профилированные листы: а) – через зазор между листами, б) – через отверстия в профилированных листах, в) – через профилированные листы

Схема работы анкерных стержней с высаженными головками в сдвиговом соединении показана на Рисунке 11.16. Сдвигающее усилие F , передаваемое со стального элемента на стержень, уравнивается равнодействующих сжимающих напряжений, возникающих на контакте со стержнем. При этом стержень работает на сдвиг и изгиб, а несущая способность соединения определяется прочностью и жесткостью анкерного стержня и бетона.

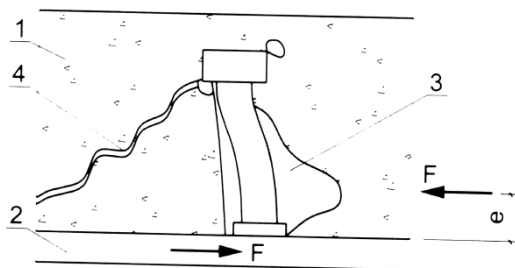


Рисунок 11.16 – Схема работы анкерного стержня с высаженной головкой на сдвиг:
1 – бетон, 2 – полка двутавра, 3 – область трехосного сжатия, 4 – трещина в бетоне

Количество объединительных деталей принимается равным расчетному усилию сдвига в предельном состоянии, деленному на расчетную несущую способность отдельной объединительной детали P_{Rd} . Расчетное сдвигающее усилие определяется в соответствии с п. 9.5 настоящего пособия. Расчетная несущая способность на сдвиг привариваемых анкерных стержней с высаженными головками согласно с СТ РК ISO 14555 принимается равной меньшему из значений, вычисленных по следующим формулам:

$$P_{Rd} = \frac{0,8f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_v}, \quad (11.11)$$

$$P_{Rd} = \frac{0,29\alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_v}, \quad (11.12)$$

в которых

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{для} \quad 3 \leq h_{sc}/d \leq 4;$$

$$\alpha = 1 \quad \text{для} \quad h_{sc}/d > 4,$$

γ_v – частный коэффициент безопасности, значение которого принимается равным 1,25 или по национальному приложению;

d – диаметр стержня $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$;

$f_u < 500 \text{ МПа}$ – временное сопротивление стали анкерного стержня на растяжение,

f_{ck} – характеристическое значение цилиндрической прочности на сжатие бетона плотностью не менее 1750 кг/м^3 ;

h_{sc} – общая номинальная высота анкерного стержня с высаженной головкой.

В бетонных плитах с применением стальных профилированных листов анкерные стержни располагаются в пределах бетона, заполняющего гофры листов.

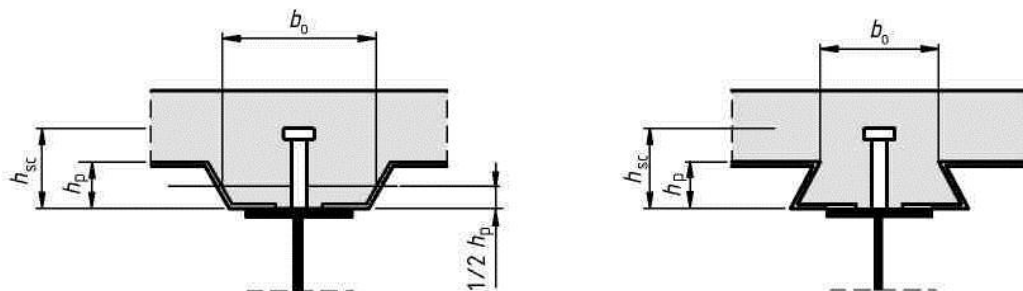


Рисунок 11.17 – Бетонная плита со стальным профилированным листом, расположенным параллельно балке

При расположении гофров профилированных листов вдоль стальных балок (Рисунок 11.17) несущая способность анкерных стержней на сдвиг определяется как для бетонной плиты сплошного сечения по Формулам 11.11 и 11.12 с применением понижающего коэффициента k_t , который вычисляется из выражения:

$$k_t = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad (11.13)$$

где $h_{sc} < h_p + 75\text{мм}$ – полная высота анкерного стержня с высаженной головкой.

При расположении профилированных листов поперек балок (Рисунок 11.18) несущая способность анкерных стержней на сдвиг определяется как для бетонной плиты сплошного сечения по Формулам 11.11 и 11.13 с применением понижающего коэффициента k_t , который вычисляется из выражения:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (11.14)$$

где n_r – количество анкерных стержней в одном гофре на пересечении с балкой, принимаемое в расчетах не более двух.

При этом значение временного сопротивления стали анкера на растяжение должно быть $f_u < 450\text{ МПа}$.

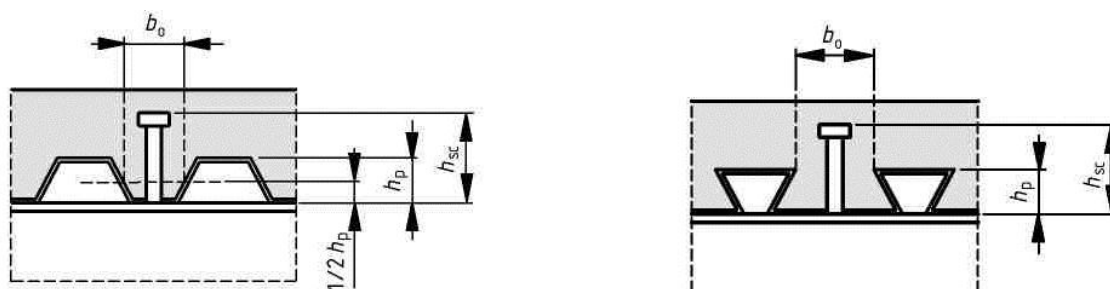


Рисунок 11.18 – Бетонная плита со стальным профилированным листом, расположенным поперек балки

Значения вычисленных коэффициента k_t не должно превышать граничных значений $k_{t,max}$, приведенных в Таблице 11.4. Кроме того вычисленные коэффициенты k_t считаются действительными при выполнении следующих условий:

- анкерные стержни расположены в гофрах высотой $h_p < 85\text{мм}$ и шириной $b_0 > h_p$;
- при приварке анкерных стержней к балке непосредственно через профилированный лист их диаметр не превышает 20мм;
- при приварке анкерных стержней к балке через отверстия в профилированном листе диаметр стержней не превышает 22мм.

Таблица 11.4 – Граничные значения $k_{t,max}$ для корректировочного коэффициента k_t

Количество анкерных стержней в одном гофре профилированного листа	Толщина t профилированного листа (мм)	Анкерные стержни диаметром не более 20мм, приваренные к балке через стальной профилированный лист	Анкерные стержни диаметром 19 или 22мм, приваренные к балке через отверстия в стальном профилированном листе
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,80	0,60

Шаг анкерных стержней с высаженными головками вдоль сдвигающего усилия должен составлять не менее $5d$, поперек сдвигающего усилия не менее $2,5d$ в плитах сплошного сечения и $4d$ в остальных случаях.

Для предотвращения отрыва бетонной плиты от балки объединительные детали следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия F_{ten} , действующего перпендикулярно плоскости стального пояса балки. Если величина F_{ten} составляет менее 10% от значения расчетной несущей способности P_{Rd} объединительных деталей на сдвиг, то их растяжением можно пренебречь. Если $F_{ten} > 0,1P_{Rd}$, то соединение выходит за область применения СН РК EN 1994/2011.

7.6 Пример расчета

Пример

Исходные данные

Запроектировать узел сопряжения металлической колонны с металлической балкой, являющейся элементом сталежелезобетонного перекрытия. Конструктивное решение узла приведено на Рисунке 11.6.1. Колонна выполнена из колонного двутавра 23К1 по ГОСТ 26020-83, балка из двутавра 35Б2 по ГОСТ 26020-83. На металлическую балку длиной $L = 6,0$ м с шагом $2,0$ м опираются металлические двутавровые прогоны. Верхние пояса балок и прогонов располагаются в одной горизонтальной плоскости. Плита перекрытия состоит из профилированного настила высотой сечения $h_p = 80$ мм и бетонной плиты толщиной $h_c = 50$ мм. Профилированный настил расположен перпендикулярно к оси прогонов. В верхней зоне бетонной плиты вдоль оси балки расположена арматура 1 с целью предотвращения трещинообразования плиты при повороте опорного сечения балки. По условиям задачи опорная реакция $V = 150$ кН. передается с балки на колонну посредством металлических уголков, соединяемых с колонной на сварке и монтажных болтах. При этом узел не должен воспринимать изгибающих моментов, то есть должен работать как шарнирное соединение.

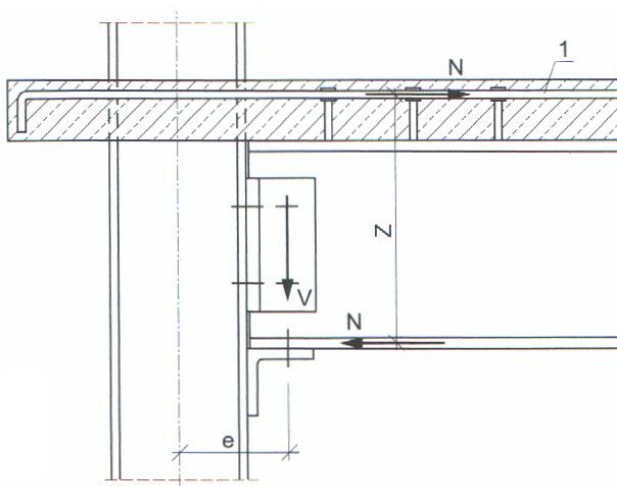


Рисунок 11.6.1 – Конструктивное решение узлового соединения сталежелезобетонной балки с колонной

Расчет узлового соединения

Величину армирования плиты на ширине $1,0$ м в зоне сопряжения с колонной назначаем из условия $A_{s,min} = 0,002 h_c \times 100 = 0,002 \times 5 \times 100 = 1 \text{ см}^2/\text{м}$

Принимаем армирование стержнями диаметром $d = 6$ мм в количестве 6 штук на $1,0$ м (сталь марки S 275 $f_{sd} = 275$ МПа).

$$A_s = 1,7 \text{ см}^2 > A_{s,min}$$

Расстояние от оси арматуры до верхней грани железобетонной плиты принято $a = 20$ мм.

Эффективная ширина бетонной плиты в опорной зоне

$$b_{eff,o} = d + \sum \beta_i b_{ei},$$

где $d = 2,0$ см диаметр анкерных стержней, приваренных к верхней полке балки,

$$\beta = 0,55 + 0,025 \cdot L_{eff} / b_e = 0,55 + 0,025 \times 5,1 / 0,75 = 0,72$$

$$L_e = 0,85 L = 0,85 \times 6,0 = 5,1 \text{ м}$$

$$b_e = L/8 = 0,75 \text{ м}$$

$$b_{eff,o} = 0,02 + 0,72 \times 0,75 + 0,72 \times 0,75 = 1,1 \text{ м}$$

Растягивающее усилие в арматуре

$$N = f_{sd} A_s b_{eff,o} = 275 \times 103 \times 1,7 \times 10^{-4} \times 1,1 = 51,43 \text{ кН}$$

Плечо внутренних усилий в соединении

$$Z = H + h_p + h_c - a = 0,35 + 0,08 + 0,05 - 0,02 = 0,46 \text{ м}$$

Изгибающий момент в соединении

$$M_n = N Z = 51,43 \times 0,46 = 23,66 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Изгибающий момент, вызванный внецентренной передачей опорной реакции балки на колонну с эксцентриситетом $e = 0,165 \text{ м}$

$$M_e = V e = 150 \times 0,165 = 24,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Суммарный изгибающий момент

$$M = M_n + M_e = 23,66 + 24,75 = 48,41 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Вычисленный момент необходимо учитывать при определении несущей способности колонны, расчет которой выполняется в соответствии с указаниями норм СН РК EN 1993-1-1:2005/2011.

Примеры проектирования сдвиговых соединений в сталежелезобетонных балках приведены в Разделе 9 настоящего приложения.

8 РАСЧЕТЫ НА ВЫНОСЛИВОСТЬ

8.1 Определение внутренних усилий и напряжений

Сталежелезобетонные конструкции проверяются на выносливость в случае, если они подвержены регулярным циклическим нагрузкам. К таким нагрузкам относятся, например, колесные нагрузки от транспортных средств, вибрация оборудования, колебания от ветра, веса людей. Сущность расчетов на выносливость заключается в обеспечении вероятности того, что в течение всего расчетного срока эксплуатации конструкция не разрушится вследствие усталости или не потребует устранения повреждений, обусловленных усталостью.

Внутренние усилия в конструкции при проверке выносливости определяются с помощью статического упругого расчета для сочетания воздействий, приведенного в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. При этом воздействия подразделяются на нециклические и циклические, которые могут привести к усталостному разрушению. Основное сочетание нециклических воздействий определяется по аналогии с частой комбинации воздействий для предельного состояния по эксплуатационной пригодности и записывается в виде:

$$E_d = E\{G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i}\} \quad (12.1)$$

при этом $j \geq 1$ ($i > 1$)

где величины $Q_{k,1}$ и $Q_{k,i}$ являются нециклическими, непостоянными воздействиями, а сочетание воздействий в скобках $\{ \}$ является основным сочетанием и определяется из выражения:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (12.2)$$

Циклическое воздействие объединяется с самым неблагоприятным основным сочетанием:

$$E_d = E\{ \{ G_{k,j}; P; \psi_{1,1} Q_{k,1}; \psi_{2,i} Q_{k,i} \}; Q_{fat} \} \quad (12.3)$$

при этом $j \geq 1$ ($i > 1$),

где сочетание воздействий в скобках $\{ \}$ является основным сочетанием и, включая циклическое нагружение Q_{fat} , выражается в форме:

$$\left(\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \right) + Q_{fat} \quad (12.4)$$

Величины усталостных нагрузок находятся из норм СН РК EN 1991 либо СН РК EN 1993-1-9. При расчетах на усталость иногда возникает необходимость в рассмотрении динамических характеристик конструкции или влияние ударных воздействий.

На основании статического расчета определяются напряжения в каждом из компонентов сталежелезобетонной конструкции. В практических расчетах проверка усталостной прочности осуществляется с использованием метода эквивалентного уровня напряжений, который заключается в представлении фактического эксплуатационного воздействия в виде N^* циклов загрузки с одним уровнем напряжений. При этом диапазоны напряжений в каждом из компонентов сталежелезобетонных конструкций определяются исходя из величин напряжений, полученных на основе вычисленных внутренних усилий и параметров сечений.

Напряжения в бетоне определяются с учетом его трещинообразования и пренебрегая прочностью при растяжении. При этом в рассматриваемом сечении должно выполняться условие совместности относительных деформаций. В местах образования трещин необходимо учитывать влияние увеличения жесткости растянутого бетона на напряжения в арматуре.

Напряжения в стальных элементах определяются с учетом знака нормальных напряжений в бетонной плите. Если изгибающие моменты $M_{Ed,min,f}$ и $M_{Ed,max,f}$ или только $M_{Ed,min,f}$ вызывают сжатие в бетонной плите, то напряжения в стальном элементе от действия указанных изгибающих моментов определяются с использованием характеристик поперечных сечений без трещин в бетоне. Если изгибающие моменты $M_{Ed,max,f}$ и $M_{Ed,min,f}$ вызывают растягивающие напряжения в бетонной плите, то напряжения в стальном элементе от действия указанных изгибающих моментов определяются с учетом приведенного к стали момента инерции I_2 эффективного сечения. При этом в работе сечения не учитывается растянутый бетон, но учитывается арматура. Диапазоны напряжений $\Delta\sigma_E$ в стальных элементах определяются из выражения:

$$\Delta\sigma_E = \lambda \phi | \sigma_{max,f} - \sigma_{min,f} | \quad (12.5)$$

где $\sigma_{max,f}$ и $\sigma_{min,f}$ – максимальные и минимальные напряжения, вызванными соответственно моментами $M_{Ed,max,f}$ и $M_{Ed,min,f}$;

λ – эквивалентный коэффициент повреждения, значения которого приведены в СН РК EN 1993-1-9:2005/2011;

ϕ – эквивалентный коэффициент повреждения от действия ударной нагрузки.

Если стальной элемент подвержен сочетанию общих «glob» и местных «loc» эффектов, то они рассматриваются по отдельности. Если не используется более точный метод расчета, то постоянная эквивалентная амплитуда напряжений, обусловленная общими и местными эффектами, определяется по формуле

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob}\Delta\sigma_{E,glob} + \Delta\sigma_E = \lambda_{loc}\phi_{loc}\Delta\sigma_{E,loc} \quad (12.6)$$

Здесь значения эквивалентной амплитуды напряжений $\Delta\sigma_E$ и эквивалентного коэффициента повреждения λ приведены в СН РК EN 1993-1-9.

Напряжения в арматуре определяются в зависимости от знака напряжений в бетонной плите, вызванных действием максимального $M_{Ed,max,f}$ и минимального $M_{Ed,min,f}$ изгибающих моментов. Если изгибающий момент $M_{Ed,max,f}$ вызывает растягивающие напряжения в бетонной плите, то влияние жесткости растянутого бетона на напряжение $\sigma_{s,max,f}$ в арматуре от действия $M_{Ed,max,f}$ определяется по Формулам 13.2 и 13.3 настоящего пособия. При этом в Формуле 13.3 вместо коэффициента 0,4 принимается коэффициент 0,2. Если растягивающие напряжения в бетонной плите вызваны действием момента $M_{Ed,min,f}$, то напряжения $\sigma_{s,min,f}$ в арматуре от $M_{Ed,min,f}$ можно определить из выражения:

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,max,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (12.7)$$

Если изгибающие моменты $M_{Ed,min,f}$ и $M_{Ed,max,f}$ или только $M_{Ed,min,f}$ вызывают сжатие в бетонной плите, то напряжения в арматуре от действия этих изгибающих моментов определяются с использованием характеристик поперечных сечений без трещин в бетоне.

Значения эквивалентной амплитуды напряжений $\Delta\sigma_E$ для арматуры приведены в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Ее значение может быть принято в диапазоне максимального уровня напряжений $\Delta\sigma_{s,max}$ в стали при соответствующем сочетании нагрузок. Диапазон напряжений $\Delta\sigma$ для арматуры показан на Рисунке 12.1. Эквивалентный коэффициент повреждения λ для арматурной стали приведен в соответствующих частях СН РК EN 1992/2011. Его величину можно также определить по Приложению А норм СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 с использованием величины наклона соответствующей прямой усталостной прочности.

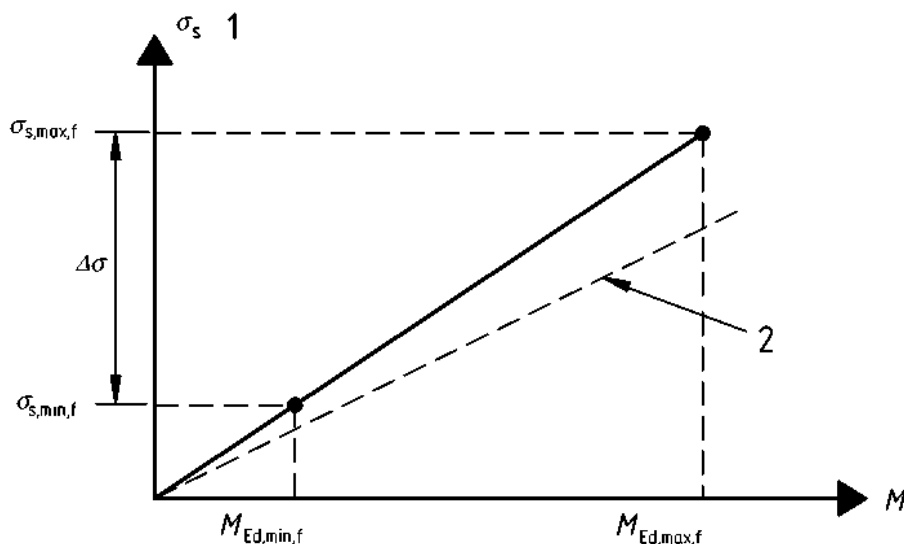


Рисунок 12.1 - К определению напряжений $\sigma_{s,max,f}$ и $\sigma_{s,min,f}$ в местах образования трещин: 1 - растянутая плита, 2 – сечение плиты с полным раскрытием трещин

Продольные сдвигающие усилия на единицу длины сдвигового соединения определяются с учетом образования трещин в бетоне. Усилия продольного сдвига по контакту стального элемента и бетона можно также определить приближенно с использованием характеристик сталебетонного сечения без трещин. Для анкерных стержней с высаженными головками при характеристическом сочетании воздействий максимальное сдвигающее усилие на одну объединительную деталь не должно превышать 0,75 величины расчетной несущей способности P_{Rd} анкерных стержней на сдвиг. При этом эквивалентный постоянный диапазон касательных напряжений в номинальном диапазоне их изменения определяется из выражения:

$$\Delta\tau_{E,t} = \lambda_v \Delta\tau \quad (12.8)$$

где λ_v – эквивалентный коэффициент повреждения, зависящий от величины наклона прямой усталостной прочности;

$\Delta\tau$ – диапазон касательных напряжений при усталостной нагрузке, отнесенный к площади поперечного сечения анкерного стержня с номинальным диаметром d .

Эквивалентный диапазон касательных напряжений с постоянной амплитудой в сварных швах или других видах сдвиговых соединений определяется в соответствии с Раздел 6 норм СН РК EN 1993-1-9:2005/2011. Эквивалентный коэффициент повреждения λ_v определяется по приложению А норм СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 на основании величины наклона прямых усталостной прочности, приведенных на Рисунке 12.2.

8.2 Оценка выносливости

В сталежелезобетонной конструкции условие усталостной прочности проверяется отдельно для каждого из ее компонентов: стальных элементов, арматуры, бетона и

соединительных элементов.

Выносливости стальных элементов оценивается в соответствии с руководствами СН РК EN 1993-1-9:2005/2011.

Выносливости арматуры проверяется в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Условие усталостной прочности имеет вид:

$$\gamma_{F,fat} \Delta \sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (12.9)$$

где $\Delta \sigma_{S,eq}(N^*)$ – эквивалентный уровень напряжений при повреждении с учетом количества циклов нагружения N^* . Для конструкций зданий значение $\Delta \sigma_{S,eq}(N^*)$ может быть принято приблизительно равным $\Delta \sigma_{S,max}$;

$\Delta \sigma_{S,max}(N^*)$ – максимальный уровень напряжений в арматуре при соответствующем сочетании нагрузок;

$\Delta \sigma_{Rsk}(N^*)$ – уровень напряжений при N^* циклах нагрузки, определяемый по графику на Рисунке 12.2 либо по Таблице 12.1;

$\gamma_{F,fat}$ – частный коэффициент безопасности для арматуры, принимаемый равный 1,0, если не оговорено в национальном приложении;

$\gamma_{S,fat}$ – частный коэффициент безопасности для циклической нагрузки, принимаемый по национальному приложению.

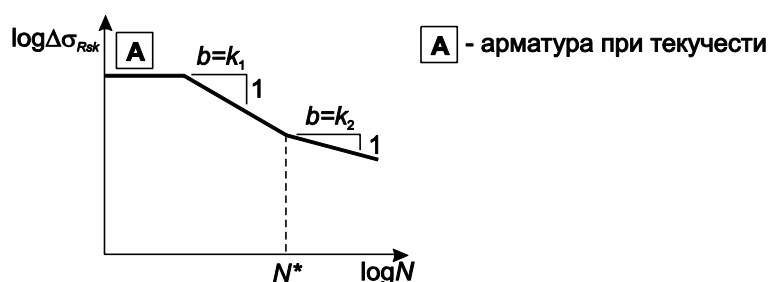


Рисунок 12.2 - Графическая зависимость усталостной прочности арматуры от числа циклов нагружения N

Таблица 12.1 - Параметры усталостных зависимостей для арматурной не напрягаемой стали

Вид арматуры	N^*	Показатель напряжения		$\Delta \sigma_{Rsk},$ $M_{Па}, \text{при } N^*$ циклах
		k_1	k_2	
Прямые и отогнутые стержни ¹⁾	10^6	5	9	162,5
Сваренные стержни и проволочные сетки	10^7	3	5	58,5
Соединения внахлестку	10^7	3	5	35

¹⁾ Значения для $\Delta \sigma_{Rsk}$ действительны для прямых стержней. Значения для отогнутых стержней

необходимо определять при помощи $\xi = 0,35 + 0,026D/d$, где D - диаметр оправки, d - диаметр стержня

Выносливость сжатого бетона проверяется в соответствии с указаниями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Сопротивление усталости для сжатого бетона должно удовлетворять условию:

$$E_{cd,min,eq} + 0,43 \cdot \sqrt{1 - R_{eq}} \leq 1 \quad (12.10)$$

где R_{eq} - соотношение минимального $E_{cd,min,eq}$ и максимального $E_{cd,max,eq}$ уровней напряжений, определяемых из выражений

$$E_{cd,min,eq} = \frac{\sigma_{cd,min,eq}}{f_{cd,fat}}, \quad (12.11)$$

$$E_{cd,max,eq} = \frac{\sigma_{cd,max,eq}}{f_{cd,fat}}, \quad (12.12)$$

где $f_{cd,fat}$ - расчетное значение усталостной прочности бетона;

$\sigma_{cd,max,eq}$ - максимальное напряжение прочности при предельной амплитуде с количеством N циклов;

$\sigma_{cd,min,eq}$ - минимальное напряжение прочности при предельной амплитуде с количеством N циклов.

Значение принимается равным $N = 10^6$ или по национальному приложению.

Усталостная прочность бетона в Формулах (12.11) и (12.12) определяется из выражения:

$$f_{cd,fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (12.13)$$

где $\beta_{cc}(t_0)$ - коэффициент прочности бетона при первой нагрузке (см. Формулу 7.1 настоящего пособия);

t_0 - возраст бетона на момент приложения первой циклической нагрузки, сут.

k_1 - коэффициент, значение которого приведено в национальном приложении либо принимаемый $k_1 = 0,85$ для $N = 10^6$ циклов.

Сопротивления бетона усталости при сжатии может также определяться из условий:

$$\frac{\sigma_{c,max}}{f_{cd,fat}} \leq 0,5 + 0,45 \cdot \frac{\sigma_{c,min}}{f_{cd,fat}}, \quad (12.14)$$

$$\sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,9 \quad \text{для } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{c,max} / f_{cd,fat} \leq 0,8 \quad \text{для } f_{ck} > 50 \text{ МПа,}$$

где $\sigma_{c,max}$ – максимальное сжимающее напряжение в бетоне при частом сочетании воздействий, принимаемое со знаком «плюс»;

$\sigma_{c,min}$ – минимальное сжимающее напряжение в бетоне в той же зоне сечения, в которой действует $\sigma_{c,max}$. Если $\sigma_{c,min}$ является напряжением растяжения, то $\sigma_{c,min}$ можно принять равным нулю.

Выносливость при сдвиге соединения анкерных стержней со стальной сжатой полкой проверяется из условия:

$$\gamma_{Ff} \cdot \Delta \tau_{E2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (12.15)$$

где $\Delta \tau_{E2}$ – эквивалентный постоянный диапазон касательных напряжений;

$\Delta \tau_c$ – значение усталостной прочности при 2 млн. циклах;

γ_{Ff} – частный коэффициент безопасности, приведенный для различных видов усталостной нагрузки в национальном приложении;

$\gamma_{Mf,s}$ – частный коэффициент безопасности, принимаемый равным 1,0 либо по национальному приложению.

Если при соответствующем сочетании нагрузок максимальное напряжение в стальной полке с приваренными анкерными стержнями являются растягивающими, то в каждом поперечном сечении необходимо проверить выполнение следующих зависимостей между диапазоном касательных напряжений $\Delta \tau_E$ в сварном шве анкерного стержня и диапазоном нормальных напряжений $\Delta \sigma_E$ в стальной полке:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \quad (12.16)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1,0; \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1,0 \quad (12.17)$$

где $\Delta \sigma_{E,2}$ – диапазон напряжений в полке, определяемый по Формуле 12.7;

$\Delta \sigma_c$ – рекомендуемое значение усталостной прочности для категории 80, приведенное в разделе 7 норм СН РК EN 1993-1-9:2005/2011;

$\Delta \tau_{E,2}$ и $\Delta \tau_c$ – эквивалентные диапазоны изменения касательных напряжений, определяемые соответственно по Формуле 12.8 и графику на Рисунке 12.3.

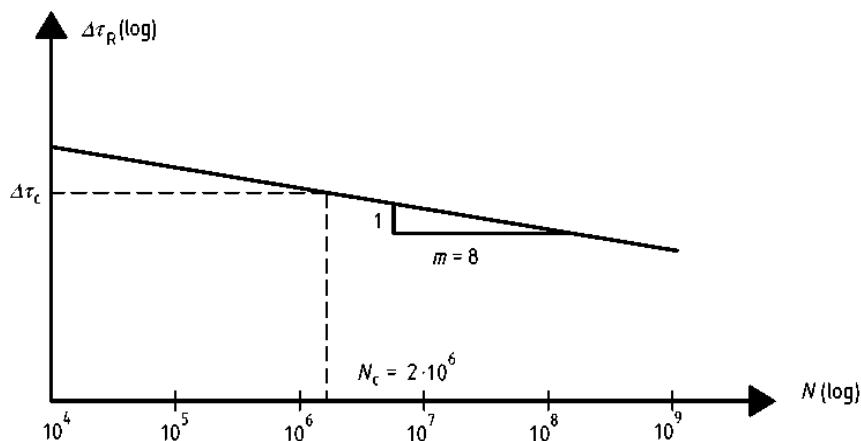


Рисунок 12.3 - Графическая зависимость усталостной прочности анкерных стержней с высаженной головкой в бетонной плите без трещин

Условие (12.16) следует проверять для максимального значения $\Delta\sigma_{E,2}$ и соответствующего значения $\Delta\tau_{E,2}$ а также для сочетания максимального значения $\Delta\tau_{E,2}$ и соответствующего значения $\Delta\sigma_{E,2}$. Если в расчетах не учитывается влияние жесткости растянутого бетона точными методами, то проверку следует производить для соответствующих диапазонов напряжений, определяемых для поперечных сечений с трещинами и без трещин.

Усталостная сдвиговая прочность анкерных стержней с высаженными головками определяется по графической зависимости Рисунка 12.3 и принимается для обычного бетона равной:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (12.18)$$

где $\Delta\tau_R$ – усталостная прочность при сдвиге, отнесенная к площади поперечного сечения стержня анкерных стержней диаметром d ;

$\Delta\tau_c = 90 \text{ МПа}$ – рекомендуемое значение усталостной прочности при 2 млн. циклах нагружения;

$m = 8$ – величина наклона прямой усталостной прочности;

N_R – количество циклов нагружения.

9 ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ПО ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ

9.1 Вертикальные и горизонтальные деформации

Сталежелезобетонные конструкции рассчитываются так, чтобы были удовлетворены все предельные состояния по эксплуатационной пригодности в соответствии с нормами СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. К критериям предельных состояний по эксплуатационной пригодности относятся жесткость перекрытий и покрытий, горизонтальные и вертикальные перемещения каркаса, раскрытие трещин в бетоне. Критерии эксплуатационной пригодности устанавливаются в каждом проекте согласно

требованиям к эксплуатации и согласовываются с заказчиком. Критерии эксплуатационной пригодности могут устанавливаться в национальном приложении, если таково имеется. Проверка предельных состояний по эксплуатационной пригодности сталежелезобетонных плит с применением стального профилированного листа следует производить в соответствии с частью 2 настоящего пособия.

Жесткости перекрытий и покрытий ограничиваются прогибами или пределами колебаний. Прогибы и горизонтальные перемещения конструкций для определяющих сочетаний воздействий рассчитываются методами, указанными в СН РК EN 1992 – СН РК EN 1999. Основные составляющие прогибов показаны на Рисунке 13.1, а горизонтальных перемещений на Рисунке 13.2.

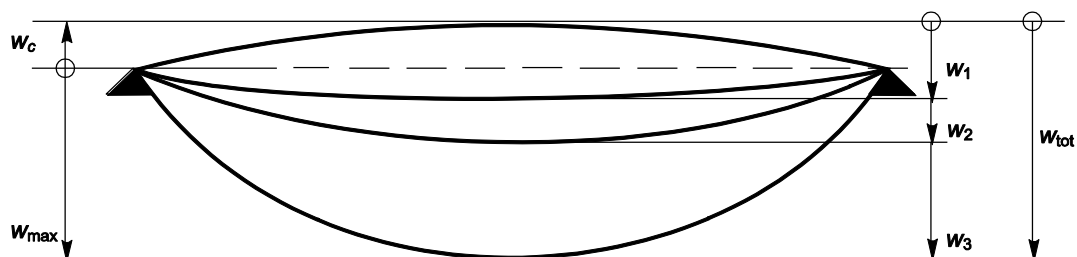


Рисунок 13.1 - Основные составляющие прогибов согласно СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011: w_c – выгиб, обусловленный конструкцией опалубки; w_1 – прогиб, вызванный постоянной нагрузкой; w_2 – приращение прогиба, вызванного длительно действующей постоянной нагрузкой; w_3 – прогиб, вызванный переменными воздействиями; w_{tot} – общий прогиб как сумма w_1 , w_2 и w_3 .

Начальным уровнем, относительно которого отсчитывается вертикальный прогиб w_{max} сталежелезобетонного перекрытия без монтажных опор, является верх конструкции. Низ конструкции принимают за начальный уровень только в том случае, если прогиб может ухудшить ее внешний вид.

Прогибы, которые могут привести к ограничениям эксплуатации или несущей способности конструкции и ненесущих элементов, например, перегородок и облицовок, определяются с учетом воздействий, возникающих после возведения здания или его части. Если критерием пригодности к нормальной эксплуатации является внешний вид несущей конструкции, то их рассчитывают на практически постоянное сочетание воздействий. При проверке критерия комфортности пользователей или нормальной работы механизмов устанавливаются определяющие переменные нагрузки. При необходимости также рассчитываются длительные воздействия от усадки, релаксации или ползучести с применением постоянных воздействий и практически постоянной доли переменных воздействий.

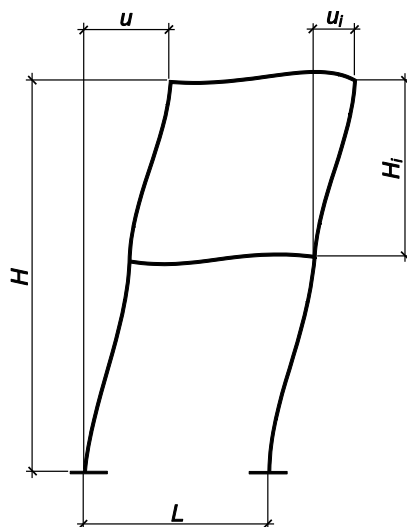


Рисунок 13.2 – Основные составляющие горизонтальных перемещений: u – общее горизонтальное перемещение здания по его высоте H , u_i – горизонтальное перемещение этажа по его высоте H_i

При приложении нагрузок только к стальным элементам прогибы определяются в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011, а при нагружении сталежелезобетонных конструкций прогибы определяются расчетом в упругой стадии в соответствии с разделом 6 части 1 настоящего пособия.

В расчетах по эксплуатационной пригодности напряжения в балках необходимо определять с учетом влияния ползучести, усадки и трещинообразования бетона, податливости свдвигового соединения бетонной плиты со стальным элементом, податливости бетонной плиты и стальной полки при действии сдвигающих усилий, неупругой работы стали и арматуры, если это имеет место. Если не используется более точный метод, то влияние ползучести и усадки можно учесть с помощью коэффициента приведения, представляющего собой соотношение модулей упругости стали и бетона (см. Формулу 8.5 настоящего пособия). При этом в сечениях с трещинами первичные эффекты усадки можно не учитывать.

Податливость бетонной плиты и стальной полки при действии сдвигающих усилий определяется с применением Формул 9.1 и 9.2 настоящего пособия. Влияние растянутого бетона между трещинами на напряжения в арматуре оценивается в соответствии с положениями п.13.3 настоящего пособия. Влияние растянутого бетона на напряжения в стальном элементе можно не учитывать. Влияние трещинообразования в бетоне в местах действия отрицательного изгибающего момента на прогибы следует учитывать методами расчета, приведенными в Разделе 9 настоящего пособия.

Если обеспечено полное объединение элементов сталежелезобетонного сечения, то эффекты неполного взаимодействия можно не учитывать. Эффекты неполного взаимодействия можно также не учитывать, когда:

–сдвиговое соединение запроектировано в соответствии с разделом 11 настоящего пособия; количество объединительных деталей составляет не менее половины их количества, которое необходимо для обеспечения соединения с полным объединением, либо когда усилия, определенные расчетом в упругой стадии и действующие на

объединительные детали в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности, не превышают P_{Rd} ;

– в плитах с ребрами, расположенными поперек балки, высота ребер не превышает 80 мм.

В случае однопролетных сталежелезобетонных балок длиной L и жесткости приведенного сечения $E_a J_1$ прогиб от их равномерном нагружения нагрузкой q вычисляется из известного выражения

$$W = 0,013 q L^4 / (E_a J_1), \quad (13.1)$$

а от усадки бетона во время его твердения в железобетонной плите по формуле:

$$W_{cs} = M_{cs} L^2 (1 - J_a / J_1) / (8 E_a J_a), \quad (13.2)$$

$$\text{где} \quad M_{cs} = E_a J_a \varepsilon_{sc} / a; \quad (13.3)$$

E_a, J_a – модуль упругости и момент инерции стального сечения;

J_1 – момент инерции сталежелезобетонного сечения;

ε_{sc} – деформации усадки бетона;

a – расстояние между центрами тяжести стальной балки и бетонной плиты.

Если заказчиком не установлено особых требований, то прогибы от усадки бетона средней плотности можно не учитывать, если отношение длины пролета к общей высоте балки не превышает 20.

В неразрезных балках со стальными сечениями класса 1, 2 или 3 допускается использовать следующий упрощенный метод определения прогибов. На каждой промежуточной опоре, где напряжения σ_{ct} превышают значения $1,5 f_{ctm}$ или $1,5 f_{lctm}$, полученный без учета трещинообразования изгибающий момент умножают на понижающий коэффициент f_1 , приведенный на Рисунке 7.1, а изгибающие моменты в смежных пролетах соответственно увеличиваются. Кривая А на Рисунке применяется только для внутренних пролетов, которые нагружены одинаковой погонной нагрузкой и имеют длины, отличающиеся между собой не более чем на 25 %. В противном случае принимается нижнее граничное значение $f_1 = 0,6$ (линия В на Рисунке 13.3).

При определении прогиба балок без монтажных опор можно учесть влияние местной текучести стали в опорной зоне путем умножения опорного изгибающего момента, определяемого по методам, изложенным в настоящем разделе, на следующие дополнительные понижающие коэффициенты:

– $f_2 = 0,5$ – при достижении предела текучести f_y до твердения бетонной плиты;

– $f_2 = 0,7$ – при достижении предела текучести f_y после твердения бетонной плиты.

Изложенная методика не может быть использована для определения строительного подъема конструкции.

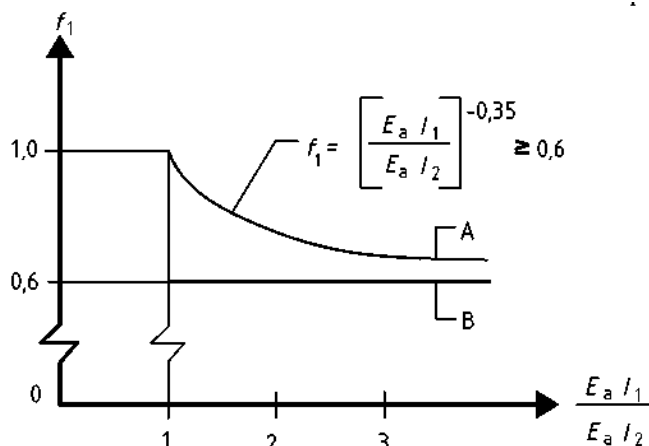


Рисунок 13.3 - Графики понижающего коэффициента f_1 для определения опорного изгибающего момента в неразрезных многопролетных сталежелезобетонных балках

9.2 Колебания

Причинами возбуждения колебаний (вибрации) могут быть работа машин и механизмов, движение транспорта, синхронизированные движения людей, ветровые нагрузки и др. Возможные причины возбуждения колебаний в каждом конкретном случае должны согласовываться с заказчиком. Критериями проверки колебаний (вибрации) являются удовлетворительное самочувствие пользователей и функциональная пригодность конструкции или ее частей, например, отсутствие трещин в перегородках и повреждений фасада.

Иные возможные влияния в каждом конкретном случае следует согласовывать с заказчиком. Эксплуатационная пригодность при колебаниях может достигаться за счет того, что частота собственных колебаний несущей конструкции или элемента конструкции будет выше пределов, которые согласовываются с заказчиком и/или компетентным ведомством. Если частота собственных колебаний несущей конструкции или ее частей ниже предельных значений, динамический расчет осуществляется с учетом влияния гасителей колебаний. Динамические характеристики балочных конструкций должны удовлетворять критериям, изложенным в СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Подробные указания по расчету колебаний (вибрации) приведены в нормах СН РК EN 1991-1-1:2002/2011, СН РК EN 1991-1-4:2005/2011 и ISO 10137:2007.

9.3 Образование трещин в бетоне

Трещинообразование является обычным явлением в железобетонных конструкциях, которые подвержены изгибу, срезу, кручению или растяжению. Трещины могут возникать при непосредственном приложении нагрузки или в результате ограничения вынужденных деформаций. Причиной трещинообразования могут быть также усадка твердеющего бетона.

Развитие трещин необходимо ограничивать до величины, исключаящей их влияние на нормальное функционирование и долговечность конструкции или ухудшение ее

внешнего вида. Образование трещин допускается без проверки ширины их раскрытия, если они не влияют на нормальную эксплуатацию конструкции.

Предельное значение ширины раскрытия трещин зависит от класса условий эксплуатации и ограничивается требованиями норм СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Предельное значение ширины раскрытия трещин W_{\max} устанавливается с учетом предполагаемого назначения и вида конструкции, а также затрат, связанных с ограничением трещинообразования. Рекомендуемые значения W_{\max} для соответствующих классов эксплуатации принимаются по Таблице 13.1 либо национальному приложению, если таково имеется. Для практически постоянного сочетания нагрузок при значениях ширины раскрытия трещин меньших W_{\max} требования относительно внешнего вида и долговечности строения как правило соблюдаются. Исключением могут быть конструкции, для которых предъявляются специальные требования, например, водопроницаемости.

Таблица 13.1 - Рекомендуемые в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 предельные значения ширины раскрытия трещин W_{\max} в бетоне (мм)

Класс эксплуатации	Железобетонные и предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном
	Практически постоянное сочетание нагрузок	Частое сочетание нагрузок
X0, XC1	0,41	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,22
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Релаксация
<div><div>¹⁾ Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность. Приведенное предельное значение используется для обеспечения надлежащего внешнего вида исходя из эстетико-психологических соображений. Если отсутствуют требования к внешнему виду, указанное предельное значение может быть увеличено.</div><div>²⁾ Для данных классов эксплуатации дополнительно необходимо проверить релаксацию в предварительно напряженных конструкциях при практически постоянном сочетании нагрузок. Для конструкций, эксплуатируемых в условиях класса эксплуатации XD3 необходимые особые меры, выбор которых зависит от вида агрессивного вещества.</div></div>		

Развитие трещин при непосредственном действии нагрузки может быть уменьшено путем ограничения шага или диаметра арматурных стержней, значения которых зависят от напряжений σ_s в арматуре и расчетной ширины раскрытия трещин. Максимальные диаметры стержней приведены в Таблице 9.1 настоящего пособия, а максимальный шаг стержней в Таблице 13.2. В случае, когда балки проектируются как разрезные, но с неразрезной железобетонной плитой без ограничения ширины раскрытия трещин, продольное армирование в пределах эффективной ширины плиты должно быть не менее

0,4% площади сечения бетона для конструкций с монтажными опорами и 0,2% площади сечения бетона для конструкций без монтажных опор. Кроме того в неразрезных балках продольная арматура бетонной плиты заводится с каждой стороны промежуточной опоры на длину равную 0,25 пролета или при наличии консоли на длину равную 0,5 ее вылета.

Таблица 13.2 - Максимальный шаг арматурных стержней периодического профиля

Напряжение в арматуре σ_s (МПа)	Максимальный шаг стержней (мм) при расчетной ширине раскрытия трещины W_k		
	$W_k = 0,4\text{мм}$	$W_k = 0,3\text{мм}$	$W_k = 0,2\text{мм}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	—
360	100	50	—

Внутренние усилия в сталежелезобетонных сечениях определяются путем статического расчета конструкции в упругой стадии и с учетом развития трещин в бетоне. Если бетонная не напрягаемая плита имеет трещины, то напряжения σ_s в арматуре возрастают в связи с увеличением жесткости бетона между трещинами по сравнению с напряжениями в сталежелезобетонном сечении без учета растянутого бетона. Напряжения σ_s в растянутой арматуре, вызванные непосредственным приложением нагрузки, определяются из выражения:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s, \quad (13.4)$$

причем
$$\Delta\sigma_s = \frac{0,4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s}; \quad (13.5)$$

где
$$\alpha_{st} = \frac{Al}{A_a l_a}, \quad (13.6)$$

$\sigma_{s,0}$ – напряжение в арматуре сталежелезобетонного сечения, определяемое без учета растянутого бетона;

f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая для обычного бетона средней плотности равной f_{ctm} (Таблица 7.1а) или для легкого бетона равной f_{lctm} (Таблица 7.1б);

ρ_s – коэффициент армирования, равный $\rho_s = (A_s/A_{ct})$;

A_{ct} – эффективная площадь бетонной плиты в пределах эффективной ширины растянутой зоны (для упрощения принимается равной площади сечения плиты с эффективной шириной);

A_s – общая площадь продольной арматуры в пределах эффективной площади

бетонной плиты;

A, I – соответственно площадь и момент инерции эффективного сталежелезобетонного сечения без учета растянутого бетона и профилированного листа;

A_a, I_a – соответственно площадь и момент инерции сечения стального элемента.

Для ненапрягаемых конструкций напряжения σ_s , как правило, определяются при квазипостоянном сочетании воздействий.

Числовые проверки предельного состояния сталежелезобетонных балок по эксплуатационной пригодности содержатся в примерах 1 и 2 Раздела 9 настоящего пособия.

Приложение А
(информационное)

Жесткость компонентов узловых соединений сталежелезобетонных каркасов зданий

А.1 Коэффициенты жесткости

К компонентам узловых соединений сталежелезобетонных каркасов относятся продольная стальная растянутая арматура, опорные фланцы балок, работающие на сдвиг и поперечное сжатие усиленные и не усиленные участки стенки колонны и другие конструктивные элементы (Рисунок А.1). Их коэффициенты жесткости k_i определяются по Формуле (6.27) норм СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 кроме случаев, рассмотренных в настоящем приложении. Коэффициент жесткости продольной стальной растянутой арматуры $k_{s,g}$ для ряда g определяется по Таблице А.1. Приведенные в таблице формулы для определения коэффициента жесткости при $M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$ применимы при двустороннем примыкании балок к колонне и их одинаковом нагружении при условии замены высоты h сечения колонны шириной полки несущей главной балки.

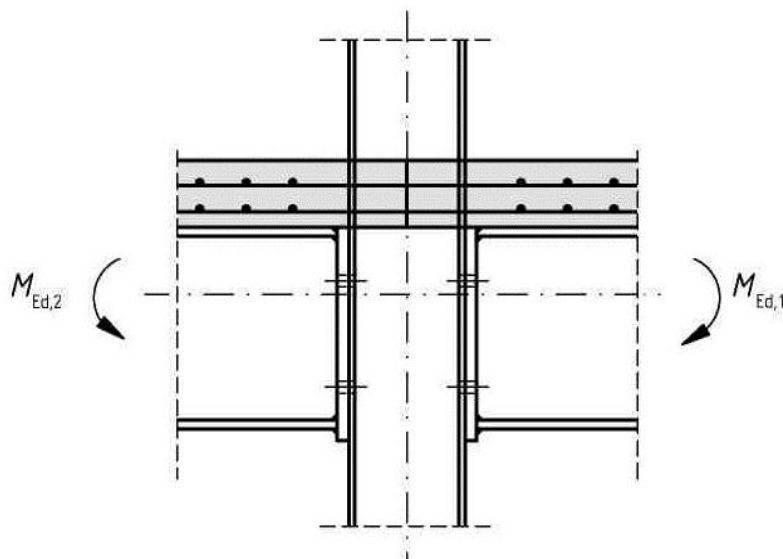


Рисунок А.1 - Узел сопряжения колонны с сталежелезобетонными балками

Коэффициент жесткости опорного фланца можно принять равным бесконечности.

Для работающего на сдвиг в узле сопряжения с опорным фланцем не усиленного участка стенки коэффициент жесткости k_1 можно принимать равным значению, приведенному в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (Таблица 6.11) и умноженному на коэффициент 0,87. Если стенка стальной колонны усилена путем обетонирования, то жесткость ее монолитного бетонного участка можно увеличить на величину поправочного коэффициента $k_{1,c}$ к коэффициенту жесткости k_1 . При этом величина поправочного коэффициента $k_{1,c}$ определяется по формуле:

$$k_{1,c} = 0,06 \cdot \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{b_c h_c}{\beta z}, \quad (\text{А.1})$$

где E_{cm} - модуль упругости бетона;

z - плечо сил в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (Рисунок 6.15).

Таблица А.1 - Коэффициент жесткости $k_{s,r}$ для растянутой арматуры

Конфигурация узла	Нагрузка	Коэффициент жесткости
Односторонняя	—	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{3,6h}$
Двусторонняя	$M_{Ed,1} = M_{Ed,2}$	$k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{(h/2)}$
	$M_{Ed,1} > M_{Ed,2}$	Для узлов с $M_{Ed,1}$ $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \cdot \left(\frac{1+\beta}{2} + K_{\beta} \right)},$ <p>где $K_{\beta} = \beta \cdot (4,3\beta^2 - 8,9\beta + 7,2)$</p>
		Для узлов с $M_{Ed,2}$ $k_{s,r} = \frac{A_{s,r}}{h \cdot \left(\frac{1-\beta}{2} \right)}$
<p>$A_{s,r}$ — определяемая для поперечного сечения в узле площадь поперечного сечения продольной арматуры ряда r в пределах эффективной ширины бетонной полки;</p> <p>$M_{Ed,i}$ — расчетный изгибающий момент, приложенный к i-тому узлу примыкания балки к колонне (Рисунок А.1);</p> <p>h — высота сечения стальной колонны;</p> <p>β — параметр преобразования, приведенный в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011.</p>		

Для работающей на поперечное сжатие в узле сопряжения с опорным фланцем не усиленной стенки коэффициент жесткости k_2 можно определять по формуле

$$k_2 = \frac{0,2b_{\text{eff,c,wc}} t_{\text{wc}}}{d_c}, \quad (\text{А.2})$$

где $b_{\text{eff,c,wc}}$ — расчетная ширина стенки колонны при сжатии, определяемая с учетом распределения напряжений по толщине опорного фланца под углом 45° ;

t_{wc} - толщина стенки колонны;

d_c - полная высота сечения стенки колонны.

Если поперечно сжатая стенка стальной колонны обетонирована, то жесткость ее усиленного бетоном участка можно увеличить на величину поправочного коэффициента $k_{2,c}$ к коэффициенту жесткости k_2 . При этом величина поправочного коэффициента $k_{2,c}$

при наличии опорного фланца определяется по формуле:

$$k_{2,c} = 0,13 \cdot \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c}, \quad (A.3)$$

где $t_{eff,c}$ – эффективная толщина бетона, принимаемая в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (8.4.4.2(2)).

При наличии торцевой пластины поправочный коэффициент $k_{2,c}$ можно определить по формуле

$$k_{2,c} = 0,5 \cdot \frac{E_{cm}}{E_a} \cdot \frac{t_{eff,c} b_c}{h_c} \quad (A.4)$$

А.2 Деформация сдвигового соединения

Учет влияния деформаций сдвигового соединения на жесткость узла осуществляется путем умножения коэффициент жесткости $k_{s,r}$ (Таблица А.1) на понижающий коэффициент k_{slip} :

$$k_{slip} = \frac{1}{1 + \frac{E_s k_{s,r}}{k_{sc}}}, \quad (A.5)$$

где

$$k_{sc} = \frac{N k_{sc}}{v - \left(\frac{v-1}{1+\xi} \right) \cdot \frac{h_s}{d_s}}; \quad (A.6)$$

$$v = \sqrt{\frac{(1+\xi) \cdot N k_{sc} l_a^2}{E_a I_a}}; \quad (A.7)$$

$$\xi = \frac{E_a l_a}{d_s^2 E_s A_s}, \quad (A.8)$$

В Формулах А.6 – А.8 приняты следующие обозначения:

h_s – расстояние между продольными растянутыми арматурными стержнями и центром сжатия в соответствии с СН РК EN 1993-1-8:2005/2011 (6.15);

d_s – расстояние между продольными растянутыми арматурными стержнями и центром тяжести стального сечения балки;

I_a – момент инерции стального сечения балки;

l – длина примыкающей к узлу участка балки при действии отрицательного

изгибающего момента, которую в раскрепленной раме можно принять равной 15 % длины пролета;

N – количество размещенных по длине l и работающих на сдвиг объединительных деталей;

k_{sc} – жесткость одной объединительной детали сдвигового соединения.

Жесткость объединительной детали k_{sc} можно принимать равной $0,7P_{Rk}/s$, где величина P_{Rk} является характеристической несущей способностью объединительной детали, а s - деформацией сдвига, определяемой при испытаниях на сдвиг при нагрузке $0,7P_{Rk}$ в соответствии с приложением Б настоящего пособия.

Для плит сплошного сечения или для сталежелезобетонных плит, в которых понижающий коэффициент $k_t=1$, в расчетах можно принять $k_{sc}=100$ кН/мм для анкерных стержней с высаженной головкой диаметром 19мм и $k_{sc}= 70$ кН/мм для холодногнутых уголков с шириной полки 80–100мм.

Если в железобетонной плите расчетная растянутая арматура располагается более чем один ряд, то коэффициент жесткости $k_{s,r}$ редуцируется при условии замены нескольких рядов арматуры одним с эквивалентной площадью поперечного сечения и с эквивалентными расстояниями от центра сжатия до центра тяжести сечения стальной балки.

Приложение Б
(информационное)

Испытания объединительных деталей в сдвиговых соединениях

Б.1 Общие положения

При отсутствии достоверной информации о характеристиках сдвигового соединения в сталежелезобетонных конструкциях его расчет и проектирование может основываться на результатах испытаний образцов. В процессе испытаний моделируются геометрические параметры и механические свойства бетонных плит, объединительных деталей и арматуры. Несущую способность соединения определяется путем испытаний на сдвиг в соответствии с требованиями настоящего приложения. Стандартные испытания объединительных деталей на сдвиг допускаются для соединений в сталежелезобетонных балках с бетонной плитой постоянной толщины или вутами. В остальных случаях применяют специальные испытания на сдвиг. При испытаниях на выносливость испытываемый образец имеет аналогичные параметры, как и при испытаниях статической нагрузкой.

Б.2 Подготовка к испытаниям

При стандартных испытаниях на сдвиг геометрические параметры испытываемого образца и его компонентов должны соответствовать размерам Рисунка Б.1. Количество испытываемых образцов должно быть не менее трех. При этом размеры бетонных плит образца, арматуры и соединительных деталей должны соответствовать их размерам в реальных конструкциях, для которых проводятся испытания:

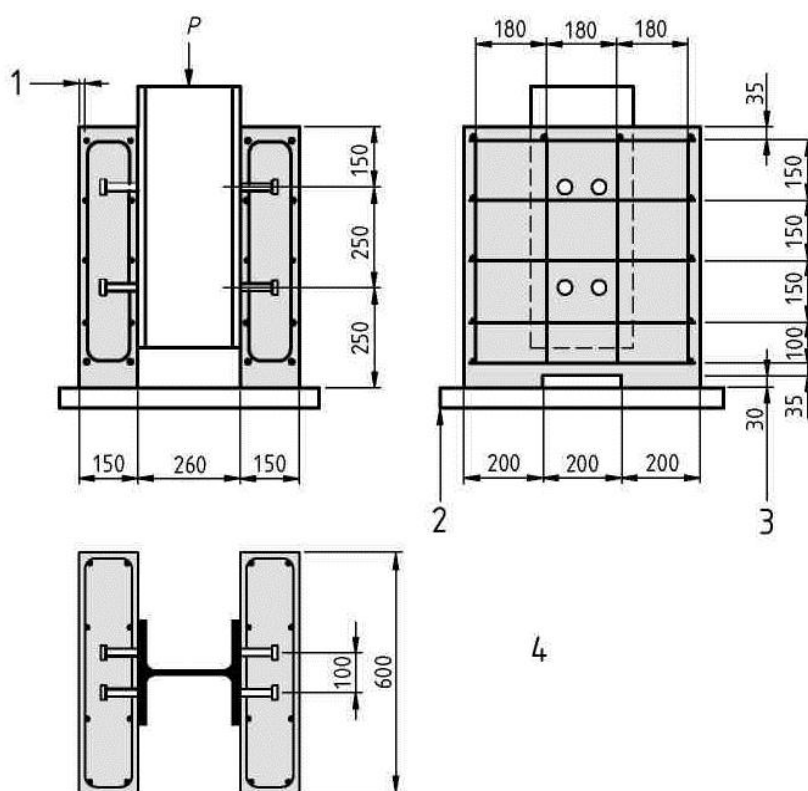
- длина плит принимается в зависимости от продольного шага объединительных деталей в сталежелезобетонной конструкции;
- ширина плит не должна превышать эффективную ширину бетонной плиты балки;
- толщина плит не должна превышать минимальную толщину бетонной плиты балки.

Обычно бетонные плиты испытываемых образцов армируются стержнями периодического профиля диаметром 10мм и с пределом текучести $450 \leq f_{sk} \leq 550$ МПа. Стальной элемент выполняется из двутавра HE 260 В или 254×254×89 kg. UC. Бетонные плиты бетонируются в горизонтальном положении по аналогии с их бетонированием в реальных условиях изготовления сталежелезобетонных балок. При этом следует предотвращать сцепление по контакту бетона с полками стальной балки с помощью нанесения смазки на полку или другими способами. При бетонировании плит образцов из каждого замеса следует изготовить минимум четыре бетонных цилиндра или кубика для определения прочности бетона, которые выдерживаются вместе с образцами. Выдержка образцов при твердении бетона должна выполняться в естественных условиях.

Прочность бетона на сжатие f_{cm} принимают как среднее значение прочности испытанных цилиндров или кубиков. При этом полученная величина прочности f_{cm}

должна составлять $(70 \pm 10) \%$ прочности бетона f_{ck} плиты проектируемых сталежелезобетонных балок. Это условие может быть выполнено при использовании бетона заданного класса и проведении испытаний образцов ранее 28 сут после их изготовления. Кроме прочности бетона перед испытаниями образцов необходимо также определить механические характеристики материала объединительных деталей: предел текучести, временное сопротивление и максимальное удлинение при растяжении. В случае использования в плитах стального профилированного листа из него вырезаются образцы, которые испытываются с целью определения временного сопротивления и предела текучести материала при растяжении.

Объединительная деталь может состоять из двух отдельных элементов, один из которых работает на сдвиг, а другой препятствует отрыву плиты от стальной балки. При этом препятствующие отрыву связи должны быть достаточно жесткими и прочными. Последнее условие обеспечивается в случае, когда измеренная деформация отрыва при испытаниях на сдвиг составляет менее половины продольной деформации сдвига плиты относительно балки (при нагрузке равной 80 % ее предельной величины для объединительных деталей).



1 - защитный слой бетона толщиной 15мм, 2 - слой цементного раствора или гипса,
3 - зазор, 4 - поперечное сечение

Рисунок Б.1 - Образец для стандартного испытания на сдвиг

Б.3 Методика испытания

Испытания образцов на сдвиг осуществляется в два этапа. Вначале нагрузка прикладывается ступенями до достижения 40 % ожидаемой разрушающей нагрузки.

Затем осуществляется циклическая «нагрузка - разгрузка» 25 раз в диапазоне между 5 % и 40 % от ожидаемой разрушающей нагрузки. Приращения нагрузки осуществляют таким образом, чтобы разрушение произошло не ранее чем через 15 мин. В процессе нагружения измеряются продольные деформации сдвига по контакту между каждой бетонной плитой и стальным сечением, а также деформации отрыва каждой плиты от стального сечения в местах расположения объединительных деталей. Указанные деформации следует измерять непрерывно на каждой ступени и при каждом этапе нагружения. Деформации сдвига по контакту плит со стальным элементом необходимо измерять до момента, пока нагрузка не снизится на 20 % от максимальной нагрузки.

Б.4 Оценка результатов испытания

При испытании трех образцов и отклонении любого отдельного результата испытания от среднего значения для всех испытанных образцов не более 10 % расчетная несущая способность сдвигового соединения определяется по следующей методике. Характеристическая несущая способность P_{Rk} принимается равной минимальной разрушающей нагрузке уменьшенной на 10 % и деленной на количество объединительных деталей. При этом расчетная несущая способность P_{Rd} определяется из выражения:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v}, \quad (\text{Б.1})$$

где f_u – минимальное сопротивление материала объединительной детали;

f_{ut} – фактическое сопротивление материала объединительной детали по результатам испытания образца;

γ_v – частный коэффициент безопасности для сдвигового соединения, рекомендуемое значение которого составляет $\gamma_v=1,25$ либо устанавливается в национальном приложении.

Если отклонение значений P_{Rd} от средней величины превышает 10 %, то следует провести еще не менее трех дополнительных испытаний таких же образцов.

Последующую оценку результатов испытаний следует производить в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, Приложение D.

Деформация сдвига δ_u принимается равной максимальному сдвигу, измеренному при характеристическом уровне нагрузки (Рисунок Б.2). Характеристическое значение деформации сдвига δ_{uk} принимается равным минимальному значению δ_u , полученному из испытаний всех образцов и уменьшенному на 10 %. Значение δ_{uk} можно также определять путем статистической оценки результатов испытаний всех образцов в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011, Приложение D.

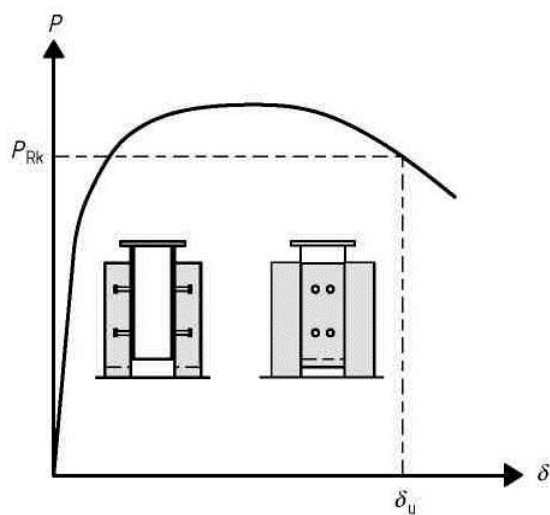


Рисунок Б.2 - Определение деформации сдвига δ_u в сдвиговом соединении

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. Стройиздат, Москва, 1987
2. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. USA, 2004
Uy B., Liew J.Y.R. Composite Steel -Concrete Structures. The Civil Engineering Handbook/ CRC Press, 2003
3. Hoffman B. Stahl im Hochbau. Band 2, Teil 1. Verbund Konstruktionen im Hochbau. Verlag Stahleisen mbh Dusseldorf, 1987
4. Design Manual for Composite Slabs. ECCS № 87

УДК 624.012.35.04:614.841.332(083.74) МКС 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, предельные состояния, воздействия, характеристические значения, статический расчет конструкций, эффекты от ползучести и усадки бетона, требования к пластичности, предельная деформация, относительное удлинение, стальные профилированные листы

НТП РК 04-01-1.1-2011

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**Қазақстан Республикасының
НОРМАТИВТІК–ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 04-01-1.1-2011

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
1-бөлім. Жалпы ережелер**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО–ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
Республики Казахстан**

НТП РК 04-01-1.1-2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ. ЧАСТЬ
1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21

Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная