УТВЕРЖДАЮ

Генеральный директор ООО
«Стальные конструкции – Профлист»

_____ Ю.Н. Артюхин

«29» августа 2014 г.

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЙ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С ПРИМЕНЕНИЕМ СТАЛЬНЫХ ПРОФИЛИРОВАННЫХ ЛИСТОВ.

НОРМЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

СТО 57398459-035-2014

Разработан впервые

Руководитель конструкторского бюро
ООО «Стальные конструкции –
Профлист

_____ В.С.Федосов

«29» августа 2014 г.

Начальник Службы качества
ООО «Стальные конструкции –
Профлист

_____ А.И.Начатой

«29» августа 2014 г.

Рязань, 2014 г.

Введение

Настоящий стандарт разработан в соответствии с Федеральным законом «О техническом регулировании» №184-ФЗ [1] и основан на системе европейских норм по проектированию строительных конструкций (Еврокодов). Он предназначен для предприятий и организаций, разрабатывающих проектную и иную документацию при строительстве с использованием сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальному профилированному листу.

Стандарт может применяться в качестве норматива обязательного применения при условии его включения в список нормативов, упоминаемых в договоре на выполнение проектных и строительных работ объекта (комплекса).

Основой стандарта является Еврокод 1994-1-1[11] с проектом российского национального приложения к нему.

Сталежелезобетонные перекрытия со стальными балками и монолитной плитой по стальным оцинкованным профилированным листам рекомендуется применять при возведении и реконструкции многоэтажных (в том числе – высотных) и малоэтажных промышленных, гражданских и общественных зданий, многоуровневых паркингов, транспортных галерей и т.п.

Применение сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальным оцинкованным профилированным листам дает следующие преимущества:

- снижение расхода стали на 15% на балки;
- сокращение трудозатрат при строительстве на 25-40% по сравнению с традиционными монолитными перекрытиями (со стержневой арматурой);
- сокращение сроков строительства на 25%;
- уменьшение массы перекрытия на 30-50% по сравнению с железобетонными перекрытиями традиционной конструкции:
- уменьшение строительной высоты плиты на 10%;
- увеличение жесткости перекрытий здания при действии горизонтальных нагрузок;
- размещение коммуникаций в гофрах профилированного настила перекрытия;
- отсутствие деревянной опалубки;
- повышение безопасности труда и пожарной безопасности на стадии монтажа.

При разработке настоящего стандарта использовались материалы CEN: Еврокоды 0 – 10 института BSI: пособия и руководства для пользования Еврокодами в переводах МГСУ, в том числе: Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: проектирование сталежелезобетонных конструкций EN 1994-1-1[7].
В качестве сравнительного материала использованы Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным листом. НИИЖБ Госстроя СССР и ЦНИИПромзданий Гостроя СССР. Москва. Стройиздат. 1987г. [13], СТО 0047-2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование. ЦНИИПСК им. Мельникова. Москва.2005 г. [14].

СОДЕРЖАНИЕ

1 Общие положения …….....5
2 Область применения …….....5
3. Нормативные ссылки…….....6
3.1 Основные стандарты…….....6
3.2 Другие стандарты…….....8
3.3 Допущения …….....8
4 Термины и определения…….…..……..... 9
5 Обозначения……..…….....10
6 Область применения конструкции…….....17
6.1 Типы соединений, работающих на сдвиг…….…….....18
6.2 Сдвиговые соединения с полным или частичным объединением…….…….....19
6.2.1 Несущая способность по изгибающему моменту…….……...19
6.2.1.1 Общие положения……. 19
6.2.1.2 Несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ сталежелезобетонного поперечного сечения…….….....19
6.2.1.3 Несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии сечений элементов зданий с частичным объединением……..….....22
6.2.1.4 Несущая способность по изгибающему моменту с учетом нелинейных свойств материалов…….....23
6.2.1.5 Несущая способность по изгибающему моменту в упругой стадии…….....24
6.2.2 Сопротивление вертикальному сдвигу……..….....25
6.3 Основные положения по расчету сдвиговых связей…….....25
6.4 Ограничение применения частичного объединения в балках зданий…….....26
6.5 Стержневые анкеры…….…….....28
6.6 Продольный сдвиг в железобетонных плитах…….....28
6.6.1 Общие положения……..……...28
6.6.2 Расчетное сопротивление продольному сдвигу…….....29
6.6.3 Минимальное поперечное армирование……..…….....30
6.6.4 Продольный сдвиг и поперечное армирование в балках зданий……..……....30
6.6.5 Конструирование сдвигового соединения и влияние изготовления……..……...31
6.6.5.1 Сопротивление отрыву…….……....31
6.6.5.2 Защитный слой и бетонирование элементов зданий…….……...31
6.6.5.3 Местное армирование…….……..32
7. Материалы…….....32
7.1 Бетон…….....32
7.2 Арматурная сталь…….....33
7.3 Конструкционная сталь…….....33
7.4.Соединительные элементы…….....33
7.4.1 Общие положения…….....33
7.4.2 Стержневые анкеры…….....33
7.5 Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий и сооружений…….....33
8. Конструктивные требования…….....36
8.1 Толщина плиты и армирование…….....36
8.2 Заполнитель…….....36
8.3 Требования к опорным частям…….....36
9. Долговечность…….....37
9.1 Общие положения…….....37
9.2 Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий…….....37
10. Основные расчетные положения…….....37

10.1 Требования…….....37
10.2 Принципы расчета по предельным состояниям…….....38
10.3. Основные переменные…….....38
10.3.1 Воздействия и влияние окружающей среды…….....38
10.3.2 Расчетные ситуации……..….....40
10.3.3 Воздействия на стальные профилированные листы, выполняющие функцию опалубки……..….....40
10.3.4 Воздействия на сталежелезобетонные плиты…….....40
10.3.5 Классы поперечных сечений……..….....40

10.4. Определение внутренних сил и моментов……..42
10.4.1 Стальные профилированные листы, выполняющие функцию опалубки…….....42
10.4.2 Расчет сталежелезобетонной плиты……...42
10.4.3 Эффективная ширина сталежелезобетонной плиты при сосредоточенных точечных и линейных нагрузках……..…....43
10.5 Проверка стальных профилированных листов, выполняющих функцию опалубки, по предельным состояниям по несущей способности……..…….....44
10.6 Проверка стальных профилированных листов, выполняющих функцию опалубки, по предельным состояниям по пригодности к нормальной эксплуатации…….....44
10.7 Проверка сталежелезобетонных плит по предельным состояниям по несущей способности….....44
10.7.1 Критерии расчета…….....44
10.7.2 Изгиб……..….....45
10.7.3 Продольный сдвиг в плитах без концевых анкеров……48
10.7.4 Продольный сдвиг в плитах с концевыми анкерами……50
10.7.5 Расчетная несущая способность стержневых анкеров в плитах с применением стальных профилированных листов ……..…….....51
10.7.5.1 Профилированные листы с гофрами, параллельными балкам…….... 51
10.7.5.2. Профилированные листы с гофрами, расположенными поперек балок…….....52
10.7.6 Сдвиг в вертикальной плоскости…….....53
10.7.7 Расчетная длина анкеровки…….....54
10.7.8 Продавливание…….....56
10.8 Проверка сталежелезобетонных плит по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности ……..….57
10.8.1. Проверка трещинообразования в бетоне……..…57
10.8.2 Прогибы……..60

Приложение А (справочное) Методика определения расчетных геометрических характеристик сечения профилированных настилов с учетом закритической работы сжатых полок…….....67
Приложение Б (справочное). Примеры расчета плит по российским и европейским нормам…….....74
Библиография…….....124

1 Общие положения

Стандарт предназначен для проектирования сталежелезобетонных плит на основе профилированного стального листа СКН90Z-1000, СКН50Z-600 для зданий и сооружений гражданского назначения. Он соответствует принципам и техническим требованиям по безопасности и эксплуатации конструкций, основам их проектирования и расчета, приведенным в EN 1990: Основы проектирования конструкций [8].

2 Область применения

Стандарт организации (СТО) устанавливает требования, необходимые при проектировании, конструировании и расчете сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальному оцинкованному профилированному листу, в том числе:

- требования к применяемым строительным материалам: монолитному бетону и стальному профилированному листу;

- требования к сцеплению бетона с профилированным настилом, работающим как внешняя арматура плиты;

- требования к анкерным упорам, обеспечивающим совместную работу балок и плиты;

- требования к соединениям профилированного настила;

- требования к огнестойкости конструкции;

- требования коррозионной защиты стального профилированного настила;

- требования к бетонированию и монтажу перекрытия.

3. Нормативные ссылки

3.1. Основные стандарты

ГОСТ 2246-70. Проволока стальная сварочная. Технические условия.
ГОСТ 2590-2006. Прокат стальной горячекатанный круглый.Сортамент.
ГОСТ 3242-79. Соединения сварные. Методы контроля качества.
ГОСТ 3282-74. Проволока стальная низкоуглеродистая общего назначения. Технические условия.
ГОСТ 5781-82*. Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
ГОСТ 6727-80. Проволока из низкоуглеродистой стали холоднотянутая для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
ГОСТ 7473-2010. Смеси бетонные. Технические условия.
ГОСТ 7566-94. Металлопродукция. Приемка, маркировка, упаковка, транспортирование и хранение.
ГОСТ 8239-89. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент.
ГОСТ 8240-97. Швеллеры стальные горячекатаные. Сортамент.
ГОСТ 8267-93. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ. Технические условия.
ГОСТ 8509-93. Уголки стальные горячекатаные равнополочные. Сортамент.
ГОСТ 8510-93. Уголки стальные горячекатаные неравнополочные. Сортамент.
ГОСТ 8736-93. Песок для строительных работ. Технические условия.
ГОСТ 9.402-2004. Покрытия лакокрасочные. Подготовка металлических поверхностей к окрашиванию.
ГОСТ 9087-81. Флюсы сварочные плавленые. Технические условия.
ГОСТ 9467-75*. Электроды покрытые металлические для ручной дуговой сварки конструкционных и теплоустойчивых сталей. Типы.
ГОСТ 10060.0-95. Бетоны. Методы определения морозостойкости. Общие требования.
ГОСТ 10060-2012. Бетоны. Методы определения морозостойкости.
ГОСТ 10178-85. Портландцемент и шлакопортландцемент. Технические условия.
ГОСТ 10180-2012. Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам.
ГОСТ 10181.0-2000. Смеси бетонные. Общие требования к методам испытаний.
ГОСТ 1050-88. Прокат сортовой, калиброванный, со специальной отделкой поверхности из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия.
ГОСТ 10884-94. Сталь арматурная термомеханически упрочненная для железобетонных конструкций. Технические условия.
ГОСТ 10922-2012. Арматурные и закладные изделия, их сварные, вязаные и механические соединения для железобетонных конструкций. Общие технические условия.
ГОСТ 11052-74. Цемент гипсоглиноземистый расширяющийся.
ГОСТ 11534-75. Ручная дуговая сварка. Соединения сварные под острыми и тупыми углами. Основные типы, конструктивные
ГОСТ 12004-81*. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.
ГОСТ 12730.0-78. Бетоны. Общие требования к методам определения плотности, влажности, водопоглощения, пористости и водонепроницаемости.
ГОСТ 12730.5-84. Бетоны. Методы определения водонепроницаемости.
ГОСТ 14019-2003. Материалы металлические. Метод испытания на изгиб.
ГОСТ 14098-91. Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры.
ГОСТ 14771-76. Дуговая сварка в защитном газе. Соединения сварные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.

ГОСТ 14776-79. Дуговая сварка. Соединения сварные точечные. Основные типы, конструктивные элементы и размеры.
ГОСТ 14782-86. Контроль неразрушающий. Соединения сварные. Методы ультразвуковые.
ГОСТ 16504-81. Система государственных испытаний продукции. Испытания и контроль качества продукции. Основные термины и определения.
ГОСТ 17624-2012. Бетоны. Ультразвуковой метод определения прочности.
ГОСТ 17625-83 Конструкции и изделия железобетонные. Радиационный метод определения толщины защитного слоя бетона, размеров и расположения арматуры.
ГОСТ 18105-2010. Бетоны. Правила контроля и оценки прочности.
ГОСТ 19903-74*. Прокат листовой горячекатаный. Сортамент.
ГОСТ 22690-88. Бетоны. Определение прочности механическими методами неразрушающего контроля.
ГОСТ 22904-93. Конструкции железобетонные. Магнитный метод определения толщины защитного слоя бетона и расположения арматуры.
ГОСТ 23118-2012. Конструкции стальные строительные. Общие технические условия.
ГОСТ 23279-2012. Сетки арматурные сварные для железобетонных конструкций и изделий. Общие технические условия. ГОСТ 23464-79. Цементы. Классификация.
ГОСТ 23616-84. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Контроль точности.
ГОСТ 23732-2011. Вода для бетонов и строительных растворов. Технические условия.
ГОСТ 23858-79. Соединения сварные стыковые и тавровые арматуры железобетонных конструкций. Ультразвуковые методы контроля качества. Правила приемки.
ГОСТ 24211-2008. Добавки для бетонов и строительных растворов. Общие технические условия.
ГОСТ 24258-88. Средства подмащивания. Общие технические условия.
ГОСТ 24259-80. Оснастка монтажная для временного закрепления и выверки конструкций зданий. Классификация и общие технические требования.
ГОСТ 24452-80. Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона.
ГОСТ 24644-81. Бетоны. Методы определения деформаций, деформаций и ползучести.
ГОСТ 25192-2012. Бетоны. Классификация. Общие требования.
ГОСТ 26134-84. Бетоны. Ультразвуковой метод определения морозостойкости.
ГОСТ 26433.0-85. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений. Общие положения.
ГОСТ 26633-2012. Бетоны тяжелые и мелкозернистые. Технические условия.
ГОСТ 26348.2-94. Система обеспечения точности геометрических параметров в строительстве. Правила выполнения измерений параметров зданий и сооружений.
ГОСТ 27017-86. Изделия крепежные.
ГОСТ 28570-90. Бетоны Методы определения прочности по образцам, отобранным из конструкций.
ГОСТ31914-2012. Бетоны высокопрочные тяжелые и мелкозернистые для монолитных конструкций . Правила контроля и оценки качества.
ГОСТ 52246-2004. Прокат листовой горячеоцинкованный.
ГОСТ 52544-2006. Прокат арматурный свариваемый периодического профиля классов А500Си В500С для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.
СТО 57398459-001-2010. Лист профилированный (профиль) для сталебетонных перекрытий (СПБ), СКН90Z-1000 .
СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30). Профили стальные листовые гнутые для сталебетонных перекрытий, СКН50Z-600.

3.2 Другие стандарты

ГОСТ Р 12.4.026-2001 Система стандартов безопасности труда. Цвета сигнальные, знаки безопасности и разметка сигнальная. Назначение и правила применения.
ГОСТ 12.0.004-90 ССБТ Организация обучения безопасности труда. Общие положения.
ГОСТ 12.1.004-91 * ССБТ Пожарная безопасность. Общие требования.
ГОСТ 12.1.046-85 ССБТ Строительство. Нормы освещения строительных площадок.
ГОСТ 12.3.003-86* ССБТ Работы электросварочные. Требования безопасности.
ГОСТ 2310-77* Молотки слесарные стальные. Технические условия.
ГОСТ 7211-86* Зубила слесарные. Технические условия»
ОСТ 17-К30-80 Щетки и кисти технические. Общие технические условия.
ГОСТ 7502-98 Рулетки измерительные металлические. Технические условия.
ГОСТ 427-75 Линейки измерительные металлические. Технические условия»;
ГОСТ 12.4.087-84 ССБТ Каски строительные. Технические условия.
ГОСТ 12.4.010-75* ССБТ «Средства индивидуальной защиты. Рукавицы специальные. Технические условия.условия. Методы испытаний.:
ГОСТ 1465-80* Напильники. Технические условия.условия.
ГОСТ 166-89* Штангенциркули. Технические условия.
ГОСТ 19596-87* Лопаты. Технические условия;
ГОСТ 4997-75* Ковры диэлектрические резиновые. Технические условия;
ГОСТ 5375-79* Сапоги резиновые формовые. Технические условия;
ГОСТ 7210-75* Ножницы ручные для резки металла. Технические условия;
ГОСТ 8267-93 Межгосударственный стандарт. Щебень и гравий из плотных горных пород для строительных работ.
ГОСТ 8736-93 Межгосударственный стандарт. Песок для строительных работ. Технические условия.
ГОСТ 9416-83 Уровни строительные. Технические условия.
ГОСТ 9533-81 Кельмы, лопатки и отрезовки. Технические условия.
ГОСТ 14651-78* Элсктрододержатели для ручной дуговой сварки. Технические условия;
ГОСТ 20010-93 Перчатки резиновые технические. Технические условия.
ГОСТ 21807-76* Бункеры (бадьи) переносные вместимостью до 2 м для бетонной смеси. Общие технические условия.
ГОСТ 25573-82* Стропы грузовые канатные для строительства. Технические условия;
ГОСТ Р 50849-96* Пояса предохранительные строительные. Общие технические требования;
ПОТ Р М-016-2001 Межотраслевые Правила по охране труда (Правила безопасности) при эксплуатации электроустановок
СНиП 3.03,01-87 Несущие и ограждающие конструкции.
СНиП 23-02-2003 Тепловая защита зданий.
СНиП 12-03-2001 Безопасность труда в строительстве. Часть I. Общие требования.
СНиП 12-04-2002 Безопасность труда в строительстве. Часть 2. Строительное производство.
СП 12-135-2003 Безопасность труда в строительстве, Отраслевые типовые инструкции по охране труда.

3.3 Допущения

В дополнение к общим допущениям EN 1990 следует учитывать допущения, установленные в EN 1992-1-1, 1.3 и EN 1993-1-1, 1.3, 1.5, 1.8.

4. Термины и определения, применяемые в настоящем стандарте

4.1 сталежелезобетонный элемент: Конструктивный элемент из бетона и конструкционной или холоднодеформированной стали, объединенных сдвиговым соединением, ограничивающим продольный сдвиг между бетоном и сталью и отрыв одного компонента от другого.

4.2 сдвиговое соединение: Соединение между бетонным и стальным компонентами сталежелезобетонного элемента, имеющее достаточную прочность и жесткость, позволяющую рассчитывать оба компонента как части единого конструктивного элемента.

4.3 совместная работа: Состояние, при котором сдвиговое соединение эффективно после твердения бетона.

4.4 сталежелезобетонная балка: Сталежелезобетонный элемент, подверженный, главным образом, изгибу.

4.5 сталежелезобетонная колонна: Сталежелезобетонный элемент, подверженный, главным образом, сжатию или сжатию с изгибом.

4.6 сталежелезобетонная плита: 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 или сжатая арматура.

4.7 сталежелезобетонный каркас: Каркас, в котором часть или все элементы являются сталежелезобетонными, а большинство остальных элементов — стальными или железобетонными.

4.8 сталежелезобетонный узел: Узел сопряжения двух сталежелезобетонных элементов, сталежелезобетонного элемента со стальным или железобетонным элементом, армирование которого учитывается при определении несущей способности и жесткости узла.

4.9 подкрепленная конструкция или конструктивный элемент: Конструкция или конструктивный элемент, в котором вес бетона воспринимается стальными элементами посредством временных промежуточных опор в пролете, или не передается на стальной элемент до тех пор, пока бетонные элементы не будут способны воспринимать усилия.

4.10. неподкрепленная конструкция или конструктивный элемент: Конструкция или конструктивный элемент, в которых вес бетонных компонентов воспринимается стальными элементами без временных промежуточных опор в пролете.

4.11 изгибная жесткость при отсутствии трещин в бетоне: Жесткость E_aI_1 поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, где I_1 — момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный в предположении, что в растянутом бетоне трещины отсутствуют.

4.12 изгибная жесткость при наличии трещин в бетоне: Жесткость E_aI_2 поперечного сечения сталежелезобетонного элемента, где I_2 — момент инерции эффективного сечения, приведенного к стали, вычисленный без учета растянутого бетона, но с учетом арматуры.

4.13 механическая связь сдвига: связь, обеспечиваемая наличием выштамповок в профиле (вмятины или выпуклости).

4.14 фрикционная связь сдвига: связь при использовании профилей с гофрами закрытого типа.

4.15 концевая анкеровка: анкеровка, обеспечиваемая приваркой стержневых анкеров или другими типами локальных соединений стального листа с бетоном, или же деформацией гофров на концах профилированного листа.

5 Обозначения

В настоящем стандарте применяют 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} — секущий 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 омоноличивания 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 омоноличивания без трещин;
I_s — момент инерции сечения стальной арматуры;
I_1 — 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 повторных нагрузок;
$M_{Ed,min,f}$ — минимальный изгибающий момент от действия повторных нагрузок:
$M_{el,Rd}$ — 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 y-y 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 y-y;
$M_{z,Ed}$ — 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;

$P_{l,Rd}$ — расчетное значение несущей способности одиночного стержневого анкера на сдвиг, соответствующее F_l;

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

P_{Rd} — расчетное значение несущей способности стержневого анкера (отдельной соединительной детали на сдвиг);

P_{Rk} — характеристическое значение несущей способности стержневого анкера (отдельной соединительной детали) на сдвиг;

$P_{t,Rd}$ — расчетное значение несущей способности стержневого анкера (отдельной объединительной детали) на сдвиг, соответствующее F_t;

R_{Ed} — расчетное значение опорной реакции;

S_j — жесткость узла на кручение;

$S_{j,ini}$ — начальная жесткость узла на кручение;

$V_{a,Ed}$ — 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 омоноличивания стенки;

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

V_{ld} — расчетное значение несущей способности концевого анкера;

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

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

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

$V_{p,Rd}$ — 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 омоноличивания 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 омоноличивания 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 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 края ;

e_g — зазор между арматурой и торцевой пластиной сталежелезобетонной колонны;

e_p — расстояние от нейтральной оси в пластической стадии работы 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 — значение временного сопротивления на растяжение согласно техническим условиям;

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 омоноличивания 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 омоноличивания ;
k_l — понижающий коэффициент для несущей способности стержневого анкера, используемого со стальным профилированным листом с гофрами, расположенными параллельно балке;
k_s — жесткость на кручение; коэффициент;
k_{sc} — жесткость соединительной 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 стержневого анкера , используемого со стальным профилированным листом с гофрами, расположенными, 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 в зоне, примыкающей 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 соединительных деталей;
n_f — количество соединительных 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 с постоянной амплитудой, обусловленных общими воздействиями;

$\Delta\sigma_{E,loc}$ — эквивалентный диапазон напряжений с постоянной амплитудой, обусловленных местными воздействиями;

$\Delta\sigma_{E,2}$ — 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 нагрузках, вызывающих усталость (повторных нагрузках);

$\Delta\tau_c$ — Стандартное значение усталостной прочности при 2 млн. циклов;

$\Delta\tau_E$ — диапазон эквивалентных касательных напряжений с постоянной амплитудой;

$\Delta\tau_{E,2}$ — диапазон эквивалентных 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 опасности потери устойчивости в упругой стадии;

α_M — коэффициент, относящийся к изгибу сталежелезобетонной колонны;

$\alpha_{M,y}, \alpha_{Mz}$ — 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 —коэффициент надежности для бетона;

γ_F — коэффициент надежности для воздействий, учитывающий погрешности моделирования и отклонения размеров;

γ_{Ff} — коэффициент надежности для эквивалентного диапазона напряжений с постоянной амплитудой;

γ_M — коэффициент надежности для свойств материалов, учитывающий погрешности моделирования и отклонения размеров;

γ_{M0} — коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности поперечных сечений, согласно EN 1993-1-1, 6.1(1) рекомендуется

$\gamma_{M0} = 1{,}00$;

γ_{M1} — коэффициент надежности для конструкционной стали при расчете несущей способности элементов по устойчивости, согласно EN 1993-1-1, 6.1(1) рекомендуется

$\gamma_{M1} = 1{,}00$;

γ_{Mf} —коэффициент надежности для усталостной прочности;

$\gamma_{Mf,s}$ —коэффициент надежности для усталостной прочности стержневых анкеров при сдвиге;

γ_P —коэффициент надежности для предварительного напряжения;

γ_S — коэффициент надежности для арматурной стали;

γ_V —коэффициент надежности для определения несущей способности на сдвиг стержневого анкера ;

γ_{VS} —коэффициент надежности 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/мм^2;

η — степень использования сдвигового соединения; коэффициент;

η_a, η_{ao} — коэффициенты, учитывающие влияние обжатия бетона;

$\eta_c, \eta_{co}, \eta_{cL}$ — коэффициенты, учитывающие влияние обжатия бетона;

θ — угол;

λ, λ_v — эквивалентные коэффициенты повреждения;

$\lambda_{glob}, \lambda_{loc}$ — эквивалентные коэффициенты повреждения , относящиеся соответственно к общим и локальным эффектам;

$\bar{\lambda}$ — условная гибкость;

$\bar{\lambda}_{LT}$ — условная гибкость при потере устойчивости плоской формы изгиба с кручением ;

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 омоноличивания от действия расчетной продольной силы;

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

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

$\sigma_{max,f}$ — максимальное напряжение от действия нагрузки, вызывающей усталость;

$\sigma_{min,f}$ — минимальное напряжение от действия нагрузки, вызывающих усталость;

$\sigma_{s,max,f}$ — 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;

$\varphi(t,t_0)$ — 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 — коэффициент ползучести.

6 Область применения конструкции

(1)Р В СТО-Еврокод рассмотрены сталежелезобетонные плиты перекрытий, включая консоли, при их работе только в направлении гофр. Рекомендации раздела распространяются на расчет строительных конструкций зданий при статических воздействиях, а также конструкций промышленных зданий, в которых перекрытия могут подвергаться подвижным нагрузкам.

(2)Р Область применения ограничена профилированными листами с часто расположенными стенками, т.е. с отношением b_r/b_s, см. рисунок 6.1 не превышающим 0,6.

Профиль с гофром закрытого типа

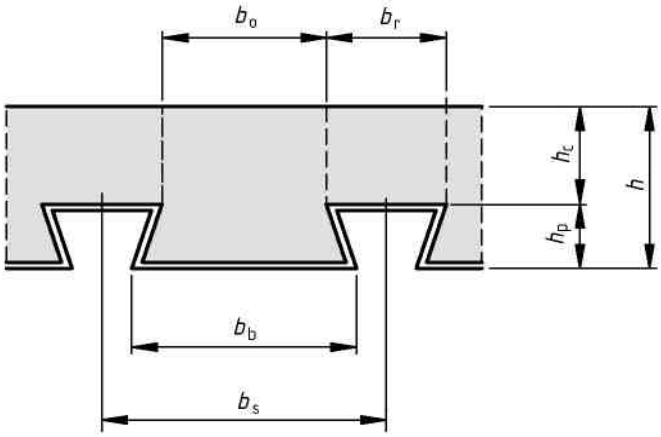


Рисунок 6.1, лист 1 — Геометрические параметры листа закрытого профиля и плиты

Профиль с гофром открытого типа

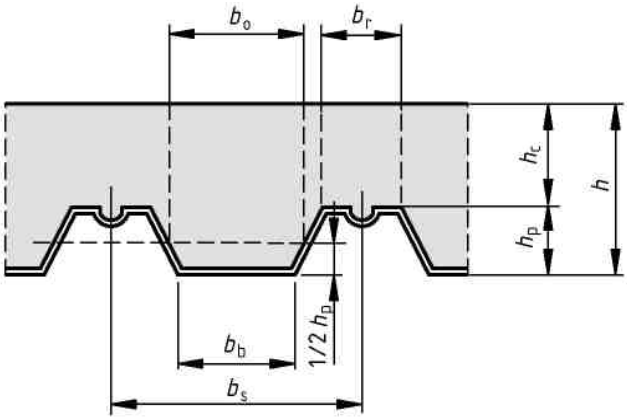


Рисунок 6.1, лист 2— Геометрические параметры листа открытого профиля и плиты

(3)P Допускаются к применению сталежелезобетонные плиты, в которых действующие нагрузки вызывают динамические эффекты, если выполнен опыт, подтверждающий, что с течением времени совместная работа компонентов сечения не ухудшается.

(4)P Не исключается применение плит, подверженных сейсмическим нагрузкам, если в конкретном проекте предусмотрен соответствующий метод расчета с учетом сейсмических воздействий или если используется метод, приведенный в другом Еврокоде.

(5) Сталежелезобетонные плиты могут применяться для обеспечения раскрепления из плоскости стальных балок и выполнения функций диафрагмы, воспринимающей горизонтальные воздействия, но в этом (настоящем) стандарте особые правила по этим вопросам не приведены.

6.1 Типы соединений, работающих на сдвиг

Стальной профилированный лист должен быть способен передать горизонтальный сдвиг по контакту с бетоном; сцепление стального профилированного листа с бетоном не считается эффективным для обеспечения совместной работы. Совместная работа стального профилированного листа и бетона обеспечивается одним из способов приведенных ниже (см. рисунок 6.2):

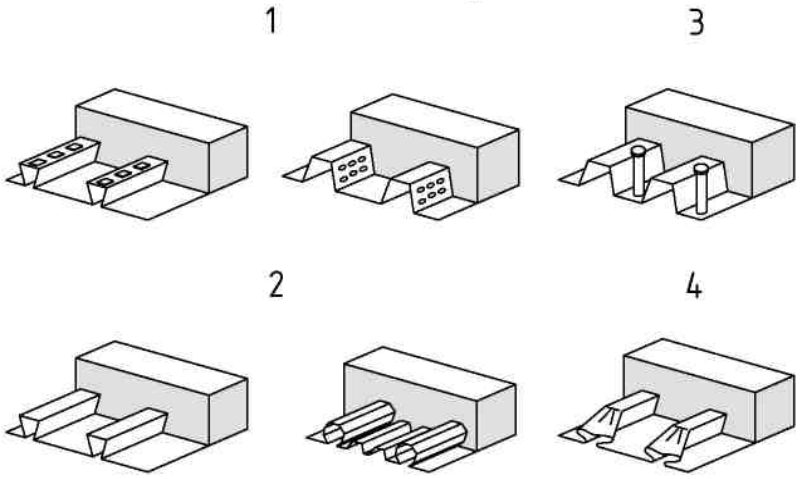
а) механическая связь сдвига, обеспечиваемая наличием выштамповок в профиле (вмятины или выпуклости);

б) фрикционная связь сдвига при использовании профилей с гофрами закрытого типа;

в) концевая анкеровка, обеспечиваемая приваркой стержневых анкеров или другими типами локальных соединений стального листа с бетоном, только в сочетании с а) или б);

г) концевая анкеровка, обеспечиваемая деформацией гофров на концах профилированного листа, только в сочетании с б).

Другие способы обеспечения совместной работы возможны, но они не включены в область применения настоящего стандарта.



1 — механическая связь; 2 — фрикционная связь;
3 — концевая анкеровка, обеспечиваемая приваркой к опорной конструкции стержневых анкеров;
4 — концевая анкеровка, обеспечиваемая деформацией гофров

Рисунок 6.2. — Типичные формы связей сдвига в сталежелезобетонных плитах

6.2 Сдвиговое соединение с полным или частичным объединением

Плита в пролете имеет сдвиговое соединение с полным объединением, если увеличение несущей способности соединения, работающего на продольный сдвиг, не приводит к увеличению расчетной несущей способности элемента по изгибающему моменту. В противном случае имеет место частичное объединение.

6.2.1 Несущая способность по изгибающему моменту

6.2.1.1 Общие положения

(1)P Расчетную несущую способность по изгибающему моменту следует определять на основании жесткопластической теории только в том случае, если эффективное сталежелезобетонное поперечное сечение относится к классу 1 или 2 и если не применяют предварительное напряжение с помощью напрягающих элементов.

(2) Несущую способность по изгибающему моменту поперечных сечений любого класса можно определять в упругой стадии или с учетом нелинейных свойств материалов.

(3) При расчете в упругой стадии и с учетом нелинейных свойств материалов можно считать, что сталежелезобетонное поперечное сечение остается плоским в том случае, если сдвиговое соединение и поперечное армирование запроектированы в соответствии с 6.6 с учетом соответствующего распределения расчетного продольного усилия сдвига.

(4)P Сопротивление бетона растяжению не учитывается.

(5) Если стальная часть сталежелезобетонного элемента искривлена в плане, то следует учитывать влияние этой кривизны.

6.2.1.2 Несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии $M_{pl,Rd}$ сталежелезобетонного поперечного сечения

(1) При вычислении $M_{pl,Rd}$ следует принять следующие допущения:

а) между конструкционной сталью, арматурой и бетоном обеспечивается полное взаимодействие;

б) напряжения в эффективном поперечном сечении стального элемента достигают расчетного значения предела текучести f_{yd} при растяжении или сжатии;

в) напряжения в эффективном поперечном сечении продольной арматуры достигают расчетного значения предела текучести f_{sd} при растяжении или сжатии. В качестве альтернативы сжатую арматуру в бетонной плите можно не учитывать;

г) сечение сжатого бетона между нейтральной осью для пластической стадии и наиболее сжатым волокном имеет напряжения равные 0,85 f_{cd} ,где f_{cd} — расчетное значение цилиндрической прочности бетона на сжатие.

Типичные примеры распределения напряжений в пластической стадии показаны на рисунке 6.3.

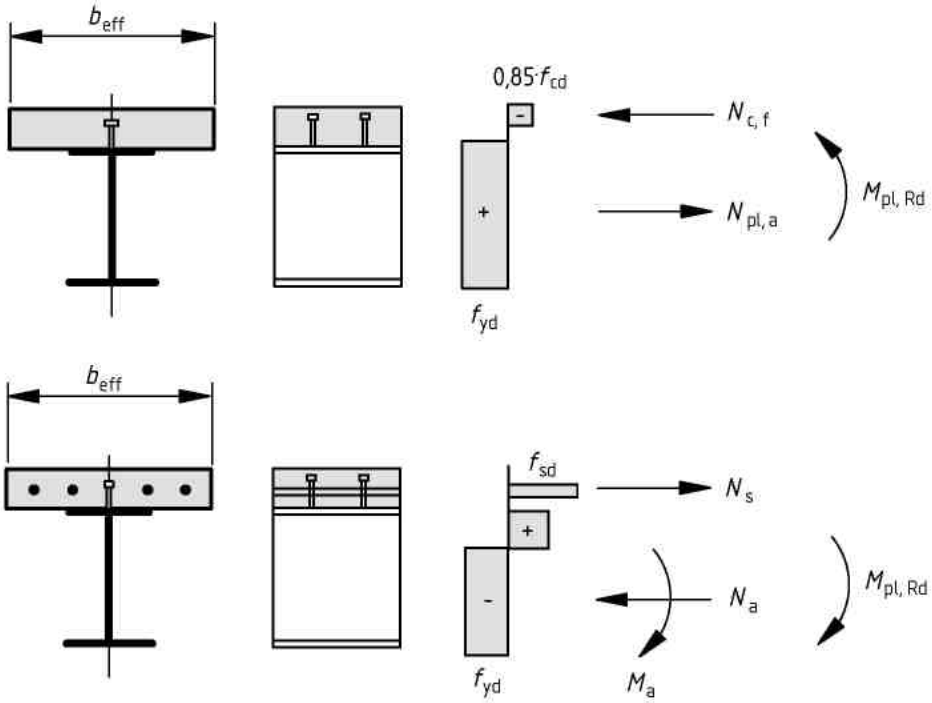


Рисунок 6.3 — Примеры распределения напряжений в пластической стадии в сечении сталежелезобетонной балки с плитой сплошного сечения и полным объединением при действии положительного и отрицательного изгибающих моментов

Если расстояние x_{pl} между нейтральной осью сечения в пластической стадии и крайним волокном сжатой бетонной плиты превышает 15 % общей высоты h сечения элемента, расчетную несущую способность сечений из конструкционной стали классов A-III (S420) или A400 (S460) по изгибающему моменту M_{Rd} следует принимать равной $\beta M_{Pl,Rd}$, где β — понижающий коэффициент, определяемый по графику, приведенному на рисунке 6.4. Для значений x_{pl}/h, превышающих 0,4, несущую способность по изгибающему моменту следует определять по 6.2.1.4 или 6.2.1.5.

(3) При расчете в пластической стадии площадь растянутой арматуры для поперечных сечений классов 1 и 2 с растянутыми стержнями следует определять в пределах эффективной ширины . Арматура должна иметь пластичность класса B или C., см. Таблицу 6.1.

Таблица 6.1 Свойства арматуры

Характеристики продукции	**Стержни и прутки в бухтах**			**Проволока**			**Требование или квантиль качества, %**
Класс	A	B	C	A	B	C	-
Характеристическая прочность (по пределу текучести) f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа	от 400 до 600						5,0
Минимальное значение $k = (f_t / f_y)$	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	≥1,05	≥1,08	≥1,15 <1,35	10,0
Характеристическая деформация при максимальной силе, ε_{uk},%	≥2,5	≥5,0	≥7,6	≥2,5	≥5,0	≥7,5	10,0
Способность к загибу	Испытание на загиб – разгиб.						
Прочность на срез				0,3Af_{yk} (A – площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от Номинальный размер							

стержня номинальной массы (отдельного стержня или проволоки мм ≤ 8 >8	±6,0 ±4,5	5,0

Дополнительно для сечения, несущую способность по изгибающему моменту которого определяют по 6.2.1.2, 6.2.1.3 или 6.2.1.4, минимальная площадь сечения арматуры A_s в пределах эффективной ширины бетонной полки должна удовлетворять следующему условию:

$$A_s \geq \rho_s A_c , \tag{6.1}$$

принимая

$$\rho_s = \delta \cdot \frac{f_y}{235} \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \cdot \sqrt{k_c}, \tag{6.2}$$

где A_c — эффективная площадь бетонной полки;

f_y — номинальное значение предела текучести конструкционной стали, Н/мм^2;

f_{sk} — характеристическое значение предела текучести арматуры;

f_{ctm} — средняя прочность бетона на растяжение;

k_c — коэффициент, учитывающий распределение напряжений в сечении непосредственно перед моментом образования трещин и определяемый по формуле :

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_o)} + 0,3 \leq 1,0, \tag{6.3}$$

здесь h_c — толщина бетонной полки без учета вутов или ребер;

z_o — вертикальное расстояние между центрами тяжести бетонного пояса без трещин и сталежелезобетонного сечения без трещин, определяемое с помощью коэффициента приведения n_0 при кратковременном нагружении;

σ_s — максимальное напряжение, допускаемое в арматуре непосредственно после образования трещин. Оно может быть принято равным характеристическому пределу текучести f_{sk}. Однако для выполнения требования по ширине раскрытия трещин это значение может быть снижено в зависимости от диаметра арматурного стержня, см. таблицу 6.2;

Таблица 6.2 — Максимальный диаметр арматурных стержней с рифлением

Напряжение в арматуре σ_s, Н/мм^2	Максимальный диаметр стержня ϕ, мм, при расчетной ширине раскрытия трещины w_k, мм		
	w_k = 0,4	w_k = 0,3	w_k = 0,2
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	—

A_{ct} — площадь растянутой зоны бетона (в результате действия нагрузки и первичного эффекта усадки) поперечного сечения непосредственно перед образованием трещин. С целью упрощения расчетов может приниматься площадь бетонного сечения в пределах эффективной ширины.

δ — коэффициент, принимаемый равным 1,0 — для поперечных сечений класса 2 и 1,1 — для поперечных сечений класса 1, шарнир пластичности которых должен обладать способностью к повороту .

(4)P При расчете элементов зданий сжатые стальные профилированные листы не учитывают.

(5) При расчете элементов зданий следует считать, что напряжения в растянутых стальных профилированных листах, включенных в состав эффективного сечения, достигают расчетного значения предела текучести $f_{yp,d}$.

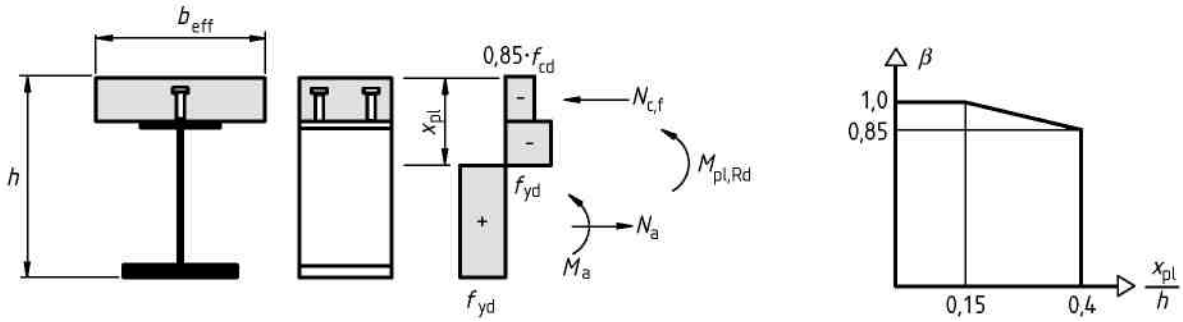


Рисунок 6.4 — Коэффициент приведения β для $M_{Pl,Rd}$

6.2.1.3 Несущая способность по изгибающему моменту в пластической стадии сечений элементов зданий с частичным объединением

(1) В зонах действия положительного изгибающего момента допускается применение сталежелезобетонных балок зданий с частичным объединением.

(2) Если не оговорено другое, то несущую способность в пластической стадии при действии отрицательного изгибающего момента следует определять в соответствии с 6.2.1.2. Для достижения растянутой арматурой предела текучести следует предусматривать соответствующее сдвиговое соединение.

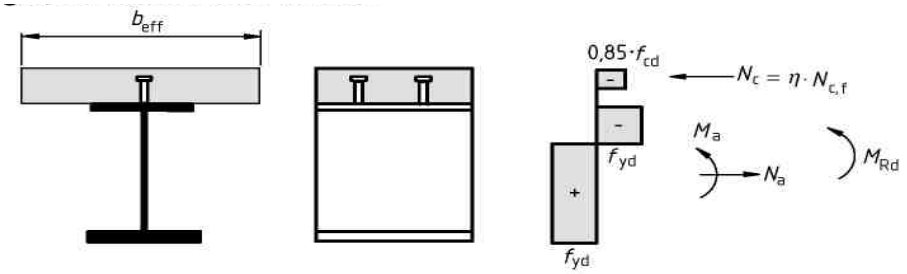
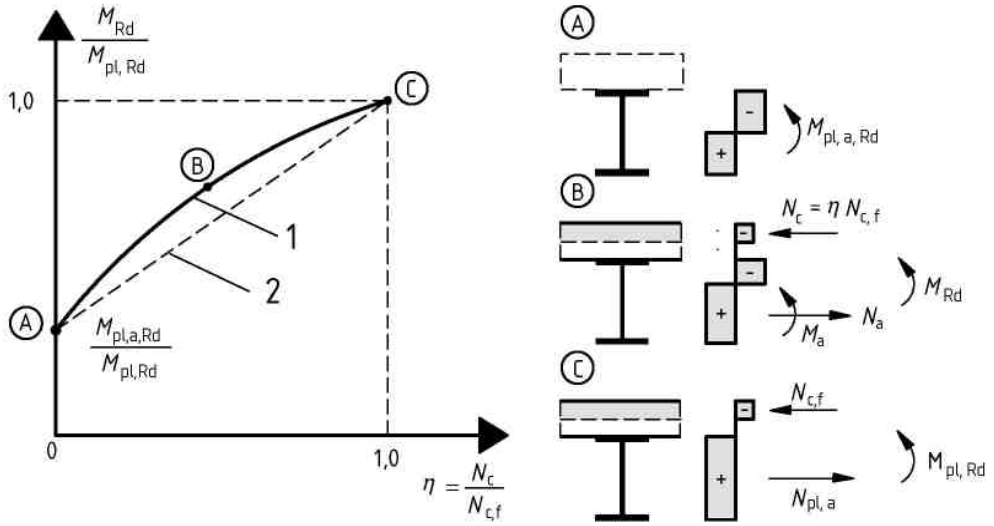


Рисунок 6.5 — Распределение напряжений в пластической стадии при действии положительного изгибающего момента в сечении сталежелезобетонных балок с частичным объединением

(3) При использовании податливых соединительных деталей несущую способность критического поперечного сечения балки M_{Rd} можно определить по жесткопластической теории в соответствии с 6.2.1.2 с заменой сжимающей силы , в бетонной полке $N_{c,f}$, определяемой в соответствии с 6.2.1.2(1) г), на меньшую по значению силу N_c. Коэффициент $\eta = N_c/N_{c,f}$ выражает степень использования соединительных деталей. Расположение в плите нейтральной оси в пластической стадии следует

определять при действии в сечении новой силы N_c, см. рисунок 6.5. Нейтральную ось в пластической стадии, расположенную в пределах стального сечения, следует использовать при классификации стенки.



1 — в пластической стадии; 2 — по упрощенному методу

Рисунок 6.6 — Отношение M_{Rd} к N_c (при податливых соединительных деталях)

(4) Отношение M_{Rd} к N_c в (3) качественно представлено выпуклой кривой ABC на рисунке 6.6, где $M_{pl,a,Rd}$ и $M_{pl,Rd}$ — расчетные значения несущей способности в пластической стадии при действии положительного изгибающего момента соответственно стального сечения и сталежелезобетонного сечения с объединением, обеспечивающим полную передачу поперечной силы.

(5) Для метода, приведенного в (3), значение M_{Rd} можно определить с запасом, используя отрезок прямой AC на рисунке 6.6:

$$M_{Rd} = M_{pl,a,Rd} + \left(M_{pl,Rd} - M_{pl,a,Rd}\right) \cdot \frac{N_c}{N_{c,f}}. \qquad (6.4)$$

6.2.1.4 Несущая способность по изгибающему моменту с учетом нелинейных свойств материалов

(1)P Если сопротивление изгибу сталежелезобетонного поперечного сечения определяется с учетом нелинейных свойств материалов, то следует учитывать зависимости между напряжениями и деформациями материалов.

(2) При расчете следует принять предпосылки, что сталежелезобетонное поперечное сечение остается плоским, и что деформация в растянутой или сжатой арматуре, имеющей сцепление с бетоном, такая же, как деформация в окружающем бетоне.

(3) Напряжения в сжатом бетоне следует определять по диаграммам «напряжения — относительные деформации», приведенным в EN 1992-1-1, 3.1.7[10].

(4) Напряжения в арматуре следует определять по билинейным диаграммам, приведенным в EN 1992-1-1, 3.2.7[10].

(5) Напряжения в конструкционной стали при сжатии или растяжении следует определять по билинейной диаграмме, приведенной в EN 1993-1-1, 5.4.3(4)[10], и учитывать влияние метода возведения (например, с применением временных опор или без них).

(6) Для сталежелезобетонных поперечных сечений классов 1 и 2 со сжатой бетонной полкой несущую способность по изгибающему моменту M_{Rd} с учетом физической нелинейности можно определить как функцию сжимающей силы N_c в бетоне по упрощенным формулам (6.2) и (6.3), как показано на рисунке 6.6:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{el,Rd} - M_{a,Ed}) \cdot \frac{N_c}{N_{c,el}}; \qquad \text{при } N_c \le N_{c,el}; \qquad (6.5)$$

$$M_{Rd} = M_{el,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{el,Rd}) \cdot \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}}; \qquad \text{при } N_{c,el} \le N_c \le N_{c,f}, \qquad (6.6)$$

принимая $M_{el,Rd} = M_{a,Ed} + kM_{c,Ed}$, (6.7)

где $M_{a,Ed}$ — расчетный изгибающий момент, приложенный к стальному сечению, до начала совместной работы с бетоном;

$M_{c,Ed}$ — часть расчетного изгибающего момента, приложенного к сталежелезобетонному сечению;

k — наименьший коэффициент для достижения предельного напряжения, приведенного в 6.2.1.5(2); при возведении без временных опор следует учитывать последовательность производства работ;

$N_{c,el}$ — сжимающая сила в бетонной полке, соответствующая моменту $M_{el,Rd}$.

В случае, приведенном в 6.2.1.2(2) при расчете поперечных сечений, в формуле (6.5) и на рисунке 6.6 вместо $M_{pl,Rd}$ следует принимать уменьшенное значение $\beta M_{pl,Rd}$.

(7) При расчете элементов зданий , не предназначенных, как правило, для длительного складирования и не являющихся предварительно напряженными посредством приложения контролируемых деформаций, определение $M_{el,Rd}$ можно упростить: влияние ползучести в сталежелезобетонных балках этих зданий можно учесть заменой площадей сечения бетона A_c эффективными эквивалентными площадями сечения стали A_c/n как для кратковременного, так и для длительного загружения, где n — номинальный коэффициент приведения, соответствующий эффективному модулю упругости бетона $E_{c,eff}$, равному $E_{cm}/2$.

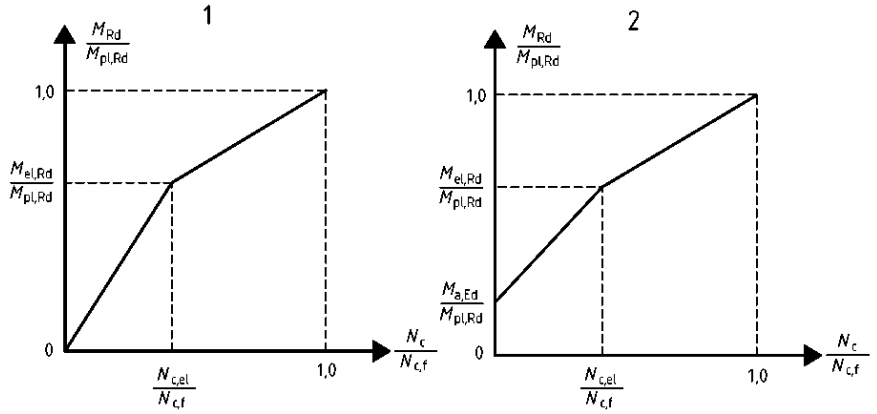


Рисунок 6.7 — Упрощенная зависимость между M_{Rd} и N_c для сечений со сжатой бетонной плитой: 1 — с применением временных опор; 2 — без применения временных опор

6.2.1.5 Несущая способность по изгибающему моменту в упругой стадии

(1) Напряжения следует определять методами теории упругости, используя эффективную ширину бетонной полки. Для поперечных сечений класса 4 эффективное стальное сечение следует определять в соответствии с EN 1993-1-5, 4.3[10].

(2) При определении сопротивления изгибу эффективного поперечного сечения в упругой стадии предельные напряжения принимают равными:

— f_{cd} — для сжатого бетона;

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

— f_{sd} — для арматуры при растяжении или сжатии. В качестве альтернативы арматуру сжатой бетонной плиты можно не учитывать.

(3)P Напряжения от воздействий, приложенных к стальной конструкции, следует суммировать с напряжениями, возникающими в ней от воздействий, приложенных к сталежелезобетонной конструкции.

(4) Если не используется более точный метод, то влияние ползучести следует учитывать с помощью модульного коэффициента приведения в соответствии с 6.2.1.4(7).

(5) В сечениях с растянутым бетоном, в котором допускается возникновение трещин, напряжения, обусловленные первичным (изостатическим) влиянием усадки, можно не учитывать.

6.2.2 Сопротивление вертикальному сдвигу

6.2.2.1 Область применения

(1) Пункт 6.2.2 применяют к сталежелезобетонным балкам с прокатным или сварным стальным сечением со сплошной стенкой, которая может быть подкреплена ребрами жесткости.

6.2.2.2 Сопротивление вертикальному сдвигу

(1) Сопротивление вертикальному сдвигу $V_{pl,Rd}$ следует принимать равным сопротивлению стального сечения $V_{pl,a,Rd}$, если не установлена степень влияния на это сопротивление железобетонной части балки.

(2) Расчетное сопротивление сдвигу $V_{pl,a,Rd}$ стального сечения следует определять в соответствии с EN 1993-1-1, 6.2.6 [10].

6.2.2.3 Сопротивление потере устойчивости при сдвиге

(1) Сопротивление потере устойчивости при сдвиге $V_{b,Rd}$ обетонированной стальной стенки следует определять в соответствии с EN 1993-1-5, раздел 5[10].

(2) Влияние бетонной плиты учитывать не следует, если не применяется более точный метод по сравнению с приведенным в [10], и если сдвиговое соединение не рассчитано на соответствующую вертикальную силу.

6.2.2.4 Совместное действие изгиба и вертикального сдвига

(1) Если поперечная сила V_{Ed} превышает половину сопротивления сдвигу V_{Rd}, принимаемого меньшим из двух: $V_{pl,Rd}$ по 6.2.2.2 или $V_{b,Rd}$ по 6.2.2.3, то следует учесть ее влияние на сопротивление по изгибающему моменту.

(2) Для поперечных сечений классов 1 и 2 влияние сдвига в вертикальной плоскости на сопротивление изгибающему моменту можно учесть уменьшением расчетного сопротивления стали $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$ в плоскости сдвига, как показано на рисунке 6.8,

где

$$\rho = (2V_{Ed}/V_{Rd} - 1)^2, \qquad (6.8)$$

здесь V_{Rd} — соответствующее сопротивление сдвигу в вертикальной плоскости, определяемое по 6.2.2.2 или 6.2.2.3.

(3) Для поперечных сечений классов 3 и 4 применяют EN 1993-1-5, 7.1[10], используя вычисленные напряжения в сталежелезобетонном сечении.

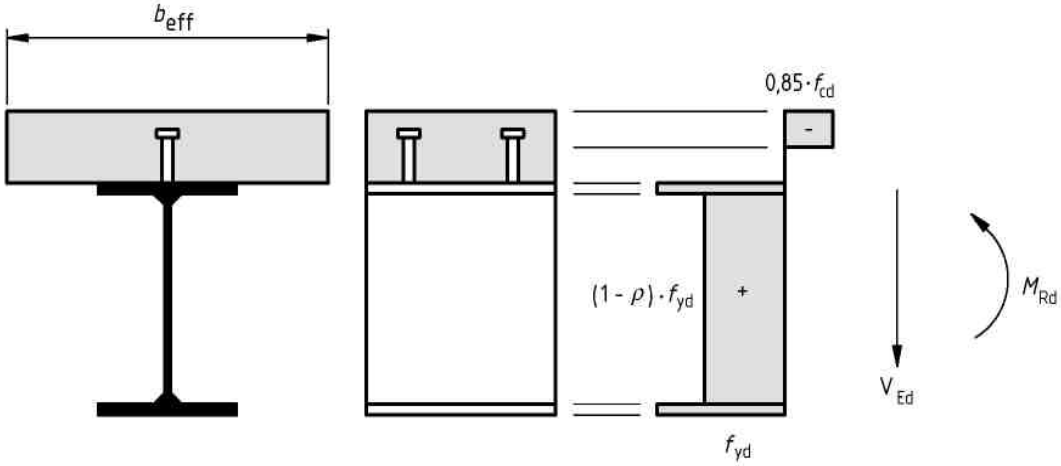


Рисунок 6.8 — Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости

6.3 Основные положения по расчету сдвиговых связей

(1)P Для передачи продольного сдвигающего усилия между бетоном и стальным элементом следует предусматривать сдвиговую связь и поперечное армирование без учета сцепления и трения между ними.

(2)P Соединительные детали должны иметь достаточную способность к деформированию для обеспечения любого неупругого перераспределения сдвига, предусмотренного проектом.

(3)P Гибкими соединительными деталями являются элементы с достаточной способностью к деформированию, подтверждающей предпосылку об идеально-пластичной работе сдвигового соединения в рассматриваемой конструкции.

(4) Соединительную деталь можно считать податливой, если характеристическое значение деформации сдвига δ_{uk} составляет не менее 6 мм.

Примечание — Определение δ_{uk} приведено в приложении А.

(5)Р Если в пределах одного пролета балки используется два или более различных типов сдвигового соединения, то следует учитывать любое существенное различие в зависимостях «сдвигающее усилие – деформация сдвига» для каждого из них.

(6)Р Для предотвращения отрыва бетонного элемента от стального следует предусматривать соединительные детали, за исключением случаев, когда отрыв предотвращается другими способами.

(7) Для предотвращения отрыва плиты соединительные детали следует рассчитывать на восприятие номинального предельного растягивающего усилия, действующего перпендикулярно плоскости стального пояса и равного, по меньшей мере, 0,1 значения расчетного сопротивления сдвигу соединительных деталей . При необходимости эти соединительные детали могут быть дополнительно заанкерены.

(8) Стержневые анкеры с головкой (см. 6.5) могут иметь достаточную несущую способность на отрыв, если только сдвиговое соединение не подвержено непосредственному растяжению.

(9)Р Следует предотвращать разрушение при продольном сдвиге и раскалывание бетонной плиты от действия сосредоточенных сил, передаваемых соединительными деталями.

(10) Если при конструировании сдвигового соединения обеспечивается выполнение соответствующих условий, приведенных в 6.6.5, а для поперечного армирования выполняются условия 6.6, то требование 6.3.(9)Р может считаться выполненным.

(11) Если для передачи усилия сдвига между стальным и бетонным элементом используют способ соединения, отличный от рассмотренных в 6.6, то работа этого соединения, принимаемая при расчете, должна быть основана на испытаниях и основываться на понятной модели. Расчет сталежелезобетонного элемента должен соответствовать, насколько это возможно, расчету аналогичного элемента с соединительными деталями, рассмотренными в 6.6.

(12) Количество соединительных деталей в элементах зданий следует принимать, по крайней мере, равным расчетному усилию сдвига в предельном состоянии, определяемому согласно 6.6.2, деленному на расчетную несущую способность отдельной детали P_{Rd}. Расчетную несущую способность стержневого анкера следует определять в соответствии с 6.6.3 или 6.6.4 соответственно.

(13)Р Если все поперечные сечения относятся к классам 1 и 2, то в балках зданий можно использовать частичное объединение. Количество соединительных деталей следует определять согласно теории податливого соединения с учетом деформационной способности соединительных элементов.

6.4 Ограничение применения частичного объединения в балках зданий

(1) Стержневые анкеры с головкой, общая длина которых после приварки составляет не менее четырех диаметров, и стержнем с номинальным диаметром не менее 16 мм и не более 25 мм рассматривают как гибкие анкеры при следующих ограничениях степени использования сдвигового соединения, определяемой из соотношения $\eta = n / n_f$:

— для стальных профилей с равными поясами:

$$L_e \le 25: \qquad \eta \ge 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0{,}75 - 0{,}03 L_e),\ \eta \ge 0{,}4; \qquad (6.9)$$

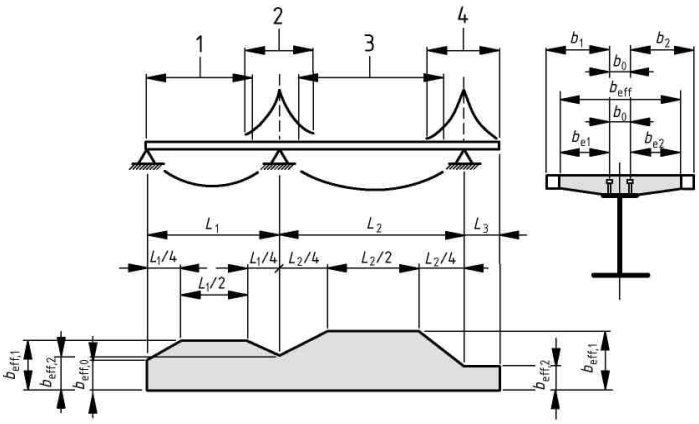
$$L_e > 25: \qquad \eta \ge 1; \qquad (6.10)$$

— для стальных профилей с площадью нижнего пояса в 3 раза большей площади верхнего пояса:

$$L_e \le 20: \qquad \eta \ge 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (0{,}30 - 0{,}015 L_e),\ \eta \ge 0{,}4; \qquad (6.11)$$

$$L_e > 20: \qquad \eta \ge 1, \qquad (6.12)$$

где L_e — расстояние при положительном действии изгибающего момента между точками нулевого изгибающего момента, м; для типичных неразрезных балок L_e можно принимать по формулам, приведенным на рисунке 6.9;



1 – $L_e = 0,85L_1$ для $b_{eff,1}$; 2 – $L_e = 0,25 \cdot (L_1 + L_2)$ для $b_{eff,2}$;
3 – $L_e = 0,70\ L_2$ для $b_{eff,1}$; 4 – $L_e = 2L_3$ для $b_{eff,2}$

Рисунок 6.9 Эквивалентные пролеты для определения

эффективной ширины бетонного пояса

n_f — количество соединительных деталей при полном объединении;

n — количество соединительных деталей, в пределах той же длины.

(2) Для стальных сечений, площадь нижней полки которых превышает площадь верхней полки менее чем в 3 раза, предельное значение η можно определить по формулам (6.9) – (6.12) с помощью линейной интерполяции.

(3) Стержневые анкеры с головкой можно рассматривать как податливые для более широкого диапазона пролетов, чем установленные в (1) (см. выше), если:

а) Стержневые анкеры имеют общую длину после приварки не менее 76 мм и стержень с номинальным диаметром 19 мм;

б) Стальной профиль является двутавровым прокатным или сварным с равными полками;

в) бетонная плита является сталежелезобетонной с применением стального профилированного листа с гофрами в пролете, направленными (расположенного в пролете) перпендикулярно балке, и бетонные ребра плиты являются неразрезными;

г) на один гофр профилированного листа приходится один стержневой анкер, расположенный в середине гофра либо слева и справа от середины гофра по всей длине пролета;

д) для листов с $b_0/h_p \geq 2$ и $h_p \leq 60$ мм, условные обозначения — см. рисунок 6.1Лист 1 и Лист 2;

е) усилие N_c определяется по упрощенному методу, приведенному на рисунке 6.5.

Если эти условия выполняются, то коэффициент η должен удовлетворять следующим условиям:

$$L_e \leq 25: \quad \eta \geq 1 - \left(\frac{355}{f_y}\right) \cdot (1,0 - 0,04L_e),\ \eta \geq 0,4; \qquad (6.13)$$

$$L_e > 25: \quad \eta \geq 1. \qquad (6.14)$$

Примечание — Требования, приведенные в 6.4, установлены для объединительных деталей, расположенных с равным шагом.

6.5 Стержневые анкеры

(1)P Общая высота стержневого анкера должна быть не менее 3d, где d — диаметр стержня болта.

(2) Головка стержневого анкера должна иметь диаметр не менее 1,5d и высоту не менее 0,4d.

(3) Диаметр стержневых анкеров , воспринимающих кроме усилия сдвига растягивающее усилие и подверженных усталостному воздействию, не должен превышать 1,5 толщины полки, к которой он приварен, если отсутствуют экспериментальные данные о несущей способности стержневых анкеров на выносливость. Это правило применяют также для стержневых анкеров, расположенных на стенке.

(4) Шаг стержневых анкеров вдоль сдвигающей силы должен составлять не менее 5d; шаг поперек сдвигающей силы должен составлять не менее 2,5d в плитах сплошного сечения и 4d — в остальных случаях.

(5) За исключением стержневых анкеров, расположенных непосредственно на стенке, диаметр привариваемого стержневого анкера не должен превышать 2,5 толщины той части, к которой он приваривается, если не приведены экспериментальные данные о несущей способности стержневого анкера, работающего на сдвиг.

(6)В зданиях при использовании стержневых анкеров со стальным профилированным листом номинальная высота соединительной детали должна назначаться таким образом, чтобы верх соединительной детали располагался на расстоянии не менее 2d над верхней поверхностью стального настила, где d — диаметр стержня.

(7) Минимальная ширина гофров, заполняемых бетоном, должна быть не менее 50 мм.

(8) Если форма сечения профилированного листа не позволяет разместить стержневые анкеры в середине гофра, то их размещают по обеим сторонам от середины гофра по всей длине пролета.

6.6 Продольный сдвиг в железобетонных плитах

6.6.1 Общие положения

(1)P Поперечное армирование плиты следует рассчитывать по предельным состояниям во избежание преждевременного разрушения бетона при продольном сдвиге или его продольного раскалывания.

(2)P Расчетные продольные касательные напряжения v_{Ed} на любой потенциальной поверхности разрушения плиты при продольном сдвиге не должны превышать ее расчетного сопротивления продольному сдвигу по рассматриваемой поверхности сдвига.

(3) Длину поверхности сдвига типа b-b, показанную на рисунке 6.10, следует принимать равной $2h_{sc}$ плюс диаметр головки стержневого анкера — при однорядном или двухрядном шахматном расположении стад-болтов или равной $(2h_{sc} + s_t)$ плюс диаметр головки стержневого анкера — при двухрядном рядовом расположении стержневых анкеров, где h_{sc} — высота стержневого анкера , а s_t — шаг стержневых анкеров поперек действия сдвигающей силы.

(4) Расчетное продольное усилие сдвига на единицу длины балки на уровне поверхности сдвига должно определяться в соответствии с 6.6.2 и совмещаться с расчетом соединительных деталей и их размещением. Может быть учтено изменение продольного сдвига по ширине бетонной полки.

(5) Для каждого типа рассматриваемой поверхности сдвига расчетное продольное касательное напряжение v_{Ed} следует определять по расчетному продольному усилию сдвига на единицу длины балки с учетом количества плоскостей сдвига и длины поверхности сдвига.

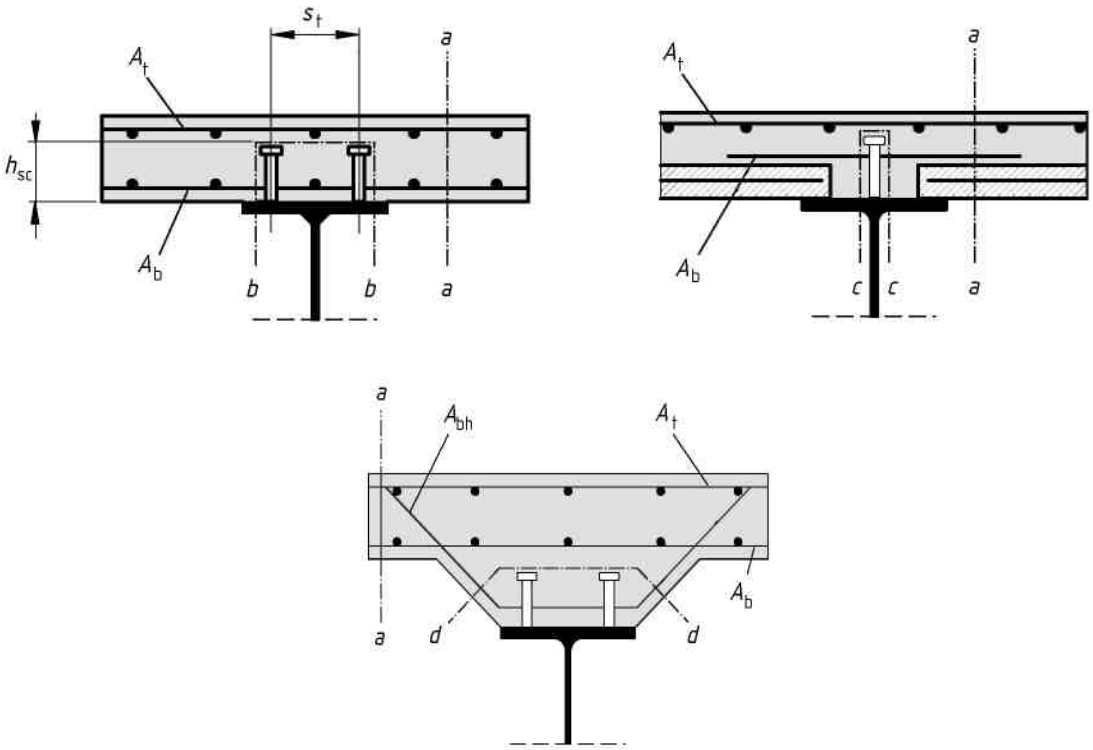
6.6.2 Расчетное сопротивление продольному сдвигу

(1) Сопротивление бетонной полки продольному сдвигу (плоскости сдвига типа a-a, показаны на рисунке 6.9) следует определять в соответствии с EN 1992-1-1, 6.2.4[10].

(2) При отсутствии более точных расчетов сопротивление продольному сдвигу по любой поверхности потенциального разрушения в полке или вуте может быть определено в соответствии с EN 1992-1-1, 6.2.4(4)[10]. Для поверхностей сдвига, огибающих соединительную деталь (например, поверхность сдвига b-b на рисунке 6.10), размер h_f следует принимать равным длине поверхности сдвига.

(3) Эффективная поперечная арматура на единицу длины, A_{sf}/s_f, см. EN 1992-1-1[10], должна соответствовать рисунку 6.10, на котором A_b, A_t и A_{bh} — площади арматуры на единицу длины балки, с анкеровкой, принятой в EN 1992-1-1, 8.4[10], для продольной арматуры.

(4) При использовании сборных железобетонных элементов в сочетании с монолитным бетоном несущую способность на продольный сдвиг следует определять в соответствии с EN 1992-1-1, 6.2.5[10].



Тип	A_{sf}/s_f
a-a	$A_b + A_t$
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$2A_{bh}$

Рисунок 6.10 — Типичные потенциальные поверхности разрушения при сдвиге

6.6.3 Минимальное поперечное армирование

(1) Минимальную площадь армирования следует определять в соответствии с EN 1992-1-1, 9.2.2(5) [10], с использованием правил, относящихся к поперечному армированию.

6.6.4 Продольный сдвиг и поперечное армирование в балках зданий

(1) Если используется стальной профилированный лист и поверхность сдвига пересекает толщину плиты (например, поверхность сдвига типа a-a на рисунке 6.10), то размер h_f принимают равным толщине бетона над гофрами профилированного листа.

(2) Если стальной профилированный лист расположен гофрами поперек балки, а расчетная несущая способность стержневых анкеров определена с учетом понижающего коэффициента k_t (см. 6.6.4.2), то поверхности сдвига типа b-b по рисунку 6.10 рассматривать не требуется.

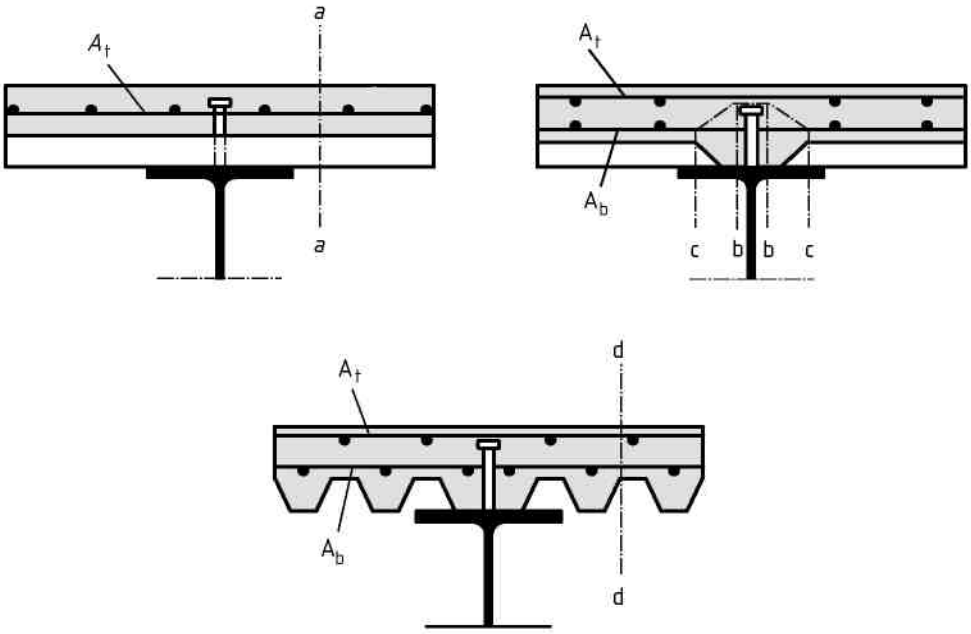
(3) Для поверхности сдвига типа c-c (см. рисунок 6.10) высоту стального профилированного листа не следует включать в h_f, если возможность включения не подтверждена результатами испытаний.

(4) Если стальной профилированный лист с механической или фрикционной связью и с расположением гофров поперек балки не имеет разрывов по длине верхней полки стальной балки, то его влияние на поперечное армирование поверхности сдвига типа a-a может быть учтено путем замены выражения (6.21) в EN 1992-1-1, 6.2.4(4) [10], выражением

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) + A_{pe} f_{yp,d} > \nu_{Ed} h_f / \cot\theta, \qquad (6.15)$$

где A_{pe} — эффективная площадь поперечного сечения стального профилированного листа на единицу длины балки; для профилированных листов с отверстиями следует использовать площадь нетто;

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



Тип	A_{sf}/s_f
a-a	A_t
b-b	$2A_b$
c-c	$2A_b$
d-d	$A_t + A_b$

Рисунок 6.11— Типичные поверхности потенциального разрушения при сдвиге бетона плиты с применением стального профилированного листа

(5) Если стальной профилированный лист с расположением гофров поперек балки имеет разрывы верхней полки стальной балки, а стержневые анкеры приварены к стальной балке непосредственно сквозь стальной профилированный лист, то значение $A_p f_{yp,d}$ в выражении (6.15) следует заменить следующим:

$$P_{pb,Rd} / s, \quad \text{но} \leq A_p f_{yp,d}, \tag{6.16}$$

где $P_{pb,Rd}$ — расчетная несущая способность стержневого анкера приваренного сквозь лист;

s — продольный шаг стержневых анкеров, являющихся эффективными при анкеровке профилированного листа.

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

6.6.5 Конструирование сдвигового соединения и влияние изготовления

6.6.5.1 Сопротивление отрыву

(1) Поверхность соединительной детали, воспринимающей усилие отрыва (например, нижняя поверхность головки стержневого анкера), должна выступать не менее чем на 30 мм над нижней арматурой.

6.6.5.2 Защитный слой и бетонирование элементов зданий

(1)P Конструктивное решение сдвиговых соединений должно быть таким, чтобы бетон мог быть соответствующим образом уплотнен вокруг основания объединительной детали.

(2) Если для соединительной детали требуется обеспечить защитный слой, то его номинальное значение следует принимать равным наибольшему из:

а) 20 мм;

б) рекомендуемое EN 1992-1-1, таблица 4.4 [10], для арматурной стали диаметром менее 5 мм.

(3) Если защитный слой не требуется, то верхняя часть соединительной детали может располагаться на одном уровне с верхней поверхностью бетонной плиты.

(4) Скорость и последовательность бетонирования должны быть такими, чтобы частично затвердевший бетон не повреждался в результате совместной работы и воздействий, вызванных деформациями стальных балок при последующем бетонировании. По возможности должны быть исключены деформации сдвигового соединения до тех пор, пока бетон не достигнет значения цилиндрической прочности не менее 20 Н/мм^2.

6.6.5.3 Местное армирование

(1) Если сдвиговое соединение примыкает к продольной грани бетонной плиты, то поперечная арматура, предусмотренная в соответствии с 6.6.6, должна быть полностью заанкерена в бетон, расположенный между гранью плиты и рядом соединительных деталей.

(2) Если расстояние от боковой грани бетонной полки до осевой линии ближайшего ряда соединительных деталей составляет менее 300 мм, то для предотвращения продольного раскалывания бетонной полки от действия усилий в соединительных деталях следует выполнять следующие дополнительные рекомендации:

а) поперечное армирование должно быть обеспечено постановкой U-образных стержней, охватывающих соединительные детали;

б) если в качестве соединительных деталей используют стержневые анкеры , то расстояние от боковой грани бетонной полки до центра ближайшего стержневого анкера должно составлять не менее 6d, где d — номинальный диаметр стержневого анкера, а диаметр U-образных стержней должен составлять не менее 0,5d;

в) U-образные стержни следует располагать как можно ниже, но с обеспечением достаточного защитного слоя бетона в нижней части.

(3)P На конце сталежелезобетонной консоли следует предусматривать местное армирование, достаточное для передачи усилий от соединительных деталей на продольную арматуру.

7 Материалы

7.1 Бетон

(1) Если в Еврокоде 4 не оговорены другие характеристики, свойства обычного бетона следует принимать по EN 1992-1-1, табл. 3.1 [10], с учетом требований СП 63.13330-2012 [16].

(2) Настоящий стандарт предназначен для проектирования сталежелезобетонных конструкций с применением бетона классов по прочности на сжатие не ниже B25 и не выше B 70.

(3) Усадку бетона следует определять с учетом влажности окружающей среды, размеров элемента и состава бетона. Номинальное значение полной деформации свободной усадки можно принять равным следующим значениям:

— в условиях сухой среды (снаружи или внутри зданий, кроме элементов, заполненных бетоном):

325×10^{-6} — для обычного бетона;

500×10^{-6} — для легкого бетона;

— в других условиях и для элементов, заполняемых бетоном:

200×10^{-6} — для обычного бетона;

300×10^{-6} — для легкого бетона.

(4) При расчете зданий на комбинированное воздействие при определении напряжений и перемещений можно не учитывать воздействия от усадки.

7.2 Арматурная сталь

(1) Характеристики свойств арматурной стали следует принимать по ГОСТ 5781, ГОСТ 6727, ГОСТ 10884 , ГОСТ Р 52544.

7.3 Конструкционная сталь

(1) Характеристики свойств конструкционной стали следует определять по ГОСТ 380 , ГОСТ 1050 , ГОСТ 14918 , ГОСТ 19904, ГОСТ 52246.

(2) Для сталежелезобетонных конструкций расчетное значение модуля упругости E_s для конструкционной стали можно принять равным $E = 210\,000$ Н / мм^2.

(3) Номинальные значения предела текучести f_y и временного сопротивления f_u для конструкционной стали принимаются равными:

$f_y = R_{eh}$ и $f_u = R_m$ непосредственно по стандарту на прокат.

(4) Минимальная пластичность сталей должна быть выражена предельными значениями следующих величин:

— f_u/f_y — отношение минимального значения временного сопротивления на растяжение f_u к минимальному значению предела текучести f_y;

— относительное удлинение после разрыва образца длиной $5{,}65\sqrt{A_0}$ (где A_0 — начальная площадь поперечного сечения);

— предельная деформация ε_u, соответствующая временному сопротивлению f_u.

Рекомендуется, чтобы предельные значения отношения $f_u/f_y \geq 1{,}10$, относительное удлинение при разрыве было не менее 15 % и предельной деформации $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, где ε_y — упругая деформация ($\varepsilon_y = f_y/E$).

(5) Правила настоящего СТО применимы для конструкций из стали с номинальным значением предела текучести не более 460 Н/мм^2.

7.4 Соединительные элементы

7.4.1 Общие положения

(1) Требования к крепежным изделиям и сварочным материалам принимают по EN 1993-1-8 [11].

7.4.2 Стержневые анкеры

(1) Следует ссылаться на DIN EN ISO 13918.

7.5 Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий

(1) Характеристики свойств следует принимать по СТО 57398459- 001-2010 (рис. 1) и СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30) (рис. 2) с учетом п.п. 7.3 (1), (2), (3), (4), (5).

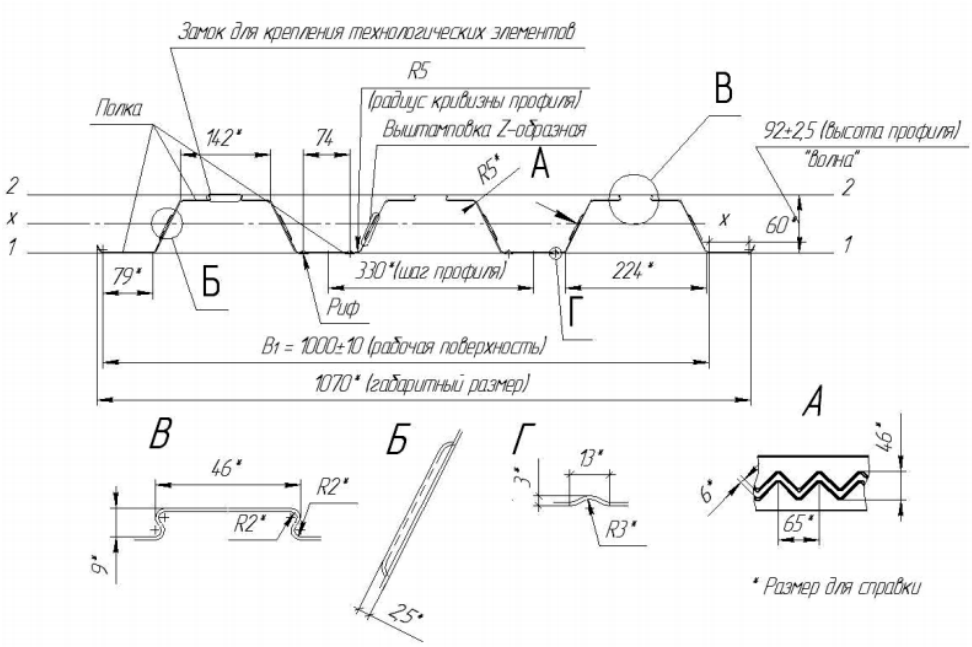


Рисунок 7.1 - Стальной профилированный лист типа СКН90Z-1000-(0,6-1,2) по СТО 57398459-001-2010

В Таблице 7.1 приведены характеристики профилированного листа СКН90Z-1000-(0,6-1,2) по СТО 57398459-001- 2010

Таблица 7.1

Характеристики профилированного листа СКН90Z-1000-(0,6-1,2) по СТО 57398459-001- 2010

Тип профиля	Толщина материала, мм	Площадь сечения F, см^2	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины рабочей поверхности			Масса 1м^2, кг	Ширина заготовки, мм
				Момент инерции, Ix, см^4	Момент сопротивления, см^3			
					Wx$_1$,см^3	Wx2,см^3		
СКН90Z-1000-0,6	0,60	8,40	7,17	104,50	23,40	17,65	7,17	1400
СКН90Z-1000-0,7	0,70	9,80	8,27	127,58	27,19	22,12	8,27	
СКН90Z-1000-0,8	0,80	11,20	9,37	148,20	31,40	26,98	9,37	
СКН90Z-1000-0,9	0,90	12,60	10,47	166,02	35,64	32,20	10,47	
СКН90Z-1000-1,0	1,00	14,00	11,57	183,97	39,91	37,90	11,57	
СКН90Z-1000-1,2	1,20	16,80	13,77	220,92	48,26	47,27	13,77	

Примечание — Минимальное значение толщины t стальных листов применяемых в качестве элемента сталежелезобетонной плиты составляет 0,70 мм.

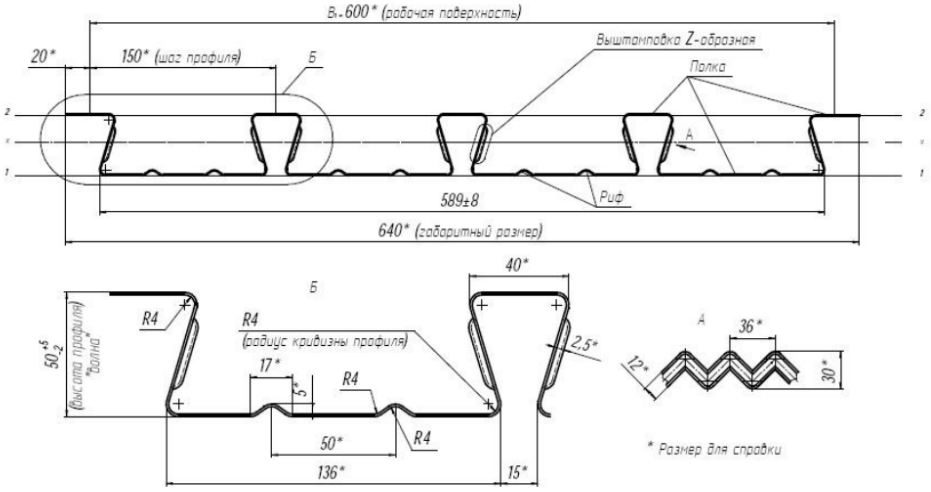


Рисунок 7.2 - Стальной профилированный лист типа СКН50Z-600-(0,6-1,2) по СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30)

В Таблице 7.2 приведены характеристики профилированного листа СКН50Z-600-(0,6-1,2) по СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30)

Таблица 7.2 -Характеристики профилированного листа СКН50Z-600-(0,6-1,2) по СТО 57398459-30-2008 (СТП/ПП/30)

Тип профиля	Толщина материала, мм	Площадь сечения F, см^2	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины рабочей поверхности			Масса 1м^2,кг	Ширина заготовки, мм
				момент инерции Ix, см^4	момент сопроти-вления, Wx$_1$,см^3	момент сопротив-ления, Wx$_2$, см^3		
СКН50Z-600-0,6	0,60	6,60	5,64	43,37	24,65	12,03	9,40	1100
СКН50Z-600-0,7	0,70	7,70	6,55	50,28	28,97	15,86	10,92	
СКН50Z-600-0,8	0,80	8,80	7,36	57,17	33,21	17,45	12,27	
СКН50Z-600-0,9	0,90	9,90	8,23	63,83	37,03	19,47	13,72	
СКН50Z-600-1,0	1,00	11,00	9,09	70,53	40,89	21,53	15,15	
СКН50Z-600-1,2	1,20	13,20	10,82	83,50	48,39	25,50	18,03	

Примечание — Минимальное значение толщины t стальных листов применяемых в качестве элемента сталежелезобетонной плиты составляет 0,70 мм.

В связи с тем, что представленные организацией- разработчиком стандарта на профнастилы таблицы 7.1 и 7.2 не содержат достаточного для расчета набора геометрических характеристик в СТО помещена таблица 7.3, основанная на получении необходимых характеристик с помощью комплекса «Автокад». При этом обнаружилось некоторое расхождение в величинах совпадающих характеристик, которое не имеет принципиального значение.

Таблица 7.3 - Характеристики профилированных листов СКН90Z-1000-1,0; СКН50Z-600-1,0; полученные с помощью моделирования в Автокаде.

Тип профиля	Толщина материала, мм	Площадь сечения F, см^2	Масса 1 м длины, кг	Справочные величины на 1 м ширины рабочей поверхности			Центр тяжести, см		Масса 1 м^2, кг	Ширина заготовки, мм
				Момент инерции, I_x, см^4	Момент сопротивления, см^3					
					W_{x1} см^3	W_{x2} см^3	y_{c1}	y_{c2}		
СКН90Z-1000-1,0	1,0	13,4	11,57	195,76	39,55	46,06	4,95	4,25	11,57	1400
СКН50Z-600-1,0	1,0	11,06	9,09	69,84	42,33	20,85	1,65	3,35	15,15	1100

8 Конструктивные требования

8.1 Толщина плиты и армирование

(1)P Общая толщина сталежелезобетонной плиты h должна составлять не менее 80 мм. Толщина бетона h_c над верхней поверхностью гофров профилированного листа должна составлять не менее 40 мм.

(2)P Если плита работает совместно с балкой или используется в качестве диафрагмы жесткости, то ее общая толщина должна составлять не менее 90 мм, а h_c — не менее 50 мм.

(3)P В пределах толщины бетона h_c следует предусматривать поперечное и продольное армирование.

(4) Суммарное сечение арматуры в обоих направлениях должно составлять не менее 80 мм^2/м.

(5) Расстояние между арматурными стержнями не должно превышать меньшее из двух значений: 2h и 350 мм.

8.2 Заполнитель

(1)P Номинальный размер заполнителя зависит от наименьшего размера сечения элемента (конструкции), в пределах которого укладывается бетон, и не должен превышать наименьшее из значений:

— $0{,}40h_c$, см. рисунок 6.1;

— $b_0/3$, где b_0 — средняя ширина ребер (минимальное расстояние между гофрами закрытого типа), см. рисунок 6.1;

— 31,5 мм (сито С 31,5).

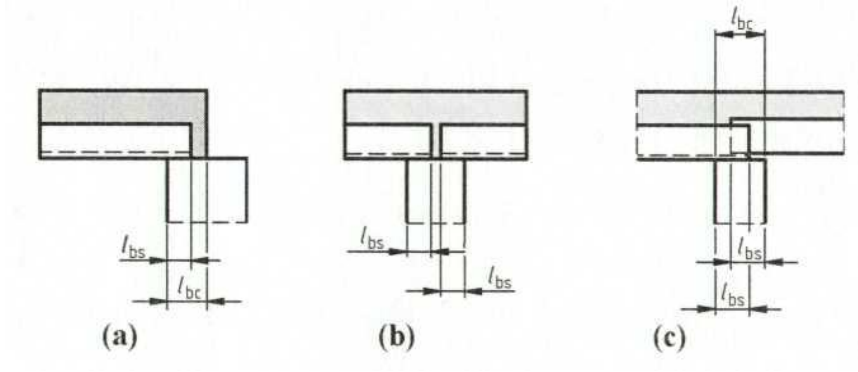
8.3 Требования к опорным частям

(1)P Длина опорной площадки должна быть такой, чтобы не было повреждений плиты и опорной части; чтобы крепление листа к опоре можно было выполнить без ее повреждения и чтобы не могло возникнуть обрушение в результате случайного смещения в процессе возведения.

(2) Размеры опорной площадки l_{bc} и l_{bs}, показанные на рисунке 8.1, должны быть не менее следующих предельных значений:

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на стальные или бетонные конструкции: l_{bc} = 75 мм и l_{bs} = 50 мм;

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на конструкции из других материалов: l_{bc} = 100 мм и l_{bs} = 70 мм.



Примечание — *Нахлест нескольких профилированных листов нежелателен.*

Рисунок 8.1 — Минимальные размеры опорной площадки

9 Долговечность

9.1 Общие положения

(1) Поверхность соединительной детали, воспринимающей усилие отрыва (например, нижняя поверхность головки стержневого анкера (стад-болта), должна выступать не менее чем на 30 мм над нижней арматурой. Кроме того, должна быть обеспечена толщина защитного слоя, при необходимости – местное армирование, вуты определённой конфигурации и размеров, шаг соединительных деталей.

9.2 Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий и сооружений

(1)P Открытые поверхности стальных листов должны быть защищены от непосредственного атмосферного воздействия.

(2) НП Профилированные листы из оцинкованной стали без дополнительного защитно-декоративного покрытия допускается применять только в неагрессивной среде.

(3) Эксплуатация профилированных листов из неоцинкованной стали без дополнительного защитно-декоративного покрытия не допускается.

(4) Если предусмотрено цинковое покрытие, то оно должно соответствовать требованиям ГОСТ Р 52246.Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия.

(5) Цинковое покрытие общей массой 275 г/м^2 (с обеих сторон) является достаточным для листов, расположенных внутри зданий и эксплуатируемых в неагрессивной среде, но технические условия на покрытие могут изменяться в зависимости от условий эксплуатации.

10 Основные расчетные положения

10.1 Требования

(1)P Расчет сталежелезобетонных конструкций следует выполнять в соответствии с общими правилами, приведенными в EN 1990 [8]:
- Сооружение должно быть запроектировано и возведено таким образом, чтобы при соответствующих уровнях надежности и экономичности в течение расчетного срока эксплуатации оно воспринимало все возможные воздействия, которые могут произойти в ходе эксплуатации; оставалось бы пригодным для использования в целях, для которых оно создавалось; должно быть запроектировано таким образом, чтобы в течение расчетного срока службы были обеспечены его конструктивная прочность, несущая способность, эксплуатационная пригодность и долговечность.
В случае пожара несущая способность должна быть обеспечена в течение требуемого промежутка времени.

(2)P В настоящем разделе приведены дополнительные требования по расчету сталежелезобетонных конструкций.

(3) Основные требования при расчете сталежелезобетонных конструкций считаются выполненными, если одновременно реализованы следующие положения:

— расчет по предельным состояниям совместно с методом частных коэффициентов надежности;

— воздействия приняты по EN 1991 [9];

— сочетания воздействий приняты по EN 1990[8];

— несущая способность, долговечность и эксплуатационная пригодность определены в соответствии с настоящим стандартом.

(4) Для расчета конструкций, изготовленных из холодноформованных элементов и профилированных листов, следует различать классы сооружений, установленные по последствиям разрушения:

— класс I. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости сооружения в целом;

— класс II. Конструкция из холодноформованных элементов и профилированных листов, рассчитанная из условия обеспечения прочности и устойчивости отдельных конструктивных элементов;

— класс III. Конструкция из холодногнутого профилированного листа, используемая только для передачи нагрузки на несущий каркас.

10.2 Принципы расчета по предельным состояниям

(1)P При расчете сталежелезобетонных конструкций следует учитывать последовательные этапы процесса возведения.

10.3 Основные переменные

10.3.1 Воздействия и влияние окружающей среды

(1) Воздействия на сталежелезобетонные конструкции следует принимать по соответствующим частям EN 1991[9].

Расчетное значение воздействия определяется следующим образом:

$$F_d = \gamma_f F_{rep},$$

при этом

$$F_{rep} = \psi F_k \mathrm{F},$$

где

F_k - нормативное (базовое) значение воздействия,

F_{rep} - репрезентативное значение воздействия,

γ_f– коэффициент надежности по нагрузке, который учитывает возможность неблагоприятных отклонений воздействия от его репрезентативных значений;

ψ = 1,00 , или ψ_0, или ψ_1, или ψ_2 , назначаемые по таблице 10.1.

Для сейсмических воздействий проектную величину следует определять с учетом поведения сооружения и других факторов, указанных в EN 1998 [13].

Расчетные ситуации

(1)P Существенные расчетные ситуации следует определять с учетом условий, при которых сооружение обязано выполнять свои функции:

Расчетные ситуации классифицируются следующим образом:

- постоянные расчетные ситуации, которые соответствуют условиям нормальной эксплуатации;

- переходные (временные) проектные ситуации, которые соответствуют временным условиям, например, во время строительства или ремонта;

- сейсмические расчетные ситуации, которые соответствуют сейсмическим воздействиям.

Таблица 10.1 - Рекомендуемые значения коэффициентов ψ

Воздействие	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Равномерно распределенная нагрузка в зданиях и сооружениях в зависимости от их категории (см. EN 1991-1-1)			
Категория A: жилые и спальные помещения	0,9	0,5	0,35
Категория B: офисные, лабораторные и технические помещения*	0,9	0,5	0,35
Категория C: залы для собраний**	0,9	0,5	0,35
Категория D: торговые площади	0,9	0,5	0,35
Категория E: складские площади, книгохранилища, архивы	1,0	0,9	0,8
Категория F: проезжая часть для транспортных средств весом менее 30 кН	0,9	0,5	0,35
Категория G: проезжая часть для транспортных средств весом от 30 до 160 кН	0,9	0,5	0,3
Категория H: покрытия	0,9	0,5	0,35
Категория I: трибуны спортивных сооружений и сцены зрелищных сооружений	0,9	0,5	0,35
Снеговые нагрузки	0,9	0,5	0,35
Ветровые нагрузки	0,9	0,5	0,0
Температурные нагрузки (исключая пожары)	0,9	0,5	0,0

Примечание 1. Для второй и последующих по степени влияния временных нагрузок значение коэффициента допускается уменьшить на 20%.

(*) К категории B относятся: служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные и т.п.) промышленных и общественных зданий и сооружений; кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, просвещения, науки; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т.п.); технические этажи жилых и общественных зданий; подвальные помещения; читальные залы.
(**) К категории C относятся: залы для собраний и совещаний, обеденные (в кафе, ресторанах, столовых и т. п.), зрительные, концертные и спортивные залы, залы ожидания, фитнес-центров и бильярдных.

(2)P При расчете стальных профилированных листов, совмещающих функцию опалубки, следует учитывать эффекты, возникающие при укладке бетонной смеси (увеличение толщины бетона вследствие прогиба профилированного листа).

(3) Если в СТО не рекомендуется иное, то воздействия, обусловленные свойствами бетона, зависящими от времени, следует принимать по EN 1992-1-1[10].

(4)P Усадка и ползучесть бетона и неравномерные изменения температуры приводят к возникновению внутренних сил в поперечных сечениях, кривизны и продольных деформаций в элементах; эффекты, возникающие в статически определимых и статически неопределимых конструкциях, классифицируют как первичные эффекты, если не учитывается совместность деформаций.

(5)P В статически неопределимых конструкциях первичные эффекты от усадки, ползучести и изменения температуры следует рассматривать совместно с дополнительными эффектами таким образом, чтобы их суммарные эффекты были совместимы; их классифицируют как вторичные эффекты и рассматривают как косвенные воздействия.

10.3.2 Расчетные ситуации

(1)P Все значимые расчетные ситуации и предельные состояния следует учитывать при расчете таким образом, чтобы обеспечить несущую способность и эксплуатационную пригодность.

(2)P Должны быть рассмотрены следующие ситуации:

а) стальной профилированный лист, являющийся опалубкой. Необходима проверка стального профилированного листа, выполняющего для бетонной смеси функцию опалубки . Следует учесть влияние временных опор;

б) сталежелезобетонная плита. Необходима проверка плиты перекрытия после начала совместной работы и удаления всех временных опор.

10.3.3 Воздействия на стальные профилированные листы, выполняющие функцию опалубки

(1) При проверке стальных листов, выполняющих функцию опалубки необходимо учитывать следующие воздействия:

— вес бетона и стального профилированного листа;

— монтажные нагрузки, включая местные нагрузки от укладки бетона в процессе возведения в соответствии с EN 1991-1-6, 4.11.2 [9];

— нагрузки при складировании, если это имеет место;

— эффект «запруживания» (увеличение толщины бетона вследствие прогибов профилированного листа).

(2) Если максимальный прогиб δ профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси, вычисляемый при проверке по эксплуатационной пригодности к нормальной эксплуатации, составляет менее 1/10 толщины плиты, то при расчете стального профилированного листа эффект «переполнения» можно не учитывать. Если этот предел превышен, то данный эффект следует учитывать. При расчете можно допустить увеличение номинальной толщины бетона на 0,7δ по всему пролету.

10.3.4 Воздействия на сталежелезобетонные плиты

(1) Нагрузки и места их приложения должны соответствовать EN 1991-1-1[9].

(2) При расчете по предельным состояниям по несущей способности, включая расчет на продольный сдвиг, можно допустить, что все нагрузки действуют на сталежелезобетонную плиту.

10.3.5 Классы поперечных сечений

(1) Различают четыре класса поперечных сечений:

— класс 1 — поперечные сечения, в которых может образоваться пластический шарнир с возможностью беспрепятственного вращения, требуемого для выполнения пластического расчета, без снижения несущей способности;

— класс 2 — поперечные сечения, в которых могут развиваться пластические деформации, но в которых ограничено вращение вследствие потери местной устойчивости;

— класс 3 — поперечные сечения, в которых напряжение в крайних сжатых волокнах при упругом распределении напряжений может достигнуть предела текучести, но потеря местной устойчивости препятствует развитию пластических деформаций;

— класс 4 — поперечные сечения, в которых потеря местной устойчивости наступает до достижения предела текучести в одной или более зонах поперечного сечения.

(2) В поперечных сечениях класса 4 для оценки снижения несущей способности от потери местной устойчивости может быть использовано понятие эффективной ширины.

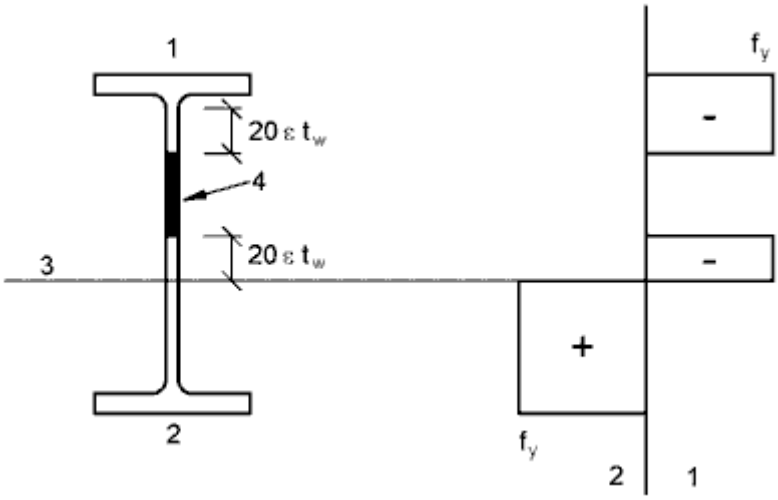
(3) Классификация поперечных сечений зависит от отношения ширины к толщине пластин, расположенных в сжатой зоне.

(4) Сжатая зона включают все части поперечного сечения, которые полностью или частично сжаты под действием рассматриваемого сочетания нагрузок.

(5) Различные сжатые части поперечного сечения (такие как стенка или полка) могут в общем случае относиться к различным классам.

(6) Поперечное сечение классифицируется по ближайшему большему (наименее благоприятному) классу его сжатых частей за исключением случаев,

- когда текучесть вначале появляется в растянутой части поперечного сечения. Тогда при определении несущей способности по прочности поперечных сечений класса 3 может быть учтено частичное развитие пластических деформаций в указанной зоне.
- Если поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 относятся к эффективному поперечному сечению класса 2, см. (11), то при определении геометрических характеристик эффективного сечения в пластической стадии сжатая часть стенки должна быть заменена частью высотой $20\varepsilon t_w$, примыкающей к сжатой полке, и другой частью высотой $20\varepsilon t_w$, примыкающей к нейтральной оси, в соответствии с рисунком 10.1.



1 — сжатие; 2 — растяжение;
3 — нейтральная ось в пластической стадии; 4 — исключаемая часть стенки

Рисунок 10.1 (6.3) — Эффективная стенка класса 2

(7) Альтернативно классификация поперечных сечений может быть установлена с учетом классификации как полки, так и стенки.

(8) Предельные отношения c/t для сечений классов 1, 2 и 3 следует принимать по таблице 10.2. Часть сечения, которая не соответствует предельным отношениям для сечения класса 3, должна быть отнесена к сечению класса 4.

(9) За исключением случая, приведенного в (10), сечения класса 4 могут быть отнесены к классу 3, если c/t меньше значения, вычисленного для сечения класса 3 по таблице 10.2 при $\varepsilon = \sqrt{\dfrac{235}{\sigma_{com,Ed}\gamma_{M0}}}$, где

$\sigma_{com,Ed}$ — максимальное расчетное сжимающее напряжение, полученное из расчета по схеме первого порядка (расчет по недеформированной схеме) или, при необходимости, из расчета по схеме второго порядка (расчет по деформированной схеме).

(10) Однако, если при определении несущей способности элемента по устойчивости используется 6.3, предельные отношения c/t для класса 3 во всех случаях следует принимать по таблице 10.2.

(11) Поперечные сечения со стенкой класса 3 и полками класса 1 или 2 могут быть классифицированы как поперечные сечения класса 2 с эффективной стенкой в соответствии с (6).

(12) Если стенка воспринимает только поперечные силы и, следовательно, не повышает несущую способность поперечного сечения по моменту и продольной силе, то поперечное сечение может быть рассчитано как сечение класса 2, 3 или 4 в зависимости только от класса полки.

10.4 Определение внутренних сил и моментов

10.4.1 Стальные профилированные листы, выполняющие функцию опалубки

(1)P Расчет стальных профилированных листов, используемых в качестве опалубки, должен соответствовать EN 1993-1-3 [11].

(2) При использовании временных опор не допускается перераспределение моментов в пластической стадии.

10.4.2 Расчет сталежелезобетонной плиты

(1) Могут быть использованы следующие методы расчета для предельных состояний по несущей способности:

а) упругий расчет с перераспределением усилий или без перераспределения;

б) жестко-пластический расчет при условии, что сечения, в которых требуется поворот в пластической стадии, имеют достаточную (вращательную) способность к повороту;

в) упруго-пластический расчет, учитывающий нелинейные свойства материалов.

(2) Для предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует использовать линейный метод расчета.

(3) Если при расчете по предельным состояниям по несущей способности не учитывается влияние трещинообразования в бетоне, то изгибающие моменты на промежуточных опорах могут быть уменьшены до 30 %, а положительные изгибающие моменты в смежных пролетах соответственно увеличены.

(4) Пластический расчет без непосредственной проверки способности сечений к повороту можно использовать для проверки по предельным состояниям по несущей способности, если используется арматурная сталь класса С в соответствии с EN 1992-1-1, приложение С [10], и если длина пролета не превышает 3,0 м.

(5) Неразрезная плита может быть рассчитана как несколько шарнирно опертых плит. На промежуточных опорах следует обеспечить номинальное армирование с учетом того, что: в соответствии с 9.8.1:

- ширина раскрытия трещин в местах отрицательного изгибающего момента для неразрезных плит ограничена требованиями, приведенными в п. 10.8.1(1);

- если сталежелезобетонные плиты рассчитывают как шарнирно опертые, то площадь сечения арматуры, располагаемой над гофрами и препятствующей трещинообразованию, должна составлять не

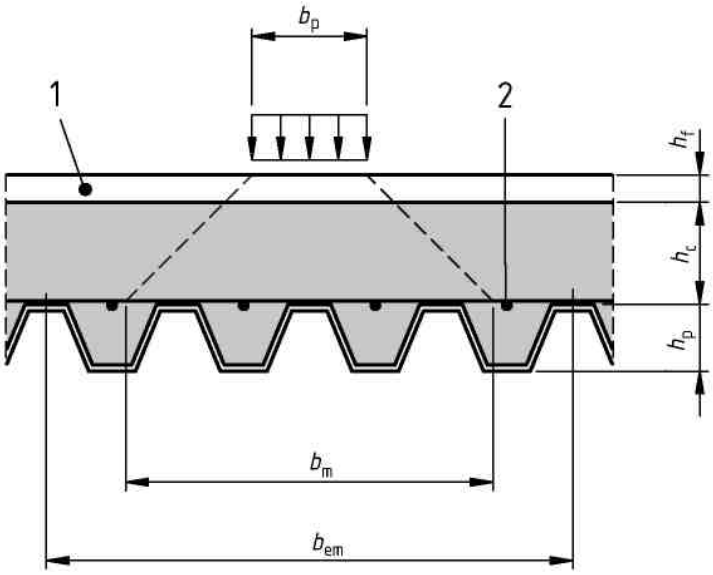
менее 0,2 % площади поперечного сечения бетона над гофрами — для конструкций, возводимых без временных опор, и не менее 0,4 % — для конструкций с временными опорами.

10.4.3 Эффективная ширина сталежелезобетонной плиты при сосредоточенных точечных и линейных нагрузках

(1) Если сосредоточенные точечные или линейные нагрузки воспринимаются плитой, то их можно считать распределенными по эффективной ширине.

(2) Сосредоточенные точечные или линейные нагрузки, расположенные вдоль пролета плиты, следует рассматривать распределенными по ширине b_m, измеряемой непосредственно над гофрами профилированного листа, см. рисунок 10.1, и определяемой по формуле :

$$b_m = b_p + 2 \cdot (h_c + h_f). \qquad (10.1)$$



1 — напольное покрытие; 2 — арматура

Рисунок 10.1 — Распределение сосредоточенной нагрузки

(3) Для сосредоточенных линейных нагрузок поперек пролета плиты для определения b_m следует использовать формулу (10.1), где размер b_p принимается равным длине участка приложения сосредоточенной линейной нагрузки.

(4) Если h_p/h не превышает 0,6, то ширину плиты (h - толщина сталежелезобетонной плиты), рассматриваемую как эффективную ширину при статическом расчете и при определении несущей способности, можно в качестве упрощения определять по формулам (10.2) – (10.4):

а) при изгибе и продольном сдвиге:

— для шарнирно опертых плит и крайних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 2L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты;} \qquad (10.2)$$

— для промежуточных пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 1{,}33L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты;} \qquad (10.3)$$

б) при сдвиге в вертикальной плоскости:

$$b_{ev} = b_m + L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right), \text{ но не более ширины плиты,} \qquad (10.4)$$

где L_p — расстояние от центра приложения нагрузки до ближайшей опоры;

L — длина пролета.

(5) Минимальное поперечное армирование можно принимать без расчета, если нормативные значения приложенных нагрузок не превышают:

7,5 кН — при сосредоточенной нагрузке;

5,0 кН/м^2 — при распределенной нагрузке.

Минимальное поперечное армирование должно иметь площадь поперечного сечения не менее 0,2 % сечения бетона над гофрами и должно распределяться по ширине не менее b_{em}. Следует обеспечить минимальную длину анкеровки за пределами этой ширины в соответствии с общими правилами анкеровки (см. 10.7.7.). Армирование, предусматриваемое для иных целей, может полностью или частично соответствовать данному правилу.

(6) Если условия в (5) не выполняются, то следует определить распределение изгибающих моментов от действия сосредоточенных точечных или линейных нагрузок и предусмотреть соответствующее поперечное армирование согласно 10.7.7.

10.5 Проверка стальных профилированных листов, выполняющих функцию опалубки, по предельным состояниям по несущей способности

(1) Поверка стальных профилированных листов по предельным состояниям по несущей способности должна соответствовать EN 1993-1-3 [11]. Особое внимание следует уделить влиянию на несущую способность выпуклостей и вмятин .

10.6 Проверка стальных профилированных листов, выполняющих функцию опалубки, по предельным состояниям по пригодности к нормальной эксплуатации.

(1) Геометрические характеристики сечений следует определять в соответствии с п. 7.5 настоящего стандарта.

Пластический момент сопротивления. Для любой формы сечения, симметричной относительно горизонтальной оси, W_{pl} равен удвоенному статическому моменту S половины сечения относительно горизонтальной оси, проходящей через центр тяжести сечения,

$$W_{pl} = 2S,$$

для сечения, несимметричного относительно горизонтальной оси,

$$W_{pl} = S_в + S_н,$$

где

$S_в$ – статический момент верхней части сечения относительно центра тяжести сечения,

$S_н$ – статический момент нижней части сечения относительно центра тяжести сечения.

(2) Прогиб δ_s профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси без учета строительно-монтажных нагрузок не должен превышать $\delta_{s,max} = L/180$.

10.7 Проверка сталежелезобетонных плит по предельным состояниям по несущей способности

10.7.1 Критерий расчета

(1)P Расчетные значения внутренних усилий не должны превышать расчетных значений несущей способности для соответствующих предельных состояний.

10.7.2 Изгиб

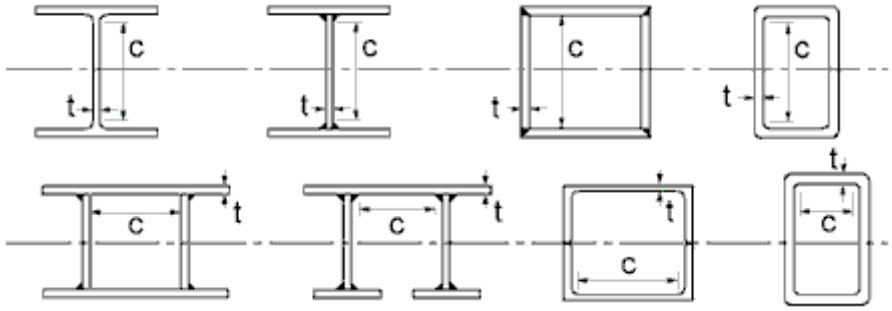
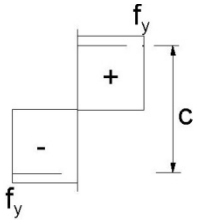
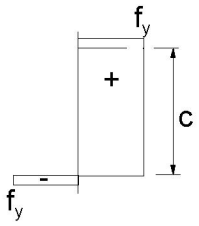
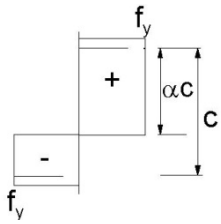
(1) При обеспечении полной передачи сдвигающего усилия сопротивление изгибу M_{Rd} любого поперечного сечения следует определять с учетом пластических деформаций и в качестве расчетного предела текучести стального элемента (профилированного листа) принимать расчетный предел текучести профилированного листа $f_{yp,d}$.

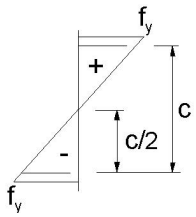
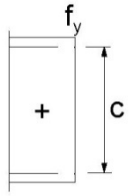
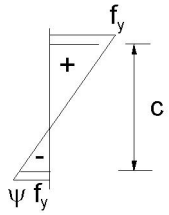
(2)P При действии отрицательного момента стальной профилированный лист следует учитывать, если на стадии возведения не используют перераспределение моментов за счет развития пластических деформаций поперечных сечений над опорами , и только в тех местах, где он является неразрезным.

(3) При определении расчетной площади сечения A_{pe} стального профилированного листа размеры выпуклостей и вмятин в нем не учитывают, если испытаниями не установлено, что расчетной является большая часть сечения.

(4) Влияние местной потери устойчивости сжатых частей профилированного листа учитывают, используя в расчетах эффективную ширину, не превышающую в 2 раза предельные значения, установленные для стальных стенок класса 1 в таблице 10.2 (т.5.2 (EN 1993-1-1)[11]).

Таблица 10.2 - Максимальные отношения ширины к толщине пластин для сжатых частей сечения

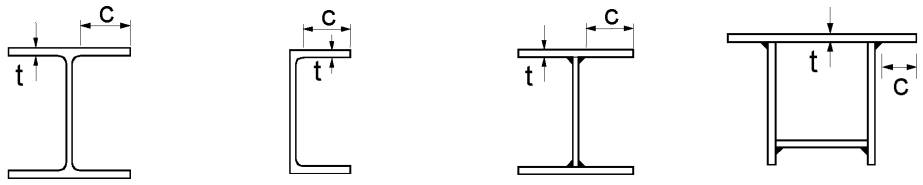
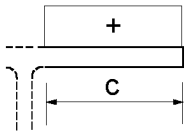
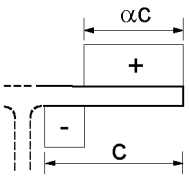
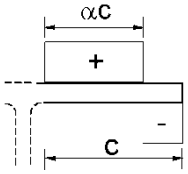
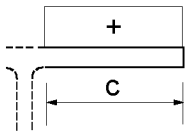
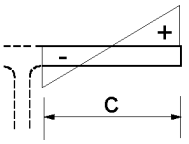
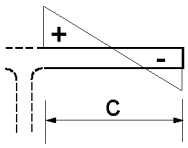
Сжатые внутренние части			
			
Класс	Часть, подвергнутая изгибу	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
1	$c/t \le 72\varepsilon$	$c/t \le 33\varepsilon$	При $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ При $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{36\varepsilon}{\alpha}$
2	$c/t \le 83\varepsilon$	$c/t \le 38\varepsilon$	При $\alpha > 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$

			При $\alpha \le 0{,}5$: $c/t \le \dfrac{41{,}5\varepsilon}{\alpha}$
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)			
3	$c/t \le 124\varepsilon$	$c/t \le 42\varepsilon$	При $\psi > -1$: $c/t \le \dfrac{42\varepsilon}{0{,}67 + 0{,}33\psi}$ При $\psi \le -1$*: $c/t \le 62\varepsilon \cdot (1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$

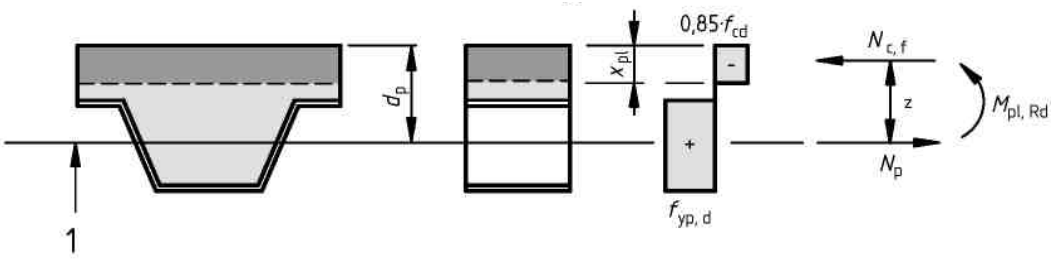
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ε	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

* $\psi \le -1$ для тех случаев, когда или сжимающее напряжение $\sigma \le f_y$, или деформация растяжения $\varepsilon_y > f_y/E$.

Продолжение таблицы 10.2

Свесы полок						
 Прокатные профили Сварные профили						
Класс	Часть, подвергнутая сжатию	Часть, подвергнутая изгибу и сжатию				
		Сжатие на конце		Растяжение на конце		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
1	$c/t \le 9\varepsilon$	$c/t \le \dfrac{9\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \le \dfrac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \le 10\varepsilon$	$c/t \le \dfrac{10\varepsilon}{\alpha}$		$c/t \le \dfrac{10\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Распределение напряжений в частях (сжатие положительно)						
3	$c/t \le 14\varepsilon$	$c/t \le 21\varepsilon\sqrt{k_\sigma}$ k_σ см. 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

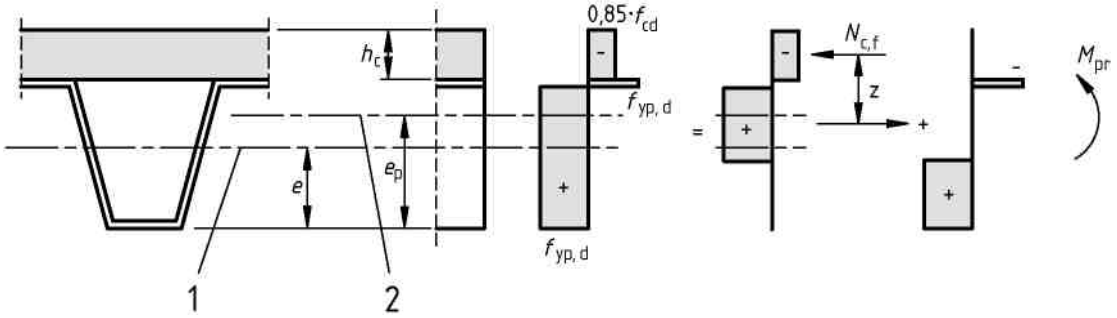
(5) Несущую способность сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена над профилированным листом, следует определять, исходя из распределения напряжений по рисунку 10.2.



1 — центральная ось стального профилированного листа

Рисунок 10.2 — Распределение напряжений при действии положительного момента при расположении нейтральной оси над стальным профилированным листом

(6) Несущую способность сечения при действии положительного изгибающего момента, нейтральная ось которого расположена в пределах высоты профилированного листа, следует определять из распределения напряжений по рисунку 10.3.



1 — центральная ось стального профилированного листа;
2 — нейтральная ось стального профилированного листа в пластической стадии

Рисунок 10.3 — Распределение напряжений при действии положительного момента , если нейтральная ось расположена в пределах высоты стального профилированного листа

Упрощенно значения z и M_{pr} можно соответственно определить по формулам

$$z = h - 0{,}5h_c - e_p + (e_p - e)\cdot\frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}}; \qquad (10.5)$$

$$M_{pr} = 1{,}25M_{pa}\cdot\left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}}\right) \le M_{pa}. \qquad (10.6)$$

(7) Если стальной профилированный лист не учитывается в расчетном сечении плиты, то несущую способность поперечного сечения на действие отрицательного изгибающего момента следует определять из распределения напряжений по рисунку 10.4.

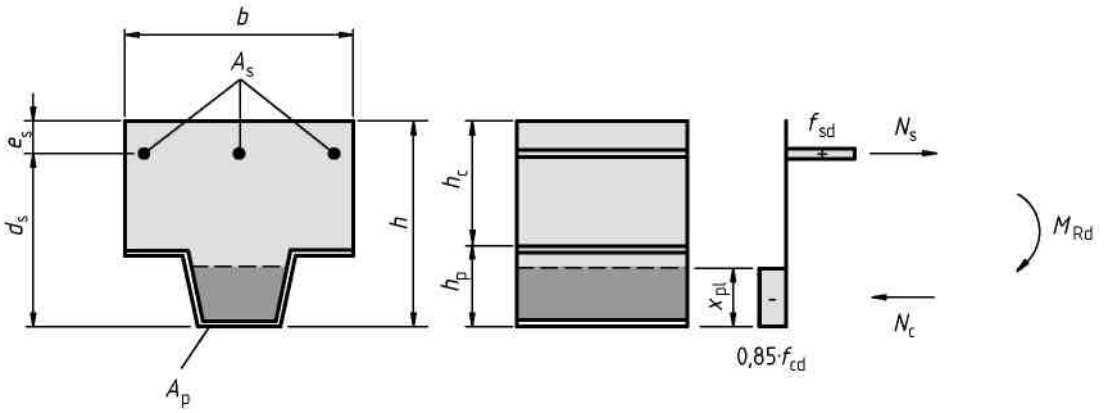


Рисунок 10.4 — Распределение напряжений при действии отрицательного изгибающего момента

10.7.3 Продольный сдвиг в плитах без концевых анкеров

(1)P Положения данного пункта применяются для сталежелезобетонных плит с механической и фрикционной связями (способы а) и б) в 6.1).

(2) Расчетную несущую способность на продольный сдвиг следует определять по m-k методу, см. (4) и (5), или методом частичного объединения, см. (7) – (10). Метод частичного объединения

применим только для расчета сталежелезобетонных плит с податливой работой связей сдвига при продольном сдвиге.

(3) Работу связей при продольном сдвиге можно считать податливой, если разрушающая нагрузка превышает нагрузку, вызывающую деформацию сдвига концов настила на 0,1 мм или более чем на 10 %. Если при максимальной нагрузке достигается прогиб в середине пролета, превышающий L/50, то разрушающей нагрузкой считают нагрузку, при прогибе в середине пролета L/50.

(4) При использовании m-k метода следует показать, что максимальная расчетная поперечная сила V_{Ed} для ширины плиты b не превышает расчетную несущую способность на сдвиг $V_{1,Rd}$, определяемую по следующей формуле:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \cdot \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right), \qquad (10.7)$$

где b, d_p — в мм;

A_p — номинальная площадь поперечного сечения профилированного листа, мм^2;

m, k — расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм^2, полученные при испытании плит, соответствующие основным требованиям m-k метода (см. Приложение А);

L_s — длина участка сдвига, мм, см. (5);

γ_{VS} — коэффициент надежности для предельных состояний по несущей способности

γ_{VS} = 1,25.

(5) В расчетах значение L_s принимают равным:

— L/4 при равномерной нагрузке по всей длине пролета;

— расстоянию между точкой приложения нагрузки и ближайшей опорой при двух равных и симметрично расположенных нагрузках;

- при другом расположении нагрузок, включая сочетание распределенных и ассиметричных сосредоточенных нагрузок, оценку следует производить по результатам испытаний или с помощью приближенного расчета: длину участка сдвига принимают равной максимальному моменту, деленному на наибольшую поперечную силу на опоре рассматриваемого пролета.

(6) Если сталежелезобетонная плита рассчитывается как неразрезная, то для определения ее несущей способности допускается использовать эквивалентный пролет. Длину пролета следует принимать равной:

0,8L — для промежуточных пролетов;

0,9L — для крайних пролетов.

(7) Если используется метод частичного объединения, то следует показать, что в любом поперечном сечении расчетный изгибающий момент M_{Ed} не превышает расчетную несущую способность M_{Rd}.

(8) Расчетную несущую способность M_{Rd} следует определять по 10.7.2(6) с заменой N_{cf} на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} bL_x \le N_{cf} \qquad (10.8)$$

и подстановкой

$$z = h - 0{,}5x_{pl} - e_p + (e_p - e)\cdot\frac{N_c}{A_{pe}f_{yp,d}}, \qquad (10.9)$$

где $\tau_{u,Rd}$ — расчетное сопротивление сдвигу ($\tau_{u,Rk} / \gamma_{Vs}$), полученное по результатам испытаний плиты, и соответствующее основным требованиям метода частичного объединения;

L_x — расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до ближайшей опоры.

(9) В формуле (10.8) значение N_c можно увеличить на μR_{Ed} при условии, что $\tau_{u,Rd}$ определяется с учетом добавочной несущей способности на продольный сдвиг, обусловленной опорной реакцией, где R_{Ed} — опорная реакция, μ — номинальный коэффициент: $\mu = 0{,}5$.

(10) При расчете по методу частичного объединения допускается учитывать дополнительное нижнее армирование плиты.

10.7.4 Продольный сдвиг в плитах с концевыми анкерами

(1) Если в результате испытаний не установлено влияние на сопротивление продольному сдвигу других деталей сдвига, то концевую анкеровку типа в) (см. 6.1), следует рассчитывать на восприятие растягивающего усилия, равного несущей способности стального листа на растяжение.

(2) Расчетную несущую способность плит с концевой анкеровкой типов в) и г) на продольный сдвиг, см. 6.1, можно определить методом частичного объединения, см. 10.7.3(7), с использованием N_c, увеличенного на значение несущей способности концевой анкеровки.

(3) Расчетное сопротивление стержневых анкеров сдвигу, привариваемых автоматической сваркой, следует принимать по меньшему из двух значений:

$$P_{Rd} = \frac{0{,}8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \qquad (10.10)$$

или

$$P_{Rd} = \frac{0{,}29\alpha d^2 \cdot \sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_V}, \qquad (10.11)$$

принимая:

$$\alpha = 0{,}2\cdot\left(\frac{h_{sc}}{d} + 1\right) \quad \text{— при } 3 \le h_{sc}/d \le 4; \qquad (10.12)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{— при } h_{sc}/d > 4, \qquad (10.13)$$

где γ_V — коэффициент надежности: $\gamma_V = 1{,}25$;

d — диаметр стержня анкера, 16 мм ≤ d ≤ 25 мм;

f_u — временное сопротивление стали анкера на растяжение, но не более 500 Н/мм^2;

f_{ck} — характеристическое значение цилиндрической прочности бетона на сжатие в рассматриваемом возрасте, плотностью не менее 1750 кг/м^3;

h_{sc} — общая номинальная высота стержневого анкера.

(4) Кольцевые сварные швы должны соответствовать требованиям EN 13918.

(5) Положение (4) не применимо при расположении стержневых анкеров в зоне раскалывания бетона по толщине плиты.

(6) Если стержневые анкеры кроме сдвига подвержены непосредственному растяжению, то следует определить его величину, приходящуюся на один стержневой анкер F_{ten}.

(2) Если $F_{ten} \le 0{,}1P_{Rd}$, где P_{Rd} — расчетная несущая способность на сдвиг, вычисленная по

формуле (10.10) или (10.11), то растягивающую силу можно не учитывать.

(3) Если $F_{ten} > 0{,}1P_{Rd}$, то соединение не выходит за область применения EN 1994.

10.7.5 Расчетная несущая способность стержневых анкеров в плитах с применением стальных профилированных листов

10.7.5.1 Профилированные листы с гофрами, параллельными балкам

(1) Стержневые анкеры располагаются в пределах области бетона, имеющей форму вута, см. рисунок 6.12. Если профилированный лист не разрезан вдоль балки, то ширина вута b_0 равна ширине гофра, как показано на рисунке 10.7. Если профилированный лист разрезан, то b_0 определяется так, как показано на рисунке 10.5. Высотой вута h_p считается общая высота профилированного листа без учета выштамповок.

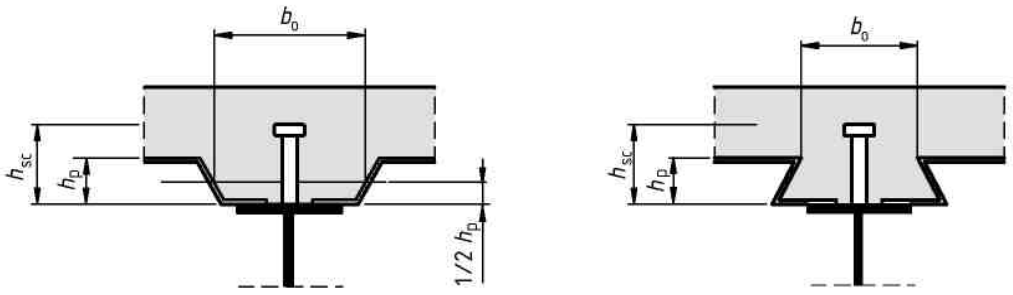


Рисунок 10.5 — Балка со стальным профилированным листом,

расположенным параллельно балке

(2) Расчетную несущую способность на сдвиг следует принимать равной несущей способности стержневых анкеров плиты сплошного сечения, см. 6.6.3.1, умноженной на понижающий коэффициент k_l, определяемый по формуле:

$$k_l = 0{,}6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \le 1{,}0 , \qquad (10.14)$$

где h_{sc} — общая высота стержневого анкера, но не более h_p + 75 мм.

(3) Если между стальным сечением и нижней поверхностью бетонной плиты имеются вуты, то их грани должны выходить за линию, проведенную под углом 45° от наружной кромки объединительной детали, см. рисунок 6.14.

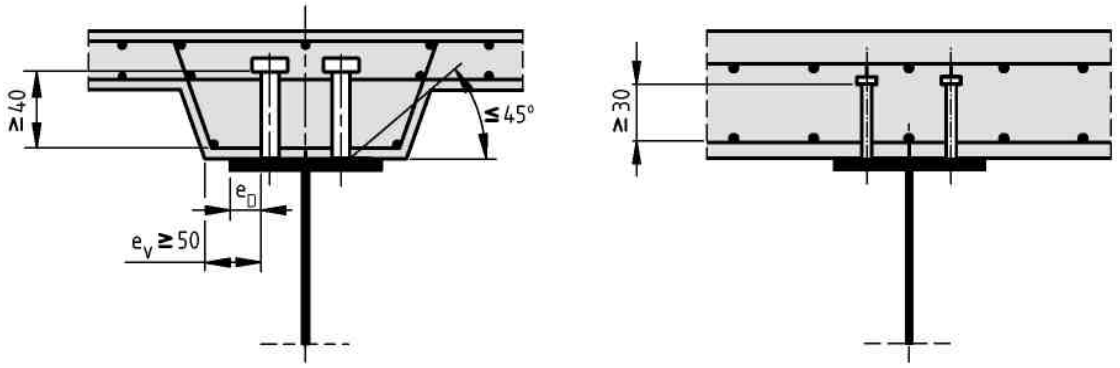


Рисунок 10.6 — Конструирование

(4) Номинальная толщина защитного слоя бетона от грани вута до объединительной детали должна составлять не менее 50 мм.

10.7.5.2 Профилированные листы с гофрами, расположенными поперек балок

(1) Если условия (2) и (3) выполнены, то расчетную несущую способность стержневых анкеров на сдвиг следует принимать равной несущей способности стержневых анкеров в плите сплошного сечения, см. EN 1992-1-1, 9.2.2(5) [10] (при этом значение f_u не должно превышать 450 Н/мм^2), умноженной на понижающий коэффициент k_t, определяемый по формуле:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), \qquad (10.15)$$

где n_r — количество стержневых анкеров в одном гофре на пересечении с балкой, но принимаемое при расчете не более двух. Остальные обозначения приведены на рисунке 6.13.

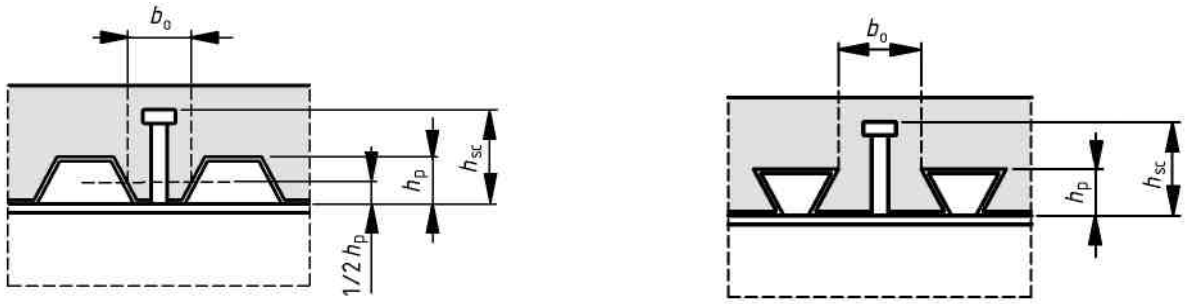


Рисунок 10.7 — Балка со стальным профилированным листом, расположенным поперек балки

(2) Значение коэффициента k_t не следует принимать больше соответствующего значения $k_{t,max}$, приведенного в таблице 10.3.

(3) Значения k_t, приведенные в (1) и (2), применимы при выполнении следующих условий:

— стержневые анкеры расположены в гофрах высотой h_p, не превышающей 85 мм, и шириной b_0 не менее h_p;

— при приварке стержневых анкеров к балке через настил диаметр анкеров не превышает 20 мм;

— при установке стержневых анкеров через отверстия в профилированном листе диаметр стержневых анкеров не превышает 22 мм.

Таблица 10.3 — Верхние пределы $k_{t,max}$ для коэффициента приведения k_t

Количество анкеров в одном гофре	Толщина t профилированного листа, мм	Анкеры диаметром не более 20 мм, приваренные к балке через стальной профилированный лист	Профилированный лист с отверстиями и стержневыми анкерами диаметром 19 или 22 мм
$n_r = 1$	≤1,0 >1,0	0,85 1,0	0,75 0,75
$n_r = 2$	≤1,0 >1,0	0,70 0,80	0,60 0,60

(3) Расчетную несущую способность стержневого анкера с головкой $P_{pb,Rd}$, приваренного к балке через стальной лист и предназначенного для концевой анкеровки, принимают равной наименьшей из расчетной несущей способности стержневого анкера на сдвиг в соответствии с 6.6.4.2 и расчетной несущей способности листа, определяемой по формуле

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} d_{do} t f_{yp,d}, \qquad (10.16)$$

где

$$k_{\varphi} = 1 + a / d_{do} \le 6{,}0, \qquad (10.17)$$

d_{do} — диаметр кольцевого сварного шва, принимаемый равным 1,1 диаметра стержня стержневого анкера;

a — расстояние от оси стержневого анкера до края профилированного листа, принимаемое не менее $1{,}5d_{do}$;

t — толщина профилированного листа.

10.7.6 Сдвиг в вертикальной плоскости

(1) Несущую способность сталежелезобетонной плиты на сдвиг в вертикальной плоскости $V_{v,Rd}$ при ширине плиты, равной расстоянию между центрами гофров, следует определять как в элементе, не имеющем поперечного армирования (см. п. 6.2.2 EN 1992-1-1).

Расчетная величина сопротивления поперечной силе $V_{v,Rd} = V_{Rd,c}$ равна:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \qquad (10.18)$$

при минимальном значении

$$V_{Rd,c} = (V_{\min} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d, \qquad (10.19)$$

где

f_{ck} в МПа,

$k = 1 + \sqrt{\dfrac{200}{d}} \le 2{,}0$ с d в мм,

$\rho_1 = \dfrac{A_{sl}}{b_w d} \le 0{,}02$,

A_{sl} – площадь растянутой арматуры на расстоянии $\ge (l_{bd} + d)$ за рассматриваемым сечением (см. рис. 10.8 (6.3),

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения растянутой зоны в мм,

$\sigma_{cp} = N_{ed} / A_c < 0{,}2\ f_{cd}$ [МПа],

N_{ed} - величина осевой силы в поперечном сечении от нагрузки или предварительного напряжения [в ньютонах] (при сжатии $N_{ed} > 0$).Влиянием вынужденных деформаций от N_E можно пренебречь,

A_c – площадь поперечного сечения в мм,

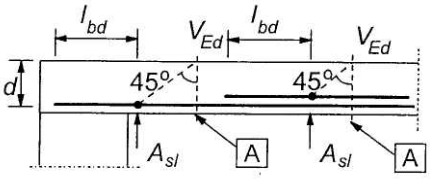
$V_{Rd,c}$ в ньютонах.

$C_{Rd,c} = 0{,}18\gamma_c$;

$V_{\min} = 0{,}035 k^{3/2} . f_{ck}^{1/2}$; (10.20)

$k_1 = 0{,}15$;

$v_{\min} = 0{,}30$.



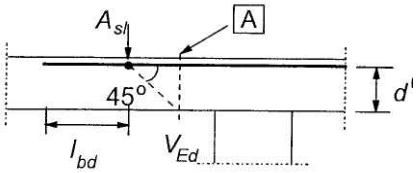


Рис.10.8 Определение A_{sl} для выражения (6.2): A – расчетное сечение

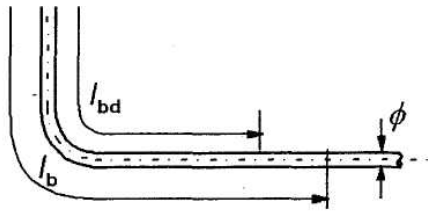
10.7.7. Расчетная длина анкеровки

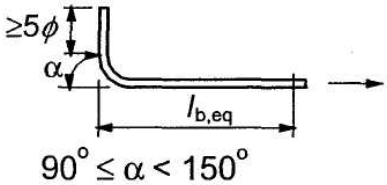
(1) Расчетная длина анкеровки l_{bd} равна:

$$l_{bd} = \alpha_1\ \alpha_2\ \alpha_3\ \alpha_4\ \alpha_5\ l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \qquad (10.21)$$

где α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5 - коэффициенты, приведенные в таблице 10.4:

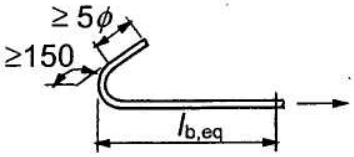
α_1 – учитывает влияние формы стержней, включая защитный слой;

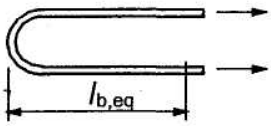


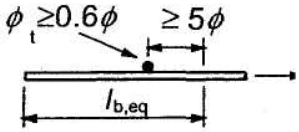


a) Базовая длина анкеровки при растяжении l_b для любых способов измерений вдоль оси

b) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных загибов







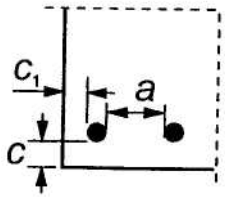
c) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных петель

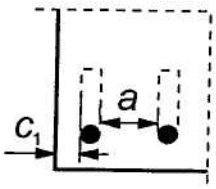
d) Эквивалентная длина анкеровки для стандартных крюков

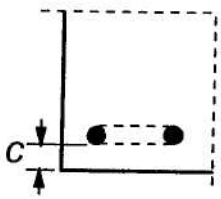
e) Эквивалентная длина анкеровки для приваренного поперечного стержня

Рисунок 10.9 - Методы анкеровки стержней отличные от стандартных.

α_2 – учитывает влияние защитного слоя минимальной толщины (см. рис. 10.10);







a) прямые стержни

c_d = min (a / 2, c, c_1)

b) согнутые стержни или крюки

c_d = min (a / 2, c_1)

c) петлевые стержни

(c_d = c)

Рисунок 10.10 - Величина c_d для плит и балок.

α_3 – учитывает влияние ограничений при поперечном армировании;

α_4 - учитывает влияние одного или большего числа приваренных поперечных стержней (ϕ_t >0,6 ϕ) на длине зоны анкеровки;

α_5 – учитывает влияние поперечного давления в плоскости стыка вдоль расчетной длины анкеровки.

Произведение ($\alpha_2\alpha_3\alpha_5$) ≥ 0,7; (10.22)

$l_{b,rqd}$ – определено по формуле 10.20 ;

$l_{b,min}$ – если отсутствуют другие ограничения, минимальная длина анкеровки:

- для растянутых стержней $l_{b,min} > \max\{0,3\ l_{b,rqd};\ 10\phi;\ 100мм\}$ (10.23)
- для сжатых стержней $l_{b,min} > \max\{0,6\ l_{b,rqd};\ 10\phi;\ 100мм\}$. (10.24)

Таблица 10.4 - Значения коэффициентов α_1 , α_2 , α_3 , α_4 , α_5

Фактор влияния	Тип анкера	Арматурные стержни	
		Растянутые	Сжатые
Поверхность стержня	Прямой	α_1=1,0	α_1=1,0
	Непрямой (см. рис. 10.9(b), (c), (d)	α_1=0,7, если c_d>3ϕ, в противном случае α_1=1 (см. рис. 8.3 для значений c_d)	α_1=1,0
Защитный слой бетона	Прямой	α_2=1 - 0,15(c_d-ϕ)/ϕ ≥0,7 ≤1,0	α_2=1,0
	Непрямой (см. рис. 10.9 (b), (c), (d)	α_2=1 - 0,15(c_d-ϕ)/ϕ ≥0,7 ≤1,0 (см. рис. 8.3 для значений c_d)	α_2=1,0
Влияние поперечной арматуры, не приваренной к главной арматуре	Все типы	α_3=1 - Kλ ≥0,7 ≤1,0	α_3=1,0
Влияние приваренной поперечной арматуры *	Все типы, места и размеры, как показано на рис. 10.9 (e)	α_4=0,7	α_4=0,7
Влияние поперечного сжатия	Все типы	α_5=1 – 0,04p ≥0,7 ≤1	-

где

$\lambda = (\sum A_{st} - \sum A_{st,\min}) / A_s$;

$\sum A_{st}$ - площадь сечения поперечной арматуры на расчетной длине зоны анкеровки l_{bd},

$\sum A_{st,\min}$ - площадь минимального сечения поперечной арматуры,

=0,25 A_s для балок и 0 для плит,

A_s – площадь одиночного заанкеренного стержня максимального диаметра,

K – числа, приведенные на рис. 10.11,

p – поперечное сжатие [МПа] в предельном состоянии по несущей способности на длине l_{bd}.

В направлении опоры l_{bd} может быть снижен до $l_{b,min}$ при наличии одной поперечной проволоки, приваренной за опорой. она должна находиться на расстоянии не менее 15 мм от грани опоры.

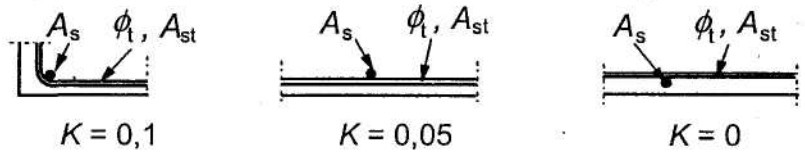


Рис. 10.11 Значения К для балок и плит

10.7.8 Продавливание

(1) Сопротивление продавливанию плиты определяется на основе контрольного периметра который определяется как показано на рисунке 10.12.

(2) Расчетное поперечное сопротивление (МПа) вычисляется по формуле:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}), \qquad (10.25)$$

где

f_{ck} - проектное нормативное сопротивление цилиндра на сжатие (МПа);

$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2{,}0$ d -в мм;

$\rho = \sqrt{\rho_{ly} . \rho_{lz}} \leq 0{,}02$;

$\rho_{ly} . \rho_{lz}$ - коэффициенты армирования связевой арматурой вдоль направлений по y и z. Значения ρ_{ly} и ρ_{lz} - вычисляются как средние для рассчитываемой плиты, равной размерам штампа нагружения + 3d с каждой стороны (d – рабочая толщина плиты без учета ребер, создаваемых профнастилом;

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz}) / 2$;

где

σ_{cy} и σ_{cz} - нормальные напряжения в бетоне в критическом сечении по направлениям y и z (МПа);

$\sigma_{cy} = \frac{N_{ed,y}}{A_{cy}}$ и $\sigma_{cz} = \frac{N_{ed,z}}{A_{cz}}$;

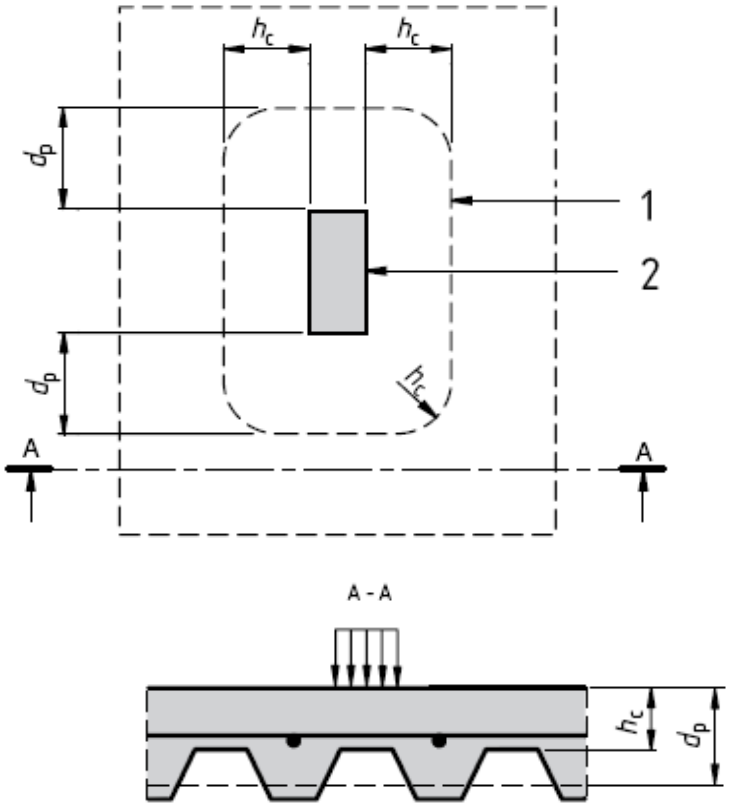
$N_{ed,y}$, $N_{ed,z}$ - продольное усилие в пролете между внутренними колоннами и продольное усилие, в пролете для крайней колонны. Усилие может возникать от нагрузки и предварительного напряжения;

A_c - площадь бетона в соответствии с N_{ed};

$C_{Rd,c} = 0{,}18 / \gamma_c$;

$V_{\min} = 0{,}035 k^{3/2} . f_{ck}^{1/2}$;

$к_1$=0,1.



1 — периметр продавливания c_p; 2 — площадь загружения

Рисунок 10.12 — Периметр продавливания

10.8 Проверка сталежелезобетонных плит по предельным состояниям по эксплуатационной пригодности

10.8.1 Проверка трещинообразования в бетоне

(1) Ширину раскрытия трещин в местах отрицательного изгибающего момента для неразрезных плит следует ограничивать рекомендуемыми значениями w_{max} в зависимости от класса воздействия среды (таблица 10.5)

$$w_k \leq w_{max}.$$

Таблица 10.5 - Рекомендуемые значения w_{max} (мм)

Класс воздействия среды	Элементы с обычным и преднапряженным армированием без соединений	Элементы с преднапряженным армированием с соединениями
	Квазистатическая комбинация нагрузки	Комбинация повторяющихся нагрузок
X0, XC1	0,4[1]	0,2
XC2, XC3, XC4		0,2[2]
XD1, XD2, XS1,		Снижение сжатия

XS2, XS3	0,3	

Примечание 1: Для классов X0, XC1 раскрытие трещины не влияет на долговечность и ограничивается гарантией регистрации появления. При отсутствии условий для появления ограничение может быть смягчено.

Примечание 2: Для этих классов воздействия среды в дополнение уменьшение сжимающих напряжений должно быть проверено для квазистатических комбинаций нагружения.

Таблица 10.6. - Назначение классов, относящихся к условиям окружающей среды

Класс назначения	Описание окружающей среды	Примеры, описывающие возможность контакта с классом назначения
1. Нет риска коррозии или воздействия		
X0	Для неармированного бетона и бетона, не содержащего металлических изделий: все открытые поверхности без воздействия замораживания-оттаивания, истирания, или химического воздействия. Для железобетона с защищенной арматурой: очень сухая среда.	Бетон внутри здания с очень низким уровнем влажности среды
2. Коррозия, вызываемая карбонатами		
XC1	Сухая или постоянно влажная	Бетон внутри здания с низкой влажностью воздуха Бетон постоянно погруженный в воду
XC2	Влажная с редким высыханием	Поверхность бетона имеет длительный контакт с водой Большинство фундаментов
XC3	Переменное увлажнение	Бетон внутри здания с переменной или высокой влажностью воздуха Наружные поверхности бетона, омываемые водой
XC4	Циклические увлажнения и высыхания	Поверхность бетона имеет контакт с водой, но не включена в класс XC2
3. Коррозия, вызываемая хлоридами		
XD1	Переменное увлажнение	Поверхности бетона, имеющие контакт с воздушной средой, содержащей хлориды
XD2	Влажная с редким высыханием	Плавательные бассейны Элементы бетона, контактирующие с промышленными водами, содержащими хлориды
XD3	Циклические увлажнения и высыхания	Части мостов, обрызгиваемые водой, содержащей хлориды Тротуары Полы паркингов
4. Хлориды, содержащиеся в морской воде		
XS1	Контакт с содержащимися в воздухе солями, но без прямого контакта с	Конструкции вблизи поверхности или над ней

	морской водой	
XS2	Периодическое затопление	Детали морских сооружений
XS3	Приливы, обрызгивание	Детали морских сооружений
5. Воздействие замораживания и оттаивания		
XF1	Переменное насыщение водой, не содержащей антифризы	Вертикальные бетонные поверхности, омываемые дождем и замерзающие
XF2	Переменное насыщение водой, содержащей антифризы	Вертикальные бетонные поверхности дорожных конструкций, подверженные замерзанию при наличии антифризов
XF3	Сильное насыщение водой, не содержащей антифризы	Горизонтальные бетонные поверхности, омываемые дождем и замерзающие
XF4	Сильное насыщение водой, содержащей антифризы	Покрытия мостов и дорог при наличии антифризов Замерзающие бетонные поверхности при прямом обрызгивании антифризами Зона обрызгивания морских конструкций , подвергающихся замораживанию
6. Химическое воздействие		
XA1	Незначительное химически агрессивное воздействие	Природный грунт и грунтовые воды
XA2	Периодическое химически агрессивное воздействие	Природный грунт и грунтовые воды
XA3	Значительное химически агрессивное воздействие	Природный грунт и грунтовые воды

(2) Раскрытие трещины, w_k, может быть получено по формуле (10.26):

$$w_k = s_{r,\max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad , \qquad (10.26)$$

где

$s_{r,\max}$ - максимальная ширина раскрытия трещины;

ε_{sm} - средняя деформация в арматуре при соответствующей комбинации нагрузок, включая влияние вынужденных деформаций , вычисленных с учетом влияния жесткости на растяжение. Учитываются только дополнительные растягивающие деформации в бетоне отличные от нуля и для того же самого состояния.

ε_{cm} - средняя деформация в бетоне на участке между трещинами.

(3) $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ может быть получено из выражения

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \dfrac{f_{ct,eff}}{\rho_{s,eff}}(1 + \alpha_e \rho_{s,eff})}{E_s} \geq 0,6\frac{\sigma_s}{E_s} \quad , \qquad (10.27)$$

где

σ_s - напряжение в растянутой арматуре в сечении с трещиной. Для преднапряженных элементов σ_s может быть получено с учетом приращения напряжений $\Delta\sigma_p$ в напрягаемых арматурных стержнях при нулевых значениях деформаций в бетоне.

$\alpha_e = E_s / E_{cm}$;

$\rho_{s,eff} = A_s / A_{c,eff}$; (10.28)

$A_{c,eff}$ - эффективная площадь растянутого бетона, окружающего обычную или напряженную арматуру с высотой $h_{c,ef}$, не превышающей 2,5(h-d), (h-x)/3 или h/2 (см. рис. 10.13);

k_t - коэффициент, зависящий от продолжительности нагрузки:

k_t = 0,6 при кратковременном нагружении,

k_t = 0,4 при длительном нагружении.

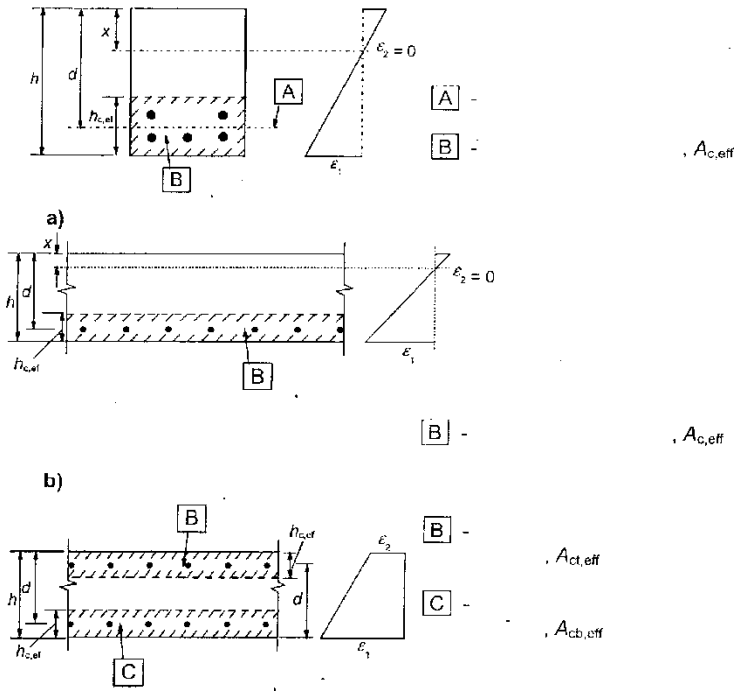


Рис. 10.13 Эффективная растянутая зона (типичные случаи):
-для a) и b) : A – уровень центров тяжести, B – эффективная растянутая зона, A_{eff},
-для c): B – эффективная растянутая зона вверху, $A_{ct,eff}$; C – эффективная растянутая зона внизу, $A_{cb,eff}$

(2) Если сталежелезобетонные плиты рассчитывают как шарнирно опертые, то площадь сечения арматуры, располагаемой над гофрами и препятствующей трещинообразованию, должна составлять не менее 0,2 % площади поперечного сечения бетона над гофрами — для конструкций, возводимых без временных опор и не менее 0,4 % — для конструкций с временными опорами.

10.8.2 Прогибы

(1) Прогибы при нагрузке, воспринимаемой только стальным профилированным листом, следует определять в предположении упругой работы стали, при этом должно учитываться влияние податливости соединений.

(2) Прогибы сталежелезобетонной плиты следует определять с помощью упругого расчета без учета усадки бетона.

(3) Прогибы допускается не проверять, если:

— отношение длины пролета к высоте конструкции не превышает предельных значений при незначительных напряжениях в бетоне;

— выполняется приведенное ниже условие (5) , исключающее влияние смещения концов.

(4) Предельное отношение «пролет/ высота сечения» может быть установлено с помощью формул (10.29.а) и (10.29.в), полученных для бетона В35, и уточняется путем введения корректирующих параметров, учитывающих тип арматуры и других факторов. Не допускается включать какие-либо строительные подъемы в значения этих выражений:

$$\frac{l}{d} = K[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}}(\frac{\rho_0}{\rho} - 1)^{3/2}] \text{ при } \rho \le \rho_0 , \quad (10.29а)$$

$$\frac{l}{d} = K[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}}\frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}}\sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}}] \text{ при } \rho > \rho_0 , \quad (10.29в)$$

где

$\frac{l}{d}$ - предельное отношение «пролет / высота сечения»;

K - коэффициент, учитывающий особенность статической схемы;

ρ_0 - относительный коэффициент армирования: $\rho_0 = \sqrt{f_{ck}}.10^{-3}$;

ρ - требуемый процент растянутой арматуры для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

ρ' - требуемый процент сжатой арматуры для середины пролета при действии изгибающего момента от расчетной нагрузки (в заделке консоли);

f_{ck} - в МПа.

Выражения (10.29.а) и (10.29.в) получены в предположении, что напряжения в арматуре назначены для предельного состояния по пригодности к нормальной эксплуатации и равны $\sigma_s = 310$ МПа в середине пролета в сечении с трещиной балки или в корне консоли (приблизительно для $f_{yk} = 500$ МПа). Если вычисления производятся для другого уровня напряжений, необходимо их умножать на отношение $310/\sigma_s$. Это естественно при сохранении пропорции:

$310/\sigma_s = 500/(f_{yk} A_{s,red} / A_{s,prov})$,

где

σ_s - растягивающие напряжения в арматуре в середине пролета (в корне консоли); вычисленные для предельного состояния по пригодности к нормальной эксплуатации;

$A_{s,prov}$ - площадь установленной арматуры,

$A_{s,red}$ - требуемая площадь арматуры для предельного состояния по несущей способности.

Для тавровых сечений, в которых отношение ширины полок к ширине ребра превышает 3, значение $\frac{l}{d}$, полученное из (10.29), следует умножить на 0,8.

Для балок или плит, отличных от балочных плит с пролетами свыше 7 м, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения $\frac{l}{d}$, полученные из (10.29), следует умножать на коэффициент 7/ l_{eff} (l_{eff} - в метрах).

Для балочных плит с пролетами свыше 8,5 м, подверженных опасности разрушения из-за чрезмерных прогибов, значения $\frac{l}{d}$, полученные из (10.29), следует умножать на коэффициент 8,5/ l_{eff} (l_{eff} - в метрах).

Таблица 10.7 - Основные отношения «пролет/ высота сечения» для железобетонных элементов при отсутствии осевых сил

Статическая схема	К	Сильно армированный бетон: ρ = 1,5%.	Слабо армированный бетон: ρ = 0,5%.
Просто опертая балка, одно-двух пролетная плита	1,0	14	20

Конец пролета балки или однопролетной неразрезной плиты или двухпролетной неразрезной плиты	1,3	18	26
Внутренний пролет балки или одно-двух пролетной плиты	1,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок (плита перекрытия оперта по длинной стороне)	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
Примечание 1: Приведенные значения достаточно консервативны и могут отчасти соответствовать более тонким элементам. **Примечание 2:** Для 2-х пролетных плит, рекомендуется выбрать значения для более короткого пролета. **Примечание 3:** Рекомендации приведены для плит перекрытий, на основании ограничения менее строгого, чем прогиб в середине пролета (пролет/250) относительно колонн. Опыты подтверждают, что это удовлетворительно.			

(5) Величины, приведенные в (10.29) и таблице 10.7, основаны на результатах изучения параметров в сериях статически определимых балок и плит прямоугольного сечения с использованием основных требований при использовании расчетного метода (см. (7)). Учтено различие значений класса бетона по прочности и нормативного предела текучести стали. При заданной площади растянутой арматуры предельный момент от квазистатической нагрузки вычислен в размере 50% от соответствующей расчетной нагрузки. Предел отношения «пролет/ высота сечения» отвечает предельному прогибу после окончания строительства - 1/500 пролета при действии квазистатических нагрузок. В зависимости от чувствительности смежных частей здания могут быть согласованы и другие ограничения.

(6) Прогибы промежуточных пролетов неразрезных плит, если сдвиговое соединение соответствует 6.1 а), б) или в), следует определять с использованием следующих приближений:

— момент инерции сечения принимают равным среднему из значений для сечений с трещинами и без них;

— для бетона допускается использовать среднее значение коэффициента приведения при длительных и кратковременных воздействиях.

(7) Элементы, в которых прилагаемая нагрузка не вызывает напряжений в бетоне, превышающих сопротивление бетона растяжению в любой точке элемента, должны рассматриваться как трещиностойкие. Элементы, в которых предполагается образование трещин, но они раскрылись не полностью, будут вести себя как промежуточные между трещиностойкими и полностью треснувшими, и для элементов, подвергающихся преимущественно изгибу, соответствующий прогноз поведения выражается формулой (10.30) :

$$\alpha = \zeta\alpha_{II} + (1-\zeta)\alpha_{I}, \qquad (10.30)$$

где

α - деформационный параметр, зависящий, например, от деформации, кривизны, угла поворота. (Для простоты α может быть определен как прогиб – см. ниже п. (10));

α_I и α_{II} - значение параметра, вычисленное соответственно при отсутствии трещин и при полностью развитых трещинах;

ζ - коэффициент распределения (используемый для определения жесткости сечения на растяжение) определяется из выражения (10.31):

$$\zeta = 1 - \beta\left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2; \qquad (10.31)$$

ζ = 0 для сечения без трещины;

β - коэффициент, учитывающий влияние длительности нагружения или повторность нагружения на среднюю деформацию;

β = 1,0 для однократной кратковременной нагрузки;

β = 0,5 для постоянной или многократно повторной нагрузки;

σ_s - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с развитой трещиной;

σ_{sr} - напряжение в растянутой арматуре, вычисленное для сечения с трещиной для нагрузки, при действии которой образовалась трещина.

Примечание: Отношение $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$ может быть заменено на отношение $\frac{M_{cr}}{M}$ для изгибаемых или $\frac{N_{cr}}{N}$ для центрально растянутых элементов, где M_{cr} и N_{cr} соответственно момент трещинообразования и сила, вызывающая образование трещины.

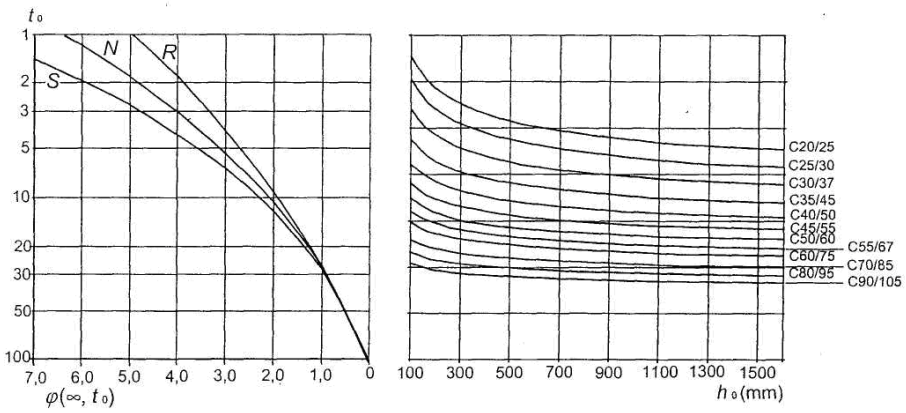
(8) Значения деформаций от нагрузки может быть оценено путем использования сопротивления растяжению и эффективного модуля упругости бетона (см.(9)).

(9) При нагрузках, вызывающих ползучесть, общая деформация, включая ползучесть, может быть вычислена путем использования эффективного модуля упругости бетона по формуле:

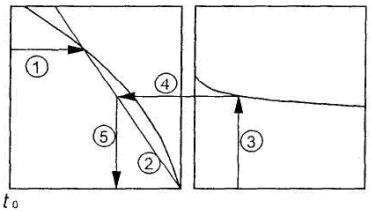
$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)}, \qquad (10.32)$$

где

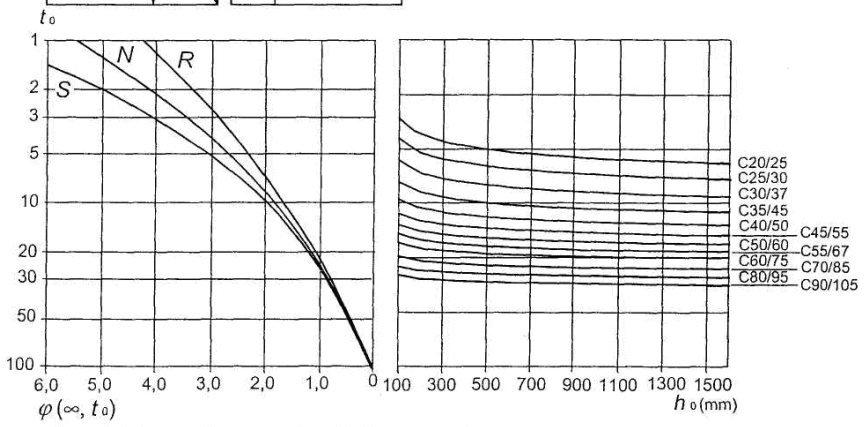
$\varphi(\infty, t_0)$ - коэффициент ползучести для соответствующей нагрузки и времени воздействия, получаемый с помощью номограмм на рисунке 10.14, при условии, что сжимающие напряжения в бетоне в возрасте первого нагружения - t_0 не превышают 0,45 f_{ck} (t_0).



a) Внутренние условия - RH = 50%



Примечание:
- точка пересечения между линиями 4 и 5 может оказаться выше точки 1,
-для t_0>100 можно принять t_0= 100 (и пользоваться касательной)



b) Наружные условия - RH = 80%

Рисунок 10.14 Методика определения коэффициента ползучести для бетона в нормальных условиях эксплуатации.

Величины, приведенные на рисунке 10.14, соответствуют температурам между -40^{0}C и +40^{0}C и средней относительной влажности между RH=40% и RH=100. Использованы следующие обозначения:

$\varphi\ (\infty, t_0)$ - конечный коэффициент ползучести;

относительное напряжение $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$, где σ_c - сжимающее напряжение, а $f_{cm}(t_0)$ - среднее значение прочности на сжатие в период нагружения;

t_0 - возраст бетона в момент первого нагружения;

h_0 – условный размер = $2A_c / u$, где A_c –площадь поперечного сечения и u – периметр части этого сечения, подвергнутый высушиванию;

S – класс цемента;

N– класс цемента;

R– класс цемента.

(10) Кривизна вследствие усадки вычисляется из выражения (10.33):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs}\alpha_e \frac{S}{I}, \qquad (10.33)$$

где

$\frac{1}{r_{cs}}$ - кривизна вследствие усадки;

S - статический момент площади арматуры относительно центра тяжести сечения,

I - момент инерции сечения.

S и I должны определяться для сечения без трещины и для полностью развитого сечения, полная кривизна должна определяться с использованием выражения (10.30).

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}},$$

ε_{cs} - деформация свободной усадки

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad , \qquad (10.34)$$

где

ε_{cd} - деформации высыхания.

Конечное значение деформации высыхания $\varepsilon_{cd,\infty}$ равно $k_h \cdot \varepsilon_{cd,0}$.

$\varepsilon_{cd,0}$ получают из таблицы 10.8. (приведены средние значения с коэффициентом вариации около 30%). $\varepsilon_{cd,0}$ получают из таблицы 10.7 (3.2). (приведены средние значения с коэффициентом вариации около 30%).

Таблица 10.8 - Значения номинальной свободной усадки высыхания $\varepsilon_{cd,0}$ (в $^0/_{00}$) для бетона

$f_{ck}/f_{ck,cube}$, (МПа)	Относительная влажность (в %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0.64	0.60	0.50	0.31	0.17	0
40/50	0.51	0.48	0.40	0.25	0.14	0
60/75	0.41	0.38	0.32	0.20	0.11	0
80/95	0.33	0.31	0.26	0.16	0.09	0
90/105	0.30	0.28	0.23	0.15	0.05	0

Развитие деформаций усадки высыхания во времени:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \qquad (10.35)$$

Примечание: Коэффициент $\varepsilon_{cd,0}$ описан в Приложении В,

где

k_h - коэффициент, зависящий от условного размера h_0 в соответствии с таблицей 10.8.

Таблица 10.9 - Значения k_h в выражении (10.35).

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

$$\beta(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0{,}04\sqrt{h_0^3}} \quad , \qquad (10.36)$$

где

t – возраст бетона в момент исследования в сутках;

t_s- возраст бетона в момент начала усадки высыхания;

h_0 - – условный размер = $2A_c$ / u, мм;
где A_c –площадь поперечного сечения;
u – периметр части этого сечения, подвергнутой высушиванию.

ε_{ca} - деформация химической усадки определяется из:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t)\varepsilon_{ca}(\infty), \quad (10.37)$$

где

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2{,}5(f_{ck} - 10)10^{-6} \quad (10.38)$$

и

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0{,}2t^{0{,}5}), \quad (10.39)$$

где t время в сутках.

(11) Наиболее строгое определение прогибов с использованием метода, приведенного в п. (7), заключается в определении кривизн для нескольких сечений вдоль элемента и дальнейшего определения прогиба численным методом для нетреснувших сечений и сечений с полностью развитыми трещинами с использованием интерполяции по (10.30).

(12) При определении прогибов плиты в крайних пролетах концевые деформации сдвига по контакту «сталь-бетон» не учитывают, если начальная сдвигающая нагрузка при испытаниях (определяемая как нагрузка, вызывающая концевую деформацию сдвига, равную 0,5 мм) превышает расчетную эксплуатационную нагрузку в 1,2 раза.

(13) Если при нагрузке, не превышающей в 1,2 раза расчетную эксплуатационную нагрузку, концевая деформация сдвига по контакту «сталь-бетон» составляет более 0,5 мм, то следует устанавливать концевые анкеры. В качестве альтернативы прогибы следует определять с учетом влияния концевых деформаций сдвига.

(14) Если при проведении экспериментальной проверки сталежелезобетонного перекрытия с концевой анкеровкой влияние сдвигового соединения между профилированным листом и бетоном не установлено, то расчет следует упростить и рассматривать сталежелезобетонное перекрытие как арку с затяжкой. При расчете по такой модели удлинение и укорочение ее элементов приводит к прогибу, который следует учитывать при определении его величины.

Приложение А
(справочное)

А.1 Общие положения

(1) В настоящем стандарте установлены правила для испытаний:

а) соединительных деталей, см. А.2;

б) сталежелезобетонных плит перекрытий, см. А.3.

А.2 Испытание соединительных деталей

А.2.1 Общие положения

(1) Если правила проектирования, приведенные в 6.6, не применимы, то расчет должен основываться на испытаниях, результатом которых является информация о характеристиках сдвигового соединения, необходимая для проектирования в соответствии с настоящим стандартом.

(2) Величины, подлежащие исследованию, включают геометрические параметры и механические свойства бетонных плит соединительных деталей и арматуры.

(3) Несущую способность при действии нагрузок, отличных от нагрузки, вызывающей усталость, можно определить с помощью испытаний на сдвиг в соответствии с требованиями настоящего приложения.

(4) При испытаниях на выносливость испытываемый образец также изготавливают в соответствии с настоящим приложением.

А.2.2 Подготовка к испытаниям

(1) Если в тавровых балках с железобетонной плитой постоянной толщины или вутами, соответствующими 6.6.5.4, используются соединительные детали, то допускается применение стандартных испытаний на сдвиг. В остальных случаях применяют специальные испытания на сдвиг.

(2) Для стандартных испытаний на сдвиг размеры испытываемого образца, стального сечения и арматуры должны соответствовать размерам рисунка А.1. Зазор в бетонных плитах образца является необязательным.

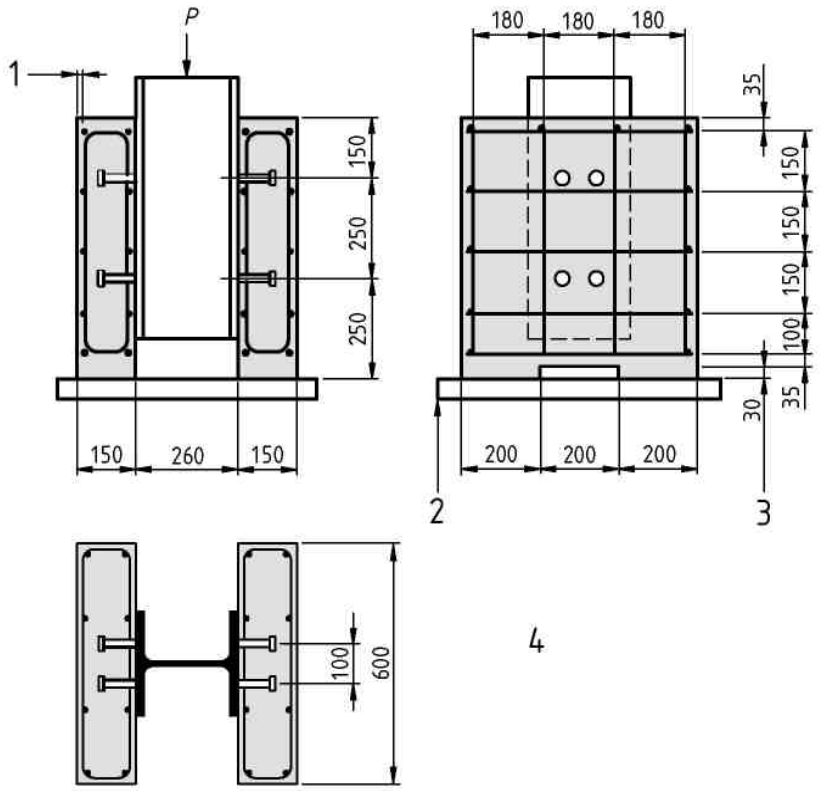
(3) Специальные испытания на сдвиг следует проводить таким образом, чтобы плиты и арматура соответствовали по размерам балкам, для которых проводится испытание, в частности:

а) длина l каждой плиты должна быть принята в зависимости от продольного шага соединительных деталей в сталежелезобетонной конструкции;

б) ширина b каждой плиты не должна превышать эффективную ширину плиты балки;

в) толщина h каждой плиты не должна превышать минимальную толщину плиты балки;

г) если вут в балке не соответствует 6.6.5.4, то образцы плит, испытываемые на сдвиг, должны иметь такой же вут и такую же арматуру, как в балке.



1 — защитный слой бетона толщиной 15 мм;
2 — слой цементного раствора или гипса; 3 — зазор; 4 — армирование:
арматура периодического профиля ϕ10 мм, с пределом текучести $450 \le f_{sk} \le 550$ Н/мм^2;
стальное сечение: двутавр НЕ 260 В или 254×254×89 kg. UC

Рисунок А.1 — Образец для стандартного испытания на сдвиг

А.2.3 Изготовление образцов

(1) Каждую из двух бетонных плит следует бетонировать в горизонтальном положении т. е. так, как это выполняют для сталежелезобетонных балок в реальных условиях.

(2) Сцепление по контакту между полками стальной балки и бетоном следует предотвращать с помощью нанесения смазки на полку или другим приемлемым способом.

(3) Выдержка образцов для испытаний на сдвиг должна выполняться в естественных условиях.

(4) При изготовлении образцов для испытания на сдвиг из каждого замеса следует изготовить минимум четыре бетонных цилиндра или кубика для определения прочности бетона. Данные бетонные образцы выдерживают совестно с образцами для испытаний на сдвиг. Прочность бетона f_{cm} принимают по среднему значению.

(5) Прочность f_{cm} бетона на сжатие во время испытания должна составлять (70±10) % заданной прочности бетона f_{ck} испытываемых балок. Данное требование может быть выполнено при использовании бетона заданного класса и проведением испытаний ранее чем через 28 сут после изготовления образцов.

(6) Следует определить также предел текучести, временное сопротивление при растяжении и максимальное удлинение образца материала соединительной детали.

(7) Если в плитах используется стальной профилированный лист, то следует определять его временное сопротивление и предел текучести при растяжении, при этом образцы вырезаются из листов, аналогичных принятым при испытании.

А.2.4 Методика испытания

(1) Вначале нагрузка прикладывается постепенно этапами до достижения 40 % от ожидаемой разрушающей нагрузки, а затем циклически («нагрузка — разгрузка») 25 раз в диапазоне между 5 % и 40 % от ожидаемой разрушающей нагрузки.

(2) Последовательные приращения нагрузки осуществляют таким образом, чтобы разрушение произошло не ранее чем через 15 мин.

(3) Продольные деформации сдвига по контакту между каждой бетонной плитой и стальным сечением следует измерять непрерывно в процессе нагружения или при каждом этапе нагружения. Деформации сдвига по контакту следует измерять, по меньшей мере, до тех пор, пока нагрузка не снизится на 20 % от максимальной нагрузки.

(4) Деформации отрыва каждой плиты от стального сечения следует измерять как можно ближе к месту расположения каждой группы соединительных деталей.

А.2.5 Оценка результатов испытания

(1) Если проводятся испытания трех условно образцов и отклонение любого отдельного результата испытания от среднего значения для всех испытанных образцов не превышает 10 %, то расчетную несущую способность можно определить следующим образом:

— характеристическую несущую способность P_{Rk} следует принимать равной минимальной разрушающей нагрузке (деленной на количество соединительных деталей), уменьшенной на 10 %;

— расчетную несущую способность P_{Rd} следует определять по формуле

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \le \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}, \qquad (A.1)$$

где f_u — минимальное заданное временное сопротивление материала соединительной детали;

f_{ut} — фактическое временное сопротивление материала соединительной детали по результатам испытания образца;

γ_V — коэффициент надежности для сдвигового соединения.

Примечание — Значение γ_V может быть установлено в национальном приложении. Рекомендуемое значение γ_V составляет 1,25.

(2) Если отклонение от среднего значения превышает 10 %, то следует провести, по меньшей мере, три дополнительных испытания такого же типа. Последующую оценку результатов испытаний следует производить в соответствии с EN 1990, приложение D.

(3) Если соединительная деталь состоит из двух отдельных элементов, один из которых оказывает сопротивление продольному сдвигу, а другой — силам, стремящимся оторвать плиту от стальной балки, то связи, оказывающие сопротивление этому отрыву, должны быть достаточно жесткими и прочными для того, чтобы измеренная деформация отрыва при испытаниях на сдвиг при нагрузке, равной 80 % от предельной для соединительных деталей, составляла менее половины продольной деформации сдвига плиты относительно балки.

(4) Деформацию сдвига δ_u следует принимать равной максимальному сдвигу, измеряемому при характеристическом уровне нагрузки, как показано на рисунке А.2. Характеристическое значение деформации сдвига δ_{uk} следует принимать равным минимальному значению δ_u, полученному при испытании, уменьшенному на 10 %, или определять статистической оценкой всех результатов испытаний. В этом случае характеристическое значение деформации сдвига следует определять в соответствии с EN 1990, приложение D.

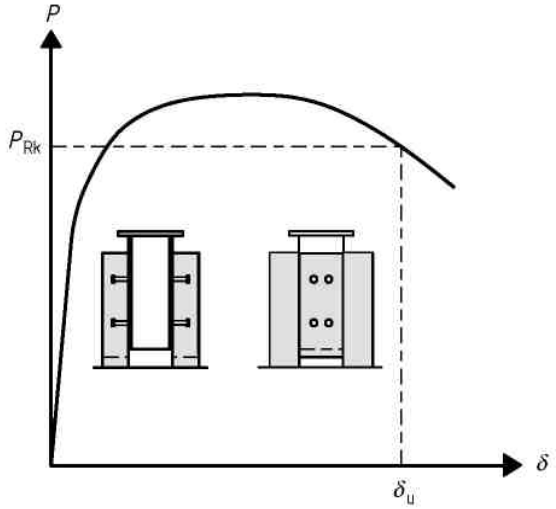


Рисунок А.2 — Определение деформации сдвига δ_u

А.3 Испытания сталежелезобетонных плит перекрытия

А.3.1 Общие положения

(1) Испытания, соответствующие настоящему разделу, следует применять для определения коэффициентов m и k или значения $\tau_{u,Rd}$, используемого для проверки несущей способности на продольный сдвиг, см. раздел 9.

(2) На основании кривых зависимости прогиба от нагрузки, работа при продольном сдвиге классифицируется как хрупкая или пластичная. Работа считается пластичной, если она соответствует 9.7.3(3). В противном случае работа классифицируется как хрупкая.

(3) Исследуемые параметры включают толщину и тип стального профилированного листа, класс стали, покрытие стального профилированного листа, плотность и класс бетона, толщину плиты и длину участка сдвига L_s.

(4) Для уменьшения количества испытаний результаты, полученные при проведении серии испытаний, могут быть использованы также при других значениях параметров, а именно:

— при толщине стального профилированного листа t большей, чем при испытании;

— для бетона с заданной прочностью f_{ck} не менее $0{,}8f_{cm}$, где f_{cm} — среднее значение прочности бетона при испытаниях;

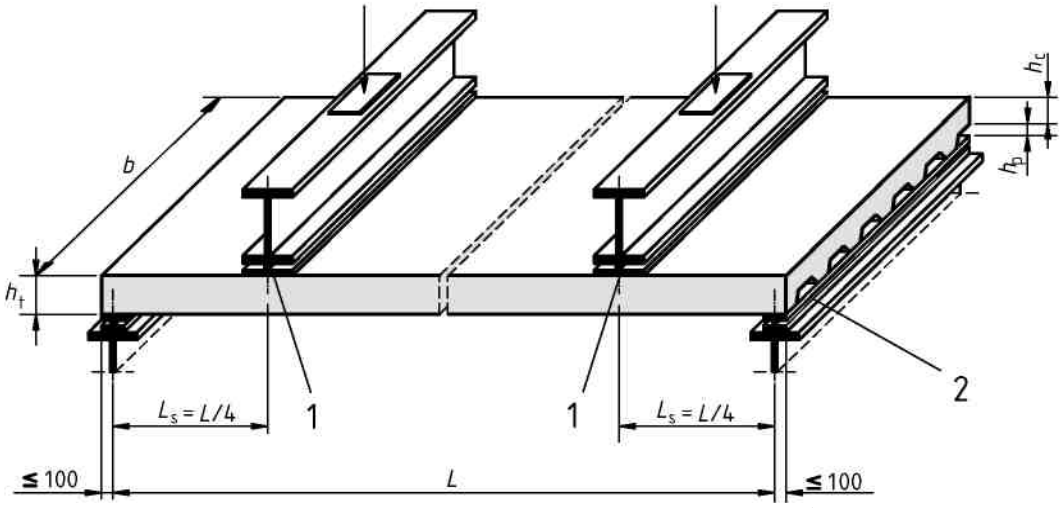
— для стального профилированного листа с пределом текучести f_{yp} не менее $0{,}8f_{ypm}$, где f_{ypm} — среднее значение предела текучести при испытаниях.

А.3.2 Подготовка к испытанию

(1) Испытания следует приводить при шарнирном опирании плит.

(2) Испытательный стенд должен соответствовать показанному на рисунке А.3 или аналогичному.

(3) К образцу следует прикладывать две равные сосредоточенные линейные нагрузки, расположенные симметрично на расстоянии L/4 и 3L/4 от опор.



1 — неопреновая или аналогичная подкладка ≤100 мм×b;

2 - несущая опорная пластина ≤100 мм×b×10 мм (минимум), типичная для всех опорных пластин

Рисунок А.3 — Испытательный стенд

(4) Расстояние от середины опоры до края плиты не должно превышать 100 мм.

(5) Ширина опорных пластин и ширина полосы нагрузки не должна превышать 100 мм.

(6) Если испытания проводятся с целью определения коэффициентов m и k, то для каждого исследуемого параметра следует проводить две группы по три испытания в каждой группе (обозначены на рисунке А.4 буквами А и В) либо три группы по два испытания. Обеспечивая разрушение при продольном сдвиге образцов, соответствующих области А, длину участка сдвига следует принимать возможно большей, а для образцов, соответствующих области В, — возможно меньшей, но не менее $3h_t$.

(7) Если испытания проводятся с целью определения $\tau_{u,Rd}$ для каждого типа стального листа или типа защитного покрытия, то следует проводить не менее четырех испытаний образцов одинаковой толщины h_t без дополнительного армирования или концевой анкеровки. Обеспечивая разрушение при продольном сдвиге образцов группы из трех испытаний, длину участка сдвига следует принимать возможно большей, а в оставшемся одном испытании — возможно меньшей, но не менее $3h_t$. Одно испытание с коротким участком сдвига проводят только для определения характера работы в соответствии с А.3.1(2).

А.3.3 Изготовление образцов

(1) Поверхность стального профилированного листа должна быть в первоначальном после прокатки состоянии без попыток улучшения сцепления путем обезжиривания поверхности.

(2) Форма и расположение выштамповок профилированных листов должны точно соответствовать применяемым на практике. Измеряемые шаг и высота выштамповок не должны отклоняться от номинальных значений более чем на 5 % и 10 % соответственно.

(3) Элементы, инициирующие возникновение трещин в растянутой зоне испытываемой плиты, следует располагать по всей ее ширине. Эти элементы следует заглублять, по крайней мере, до стального профилированного листа. Их размещают для более точного определения длины участка сдвига L_S и исключения растягивающих усилий в бетоне.

(4) Допускается раскрепление крайних стенок профилированного листа таким образом, чтобы они работали так, как работает стенка в средних гофрах.

(5) Ширина b испытываемых плит должна составлять не менее трех их полных толщин, не менее 600 мм и не менее ширины обетонированного профилированного листа.

(6) Образцы следует бетонировать при их опирании по всей поверхности. Это является наиболее неблагоприятной ситуацией для разрушения связей сдвига.

(7) В плите допускается размещение арматурной сетки, например, во избежание появления трещин при транспортировке, усадке и т. д. Сетку следует располагать так, чтобы при действии положительного изгибающего момента она была сжата.

(8) Все образцы для проведения серии испытаний при исследовании одного фактора следует выполнять из одного замеса бетона и выдерживать в одинаковых условиях.

(9) Для каждой группы плит, подлежащих испытанию в течение 48 ч, во время их бетонирования следует изготовить минимум четыре бетонных образца для определения их цилиндрической или кубиковой прочности. Прочность бетона f_{cm} каждой группы следует принимать равной среднему значению, если отклонение для каждого образца от среднего значения не превышает 10 %. Если отклонение прочности на сжатие от среднего значения превышает 10 %, то прочность бетона следует принимать равной максимальному наблюдаемому значению.

(10) Прочность на растяжение и предел текучести стального профилированного листа следует определять путем испытания образцов, вырезанных из каждого листа, используемого при изготовлении плит для испытаний.

А.3.4 Процедура нагружения при испытании

(1) Процедура нагружения при испытании регламентирует порядок нагружения на протяжении всего испытания. Она состоит из двух частей, включающих предварительное испытание, при котором плиту подвергают циклическому нагружению; затем следует испытание, при котором плиту под действием увеличивающейся нагрузки доводят до разрушения.

(2) Если используют две группы по три испытания, то один из трех испытываемых образцов в каждой группе может быть подвергнут только статическому испытанию без приложения циклической нагрузки для того, чтобы определить уровень циклической нагрузки для двух остальных.

(3) Предварительное испытание: плиту подвергают циклическому нагружению, которое варьируется между нижним значением не более $0{,}2W_t$ и верхним значением не менее $0{,}6W_t$, где W_t — значение разрушающей нагрузки при предварительном статическом испытании в соответствии с (2).

(4) Испытание осуществляется при 5000 циклах нагружения в течение, как минимум, 3 ч.

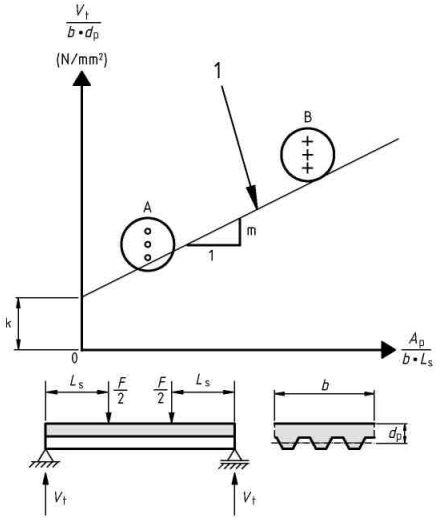
(5) Последующее испытание: после завершения предварительного испытания плиту следует подвергнуть статическому испытанию, при котором прикладываемая нагрузка поступательно увеличивается таким образом, чтобы разрушение возникло не ранее чем через 1 ч. Разрушающей нагрузкой W_t является максимальная нагрузка, приложенная на плиту в момент разрушения, плюс вес сталежелезобетонной плиты и балок, передающих испытательную нагрузку на нее.

(6) При последующем испытании нагрузка может прикладываться с контролем усилия или перемещения.

А.3.5 Определение расчетных величин m и k

(1) Если работа образца является пластичной, см. 9.7.3(3), то репрезентативное значение экспериментального усилия сдвига V_t следует принимать равным 0,5 значения разрушающей нагрузки

W_t, см. А.3.4. Если работа образца является хрупкой, то данное значение нагрузки следует уменьшить, умножив на коэффициент 0,8.



1 — расчетная зависимость для определения несущей способности на продольный сдвиг

Примечание — Значения b, d_p и L_s выражены в мм, A_p — в мм^2, V_t — в Н.

Рисунок А.4 — Оценка результатов испытания

(2) По всем значениям V_t, полученным при испытаниях, нормативную прочность при сдвиге следует определять как 5 %-ный квантиль, используя соответствующую статистическую модель, и представлять в виде характеристической линейной регрессии, как показано на рисунке А.4.

(3) Если для двух групп по три испытания отклонение каждого отдельного результата испытания не превышает 10 % среднего значения в группе, то расчетную зависимость можно определить в соответствии с приложением D EN 1990 или нижеследующим образом. В каждой группе характеристическое значение принимается равным минимальному значению в группе, уменьшенному на 10 %. Расчетная зависимость представляется в виде прямой, соединяющей характеристические значения для групп А и В.

А.3.6 Определение расчетных значений $\tau_{u,Rd}$

(1) Диаграмму частичного объединения, показанную на рисунке А.5, следует определять используя фактические значения размеров, прочности бетона и прочности стального листа. Прочность бетона можно принимать равной среднему значению f_{cm} для группы образцов, установленных в А.3.3(9).

(2) Изгибающий момент М в сечении под точкой приложения нагрузки, вызванный приложенной нагрузкой, собственным весом плиты и балок, передающих нагрузку на нее, следует определять при максимальном значении нагрузок. Путь А–В и В–С на рисунке А.5 позволяет определить значение η для каждого испытания и значение τ_u, определяемое по формуле :

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf}}{b \cdot (L_s + L_o)}, \qquad (A.2)$$

где L_o — длина свеса плиты.

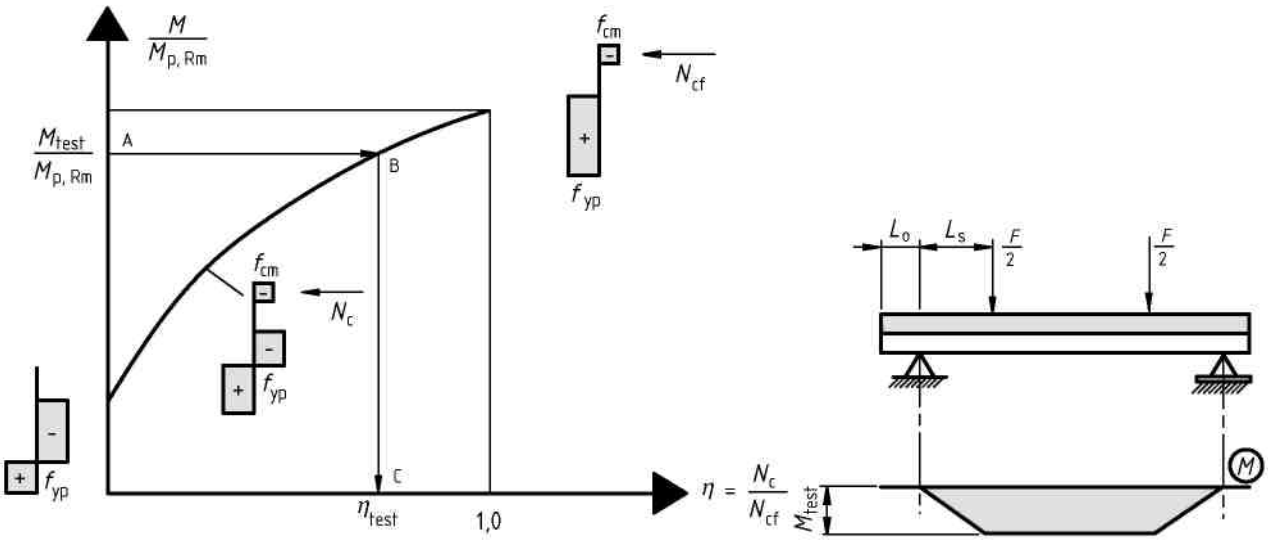


Рисунок А.5 — Определение степени использования сдвигового соединения при действии момента M_{test}

(3) Если при расчете учитывается дополнительная несущая способность на продольный сдвиг, создаваемая опорной реакцией, см. 9.7.3(9), то τ_u следует определять по формуле:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{cf} - \mu V_t}{b \cdot (L_s + L_o)}, \qquad (A.3)$$

где μ — значение коэффициента трения, принимаемое равным 0,5;

V_t — опорная реакция от разрушающей нагрузки при испытании плиты.

(4) Характеристическое сопротивление сдвигу $\tau_{u,Rk}$ следует определять по данным статистической обработки результатов испытания с 5 %-ным квантилем, используя соответствующие статистические методы в соответствии с EN 1990, приложение D[8].

(5) Расчетное сопротивление сдвигу $\tau_{u,Rd}$ принимается равным характеристическому сопротивлению $\tau_{u,Rk}$, деленному на частный коэффициент надежности γ_{VS}.

Примечание — Значение γ_{VS} может быть установлено в национальном приложении. Рекомендуемое значение γ_{VS} составляет 1,25.

Приложение Б
(справочное)

В приложении Б стандарт организации знакомит проектировщика с методиками проектирования, используемыми в Еврокоде 4, СТО 0047-2005 и Рекомендациях НИИЖБ и ЦНИИПромзданий 1987 года. С помощью таблицы Б.1 можно сделать вывод о преимуществах расчетов сталежелезобетонных плит перекрытий по профнастилу в стадии возведения и стадии эксплуатации по тому или иному методу.

Б.1 Общие положения

С целью гармонизации требований и рекомендаций российских и международных норм по проектированию сталежелезобетонных плит перекрытий на основе стального профилированного листа в Приложении Б выполнена гамма примеров расчета таких перекрытий при использовании профилей СКН50Z-600-1,0, СКН90Z-1000-1,0.
Нагрузки, геометрические характеристики плит, физические характеристики материалов: бетона, конструкционной стали и стальной арматуры подобраны так, чтобы, по возможности, обеспечить сопоставимость получаемых результатов по Еврокоду 4 [12], Рекомендациям [14] и СТО 0047-2005 [15].

Пример 1
Плита перекрытия на основе профиля СКН50Z-600-1,0 рассчитана по EN 4 [12].
Пример 2
Плита перекрытия на основе профиля СКН90Z-1000-1,0 рассчитана по EN 4 [12].
Пример 3
Плита перекрытия на основе профиля СКН50Z-600-1,0 рассчитана по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий [14].
Пример 4
Плита перекрытия на основе профиля СКН90Z-1000-1,0 рассчитана по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий [14].
Пример 5
Плита перекрытия на основе профиля СКН50Z-600-1,0 рассчитана по СТО 0047-2005[15].
Пример 6
Плита перекрытия на основе профиля СКН90Z-1000-1,0 рассчитана по СТО 0047-2005[15].

Пример 1 (по EN 4 [12])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН50Z-600-1,0

Данные

Геометрические характеристики плиты показаны на рисунке Б.1,*а*.

Свойства материалов и профильного листа

■ Бетон на тяжелых заполнителях: класса С20/25, ρ = 2400 кг/м^3, характеристическое сопротивление при испытании кубов – $f_{ck,cube}$ = 25 МПа, характеристическое сопротивление при испытании цилиндров – f_{ck} = 20 МПа, расчетное сопротивление сжатию $f_{cd} = f_{ck}/1,5$; $0,85 \cdot f_{cd}$ = 11,3 Н/мм^2,
E_{ctm} = 30 кН/мм^2, n= E_a/ E_{ctm} ; $n_0 = A_c/n$; характеристическое сопротивление растяжению: f_{ctm} = 2,2 Н/мм^2.

■ Допускается учет ползучести при использовании $n = 2n_0 = 2\cdot 7=14$ для всех нагрузок.

■ Арматура: А500С: f_{sk} = 500 Н/мм^2, f_{sd} = 450 Н/мм^2.

■ Номинальная толщина профилированного листа СКН50Z-600-1,0, включая цинковое покрытие ровна 1,0 мм; толщина голого металла 0,96 мм; площадь A_p = 1106 мм^2/м; вес = 0,151 кН/м^2; момент инерции 10^{-6} = 0,6984 мм^4/м; нейтральная ось в пластической стадии работы $e_p = I_{x,p} / W_{pl}$ =16,4 мм относительно низа сечения (как на рис. Б.1); центр тяжести сечения e = 16,5 мм относительно низа сечения; E_a = 210 кН/мм^2; предел текучести $f_{yk,p}$ = 240 Н/мм^2, временное

сопротивление R_{yd} 360 Н/мм^2 , $\gamma_{M,p}$ = 1,0;. пластический момент сопротивления изгибу в зоне отрицательных моментов и при положительном изгибающем моменте:

M_{pa}= R_{yd} · W_{pl}=360 Н/мм^2 · 42673 мм^3 =15,36 кН·м/м (эта величина допускается при учете влияния выпуклостей),

где $W_{x,pl}$=42673 мм^3 [пластический момент сопротивления сечения (см.(10.6*)*)],

$$W_{pl}' = S_н + S_в = 2 \times 0,5408 \times 3,3506 + 1,6836 \times 1,6494 = 6,4009 см^3 .$$

На погонный метр профиля настила

$$W_{x,pl} = \frac{100}{15} W_{x,pl}' = 6,667 \times 6,4009 = 42,673 см^3 .$$

■ Сталежелезобетонная плита: толщина 130 мм, объем бетона 0,112 м^3/м^2.

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

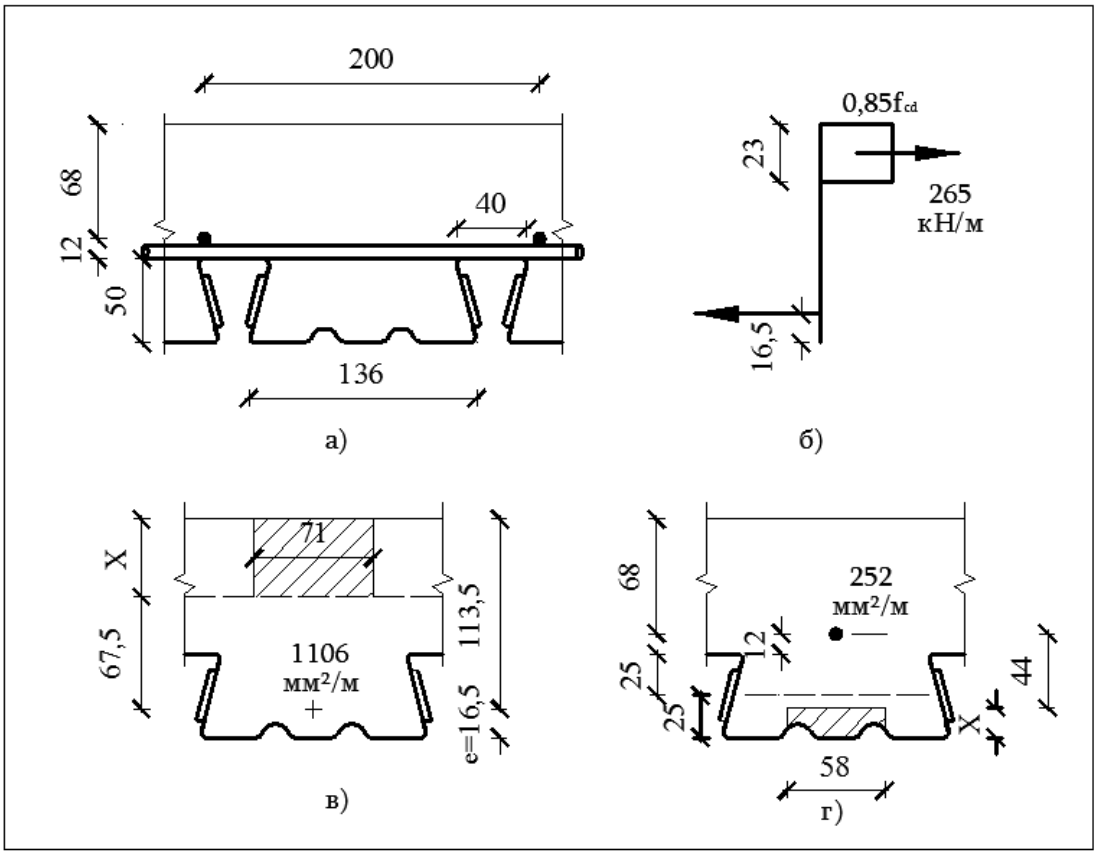


Рис. Б.1 - Сталежелезобетонная плита: а) — размеры; б) — $M_{pl,Rd}$, прогиб; в) — момент инерции сечения при прогибе; г) — момент инерции при выгибе

Принятая для профнастила площадь поперечного сечения удовлетворяет условию *статьи 6* относительно «узко» расставленных рифов. Это обеспечивает соединение, работающее на сдвиг с учетом выпуклостей в соответствии с рисунком 6.2.

Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер прфнастила h_c=80 мм, а полная высота плиты h_p=130 мм.

- на участках, где балка сопротивляется изгибу в зоне отрицательных моментов для предотвращения поперечного выпучивания: A_s= 565 мм^2/м (∅12 шаг 200 мм);
- на других участках, как принято при определении сопротивления продольному сдвигу: $A_s \geq$ 213 мм^2/м.

Устанавливается сетка А500С (A_s = 252 мм^2/м), опирающаяся на профнастил. Она имеет 8-и миллиметровые стержни, установленные с шагом 200 мм, в обоих направлениях.

Перед проектированием необходимо учесть особенности конструкции, которые влияют на проверку сталежелезобетонных плит в зависимости от наличия или отсутствия подкрепленной

перед бетонированием.
Принято, что там, где это возможно, будет использоваться конструкция без подкреплений. Профнастил укладывается листами длиной 6 м, следовательно, 3-метровый пролет не может иметь облицовку с продолжением на обоих концах. Для 9-метровой конструкции также используются пролеты, где применяются 3-метровые куски облицовки, поэтому будут рассмотрены условия на концах пролета.

Нагрузка на профнастил
Плотность железобетона принимаем равной 2450 кг/м^3, включая профнастил.
Собственный вес пола составляет

g_{k1} = 2,45 × 9,81 × 0,112 = 2,69 кН/м^2.

Для свежеуложенного бетона плотность увеличиваем на 1 кН/м^3, следовательно, начальная нагрузка на профнастил

g_{k1} = 2,69 × 25,5/ 24,5 = 2,8 кН/м^2.

Нагрузка строительного периода (укладка бетона с учетом местной концентрации), q_k = 1,0 кН/м^2 принята для всех этапов строительства.

Нагрузка на сталежелезобетонную плиту
■ Чистый пол (постоянная) g_{k2} = 0,48 кН/м^2.
■ Временная нагрузка (включая перегородки, коммуникации и т.д.): q_k = 7,0 кН/м^2.

Нагрузки на единицу площади приведены в табл. Б.1, при $\gamma_{F,g}$ = 1,35, $\gamma_{F,g}$ = 1,5.

Таблица Б.1 - Нагрузки на единицу площади сталежелезобетонной плиты, кН/м^2

Тип нагрузки	Характеристическая, max	Характеристическая, min	Расчетная, max	Расчетная, min
Во время укладки бетона:				
профнастил и бетон	2,8	0,10	3,78	0,13
временная нагрузка	1,00	0	1,50	0
Всего	3,8	0,10	5,28	0,13
Для сталежелезобетонной плиты:	2,68 + 0,48	3,16	4,27	4,27
отделка плиты и пола				
временная нагрузка	7,00	0	10,5	0
Всего	10,16	3,16	14,8	4,27
Для расчета прогибов сталежелезобетонной плиты после окончания строительства	0,7 × 7 + 0,48 = 5,38	0,48	-	-

Проверка профнастила

Предельное состояние по несущей способности. Минимальная ширина опирания поверхности профнастила на пояс стальной балки составляет 50 мм. Принимая центр тяжести расчетного опирания посредине ширины 190-миллиметрового стального пояса, определяем, что приведенная длина свободно опертого пролета составляет

3,0 – 0,19 + 0,05 = 2,86 м.

Следовательно,

M_{Ed} = 5,28 × 2,86^2 / 8 = 5,4 кНм/м.

Это составляет лишь 35 % от значения M_{pa} — сопротивления изгибу профнастила, следовательно, нет необходимости учитывать изгибающие моменты в неразрезной плите или проверять предельный угол поворота сечения.

Исключая эффект неразрезанности, для вертикального сдвига получаем

V_{Ed} = 5,28 × 1,43 = 7,55 кН/м.

На метр ширины профнастила имеется 6,7 наклонных ($\cos^{-1}$ 50 / 54) ребра высотой 54 мм. При отсутствии изгиба их сопротивление сдвигу определено в EN 1993-1-3 как

V_{Rd} = 6,7 × 54 × 1,0 × 0,240 / √3 = 50,1 кН/м.

Гибкость каждого ребра составляет 54 / 1,0 = 54, что близко к пределу, при котором необходимо учитывать изгиб, однако значение V_{Ed} гораздо ниже значения V_{Rd}. Поскольку это характерно для строительного периода, расчет не требуется.

Прогиб. Прогиб не должен превышать отношение «пролет/180».
Наихудший случай возникает при свободном опирании пролета. Следовательно,

$\Delta = 5wL^4 / (384E_aI_y)$ = 5 × 2,69 × 2,86^4 × 1000 / (384 × 210 × 0,698) = 16,0 мм.

При свежеуложенном бетоне прогиб увеличивается

16,0 × 25,5 / 24,5 = 16,6 мм.

Если прогиб превышает одну десятую толщины плиты (13 мм), как это наблюдается здесь, необходимо сделать поправку на заполнение водой. Толщина дополнительного бетона – 0,7δ. Вес свежеуложенного бетона

0,7 × 0,017 × 25,5 = 0,3 кН/м^2.

Это увеличивает прогиб до

16,6 × 3,1 / 2,8 = 18,4 мм,

что создает отношение «пролет/155», следовательно, прогиб превышает допустимое значение.

Из этого следует, что там, где профнастил не является неразрезным, в 3-метровом пролете, необходимо во время строительства применять подкрепление.

В данном случае следует учитывать эффект неразрезанности на одном конце пролета. Самое неблагоприятное условие возникает, когда бетон в одном пролете укладывался до бетонирования другого пролета. Допуская, что других строительных нагрузок нет, нагрузки составят 2,8 кН/м^2 в

одном пролете и 0,10 кН/м^2 в другом. Пролеты следует принимать несколько длиннее 2,86 м для поправки на кривизну выгиба над центральной опорой по всей ее ширине. Соответствующая длина составляет

(2,86 + 3,0) / 2 = 2,93 м.

Необходимость учета перегрузки при жидком бетоне можно показать на примере упругого расчета неразрезной балки постоянного сечения с равномерно распределенной нагрузкой, когда прогиб δ в центре пролета

$\Delta = \delta_0[1 - 0{,}6(M_1 + M_2) / M_0)]$,

где моменты, вызывающие выгиб, составляют M_1 и M_2, а δ_0 и M_0 представляют прогиб и момент в середине пролета при равных нулю концевых моментах.

Из упругого расчета для пролета длиной 2,93 м M_0 = 3,0 кН·м, M_1 = 1,58 кН·м, M_2 = 0 и δ_0 = 21,4 мм, включая заполнение водой. Следовательно,

δ =21,4 [1 – 0,6 × 1,58 / 3,0)] =14,6 мм.

Окончательный прогиб после того как бетон схватился, составляет

14,6 × 2,7 / 2,8 = 14,1мм,
что удовлетворяет требованию: пролет ≤ «пролет/180».

Проверка сталежелезобетонной плиты

Пластический момент сопротивления. При действии момента, вызывающего прогиб, пластическая нейтральная ось находится выше профнастила. Усилие растяжения в листовой обшивке при достижении предела текучести составляет

$F_{y,p} = A_p f_{yp,d}$ = 1106 х0,24 = 265 кН/м. (Б.1)

Высота сжатой зоны плиты (рис. Б.1,*б*) составляет

265 / 11,3 = 23 мм. (Б.2)

Плечо внутренней пары сил:

130 – 16,5 – 23 / 2 = 102 мм.

Следовательно,

$M_{pl,Rd}$ = 265 × 0,102 = 27,0 кН м/м. (Б.3)

Момент инерции сечения. Для изгибающего момента при прогибе приведенная к металлу ширина бетона составляет 1000 / 14 = 71 мм/м.

Для пластической нейтральной оси при высоте *x* (рис. Б.1,*в*) статический момент сечения составляет
$1106(113{,}5 - x) = 71 \cdot x^2 / 2$, x = 46 мм.
Следовательно,

$10^{-6} I_y = 0{,}698 + 1106 \times 0{,}0675^2 + 71 \times 0{,}46^3 / 3 = 8{,}04$ мм^4/м.

При изгибе в зоне отрицательных моментов при наличии профнастила желобок в настиле

заменяют прямоугольником шириной 124 мм. На каждые 150 мм ширины имеется один желобок, следовательно, приведенная ширина бетона будет равна

$71 \times 124/ 150 = 58$ мм/м.

Для нейтральной оси, расположенной на расстоянии x выше нижней грани плиты (рис. Б.1,*г*),

$252(62 - x) = 1106(x - 16{,}5) + 58\boldsymbol{x}(x / 2)$,

где $x = 18$ мм.

$10^{-6} I_y = 0{,}6984 + (252 \times 44^2 + 58 \times 18^3 / 3) \times 10^{-6} = 1{,}3$ мм^4/м.

Прогиб. Проверкой прогиба можно пренебречь, если согласно табл. 7.4 стандарта EN1992-1-1[10] предельное отношение пролета к расчетной толщине крайнего пролета двухпролетной неразрезной плиты не превышает 26. Толщина сталежелезобетонной плиты, приведенной к прямоугольному поперечному сечению, составляет 100 мм, следовательно, отношение составляет 2,93 / 0,1 = 29,3, и условие не выполняется.

Прогиб достиг обратимого предельного состояния, для которого примечание в статье 6.5.3(2) стандарта EN 1990 [8] рекомендует применять повторяющиеся сочетания. Коэффициент ψ_1 для такой комбинации зависит от категории нагрузки на перекрытие.

Согласно табл. А1.1 стандарта EN 1990 этот коэффициент имеет диапазон 0,5 ÷ 0,9 и в данном случае принят равным 0,7 — значение для торговых зон или мест скопления людей. Согласно табл. Б.1 максимальная и минимальная нагрузки составляют 5,38 и 0,48 кН/м соответственно. Для свободно опертого нагруженного пролета длиной 2,93 м, при $I_y = 8{,}04 \times 10^{-6}$ мм^4/м, прогиб составляет 3,1 мм. В зоне над центральной опорой возможно образование трещин. Более точный расчет для двухпролетной балки с допущением, что 15 % длины каждого пролета будут иметь трещины; нагрузка на другую балку, составляющая 0,48 кН/м, вызовет прогиб для полностью нагруженного пролета, равный 2,5 мм. Следовательно, общий прогиб плиты, не подкрепленной в стадии строительства, равен

$\delta_{total} = 14{,}1 + 2{,}5 = 16{,}6$ мм,

что составляет отношение, равное «пролет/177» ≈ «пролет/180». Если эта величина существенно больше, то для сталежелезобетонной плиты следует использовать технологию строительства с применением подкреплений.

Предельное состояние по несущей способности: изгиб. Согласно табл. Б.1 максимальная нагрузка составляет 14,8 кН/м. Для свободно опертого пролета

$M_{Ed} = 14{,}8 \times 2{,}93^2 / 8 = 15{,}9$ кН·м.

Эта величина несколько ниже пластического момента — 27,0 кН·м/м, поэтому нет необходимости для проверки учитывать неразрезность или сопротивление изгибу в зоне отрицательных моментов.

Когда необходимо учитывать неразрезность, то применяется *статья 9.4.2* [12] по общему расчету и *статья 9.7.2(4)* [12] по сопротивлению изгибу в зоне отрицательных моментов.

Продольный сдвиг с использованием метода m-k. При расчете на продольный сдвиг принято не учитывать концевые анкерные устройства, следовательно, необходимо использовать метод *m-k*, приведенный в *статье 9.7.3*[12].
В этом примере полагаем, что результаты испытаний показали, что профнастил обеспечивает «пластичное» сопротивление сдвигу и опытные значения, необходимые для дальнейшего расчета составляют $m = 184$ Н/мм^2 и $k = 0{,}0530$ Н/мм^2 .
Расчетное сопротивление сдвигу составляет

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{vs}}\left(\frac{mA_p}{bL_s} + k\right),$$

где d_p – расстояние от верха плиты до центра тяжести профнастила — 113,5 мм; A_p — площадь поперечного сечения профнастила шириной b равна 1106 мм^2/м; L_s — длина четверти пролета или 0,73 м; γ_{vs} — коэффициент надежности γ_{vs} = 1,25. При этих параметрах $V_{\ell,Rd}$ = 29,8 кН/м, при этом $V_{\ell,Rd}$ не должен превышать величину вертикального сдвига в плите.

Для свободно опертого пролета

$V_{Ed} \approx 1{,}5 \times 14{,}8 = 22{,}2$ кН/м.

Для двухпролетной конструкции это значение на крайней опоре будет немного больше, но явно не будет превышать 29,8 кН/м.

Вертикальный сдвиг. См. 10.7.6 , где приводится формула для сопротивления относительно «участка растянутой арматуры», которая необходима для расширения определенного расстояния за пределы рассматриваемой секции. Сопротивление вертикальному сдвигу профнастила принято из расчета по п. 6.1.5 [11] равным 53,3 кН/м. Это значение значительно превышает величину V_{Ed} . При игнорировании профнастилом получают V_{Rd} = 35 кН/м.

Предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации: образование трещин.

Согласно п. 9.3 [12] для обычных плит, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, при изгибе без осевых растягивающих сил не требуется проверка трещиностойкости, если толщина плиты не превышает 200 мм и выполняются следующие условия:

- поперечная арматура сетки имеет площадь сечения не менее 20% площади сечения продольной арматуры,
- шаг стержней - для главной арматуры 3 h ≤ 400 мм, где h-толщина плиты;
- для второстепенной арматуры 3,5 h ≤ 450 мм.

Необходимое количество арматуры для неподкрепленной конструкции составляет 0,2 % от площади бетона «укладываемого сверху профнастила». Для этой цели подходит среднее значение толщины бетона. Оно составляет около 80 мм, следовательно, необходимая площадь составит 160 мм^2/м, и будет достаточно сетки А500С, использованной в данном случае.

Если пролеты для уменьшения прогиба бетонируются с подкреплениями, то необходимая площадь удваивается, и сетки А500С оказывается недостаточно.

Обеспечение сопротивления продольному сдвигу методом частичного объединения. Примем, что в результате проведенных испытаний на плитах с облицовкой из профнастила расчетная прочность при сдвиге составила $\tau_{u,Rd}$ = 0,144 Н/мм^2.

Диаграмма расчетного частичного взаимодействия. Для удовлетворения требованиям прочности по всей длине плиты необходимо показать, что по всему пролету (координата x) кривая расчетного изгибающего момента $M_{Ed(x)}$ везде лежит ниже кривой расчетного сопротивления $M_{Rd(x)}$, которая является функцией угла сдвига соединения, работающего на сдвиг $\eta(x)$, т. е.

$$N_c = \tau_{u,Rd} b L_x \le N_{cf} \qquad (Б.4)$$

и

$$z = h - 0{,}5h_c - e_p + (e_p - e)\cdot\frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}} \qquad (Б.5)$$

$$M_{pr} = 1{,}25 M_{pa}\cdot\left(1 - \frac{N_{cf}}{A_{pe} f_{yp,d}}\right) \le M_{pa} \qquad (Б.6)$$

Построим графики $M_{Ed(x)}$ и $M_{Rd(x)}$.

По табл. Б.1 расчетная предельная нагрузка на сталежелезобетонную плиту равна 14,8 кН/м^2. Проверка на прогиб принята для свободно опертых пролетов длиной 2,93 м и дает значение $M_{Ed,\max}$ = 15,9 кН м/м в центре пролета. Эпюра моментов для половины пролета имеет очертание параболы (рис. Б.2).

Сила сжатия в плите на расстоянии x м от концевой опоры (т.е. $L_x = x$) составляет

$N_c = \tau_{u,Rd} b_x = 0{,}144 \cdot 1000x = 144x$ кН/м.

При полном взаимодействии

$N_{c,f} = A_p f_{yp,d} = 265$ кН/м.

Длина участка сдвига, необходимого для полного взаимодействия, следовательно, будет равна

$L_{s,f} = 265 / 144 = 1{,}84$ м.

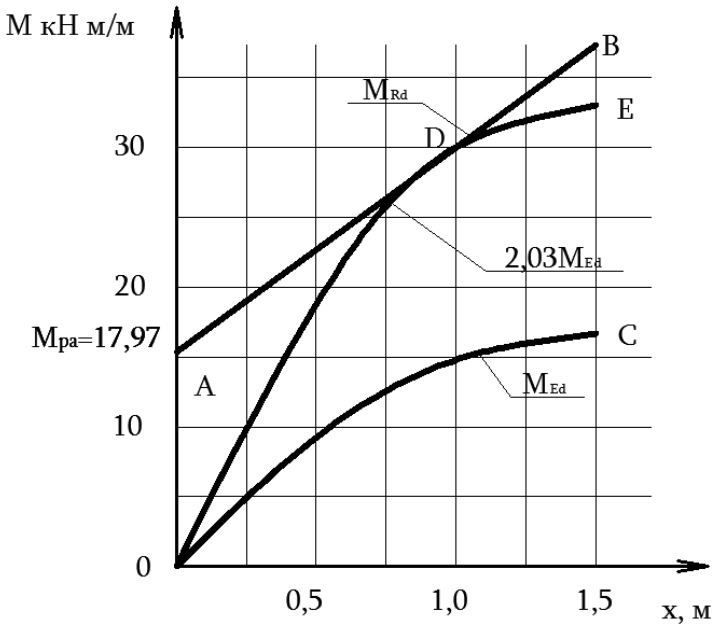


Рисунок Б.2 - Диаграмма расчетного частичного взаимодействия

Полученный результат превышает значение «пролет/2» (1,47 м), следовательно, взаимодействия в плите на этом отрезке не достигнуто.
Исходя из рис. Б.2, высота эпюры напряжений полного взаимодействия в плите составляет

$x_{pl} = N_{c,f} / (0{,}851 f_{cd} b) = 265 / 11{,}3 = 23$ мм.

При частичном взаимодействии это значение дает немного консервативный результат для z и в данном случае применяется для упрощения.

При h = 130 мм, e_p = 16,4мм и e = 16,5мм, как и ранее, уравнение (Б.5) для плеча внутренней пары сил дает

$z = 130 – 23 / 2 – 16{,}4 + (16{,}4\ \ 16{,}5)\ (144x) / 264 = 102 – 0{,}05x$ мм.

Пониженное сопротивление изгибу сталежелезобетонной плиты определяется уравнением (Б.6) с заменой $N_{c,f}$ на N_c и M_{pa} = 15,36 кН·м/м, как и ранее:

M_{pr} = 1,25 × 15,36(1– 144x / 264) = 19,2 – 10,5x ≤ 15,36 кН·м/м,

следовательно,

x ≥ (19,2 – 15,36) / 10,5 = 0,366 м.

Из рис. Б.2 пластическое сопротивление:

$M_{Rd} = N_{cz} + M_{pr}$ = 0,144x(102 – 0,05 x) + 19,2 – 10,5x = 19,2 + 4,19x – 0,007x^2

для 0,366 ≤ x ≤ 1,47 м. Для x < 0,366 м, M_{Rd} = 0,144x (102 – 0,05x) + 15,36 = 15,36 + 14,67x – 0,007x^2.

На рис. Б.2 кривая *AB* построена на основании формулы для $M_{Rd(x)}$. Она лежит выше кривой 0С для M_{Ed} для всех поперечных сечений, показывая, что имеется достаточное сопротивление продольному сдвигу.

Сравним этот результат с полученным методом *m-k*. Кривая 0*C* масштабируется до тех пор, пока не коснется кривой *AB*. Коэффициент масштабирования составляет 2,03 (кривая 0*DE*) , соприкосновение просходит при x = 1,0 м. Таким образом, разрушение при сдвиге появляется вдоль отрезка 1,0 м, прилегающего к концевой опоре. Вертикальная реакция на опоре составит

V_{Ed} = 2,03 × 14,8 × 2,93 / 2 = 44,0 кН/м.

Это на 47 % больше, чем значение 29,8 кН/м, определенное методом *m-k*.

Пример 2 (по EN 4 [12])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН90Z-1000-1,0

Данные

Геометрические характеристики плиты показаны на рис. Б.3,*а*.

Свойства материалов и профильного листа

■ Бетон на тяжелых заполнителях: класса С20/25, ρ = 2400 кг/м^3, характеристическое сопротивление при испытании кубов – $f_{ck,cube}$ = 25 МПа, характеристическое сопротивление при испытании цилиндров – f_{ck} = 20 МПа, расчетное сопротивление сжатию $f_{cd} = f_{ck}/1,5$; $0,85 \cdot f_{cd}$ =11,3 Н/мм^2,
E_{ctm} = 30 кН/мм^2, n= E_a/ E_{ctm} ; n_0 = A_c/n; характеристическое сопротивление растяжению: f_{ctm} = 2,2 Н/мм^2.

■ Допускается учет ползучести при использовании $n = 2n_0 = 2 \cdot 7 = 14$ для всех нагрузок.

■ Арматура: А500С: f_{sk} = 500 Н/мм^2, f_{sd} = 450 Н/мм^2.

■: номинальная толщина профилированного листа СКН90Z-1000-1,0, включая цинковое покрытие = 1,0 мм; толщина голого металла 0,96 мм; площадь A_p = 1340 мм^2/м; вес = 0,116 кН/м^2; момент инерции $10^{-6}I_{x,p}$ = 1,958 мм^4/м; нейтральная ось в пластической стадии работы $e_p = I_{x,p} / W_{pl}$ = 39,2 мм относительно низа сечения (как на рис. Б.2); центр тяжести сечения e = 49,5 мм относительно низа сечения; Eа = 210 кН/мм^2; предел текучести $f_{yk,p}$ = 240 Н/мм^2, временное сопротивление R_{yd} 360 Н/мм^2 , $\gamma_{M,p}$ = 1,0;. пластический момент сопротивления изгибу в зоне отрицательных моментов и при положительном изгибающем моменте:

где $W_{x,pl}$=49906 мм^3 [пластический момент сопротивления сечения (см.10.6*)*],

$$W_{pl}' = S_н + S_в = 2 \times 1,168 \times 3,68 + 2,145 \times 3,67 = 16,469 см^3 .$$

На погонный метр профиля настила

$$W_{x,pl} = \frac{100}{33} W_{x,pl}' = 3,03 \times 16,469 = 49,906 см^3 .$$

M_{pa}= R_{yd} · W_{pl}=360 Н/мм^2 · 49906 мм^3 =17,97 кН·м/м (эта величина допускается при учете влияния выпуклостей).

Сталежелезобетонная плита: толщина 150 мм, объем бетона 0,099 м^3/м^2.

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

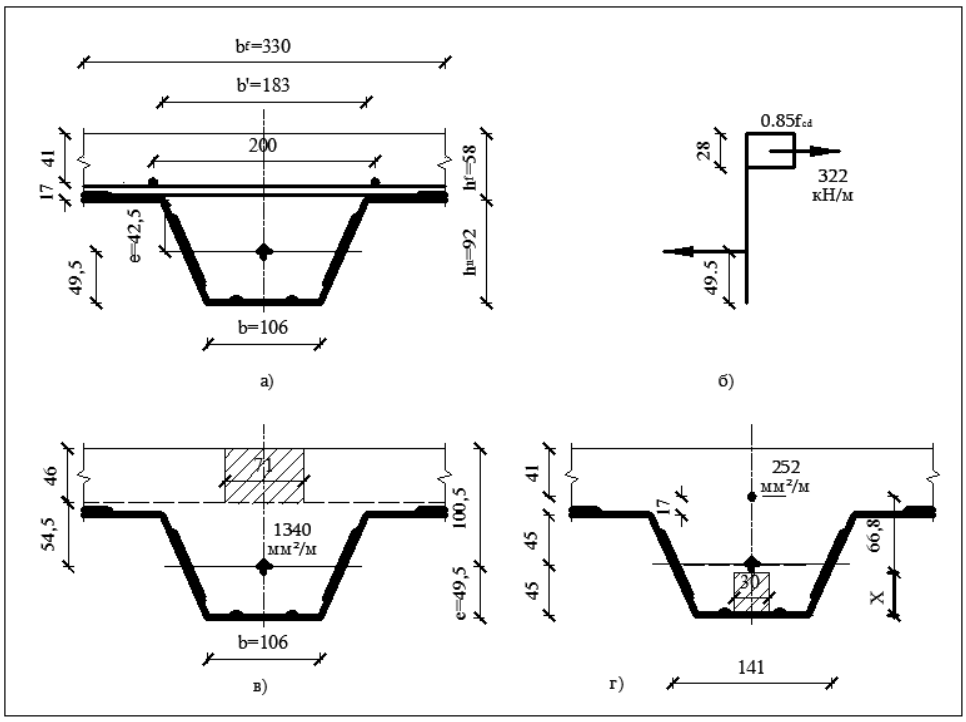


Рисунок Б.3 - Сталежелезобетонная плита: *а)* — размеры; *б)* — $M_{pl,Rd}$, прогиб; *в)* — момент инерции сечения при прогибе; г) — момент инерции при выгибе.

Принятая для профнастила площадь поперечного сечения удовлетворяет условию *статьи 6* относительно «узко расставленных рифов». Это обеспечивает соединение, работающее на сдвиг, с учетом выпуклостей в соответствии с рис. 6.2.

«Полная высота» профнастила h_p в данном примере заменяется на h_{pn} *=92 мм* и h_{pg}*=97 мм* (рис. Б.3).Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер профнастила h_c*=53 мм* (при изгибе балки и сдвиге в плоскости плиты), h_c*=60 мм* (при изгибе плиты) а полная высота плиты h_p=150 мм.

- На участках, где балка сопротивляется изгибу в зоне отрицательных моментов для предотвращения поперечного выпучивания: A_s= 565 мм^2/м (стержни ∅12 с шагом 200 мм);

на других участках, как принято при определении сопротивления продольному сдвигу: $A_s \geq$ 213 мм^2/м.

Устанавливается сетка А500С (A_s = 252 мм^2/м), опирающаяся на профнастил. Она имеет стержни ∅ 8 , установленные с шагом 200 мм, в обоих направлениях.

Там, где это возможно, используется конструкция без подкреплений. Профнастил укладывается листами по 6 м, следовательно, 3-х метровый пролет не может иметь обшивку с продолжением на обоих концах. Для 9-и метровой конструкции также используются пролеты, где применяются 3-х метровые листыпрофнастила, поэтому будут рассмотрены условия на концах пролета.

Большие запасы обычно соответствуют проверкам расчетов по сталежелезобетонной плите. Эти проверки будут упрощены с применением допущений.

Нагрузка на профнастил
Плотность железобетона, включая профнастил, составляет 2450 кг/м^3.
Собственный вес пола составляет

g_{k1} = 2,45 × 9,81 × 0,099 = 2,38 кН/м^2.

Для свежеуложенного бетона плотность увеличиваем на 1 кН/м^3, следовательно, начальная нагрузка на профнастил

g_{k1} = 2,38 × 25,5/ 24,5 = 2,48 кН/м^2.

Нагрузка строительного периода (укладка бетона с учетом местной концентрации), q_k = 1,0 кН/м^2 принята для всех этапов строительства.

Нагрузка на сталежелезобетонную плиту
■ Чистый пол (постоянная) g_{k2} = 0,48 кН/м^2.
■ Временная нагрузка (включая перегородки, коммуникации и т.д.): q_k = 7,0 кН/м^2.

Нагрузки на единицу площади приведены в табл. Б.2, при $\gamma_{F,g}$ = 1,35, $\gamma_{F,g}$ = 1,5.

Таблица Б.2 = Нагрузки на единицу площади сталежелезобетонной плиты, кН/м^2

Тип нагрузки	Характеристическая, max	Характеристическая, min	Расчетная, max	Расчетная, min
Во время укладки бетона:				
профнастил и бетон	2,48	0,10	3,35	0,13
временная нагрузка	1,00	0	1,50	0
Всего	3,48	0,10	4,85	0,13
Для сталежелезобетонной плиты:	2,38 + 0,48	2,86	3,86	3,86
отделка плиты и пола				
временная нагрузка	7,00	0	10,5	0
Всего	9,86	2,86	14,36	3,86
Для расчета прогибов сталежелезобетонной плиты после окончания строительства (часто)	0,7 × 7 + 0,48 = 5,38	0,48	-	-

Проверка профнастила

Предельное состояние по несущей способности. Минимальная ширина опирания поверхности профнастила на пояс стальной балки составляет 50 мм. Принимая центр тяжести расчетного опирания посредине ширины 190-миллиметрового стального пояса, определяем, что приведенная длина свободно опертого пролета составляет
3,0 – 0,19 + 0,05 = 2,86 м.

Следовательно, M_{Ed} = 4,85× 2,86^2 / 8 = 4,96 кН·м/м.

Этот момент составляет лишь 28 % от значения M_{pa} — сопротивления изгибу профнастила, поэтому нет необходимости учитывать изгибающие моменты в неразрезной плите или проверять предельный угол поворота сечения.

Исключая эффект неразрезанности, для вертикального сдвига получаем

V_{Ed} = 4,85 × 1,43 = 6,94 кН/м.

На метр ширины профнастила имеется 3,0 наклонных ($\cos^{-1}$ 90 / 99) ребра высотой 99 мм. При отсутствии изгиба их сопротивление сдвигу определено в EN 1993-1-3 [11] как

V_{Rd} = 3,0 × 99 × 1,0 × 0,240 / √3= 41,1 кН/м.

Гибкость каждого ребра составляет 90 / 1,0 = 90, что близко к пределу, при котором необходимо учитывать изгиб, однако значение V_{Ed} гораздо ниже значения V_{Rd}. Так как это характерно для строительного периода, расчет не требуется.

Прогиб. Прогиб не должен превышать отношение «пролет/180».
Наихудший случай возникает при свободном опирании пролета. Следовательно,

$\Delta = 5wL^4 / (384E_aI_y)$ = 5 × 2,38 × $2{,}86^4$ × 1000 / (384 × 210 × 1,958) = 5,0 мм.

При свежеуложенном бетоне прогиб увеличивается

5,0 × 25,5 / 24,5 = 5,2 мм.

Если прогиб не превышает одну десятую толщины плиты (15 мм), как это наблюдается здесь, можно не делать поправку на заполнение водой.
Прогиб составляет отношение «пролет/550», следовательно, прогиб не превышает допустимого значение.

Проверка сталежелезобетонной плиты

Пластический момент сопротивления. При действии момента, вызывающего прогиб, пластическая нейтральная ось находится выше профнастила. Усилие растяжения в листовой обшивке при достижении предела текучести составляет

$F_{y,p} = A_p f_{yp,d}$ = 1340 x0,24 = 322 кН/м. (Б.7)

Высота сжатой зоны плиты (рис. Б.3,*б*) составляет

322 / 11,3 = 28 мм. (Б.8)

Плечо внутренней пары сил:

150 – 49,5– 28 / 2 = 86,5 мм.

Следовательно,

$M_{pl,Rd}$ = 322 × 0,0865 = 27,8 кН·м/м. (Б.9)

Момент инерции сечения. Для изгибающего момента при прогибе приведенная к металлу ширина бетона составляет 1000 / 14 = 71 мм/м.

Для нейтральной оси в пластической стадии при высоте x (рис. Б.3,*в*) статический момент равен

$$1340(100{,}5 - x) = 71x^2 / 2,$$

где x = 46 мм. Следовательно, момент инерции

$$10^{-6}I_y = 1{,}958 + 1340 \times 0{,}0545^2 + 71 \times 0{,}46^3 / 3 = 8{,}2 \text{ мм}^4/\text{м}.$$

При изгибе в зоне отрицательных моментов при наличии профнастила желобок в настиле заменяют прямоугольником шириной 141 мм. На каждые 330 мм ширины имеется один желобок, следовательно, приведенная ширина бетона будет равна

$71 \times 141 / 330 = 30$ мм/м.

Для нейтральной оси, расположенной на расстоянии x выше нижней грани плиты (рис. Б.3,*г*),

$$252(109 - x) = 1340(x - 49{,}5) + 30\boldsymbol{x}(x / 2),$$

где x = 42,2 мм.

$$10^{-6}I_y = 1{,}958 + (252 \times 66{,}8^2 + 30 \times 42{,}2^3 / 3) \times 10^{-6} = 3{,}83 \text{ мм}^4/\text{м}.$$

Прогиб. Проверкой прогиба можно пренебречь, если согласно табл. 7.4 стандарта EN1992-1-1[10] предельное отношение пролета к расчетной толщине крайнего пролета двухпролетной неразрезной плиты не превышает 26. Толщина приведенного к прямоугольному поперечного сечения сталежелезобетонной плиты составляет 100 мм, следовательно, отношение составляет 2,93 / 0,1 = 29,3 и условие не выполняется.

Прогиб достиг обратимого предельного состояния, для которого примечание в статье 6.5.3(2) стандарта EN 1990 рекомендует применять повторяющиеся сочетания. Коэффициент ψ_1 для такой комбинации зависит от категории нагрузки на перекрытие.

Согласно табл. А1.1 стандарта EN 1990 [8] этот коэффициент имеет диапазон 0,5 ÷ 0,9 и в данном случае принят равным 0,7 — значение для торговых зон или мест скопления людей. Согласно табл. Б.2 максимальная и минимальная нагрузки составляют 5,38 и 0,48 кН/м соответственно. Для свободно опертого нагруженного пролета длиной 2,93 м, при $Iy = 8{,}2 \times 10^{-6}$ мм^4/м прогиб составляет 3,0 мм. В зоне над центральной опорой возможно образование трещин. Более точный расчет для двухпролетной балки с допущением, что на 15 % длины каждого пролета возможны трещины; нагрузка на другую балку, составляющая 0,48 кН/м, вызовет прогиб для полностью нагруженного пролета, равный 2,4 мм. Следовательно, общий прогиб плиты, не подкрепленной в стадии строительства, равен

$\delta_{total} = 5{,}2 + 2{,}4 = 7{,}6$ мм,

что составляет отношение, равное «пролет/385». Если эта величина существенно больше, то для сталежелезобетонной плиты следует использовать технологию строительства с применением подкреплений.

Предельное состояние по несущей способности: изгиб. Согласно табл. Б.2 максимальная нагрузка составляет 14,36 кН/м. Для свободно опертого пролета

$M_{Ed} = 14{,}36 \times 2{,}93^2 / 8 = 15{,}4$ кН м.

Эта величина несколько ниже пластического момента — 31 кН·м/м, поэтому нет необходимости при проверке учитывать неразрезность или сопротивление изгибу в зоне отрицательных моментов.

Когда необходимо учитывать неразрезанность, то применяется *статья 9.4.2* [12] по общему расчету и

статья 9.7.2(4) [12] по сопротивлению изгибу в зоне отрицательных моментов.

Продольный сдвиг с использованием метода m-k. При расчете на продольный сдвиг принято не учитывать концевые анкерные устройства, следовательно, необходимо использовать метод *m-k*, приведенный в *статье 9.7.3*[12].
Полагаем, что результаты испытаний показали, что профнастил обеспечивает «пластичное» сопротивление сдвигу и опытные значения, необходимые для дальнейшего расчета составляют m = 184 Н/мм^2 и k = 0,0530 Н/мм^2 .
Расчетное сопротивление сдвигу составляет

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{vs}}\left(\frac{mA_p}{bL_s} + k\right),$$

где d_p – расстояние до центра тяжести профнастила— 100,5 мм; A_p — площадь поперечного сечения профнастила шириной b, — 1340 мм^2/м в соответствии со *статьей 9.7.3(5),* L_s — длина четверти пролета или 0,73 м; γ_{VS} — коэффициент надежности, γ_{VS} =1,25. При этих параметрах величина $V_{\ell,Rd}$ = 31,2 кН/м, которая не должна превышать величину вертикального сдвига в плите.

Для свободно опертого пролета

$V_{Ed} \approx 1{,}5 \times 14{,}36 = 21{,}5$ кН/м.

Для двухпролетной конструкции это значение на крайней опоре будет немного выше, но явно не будет превышать 31,2 кН/м.

Вертикальный сдвиг. См. 10.7.6 , где приводится формула для сопротивления относительно «участка растянутой арматуры», которая необходима для расширения определенного расстояния за пределами рассматриваемой секции. Сопротивление вертикальному сдвигу профнастила принято из расчета по п. 6.1.5 [11] равным 69,6 кН/м. Это значение значительно превышает значение V_{Ed} , определенное выше. При игнорировании профнастила получаем = 35 кН/м.

Предельное состояние по пригодности к нормальной эксплуатации: образование трещин.

Согласно п. 9.3 [12] для обычных плит, применяемых в промышленном и гражданском строительстве, при изгибе без осевых растягивающих сил не требуется проверка трещиностойкости, если толщина не превышает 200 мм и выполняются следующие условия:
- поперечная арматура сетки должна иметь площадь сечения не менее 20% площади сечения продольной арматуры,
- шаг стержней - для главной арматуры 3 h ≤ 400 мм,

где h-толщина плиты;

- для второстепенной арматуры 3,5 h ≤ 450 мм.

Необходимое количество арматуры для неподкрепленной конструкции составляет 0,2 % от площади бетона «укладываемого сверху профнастила». Для этой цели подходит среднее значение толщины бетона. Оно составляет около 80 мм, следовательно, необходимая площадь составит 160 мм^2/м, и будет достаточно сетки А500С, использованной в данном случае.

Если пролеты для уменьшения прогиба бетонируются с подкреплениями, то необходимая площадь удваивается, и сетки А500С оказывается недостаточно.

Обеспечение сопротивления продольному сдвигу методом частичного объединения. Примем, что в результате проведенных испытаний на плитах с облицовкой покрытием из профнастила расчетная прочность при сдвиге составила $\tau_{u,Rd}$ = 0,144 Н/мм^2.

Диаграмма расчетного частичного взаимодействия. Для удовлетворения требованиям прочности по всей длине плиты необходимо показать, что по всему пролету (координата x) кривая расчетного изгибающего момента $M_{Ed(x)}$ везде лежит ниже кривой расчетного сопротивления $M_{Rd(x)}$, которая является функцией угла сдвига соединения, работающего на сдвиг $\eta(x)$, т. е. (Б.4, Б.5, Б.6).
Построим графики $M_{Ed(x)}$ и $M_{Rd(x)}$.
По табл. Б.2 расчетная предельная нагрузка на сталежелезобетонную плиту равна 14,36 кН/м^2. Проверка на прогиб принята для свободно опертых пролетов длиной 2,93 м и дает значение $M_{Ed,\max}$ = 15,4 кН·м/м в центре пролета. Эпюра моментов для половины пролета имеет очертание параболы (рис. Б.4).

Сила сжатия в плите на расстоянии x м от концевой опоры (т.е. $L_x = x$) составляет

$N_c = \tau_{u,Rd}.b.x = 0{,}144 \cdot 1000x = 144x$ кН/м.

При полном взаимодействии

$N_{c,f} = A_p f_{yp,d} = 322$ кН/м.

Длина участка сдвига, необходимого для полного взаимодействия, следовательно, будет равна

$L_{s,f} = 322 / 144 = 2{,}24$ м.

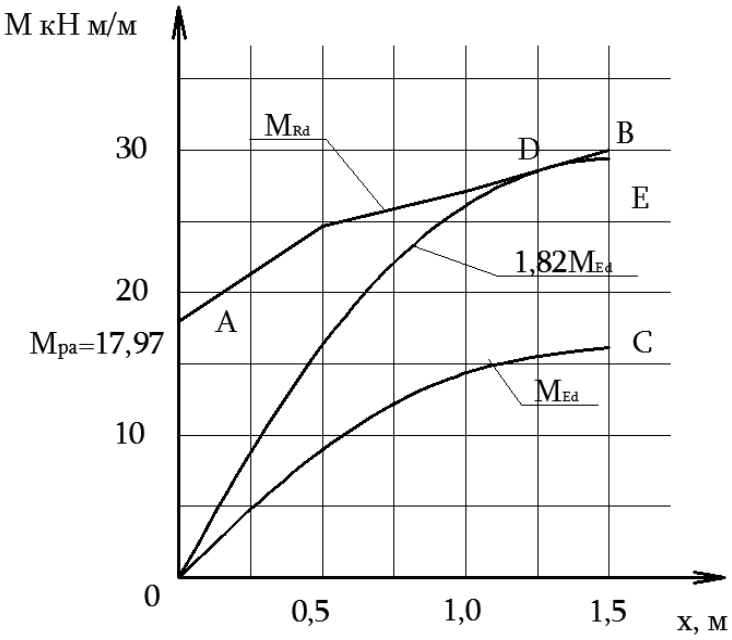


Рис. Б.4 - Диаграмма расчетного частичного взаимодействия.

Полученный результат превышает значение «пролет/2» (1,47 м), следовательно, взаимодействия в плите на этом отрезке не достигнуто.

Исходя из рис. Б.4, высота эпюры напряжений полного взаимодействия в плите составляет

$x_{pl} = N_{c,f} / (0{,}851 f_{cd} b) = 322 / 11{,}3 = 28$ мм.

При частичном взаимодействии это значение дает немного консервативный результат для z и применяется в данном случае для упрощения.

При h = 150 мм, e_p = 39,2 мм и e = 49,5 мм, как и ранее, уравнение (Б.5) для плеча внутренней пары сил дает

$z = 150 - 28 / 2 - 39{,}2 + (39{,}2 - 49{,}5)\,(144x) / 322 = 96{,}8 - 4{,}61x$ мм.

Пониженное сопротивление изгибу сталежелезобетонной плиты определяется уравнением (Б.6) с заменой $N_{c,f}$ на N_c и M_{pa} = 17,97 кН·м/м, как и ранее:

M_{pr} = 1,25 × 17,97· (1– 144x / 322) = 22,5 – 10x ≤ 17,97 кН·м/м,

следовательно,

x ≥ (22,5 – 17,97) / 10 = 0,45 м.

Из рис. Б.4. пластическое сопротивление:

$M_{Rd} = N_{cz} + M_{pr}$ = 0,144x· (96,8 – 4,61 x) + 22,5 – 10x = 22,5 + 3,94x + 0,664x^2

для 0,45 ≤ x ≤ 1,47 м. Для x < 0,45 м,
M_{Rd} = 0,144x· (96,8 – 4,61x) + 17,97 = 17,97 + 13,9x + 0,664x^2.

На рис. Б.4. кривая *AB* построена на основании формулы для $M_{Rd(x)}$. Она лежит выше кривой 0*C* для M_{Ed} для всех поперечных сечений, показывая, что имеется достаточное сопротивление продольному сдвигу.

Сравним этот результат с полученным методом *m-k*. Кривая 0*C* масштабируется до тех пор, пока не коснется кривой *AB*. Коэффициент масштабирования составляет 1,82 (кривая 0*DE*) , соприкосновение просходит при x = 1,25 м. Таким образом, разрушение при сдвиге появляется вдоль отрезка 1,0 м, прилегающего к концевой опоре.
Вертикальная реакция на опоре составит

V_{Ed} = 1,82 × 14,36× 2,93 / 2 = 38,3 кН/м.

Это на 22,7 % больше, чем значение 31,2 кН/м, определенное методом *m-k*.

Пример 3 (по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий [14])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН50Z-600-1,0
Данные

Свойства материалов и профилированного листа

- Бетон на тяжелых заполнителях: класса В25 - R_b = 14,5·0,85=12,325 МПа, R_{bt}=1,05·0,85=0,893 МПа В25, R_b=14,5 МПа, γ_{b2}=0,85(коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки).
- Профилированный настил: СКН50Z-600-1,0., E_b=30·10^3 МПа, R_n=240 МПа, R_{sc}=500 МПа, γ_n=0,8, y_c=3,35 см, $A_{n,0,6м}$ =11 см^2, A_n=2,65 см^2 (площадь сечения одного гофра),W_{x1} =42,33 см^3 , W_{x2} =20,85 см^3 , I_n=69,84 см^4 на 1 м ширины настила, а на полосу b_f=15 см I_n=(69,84·15)/100=10,48 см^4 . Настил ориентирован широкой полкой гофров вниз.
- Арматура А500С: $R_{s,c}$=500 МПа, R_s = 450 МПа

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер профнастила h_f=8 см, а полная высота плиты h=13 см.

Расчет СКН50Z-600-1,0 на стадии возведения

На стадии возведения профнастил рассматривается как стальная двухпролетная балка, загруженная собственным весом и весом незатвердевшего бетона (рис. Б.5).

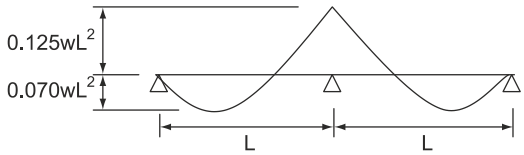


Рис. Б.5 - Изгибающие моменты в двухпролетной балке или плите при распределенной нагрузке: упругий расчет без учета перераспределения.

Изгибающий момент в крайнем пролете от расчетных нагрузок M_{span}=3330 Н·м, на средней опоре M_{sup}=5940 Н·м. Нормативная нагрузка на 1 м^2 настила в стадии возведения составляет 3800 Н. Поперечная сила от расчетной нагрузки 7550 Н, изгибающий момент в крайнем пролете от нормативных нагрузок $M_{n,span}$=2394 Н·м.

На стадии возведения требуется определить прочность и прогиб стального профилированного настила.

Прочность

Расчет 1. Прочность стального профилированного настила в пролете и на опоре вычисляем по формулам:

в пролете по сжатой (узкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x1} = 3330 / 42{,}33 = 78{,}7 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа};$$

по растянутой (широкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x2} = 3330/20{,}85 = 159{,}7 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Перед расчетом прочности стального профилированного настила на опоре проверяем устойчивость сжатой широкой полки;

$$\sigma_n = M_{sup} / W_{x1} \leq 34{,}3 \cdot 10^4 (t/b_i)^2 \qquad (Б.10)$$

где b_i = 13,6 - 2r =13,6 - 2·0,5 = 12,6 см (см. рис. Б.6).

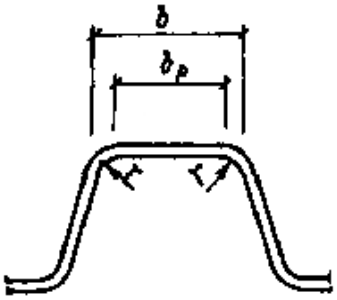


Рис. Б.6 - К определению ширины плоских участков сжатых полок.

Таким образом, σ_n = 5940/42,33 ≤ 34,3·10^4(0,1/12,6)^2=140,3МПа > 21,6 МПа.

Условие (Б.10) не соблюдается. Значит, на опоре сжатая широкая полка частично выключается из работы. Поэтому W_{x1} определяем с учетом приведенной ширины сжатых полок настила, которую находим по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879 / \sqrt{\sigma_n})\left[1 - 192t / (b_i \sqrt{\sigma_n})\right] t = (879 / \sqrt{140,3}) \times \qquad (Б.11)$$
$$\times \left[1 - (192 \cdot 0,1) / (12,6\sqrt{140,3})\right] 0,1 = 6,47 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'_{x1}=26,87 см^3).

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'_n = 5940 / 26,87 = 221,1 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{221,1}) \cdot \left[1 - (192 \cdot 0,1)/(12,6\sqrt{221,1})\right] \cdot 0,1 = 5,31 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''_{x1}=23,67 см^3).

Соответствующее значению W''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma''_n = 5940 / 23,67 = 250,9 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{250,9}) \cdot \left[1 - (192 \cdot 0,1)/(12,6\sqrt{250,9})\right] \cdot 0,1 = 5,01 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'''_{x1}=22,9 см^3).

Соответствующее значению W'''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'''_n = 5940/22,9 = 259,4 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{259,4}) \cdot \left[1 - (192 \cdot 0,1)/(12,6\sqrt{259,4})\right] \cdot 0,1 = 4,94 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''''_{x1}=22,7 см^3).

Проверим разность между значениями W'''_{x1} и W''''_{x1}:

$$[(W''''_{x1}-W'''_{x1})/W''''_{x1}]100 = [(22,9-22,7)100 / 22,9] = 0,9\% < 3\% .$$

Окончательное значение момента сопротивления W_{x1} принимаем равным 22,7 см^3, а соответствующее ему сжимающее напряжение σ_n = 5940 / 22,7=261,7 МПа > 240 МПа, т.е. прочность сечения на опоре не обеспечена.

Прочность настила по поперечной силе

Определяем прочность настила по поперечной силе по условию:

$$Q / \Sigma t h_n \leq R_{ns}.$$

На ширине 1 м поперечная сила воспринимается 13,3 стенками СПН: Σt=13,3·1,0=13,3 мм, h_n=50 мм, R_{ns}=140 МПа (расчетное сопротивление СПН срезу). Поперечная сила Q=7550 Н.

Таким образом, прочность настила

$$Q / \Sigma t h_n = 7550 / 13,3 \cdot 50 = 11,35 \text{ МПа} < 140 \text{ МПа}.$$

Следовательно, сечение в стадии возведения обладает достаточной несущей способностью.

Прогиб

Прогиб определяется по формуле (Б.12):

$$f_n = k_n (q^n i^4 / E_n I_x) + a, \qquad (Б.12)$$

где

k_n - коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила(для однопролетного настила 0,013, двухпролетного 0,0091, для настила с числом пролетов три и более 0,0088)

Для крайнего пролета двухпролетной плиты k=0,0091,

a - эмпирическая величина, равная для многопролетных настилов 2 мм и для однопролетных 0. Для нашего примера a=0,2 см.

q^n - нормативная нагрузка от собственной массы настила, массы свежеуложенного бетона и монтажной нагрузки Н/м

i_n - расчетный пролет настила, см;

I_x - расчетный момент инерции рассматриваемого сечения настила.

Если удовлетворяется условие

$$\sigma_n \leq M_{n,span} / W_{x1} \leq 57,4 \cdot 10^4 (t / b_i)^2, \qquad (Б.13)$$

то I_x принимают по таблице 7.2,

где $M_{n,span}$ - наибольший изгибающий положительный момент в пролете от нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб, без учета собственной массы плиты, Н·м.

Если условие (Б.13) не удовлетворяется, то I_x определяют в зависимости от уровня сжимающего напряжения в полках настила и от приведенной ширины b'_{red} плоских участков сжатых полок настила, определяемой по формуле

$$b'_{red} = (1131/\sqrt{\sigma_n})\left[1 - 247t/(b_i\sqrt{\sigma_n})\right]t, \qquad (Б.14)$$

где σ_n - напряжение сжатия в настиле в первом приближении принимается по нормативной величине максимального изгибающего момента $M_{n,span}$ в пролете.

Приведенную ширину плоских участков сжатых полок СПН вычисляют методом последовательного приближения, пока разница между последним и предыдущим значениями W_{x1} не будет меньше 3 %. Затем по последнему значению W_{x1} находят расчетный момент инерции I_x.

Проверяем условие (Б.13):

$M_{n,span} / W_{x1} \leq 57{,}4\cdot 10^4(t/b_i)^2$=239,4 / 42,33 $\leq 57{,}4\cdot 10^4(0{,}1/12{,}6)^2$=56,5 МПа > 36,2 МПа.

Следовательно, условие не выполняется.

Определяем значение I_x. При моменте сопротивления W_{x1}=42,33 см^3 сжимающее напряжение σ_n=56,5 МПа.

$$b'_{red} = (1131/\sqrt{56{,}5})\cdot\left[1 - 247\cdot 0{,}1/(12{,}6\sqrt{56{,}5})\right]\cdot 0{,}1 = 11{,}1 \text{ см}$$

Величину W_{x1}' определяем с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде»: W'_{x1}=38,45 см^3.

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

σ'_n=2394 / 38,45 =62,3 МПа.

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.14):

$$b'_{red} = (1131/\sqrt{62{,}3})\cdot\left[1 - 247\cdot 0{,}1/(12{,}6\sqrt{62{,}3})\right]\cdot 0{,}1 = 10{,}77 \text{ см}$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата (W''_{x1}=37,61 см^3). Проверим разность между значениями W'_{x1} и W''_{x1}:

$[(W'_{x1}-W''_{x1}) / W'_{x1}]100$ = [(38,45-37,61) / 38,45]100 = 2,2 % < 3%.

Принимаем $W_{x1}=W''_{x1}$=37,61 см^3 , соответственно: $I_x= I_x''$= 65,91 см^4.

По условию (Б.12) определяем прогиб настила:

$f_n=k_n(q^n i^4) / (E_n I_x) + a \leq 1/200i$ = 0,0088(52,8·300^4) / (21·10^6·65,91) + 0,2 = 2,92 см > 1,5 см.

Следовательно, жесткость СПН в стадии возведения недостаточна.

Расчет СКН50Z-600-1,0 на стадии эксплуатации

Несущая способность плиты по прочности нормального сечения

Расчетное сечение принимаем по рис. Б.7.

Находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле:

$$\xi_R = w/[1 + R_n(1-w/1,1)/\sigma_{SR}].$$

Здесь σ_{SR}=500, $w=\alpha$-0,008R_b,

где R_b=14,5·0,85=12,325 МПа; α=0,85,

откуда w = 0,85 - 0,008·12,325 = 0,75.

Таким образом, получаем:

$$\xi_R = 0,75/[1+240(1-0,75/1,1)/500] = 0,65.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона $x_R=\xi_R h_o$, где h_o - рабочая высота сечения

$$h_o = y_c + h_f = 3,276 + 8 = 11,35 \text{ см}.$$

Значит,

$$x_R = 0,65 \cdot 11,35 = 7,4 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны сечения равна:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0,8 \cdot 240 \cdot 2,65 - 500 \cdot 0,61) / (12,325 \cdot 15) = 1,1 \text{ см} < 7,4 \text{ см}.$$

Так как $x<x_R$ и $x<h_f$, нейтральная ось расположена в полке сечения плиты, поэтому имеет место случай 1 [14].

Расчет ведем по условию:

$$M_{span} \le R_b b_f x(h_o-0,5x) + R_{sc} \cdot A_s'(h_o-a') = 12,325 \cdot 15 \cdot 1,1(11,35-0,5 \cdot 1,1) + 500 \cdot 0,6 \cdot (11,35-6,8) = 3561 \text{ Н·м} >> 2385 \text{ Н·м}.$$

Прочность нормального сечения обеспечена.

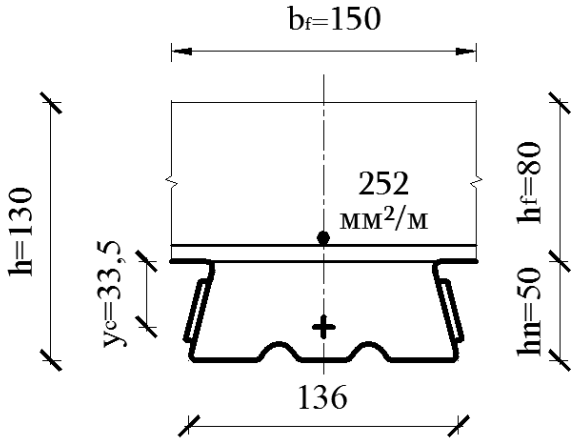


Рис. Б.7 - Расчетное сечение.

Прочность сечений наклонных к продольной оси

Размеры поперечного сечения даны на рис. Б.7. Расчетная поперечная сила на один гофр стального профилированного настила Q = 22,2·15 / 100 =3,33 кН.

Требуется определить прочность наклонного сечения.

Проверяем условие:

$$Q \leq 0{,}3\varphi_{b1}R_b[(b+b')/2]h_o.$$

Коэффициент φ_{b1} определяем по формуле (74) СНиП 2.03.01-84:

$$\varphi_{b1}=1 - \beta R_{b,}$$

где β - коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01.

Следовательно,

$$\varphi_{b1} = 1\text{-}0{,}01\cdot 12{,}325=0{,}877.$$

Рабочая высота сечения $h_o = h_c + h_f$=3,35 + 8 =11,35 см.

Таким образом,

$$Q = 0{,}3\cdot 0{,}877\cdot 12{,}325[(13{,}6+11)/2]\ 11{,}35 = 45{,}2 \text{ кН} > 3{,}33 \text{ кН}.$$

Следовательно, условие удовлетворяется.

Определяем поперечную силу Q_b, воспринимаемую бетоном, по формуле:

$$Q_b=\{[\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}(b+b')/2]h^2_o\}/h.$$

Коэффициент φ_{b4} в соответствии со СНиП 2.03.01-84 для тяжелого бетона принимаем 1,5. Коэффициент φ_n равен 0.

Тогда

$$Q_b= \{[1{,}5\cdot 1\cdot 0{,}893(13{,}6+11)/2]11{,}35^2\}/13 = 16{,}3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q \leq 0{,}17R_nh_n2t+Q_b= 0{,}17\cdot 240\cdot 5\cdot 2\cdot 0{,}1/10+16{,}3 = 20{,}4 \text{ кН} < 3{,}33 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность сечения по поперечной силе достаточна.

Расчет по прочности анкеровки СПН в бетоне плиты

Анкерные штыри Ø 14А500С по одному в каждом гофре (A_{an}=1,54 см^2)

Размеры поперечного сечения приняты по рис. Б.8.

Требуется проверить прочность анкеровки настила.

Выполняем расчет для полосы перекрытия вдоль пролета шириной в один гофр.

Определяем сопротивление анкеровки настила сдвигу на его концах, принимая меньшее T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}

$$T_{an1} = k_1 k n_{an} A_{an} k_{sa},$$

где коэффициент k_1=0,8 (учитывается совместная работа плиты с балкой).

Находим численное значение коэффициента k:

$$k = (4{,}75\sqrt[3]{R_b})/(1+0{,}15A_{an}\sqrt{R_{sa}}) = (4{,}75\sqrt[3]{12{,}325})/((1+0{,}15\cdot 1{,}54)\sqrt{450})) = 0{,}42.$$

Вычисляем усилие сдвига, воспринимаемое вертикальным анкерным стержнем:

$$T_{an1} = k_1 k n_{an} A_{an} R_{sa} = 0{,}8\cdot 0{,}42\cdot 1\cdot 1{,}54\cdot 450 = 232{,}8 \text{ кН}.$$

Рассчитываем усилие вырывания настила вокруг анкера (для крайнего пролета СПН):

$$T_{an2} = R_n i_{an} t = 240\cdot 14{,}2\cdot 0{,}1 = 340{,}8 \text{ кН}.$$

Длину площадки вырывания СПН определяем по случаю a (см. рис.Б.9):

$$i_{an} = 2a+3d = 2\cdot 5+3\cdot 1{,}4 = 14{,}2 \text{ см}.$$

Находим усилие разрыва СПН в зоне приварки анкера:

$$T_{an3} = R_n(b+h_n)t = 240(13{,}6+5)0{,}1 = 446{,}4 \text{ кН}.$$

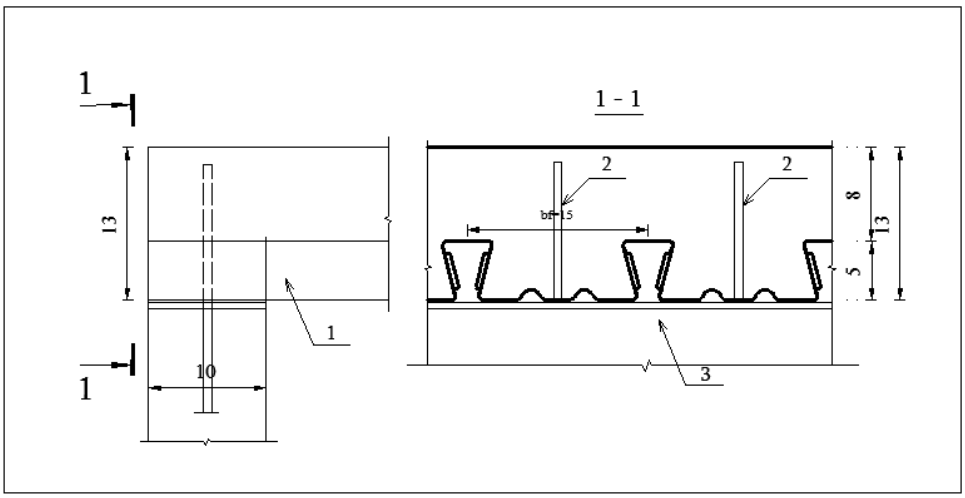


Рисунок Б.8 - Длина площадки вырывания:

1 - стальной профилированный настил; *2* - анкер Ø 14 А500С; *3* – прогон.

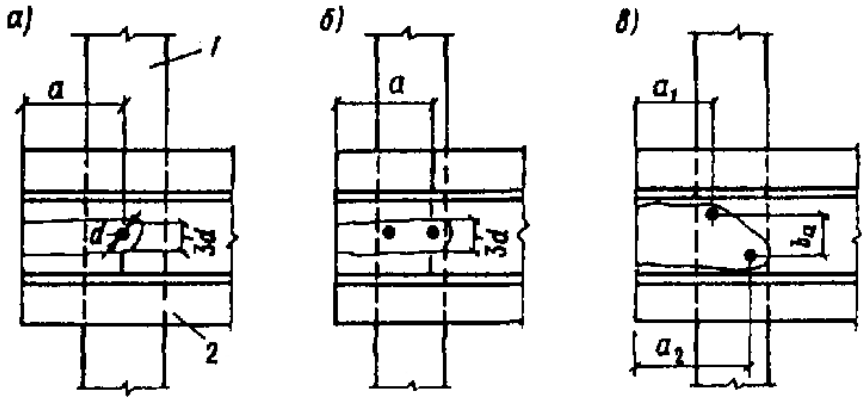


Рис. Б.9. К определению i'_{an}.

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из усилий: T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}, т.е. T_{an1}=232,8 кН.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов, определяем по формуле:

$$T_{rif} = 0{,}5R_b A_{rif} n_{rif},$$

где A_{rif}=8,4 см^2.

Число рифов на двух стенках одного гофра от конца настила до расчетного сечения принимаем по рис. Б.10.

В середине пролета

$$n_{rif}=(0{,}5in'_{rif})/s'=(0{,}5\cdot300\cdot2)/3{,}6=84 \text{ рифов};$$

в четверти пролета

$$n_{rif}=(0{,}25in'_{rif})/s'=(0{,}25\cdot300\cdot2)/3{,}6=42 \text{ рифов}.$$

где s' - расстояние между осями рифов. Для марки СКН50Z-600-1,0 s'= 3,6 см.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в середине пролета, равно:

$$T_{rif}=0{,}5\cdot12{,}325\cdot8{,}4\cdot84=4348 \text{ кН}.$$

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в четверти пролета равно:

$$T_{rif}=0{,}5\cdot12{,}325\cdot8{,}4\cdot42=2174 \text{ кН}.$$

Определяем расстояние z_n от равнодействующей усилия сжатия в бетоне до равнодействующей усилия растяжения в профилированном настиле. Для этого вычисляем высоту сжатой зоны x:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc}\cdot A_s')/(R_b b_f) = (0{,}8\cdot240\cdot2{,}65-500\cdot0{,}61)/(12{,}325\cdot15) = 1{,}1 \text{ см}$$

Таким образом,

$$z_n = (y_c+h_f-x/2) = 3{,}35+8-1{,}1 / 2 = 10{,}8 \text{ см}.$$

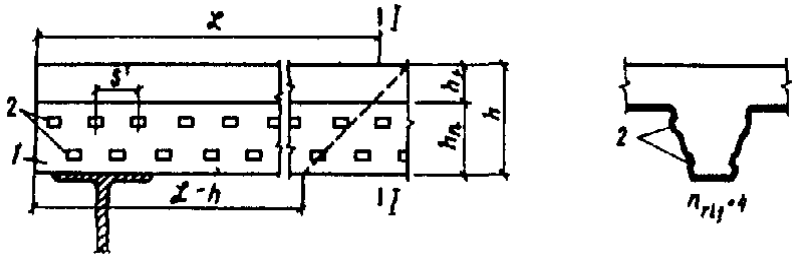


Рис. Б.10 - Расположение рифов на стенках СПН по его концам.

Прочность анкеровки по наибольшему моменту в середине пролета и по моменту в четверти пролета проверяем из условия:

$$M_{span} \le (T_{an}+T_{rif})z_n;$$

$$M_{span0,5i} = (232{,}8+4348)\cdot10{,}8 = 49472 \text{ Н·м} > 16650 \text{ Н·м}$$

$$M_{span0,25i} = (232{,}8+2174)\cdot10{,}8 = 25988 \text{ Н·м} > 12500 \text{ Н·м}$$

Следовательно, прочность анкеровки обеспечена.

Расчет монолитной плиты перекрытия по деформациям

M_n=6050 Н·м (без учета собственной массы плиты).

Полный прогиб плиты определяем по формуле:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq 1/150i.$$

Расчет ведется по приведенному сечению.

Коэффициент приведения находим по формуле:

$$\alpha_n = E_n/E_b = 2{,}1\cdot10^5/30\cdot10^3 = 7.$$

Приведенная площадь стального профилированного настила

$$A_{red} = A_n\alpha_n = 2{,}65\cdot7 = 18{,}55 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения настила относительно крайней сжатой грани плиты равен:

$$S_{red} = A_{red}(y_c + h_f) = 18{,}55(3{,}35+8) = 210{,}5 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения плиты от крайней сжатой грани бетона определяем по формуле:

$$\bar{x} = -(\Sigma A_{red}/b_f) + \sqrt{(\Sigma A_{red}/b_f)^2 + (2S_{red}/b_f)} =$$
$$= -(18{,}55/15) + \sqrt{(18{,}55/15)^2 + (2\cdot210{,}5)/15)} = 4{,}2 \ см.$$

Вычисляем момент инерции приведенного сечения I_{red} без учета бетона растянутой зоны:

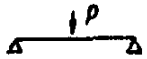
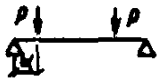
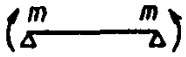
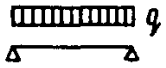
$$I_{red} = b\bar{x}^3/3 + \alpha I_n + \alpha A_n(y_c + h_f - \bar{x})^2 =$$
$$= (15\cdot4{,}2^3)/3 + 7\cdot10{,}58 + 7\cdot2{,}65(3{,}35+8-4{,}2)^2 = 1393 \ см^4.$$

Кривизну $1/r$ от действия длительных нагрузок без учета собственной массы плиты определяем по формуле:

$$1/r = (M_{n,span}\varphi_{b2})/(I_{red}E_b\,\varphi_{b1}) = (6050\cdot2)/(1393\cdot30\cdot10^3\cdot0{,}85) = 34{,}1\cdot10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Прогиб железобетонной плиты f_{rc} при s=5/48 находим по формуле (см. табл.Б.3):

Таблица Б.3 – Коэффициенты s

Схема приложения нагрузки	s
	1/12
	$(3-\alpha^2)24$
	5/48
	1/8

$$f_{rc} = (1/r)sl^2 = 34{,}1\cdot10^{-5}(5/48)300^2 = 3{,}2 \text{ см}$$

и дополнительный прогиб плиты перекрытия от действия нагрузок в процессе эксплуатации при s=1/8 (по аналогии с загрузкой моментами на опорах).

Значение коэффициента жесткости анкера вычисляем по формуле:

$$\varepsilon_a = 0{,}15 n_{an} d E_b = 0{,}15\cdot1\cdot1{,}4\cdot30\cdot10^3 = 630 \text{ кН/см}.$$

Сдвиг настила относительно бетона определяем по формуле:

$$\Delta = M_{n,span}/[\varepsilon_a(h_o-0{,}5x)] = 6050/[630(11{,}35-0{,}5\cdot1{,}1)] = 0{,}089 \text{ см},$$

где $x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc}\cdot A_s')/(R_b b_f) = (0{,}8\cdot240\cdot2{,}65-500\cdot0.61)/(12{,}325\cdot15) = 1{,}1$ см

Дополнительную кривизну $1/r_{add}$, вызванную податливостью анкерных связей, рассчитываем по формуле:

$$1/r_{add} = k'\Delta/(0{,}75 l h_o) = (2\cdot0{,}089)/(0{,}75\cdot300\cdot11{,}35) = 6{,}97\cdot10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Рассчитываем дополнительный прогиб плиты:

$$f_{add} = (1/r_{add})sl^2 = 6{,}97\cdot10^{-5}(1/8)300^2 = 0{,}78 \text{ см}.$$

Таким образом, полный прогиб плиты

$$f_m = f_{rc} + f_{add} = 3{,}2 + 0{,}78 = 3{,}98 \text{ см} > 2 \text{ см}$$

(2 см - предельно допустимый прогиб, равный 1/150).

Следовательно, жесткость плиты не обеспечена.

Пример 4 (по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий [14])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН90Z-1000-1,0
Данные

Свойства материалов и профилированного листа

- Бетон на тяжелых заполнителях: класса В25- R_b=14,5·0,85=12,325 МПа, R_{bt}=1,05·0,85=0,893 МПа, R_b=14,5 Мпа; γ_{b2}=0,85 (коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки).
- Профилированный настил: СКН90Z-1000-1,0., E_b=30·10^3 МПа, R_n=240 МПа, R_{sc}= 500 МПа, γ_n=0,8, y_c=4,25 см, $A_{n,1\ п.м.}$ =13,4 см^2, A_n=4,42 см^2 (площадь сечения одного гофра), W_{x1} =39,55 см^3 , W_{x2} =46,06 см^3 ,I_n=195,8 см^4 на 1 м ширины настила, а на полосу b_f=33 см I_n=(195,8·33)/100=64,61 см^4 . Настил ориентирован узкой полкой гофра вниз.
- Арматура А500С: $R_{s,c}$=500 МПа, R_{sa} = 450 МПа.

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер профнастила h_f*=5,8 см*, а полная высота плиты h =15 см.

Расчет СКН90Z-1000-1,0 на стадии возведения

На стадии возведения профнастил рассматривается как стальная двухпролетная балка, загруженная собственным весом и весом незатвердевшего бетона (рис. Б.5).

Изгибающий момент в крайнем пролете от расчетных нагрузок M_{span}=3055 Н·м, на средней опоре M_{sup}=5456 Н·м. Нормативная нагрузка на 1 м^2 настила в стадии возведения составляет 3480 Н. Поперечная сила от расчетной нагрузки 6935 Н, изгибающий момент в крайнем пролете от нормативных нагрузок $M_{n,span}$=2193 Н·м.

На стадии возведения требуется определить прочность и прогиб стального профилированного настила.

Прочность

Расчет 1. Прочность стального профилированного настила в пролете и на опоре вычисляем по формулам:

в пролете по сжатой (широкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x1} = 3055 / 39{,}55 = 77{,}2 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа};$$

по растянутой (узкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x2} = 3055 / 46{,}06 = 66{,}4 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Перед расчетом прочности стального профилированного настила на опоре проверяем устойчивость сжатой широкой полки по формуле (Б.10);

$$\sigma_n = 5456 / 39{,}55 \leq 34{,}3 \cdot 10^4 (0{,}1/9{,}6)^2 = 137{,}9 \text{ МПа} > 37{,}2 \text{ МПа}$$

где b_i = 10,6-2r =10,6 - 2·0,5 = 9,6 см (см. рис. Б.6).

Таким образом, *у*словие (Б.10) не соблюдается. Значит, на опоре сжатая широкая полка частично выключается из работы. Поэтому W_{x1} определяем с учетом приведенной ширины сжатых полок настила, которую находим по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{\sigma_n})\left[1-192t/(b_i\sqrt{\sigma_n})\right]t = (879/\sqrt{137,9})\times$$
$$\times\left[1-(192\cdot 0,1)/(9,6\sqrt{137,9})\right]0,1 = 6,21\ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'_{x1}=31,58 см^3).

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'_n = 5456 / 31,58 = 172,8 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{172,8})\cdot\left[1-(192\cdot 0,1)/(9,6\sqrt{172,8})\right]\cdot 0,1 = 5,67\ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''_{x1}=30,87 см^3).

Соответствующее значению W''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma''_n = 5456 /30,87 = 176,7 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{176,7})\cdot\left[1-(192\cdot 0,1)/(9,6\sqrt{176,7})\right]\cdot 0,1 = 5,62\ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'''_{x1}=30,19 см^3).

Проверим разность между значениями W'''_{x1} и W''_{x1}:

$$[(W'''_{x1}-W''_{x1}) / W''_{x1}]100 = [(30,87 - 30,19)100 / 30,87] = 2,2\% < 3\% .$$

Следовательно, окончательное значение момента сопротивления W_{x1} принимаем равным 30,19 см^3, а соответствующее ему сжимающее напряжение σ_n=5456 / 30,19 =180,7 МПа < 240 МПа, т.е. прочность сечения на опоре обеспечена.

Прочность настила по поперечной силе

Определяем прочность настила по поперечной силе по условию:

$$Q / \Sigma t h_n \le R_{ns}.$$

На ширине 1 м поперечная сила воспринимается 6 стенками СПН: Σt=6·1,0=6 мм, h_n=92 мм, R_{ns}=140 МПа (расчетное сопротивление СПН срезу). Поперечная сила Q = 6935 Н.

Таким образом, прочность настила

$$Q / \Sigma t h_n = 6935 / 6 \cdot 92 = 12{,}56 \text{ МПа} < 140 \text{ МПа}.$$

Следовательно, сечение в стадии возведения обладает достаточной несущей способностью.

Прогиб

Прогиб определяется по формулу (Б.12):

Проверяем условие (Б.13):

$$M_{n,span} / W_{x1} \le 57{,}4 \cdot 10^4 (t/b_i)^2 = 219{,}3 / 39{,}55 \le 57{,}4 \cdot 10^4 (0{,}1/9{,}6)^2 = 55{,}4 \text{ МПа} < 62{,}3 \text{ МПа}.$$

Условие выполняется.

Следовательно I_x=195,76 см^4 (принимаем из таблицы 7.1).

По условию (Б.12) определяем прогиб настила:

$$f_n = k_n (q^n t^4) / (E_n I_x) + a \le 1/200 i = 0{,}0088(34{,}8 \cdot 300^4) / (21 \cdot 10^6 \cdot 195{,}76) + 0{,}2 = 0{,}8 \text{ см} < 1{,}5 \text{ см}.$$

Следовательно, жесткость СПН в стадии возведения достаточна.

Расчет СКН90Z-1000-1,0 на стадии эксплуатации

Несущая способность плиты по прочности нормального сечения

Расчетное сечение принимаем по рисунку Б.11.

Находим граничное значение высоты сжатой зоны ξ_R по формуле:

$$\xi_R = w / [1 + R_n (1 - w/1{,}1) / \sigma_{SR}].$$

Здесь σ_{SR}=500, $w = \alpha - 0{,}008 R_b$,

где R_b = 14,5·0,85=12,325 МПа; α=0,85,

откуда

$$w = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 12{,}325 = 0{,}75.$$

Таким образом, получаем:

$$\xi_R = 0{,}75 / [1 + 240(1 - 0{,}75/1{,}1) / 500] = 0{,}65.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона $x_R = \xi_R h_o$, где h_o - рабочая высота сечения

$$h_o = y_c + h_f = 4{,}25 + 5{,}8 = 10{,}05 \text{ см}.$$

Следовательно,

$$x_R = \xi_R h_o = 0{,}65 \cdot 10{,}05 = 6{,}5 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны сечения равна:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{s,c} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0{,}8 \cdot 240 \cdot 4{,}42 - 500 \cdot 0{,}61) / (12{,}325 \cdot 33) = 1{,}3 \text{ см} < 6{,}5 \text{ см}.$$

Так как $x<x_R$ и $x<h_f$, нейтральная ось расположена в полке сечения плиты, поэтому имеет место случай 1 [14].

Расчет ведем по условию:

$$M_{span} \leq R_b b_f x(h_o-0,5x) + R_{sc} \cdot A_s'(h_o-a') = 12,325 \cdot 33 \cdot 1,3(10,05 - 0,5 \cdot 1,3) + 500 \cdot 0,6 \cdot (10,05-4,1) = 6755 \text{ Н·м} > 5082 \text{ Н·м}.$$

Прочность нормального сечения обеспечена.

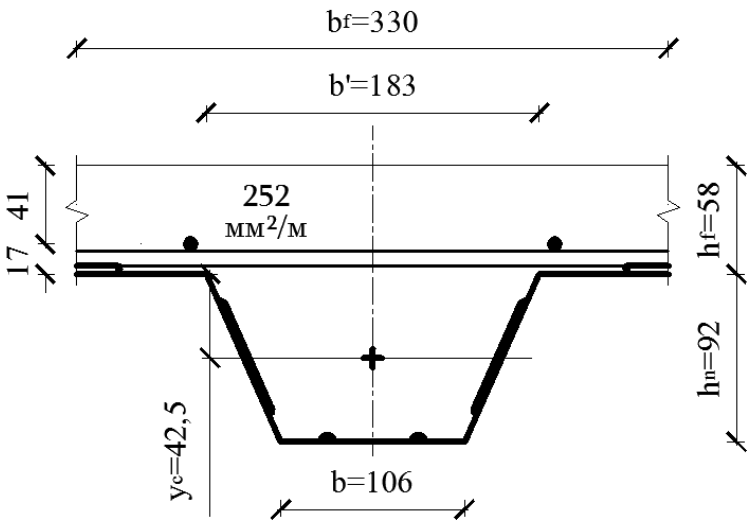


Рис. Б.11 - Расчетное сечение

Прочность наклонных сечений к продольной оси

Размеры поперечного сечения даны на рис. (Б.11).

Расчетная поперечная сила на один гофр стального профилированного настила

$$Q = 21,5 \cdot 33 / 100 = 7,1 \text{ кН}.$$

Требуется определить прочность наклонного сечения.

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,3\varphi_{b1} R_b[(b+b') / 2]h_o.$$

Коэффициент определяем по формуле (74) СНиП 2.03.01-84:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

где β - коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01.

Следовательно,

$$\varphi_{b1} = 1-0,01 \cdot 12,325 = 0,877.$$

Рабочая высота сечения $h_o = h_c + h_f = 4,25+5,8 = 10,05$см.

Таким образом,

$$Q = 0,3 \cdot 0,877 \cdot 12.325[(18,3+10,6)/2] \cdot 10,05 = 47,1 \text{ кН} > 7,1 \text{ кН}.$$

Следовательно, условие удовлетворяется.

Определяем поперечную силу Q_b, воспринимаемую бетоном, по формуле:

$$Q_b=\{[\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}(b+b') / 2]h^2_o\}/h.$$

Коэффициент φ_{b4} в соответствии со СНиП 2.03.01-84 для тяжелого бетона принимаем 1,5. Коэффициент φ_n равен 0.

Тогда

$$Q_b=\{[1,5\cdot 0,893(18,3+10,6) / 2]10,05^2\}/15=13,3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,17R_nh_n2t + Q_b = 0,17\cdot 240\cdot 9,2\cdot 2\cdot 0,1 / 10 + 13,3 = 20,8 \text{ кН} > 7,1 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность сечения по поперечной силе достаточна.

Расчет по прочности анкеровки СПН в бетоне плиты

Анкерные штыри Ø 14А500С по одному в каждом гофре (A_{an}=1,54 см^2)

Размеры поперечного сечения приняты по рис. (Б.12).

Требуется проверить прочность анкеровки настила.

Выполняем расчет для полосы перекрытия вдоль пролета шириной в один гофр.

Определяем сопротивление анкеровки настила сдвигу на его концах, принимая меньшее T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}

$$T_{an1}= k_1kn_{an}A_{an}k_{sa},$$

где коэффициент k_1=0,8 (учитывается совместная работа плиты с балкой).

Находим численное значение коэффициента k:

$$k = (4,75\sqrt[3]{R_b}) /(1 + 0,15A_{an}\sqrt{R_{sa}}) = (4,75\sqrt[3]{12.325}) /((1 + 0,15\cdot 1,54)\sqrt{450})) = 0,42.$$

Вычисляем усилие сдвига, воспринимаемое вертикальным анкерным стержнем:

$$T_{an1}= k_1kn_{an}A_{an}R_{sa}= 0,8\cdot 0,42\cdot 1\cdot 1,54\cdot 450 =232,8 \text{ кН}.$$

Рассчитываем усилие вырывания настила вокруг анкера (для крайнего пролета СПН):

$$T_{an2}=R_ni_{an}t=240\cdot 14,2\cdot 0,1=340,8 \text{ кН}.$$

Длину площадки вырывания СПН определяем по случаю a (см. рис.Б.9):

$$i_{an}=2a+3d=2\cdot 5+3\cdot 1,4=14,2 \text{ см}.$$

Находим усилие разрыва СПН в зоне приварки анкера:

$$T_{an3}=R_n(b+h_n)t=240(10,6+9,2)0,1=475,2 \text{ кН}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из усилий: T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}, т.е. T_{an1}=232,8 кН.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов, определяем по формуле:

$$T_{rif}= 0,5R_bA_{rif}n_{rif},$$

где A_{rif}=6,7 см^2.

Число рифов на двух стенках одного гофра от конца настила до расчетного сечения принимаем по рис. (Б.10).

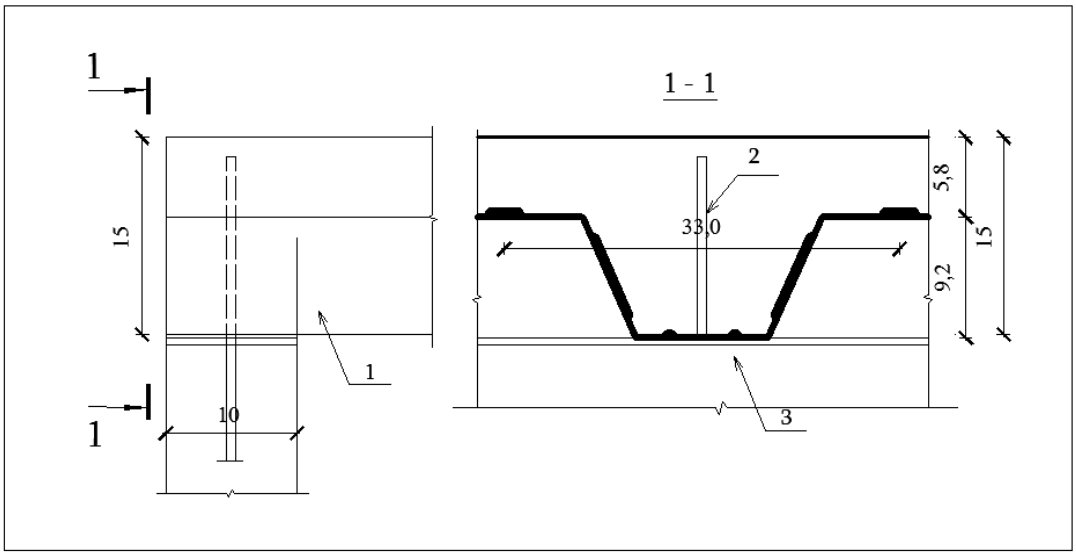


Рисунок Б.12 –Размещение анкера

1 - стальной профилированный настил; *2* - анкер Ø 14А500С; *3* – прогон.

В середине пролета

$$n_{rif}=(0,5ln'_{rif})/s'=(0,5\cdot300\cdot2)/6,5=46 \text{ рифов};$$

в четверти пролета

$$n_{rif}= (0,25ln'_{rif})/s'= (0,25\cdot300\cdot2)/6,5=23 \text{ рифа}.$$

где s' - расстояние между осями рифов. Для марки СКН90Z-1000-1,0 s'= 6,5 см.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в середине пролета, равно:

$$T_{rif}=0,5\cdot12,325\cdot6,7\cdot46=1899 \text{ кН}.$$

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в четверти пролета равно:

$$T_{rif}=0,5\cdot12,325\cdot6,7\cdot23=950 \text{ кН}.$$

Определяем расстояние z_n от равнодействующей усилия сжатия в бетоне до равнодействующей усилия растяжения в профилированном настиле. Для этого вычисляем высоту сжатой зоны x:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{s,c}\cdot A_s')/(R_b b_f) = (0,8\cdot240\cdot4,42-500\cdot0.61) / (12,325\cdot33) =1,3 \text{ см}$$

Таким образом,

$$z_n=(y_c+h_f-x/2) = 4,25+5,8-1,3 / 2 = 9,4 \text{ см}.$$

Прочность анкеровки по наибольшему моменту в середине пролета и по моменту в четверти пролета проверяем из условия:

$$M_{span} \leq (T_{an}+T_{rif})z_n;$$

$$M_{span0,5i} = (232,8+1899)9,4 = 20038 \text{ Н·м} > 16155 \text{ Н·м}$$

$$M_{span0,25i} = (232,8+950)9,4 = 11118 \text{ Н·м} < 12120 \text{ Н·м}$$

Следовательно, прочность анкеровки не обеспечена.

Расчет монолитной плиты перекрытия по деформациям

M_n=6050 Н·м (без учета собственной массы плиты).

Полный прогиб плиты определяем по формуле:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq l/150.$$

Расчет ведется по приведенному сечению.

Коэффициент приведения находим по формуле:

$$\alpha_n = E_n/E_b = 2,1\cdot10^5 / 30\cdot10^3 = 7.$$

Приведенная площадь стального профилированного настила

$$A_{red} = A_n\alpha_n = 4,42\cdot7 = 30,94 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения настила относительно крайней сжатой грани плиты равен:

$$S_{red} = A_{red}(y_c+h_f) = 30,94(4,25+5,8) = 310,95 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения плиты от крайней сжатой грани бетона определяем по формуле:

$$\bar{x} = -(\Sigma A_{red}/b_f) + \sqrt{(\Sigma A_{red}/b_f)^2 + (2S_{red}/b_f)} =$$
$$= -(30,94/33) + \sqrt{(30,94/33)^2 + (2\cdot310,95)/33)} = 3,5 \ см.$$

Вычисляем момент инерции приведенного сечения I_{red} без учета бетона растянутой зоны:

$$I_{red} = b\bar{x}^3/3 + \alpha I_n + \alpha A_n(y_c + h_f - \bar{x})^2 =$$
$$= (33\cdot3,5^3)/3 + 7\cdot64,61 + 7\cdot4,42(4,25+5,8-3,5)^2 = 2251 \ см^4.$$

Кривизну $1/r$ от действия длительных нагрузок без учета собственной массы плиты определяем по формуле:

$$1/r = (M_{n,span}\varphi_{b2})/(I_{red}E_b\,\varphi_{b1}) = (6050\cdot2)/(2251\cdot30\cdot10^3\cdot0,85) = 21,1\cdot10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Прогиб железобетонной плиты f_{rc} при s = 5/48 находим по формуле (см. табл.Б.3):

$$f_{rc} = (1/r)si^2 = 21,1\cdot10^{-5}(5/48)300^2 = 1,98 \text{ см}$$

и дополнительный прогиб плиты перекрытия от действия нагрузок в процессе эксплуатации при s=1/8 (по аналогии с загрузкой моментами на опорах).

Значение коэффициента жесткости анкера вычисляем по формуле:

$$\varepsilon_a = 0{,}15 n_{an} d E_b = 0{,}15 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 30 \cdot 10^3 = 630 \text{ кН/см}.$$

Сдвиг настила относительно бетона определяем по формуле:

$$\Delta = M_{n,span}/[\varepsilon_a(h_o - 0{,}5x)] = 6050/[630(10{,}05 - 0{,}5 \cdot 1{,}3)] = 0{,}1 \text{ см},$$

где

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc} \cdot A_s')/(R_b b_f) = (0{,}8 \cdot 240 \cdot 4{,}42 - 500 \cdot 0.61)/(12{,}325 \cdot 33) = 1{,}3 \text{ см}$$

Дополнительную кривизну $1/r_{add}$, вызванную податливостью анкерных связей, рассчитываем по формуле:

$$1/r_{add} = k'\Delta/(0{,}75 i h_o) = (2 \cdot 0{,}1) / (0{,}75 \cdot 300 \cdot 10{,}05) = 8{,}84 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Рассчитываем дополнительный прогиб плиты:

$$f_{add} = (1/r_{add}) s i^2 = 8{,}84 \cdot 10^{-5} (1/8) 300^2 = 0{,}99 \text{ см}.$$

Таким образом, полный прогиб плиты

$$f_m = f_{rc} + f_{add} = 1{,}98 + 0{,}99 = 2{,}97 \text{ см} > 2 \text{ см}.$$

(2 см - предельно допустимый прогиб, равный l/150).

Следовательно, жесткость плиты не обеспечена.

***Пример* 5** (по СТО 0047-2005[15])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН50Z-600-1,0
Данные

Свойства материалов и профильного листа

- Бетон на тяжелых заполнителях: класса В25 R_b=14,5·0,85=12,325 МПа, R_{bt}=1,05·0,85=0,893 Мпа; В25 - R_b=14,5 МПа, γ_{b2}=0,85(коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки).
- Профилированный настил: СКН50Z-600-1,0, E_b=30·10^3 МПа, R_n=240 МПа, R_{sc}=500 МПа, γ_n=0,8, y_c=3,35 см, $A_{n,0,6м}$ =11 см^2, A_n=2,65 см^2 (площадь сечения одного гофра),W_{x1} =42,33 см^3 , W_{x2}=20,85 см^3, I_n=69,84 см^4 на 1 м ширины настила, а на полосу b_f=15 см I_n=(69,84·15)/100= =

10,48 см^4 . Настил ориентирован широкой полкой гофра вниз.

- Арматура А500С: R_{sc}=500 МПа, R_{sa} = 450 МПа.

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер прфнастила h_f= *8 см*, а полная высота плиты *h=13 см*.

Расчет СКН50Z-600-1,0 на стадии возведения

На стадии возведения профнастил рассматривается как стальная двухпролетная балка, загруженная собственным весом и весом незатвердевшего бетона (рис. Б.5).

Изгибающий момент в крайнем пролете от расчетных нагрузок M_{span}=3330 Н·м, на средней опоре M_{sup}=5940 Н·м. Нормативная нагрузка на 1 м^2 настила в стадии возведения составляет 3800 Н. Поперечная сила от расчетной нагрузки 7550 Н, изгибающий момент в крайнем пролете от нормативных нагрузок $M_{n,span}$=2394 Н·м. На стадии возведения требуется определить прочность и прогиб стального профилированного настила.

Прочность

Расчет 1. Прочность стального профилированного настила в пролете и на опоре вычисляем по формулам:

- в пролете по сжатой (узкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x1} = 3330 / 42{,}33 = 78{,}7 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа};$$

- по растянутой (широкой) полке

$$\sigma_n = M_{span} / W_{x2} = 3330 / 20{,}85 = 159{,}7 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Перед расчетом прочности стального профилированного настила на опоре проверяем устойчивость сжатой широкой полки по формуле (Б.10);

Таким образом,

$$\sigma_n = 5940 / 42{,}33 \le 34{,}3 \cdot 10^4 (0{,}1/12{,}6)^2 = 140{,}3 \text{МПа} > 21{,}6 \text{ Мпа},$$

где b_i=13,6-2r=13,6-2·0,5=12,6 см (см. рис. Б.6).

Условие (Б.10) не соблюдается. Значит, на опоре сжатая широкая полка частично выключается из работы. Поэтому W_{x1} определяем с учетом приведенной ширины сжатых полок настила, которую находим по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{\sigma_n})\left[1 - 192t/(b_i\sqrt{\sigma_n})\right]t = (879/\sqrt{140{,}3}) \times$$
$$\times \left[1 - (192 \cdot 0{,}1)/(12{,}6\sqrt{140{,}3})\right] 0{,}1 = 6{,}47 \ \textit{см}.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'_{x1}=26,87 см^3).

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'_n=5940/26,87=221,1 \text{МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{221,1})\left[1-(192\cdot 0,1)/(12,6\sqrt{221,1})\right]\cdot 0,1 = 5,31 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''_{x1}=23,67 см^3).

Соответствующее значению W''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma''_n = 5940 / 23,67 = 250,9 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле:

$$b_{red} = (879/\sqrt{250,9})\left[1-(192\cdot 0,1)/(12,6\sqrt{250,9})\right]\cdot 0,1 = 5,01 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'''_{x1}=22,9 см^3).

Соответствующее значению W'''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'''_n = 5940 / 22,9=259,4 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{259,4})\left[1-(192\cdot 0,1)/(12,6\sqrt{259,4})\right]\cdot 0,1 = 4,94 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''''_{x1}=22,7 см^3).

Проверив разность между значениями W'''_{x1} и W''''_{x1}:

$$[(W''''_{x1} - W'''_{x1}) / W''''_{x1}]100 = [(22,9-22,7)100 / 22,9] = 0,9\% < 3\% .$$

Следовательно, окончательное значение момента сопротивления W_{x1} принимаем равным 22,7 см^3, а соответствующее ему сжимающее напряжение σ_n=5940 /22,7 = 261,7 МПа > 240 МПа, т.е. прочность сечения на опоре не обеспечена.

Прогиб

Прогиб определяется по формулу (Б.15):

$$f_n = k\,(q^n l^4 / E_a I_x), \qquad (Б.15)$$

где

k_n - коэффициент, определяемый в зависимости от схемы раскладки настила(для однопролетного настила 0,013, двухпролетного 0,0091, для настила с числом пролетов три и более 0,0088)

Для крайнего пролета двухпролетной плиты k=0,0091,

q^n - нормативная нагрузка от собственной массы настила, массы свежеуложенного бетона и монтажной нагрузки Н/м

l - расчетный пролет настила, см;

I_x - расчетный момент инерции на 1 м ширины настила.

Проверяем условие (Б.13):

$M_{n,span} / W_{x1} \le 57{,}4\cdot 10^4 (t/b_i)^2 = 239{,}4 / 42{,}33 \le 57{,}4\cdot 10^4 (0{,}1/12{,}6)^2 = 56{,}5$ МПа > 36,2 МПа.

Следовательно, условие не выполняется.

Определяем значение I_x. При моменте сопротивления W_{x1}=42,33 см^3 сжимающее напряжение σ_n=56,5 МПа.

$$b'_{red} = (1131/\sqrt{56{,}5})\left[1 - 247\cdot 0{,}1/(12{,}6\sqrt{56{,}5})\right]\cdot 0{,}1 = 11{,}1 \text{ см.}$$

Величину W_{x1}' определяем с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде»: W'_{x1}= 38,45 см^3

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'_n = 2394 / 38{,}45 = 62{,}3 \text{ МПа.}$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле:

$$b'_{red} = (1131/\sqrt{62{,}3})\left[1 - 247\cdot 0{,}1/(12{,}6\sqrt{62{,}3})\right]\cdot 0{,}1 = 10{,}77 \text{ см.}$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата (W''_{x1}=37,61 см^3). Проверим разность между значениями W'_{x1} и W''_{x1}:

$[(W'_{x1} - W''_{x1}) / W'_{x1}]100 = [(38{,}45 - 37{,}61) / 38{,}45]100 = 2{,}2\ \% < 3\%$.

Принимаем W_{x1}= W''_{x1}= 37,61 см^3 , соответственно: I_x= I_x''= 65,91 см^4.

По условию (Б.15) определяем прогиб настила:

$f_n = k(q^n l^4)/(E_a I_x) \le 1/200l = 0{,}0088(52{,}8\cdot 300^4)/(21\cdot 10^6\cdot 65{,}91) = 2{,}72$ см > 1,5см.

Следовательно, жесткость СПН в стадии возведения недостаточна.

Расчет СКН50Z-600-1,0 на стадии эксплуатации

Несущая способность плиты по прочности нормального сечения

Расчетное сечение принимаем по рис. (Б.7).

Находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле:

$$\xi_R = w / [1 + R_n(1-w/1,1) / \sigma_{SR}].$$

Здесь $\sigma_{SR} = 500$, $w = \alpha - 0,008R_b$,

где $R_b = 14,5 \cdot 0,85 = 12,325$ МПа; α=0,85,

тогда

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot 12,325 = 0,75.$$

Таким образом, получаем:

$$\xi_R = 0,75/[1+240(1-0,75/1,1)/500] = 0,65.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона $x_R=\xi_R h_o$, где h_o - рабочая высота сечения ($h_o=y_c+h_f$=3,276+8=11,35 см). Значит,

$$x_R=0,65 \cdot 11,35=7,4 \text{ см}.$$

Высота сжатой зоны сечения равна:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{s,c} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0,8 \cdot 240 \cdot 2,65-500 \cdot 0,61) / (12,325 \cdot 15) = 1,1 \text{ см} < 7, 4 \text{ см}.$$

Так как $x < x_R$ и $x < h_f$, нейтральная ось расположена в полке сечения плиты, поэтому имеет место случай 1[14].

Расчет ведем по условию:

$$M_{span} \leq R_b b_f x(h_o-0,5x) + W_{min} \cdot R_n / \gamma + R_{sc} \cdot A_s'(h_o-a')=12,325 \cdot 15 \cdot 1,1(11,35-0,5 \cdot 1,1)+3,127 \cdot 240/0,8+500 \cdot 0,6 \cdot (11,35-6,8) =5499 \text{ Н·м} >2385 \text{ Н·м}.$$

Прочность нормального сечения обеспечена.

Прочность сечений наклонных к продольной оси

Размеры поперечного сечения даны на рис. (Б.7).

Расчетная поперечная сила на один гофр стального профилированного настила

Q= 22,2·15 /100=3,33 кН.

Требуется определить прочность наклонного сечения.

Проверяем условие:

$$Q \leq 0,3\ \varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b[b + b'/2]h_o.$$

Коэффициент определяем по [16]:

$$\varphi_{b1}=1-\beta R_{b},$$

где β - коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01.

Следовательно,

$$\varphi_{b1}=1-0{,}01\cdot 12{,}325=0{,}877.$$

Рабочая высота сечения $h_o = h_c+h_f = 3{,}35 + 8 = 11{,}35$ см.

Таким образом,

$$Q = 0{,}3\cdot 0{,}877\cdot 12{,}325[(13{,}6+11)/2]\ 11{,}35 = 45{,}2 \text{ кН} > 3{,}33 \text{ кН}.$$

Следовательно, условие удовлетворяется.

Определяем поперечную силу Q_b, воспринимаемую бетоном, по формуле:

$$Q_b=\{[\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}(b+b')/2]h^2_o/h\}.$$

Коэффициент φ_{b4} в соответствии с СП 63.13330-2012 [16] для тяжелого бетона принимаем 1,5. Коэффициент φ_n равен 0.

Тогда

$$Q_b = \{[1{,}5\cdot 1\cdot 0{,}893(13{,}6+11)/2]11{,}35^2\}/13 = 16{,}3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q \le 0{,}17R_nh_n2t + Q_b = 0{,}17\cdot 240\cdot 5\cdot 2\cdot 0{,}1/10 + 16{,}3 = 20{,}4 \text{ кН} > 3{,}33 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность сечения по поперечной силе достаточна.

Расчет по прочности анкеровки СПН в бетоне плиты

Анкерные штыри Ø 14А500 С по одному в каждом гофре (A_{an}=1,54 см^2)

Размеры поперечного сечения приняты по рис. Б.8.

Требуется проверить прочность анкеровки настила.

Выполняем расчет для полосы перекрытия вдоль пролета шириной в один гофр.

Определяем сопротивление анкеровки настила сдвигу на его концах, принимая меньшее T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}

$$T_{an1} = k_1kn_{an}A_{an}R_y,$$

где коэффициент k_1 = 0,8 (учитывается совместная работа плиты с балкой).

Находим численное значение коэффициента k:

$$k = (4{,}75\sqrt[3]{R_b})/(1+0{,}15A_{an}\sqrt{R_{sa}}) = (4{,}75\sqrt[3]{12.325})/((1+0{,}15\cdot 1{,}54)\sqrt{450})) = 0{,}42.$$

Вычисляем усилие сдвига, воспринимаемое вертикальным анкерным стержнем:

$$T_{an1} = k_1kn_{an}A_{an}R_{sa} = 0{,}8\cdot 0{,}42\cdot 1\cdot 1{,}54\cdot 450 = 232{,}8 \text{ кН}.$$

Рассчитываем усилие вырывания настила вокруг анкера (для крайнего пролета СПН):

$$T_{an2} = R_nl'_{an}t = 240\cdot 14{,}2\cdot 0{,}1 = 340{,}8 \text{ кН}.$$

Длину площадки вырывания СПН определяем по случаю a (см. рис.Б.9):

$$I'_{an} = 2a + 3d = 2\cdot5 + 3\cdot1{,}4 = 14{,}2 \text{ см.}$$

Находим усилие разрыва СПН в зоне приварки анкера:

$$T_{an3} = R_n(b+h_n)t = 240(13{,}6+5)0{,}1=446{,}4 \text{ кН.}$$

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из усилий: T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}, т.е. T_{an1}=232,8 кН.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов, определяем по формуле:

$$T_{rif} = 0{,}5R_bA_{rif}n_{rif},$$

где A_{rif}=8,4 см^2.

Число рифов на двух стенках одного гофра от конца настила до расчетного сечения принимаем по рис. (Б.10):

в середине пролета

$$n_{rif} = (0{,}5ln'_{rif}) / s' = (0{,}5\cdot300\cdot2) / 3{,}6 = 84 \text{ рифа;}$$

в четверти пролета

$$n_{rif} = (0{,}25ln'_{rif}) / s' = (0{,}25\cdot300\cdot2) / 3{,}6 = 42 \text{ рифа.}$$

где s' - расстояние между осями рифов. Для марки СКН50Z-600-1,0 s'= 3,6 см.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в середине пролета, равно:

$$T_{rif} = 0{,}5\cdot12{,}325\cdot8{,}4\cdot84 = 4348 \text{ кН.}$$

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в четверти пролета равно:

$$T_{rif} = 0{,}5\cdot12{,}325\cdot8{,}4\cdot42 = 2174 \text{ кН.}$$

Определяем расстояние z_n от равнодействующей усилия сжатия в бетоне до равнодействующей усилия растяжения в профилированном настиле. Для этого вычисляем высоту сжатой зоны x:

$$x = (\gamma_nR_nA_n - R_{s,c}\cdot A_s') / (R_bb_f) = (0{,}8\cdot240\cdot2{,}65 - 500\cdot0{,}61) / (12{,}325\cdot15) = 1{,}1 \text{ см}$$

Таким образом,

$$z_n = (y_c+h_f - x/2) = 3{,}35 + 8 - 1{,}1 / 2 = 10{,}8 \text{ см.}$$

Прочность анкеровки по наибольшему моменту в середине пролета и по моменту в четверти пролета проверяем по условию:

$$M_{span}-M_n \le (T_{an}+T_{rif})z_n;$$

$$M_{span0,5i} = (232{,}8+4348)\cdot10{,}8+3{,}127\cdot240 / 0{,}8 = 50410 \text{ Н·м} > 16650 \text{ Н·м}$$

$$M_{span0,25i} = (232{,}8+2174)\cdot10{,}8+3{,}127\cdot240 / 0{,}8 = 26931 \text{ Н·м} > 12500 \text{ Н·м}$$

Следовательно, прочность анкеровки обеспечена.

Расчет монолитной плиты перекрытия по деформациям

M_n=6050 Н·м (без учета собственной массы плиты).

Полный прогиб плиты определяем по формуле:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq 1/150l.$$

Расчет ведется по приведенному сечению.

Коэффициент приведения находим по формуле:

$$\alpha_n = E_n / E_b = 2{,}1 \cdot 10^5 / 30 \cdot 10^3 = 7.$$

Приведенная площадь стального профилированного настила

$$A_{red} = A_n \alpha_n = 2{,}65 \cdot 7 = 18{,}55 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения настила относительно крайней сжатой грани плиты равен:

$$S_{red} = A_{red}(y_c + h_f) = 18{,}55(3{,}35+8) = 210{,}5 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения плиты от крайней сжатой грани бетона определяем по формуле:

$$\bar{x} = -(\Sigma A_{red} / b_f) + \sqrt{(\Sigma A_{red} / b_f)^2 + (2S_{red} / b_f)} =$$
$$= -(18{,}55/15) + \sqrt{(18{,}55/15)^2 + (2 \cdot 210{,}5)/15)} = 4{,}2 \ см.$$

Вычисляем момент инерции приведенного сечения I_{red} без учета бетона растянутой зоны:

$$I_{red} = b\bar{x}^3 / 3 + \alpha I_n + \alpha A_n (y_c + h_f - \bar{x})^2 =$$
$$= (15 \cdot 4{,}2^3)/3 + 7 \cdot 10{,}58 + 7 \cdot 2{,}65(3{,}35 + 8 - 4{,}2)^2 = 1393 \ см^4.$$

Кривизну $1/r$ от действия длительных нагрузок без учета собственной массы плиты определяем по формуле:

$$1/r = (M_{n,span}\varphi_{b2}) / (I_{red}E_b \ \varphi_{b1}) = (6050 \cdot 2) / (1393 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0{,}85) = 34{,}1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Прогиб железобетонной плиты f_{rc} при δ=5/48 находим по формуле (см. табл.Б.3):

$$f_{rc} = (1 / r)sl^2 = 34{,}1 \cdot 10^{-5}(5/48)300^2 = 3{,}2 \text{ см}$$

и дополнительный прогиб плиты перекрытия от действия нагрузок в процессе эксплуатации при s=1/8 (по аналогии с загрузкой моментами на опорах).

Значение коэффициента жесткости анкера вычисляем по формуле:

$$\varepsilon_a = 0{,}15 n_{an} d E_b = 0{,}15 \cdot 1 \cdot 1{,}4 \cdot 30 \cdot 10^3 = 630 \text{ кН/см}.$$

Сдвиг настила относительно бетона определяем по формуле:

$$\Delta = M_{n,span} / [\varepsilon_a(h_o - 0{,}5x)] = 6050/[630(11{,}35 - 0{,}5 \cdot 1{,}1)] = 0{,}089 \text{ см},$$

где $x = (\gamma_n R_n A_n - R_{s,c} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0{,}8 \cdot 240 \cdot 2{,}65 - 500 \cdot 0{,}61)/(12{,}325 \cdot 15) = 1{,}1$ см .

Дополнительную кривизну $1/r_{add}$, вызванную податливостью анкерных связей, рассчитываем по формуле:

$$1/r_{add} = k'\Delta / (0{,}75lh_o) = (2\cdot 0{,}089) / (0{,}75\cdot 300\cdot 11{,}35) = 6{,}97\cdot 10^{-5}\ 1/\text{см}.$$

Рассчитываем дополнительный прогиб плиты:

$$f_{add}=(1/r_{add})sl^2=6{,}97\cdot 10^{-5}(1/8)300^2=0{,}78\ \text{см}.$$

Таким образом, полный прогиб плиты

$$f_m = f_{rc} + f_{add} = 3{,}2 + 0{,}78 = 3{,}98\ \text{см} > 2\ \text{см}$$

(2 см - предельно допустимый прогиб, равный $1/150l$).

Следовательно, жесткость плиты не обеспечена.

***Пример* 6** (по СТО 0047-2005[15])

Двухпролетная неразрезная сталежелезобетонная плита СКН90Z-1000-1,0
Данные

Свойства материалов и профильного листа

- Бетон на тяжелых заполнителях: класса В25 - R_b=14,5·0,85=12,325 МПа, R_{bt}=1,05·0,85=0,893 Мпа; В25, R_b=14,5 МПа, γ_{b2}=0,85(коэффициент, учитывающий длительность приложения нагрузки)
- Профилированный настил: СКН90Z-1000-1,0., $E_b=30\cdot 10^3$ МПа, R_n=240 МПа, $R_{s,c}$=500 МПа, γ_n=0,8, y_c=4,25 см $A_{n,1\ п.м.}$=13,4 см^2, A_n=4,42 см^2 (площадь сечения одного гофра), W_{x1} =39,55 см^3 , W_{x2} =46,06 см^3 ,I_n=195,8 см^4 на 1 м ширины настила, а на полосу b_f=33 см I_n=(195,8·33)/100=64,61 см^4 . Настил ориентирован узкой полкой гофров вниз.
- Арматура А500С: $R_{s,c}$=500 МПа, R_s = 450 МПа.

Расстояния между поддерживающими сталежелезобетонными балками 3,0 м.

Толщина бетона выше плоской поверхности верхней части ребер профнастила h_f=5,8 см, а полная высота плиты *h=15 см*.

Расчет СКН90Z-1000-1,0 на стадии возведения

На стадии возведения профнастил рассматривается как стальная двухпролетная балка, загруженная собственным весом и весом незатвердевшего бетона (рис. Б.5).

Изгибающий момент в крайнем пролете от расчетных нагрузок M_{span}=3055 Н·м, на средней опоре M_{sup}=5456 Н·м. Нормативная нагрузка на 1 м^2 настила в стадии возведения составляет 3480 Н. Поперечная сила от расчетной нагрузки 6935 Н, изгибающий момент в крайнем пролете от нормативных нагрузок $M_{n,span}$=2193 Н·м.

На стадии возведения требуется определить прочность и прогиб стального профилированного настила.

Прочность

Расчет 1. Прочность стального профилированного настила в пролете и на опоре вычисляем по формулам:

- в пролете по сжатой (широкой) полке

$$\sigma_n = M_{span}/W_{x1} = 3055/39{,}55 = 77{,}2 \text{МПа} < 240 \text{ МПа};$$

- по растянутой (узкой) полке

$$\sigma_n = M_{span}/W_{x2} = 3055/46{,}06 = 66{,}4 \text{ МПа} < 240 \text{ МПа}.$$

Перед расчетом прочности стального профилированного настила на опоре проверяем устойчивость сжатой широкой полки по формуле (Б.10).

Таким образом,

$\sigma_n = 5456/39{,}55 \le 34{,}3 \cdot 10^4 (0{,}1/9{,}6)^2 = 137{,}9 \text{МПа} > 37{,}2$ Мпа,

где $b_i = 10{,}6 - 2r = 10{,}6 - 2 \cdot 0{,}5 = 9{,}6$ см (см. рис. Б.6).

Условие не соблюдается. Значит, на опоре сжатая широкая полка частично выключается из работы. Поэтому W_{x1} определяем с учетом приведенной ширины сжатых полок настила, которую находим по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879/\sqrt{\sigma_n})\left[1 - 192t/(b_i\sqrt{\sigma_n})\right]t = (879/\sqrt{137{,}9}) \times$$
$$\times\left[1 - (192 \cdot 0{,}1)/(9{,}6\sqrt{137{,}9})\right]0{,}1 = 6{,}21 \text{ см}.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'_{x1}=31,58 см^3).

Соответствующее значению W'_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma'_n = 5456 / 31{,}58 = 172{,}8 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879 / \sqrt{172,8})\left[1 - (192 \cdot 0,1) / (9,6\sqrt{172,8})\right] \cdot 0,1 = 5,67 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W''_{x1}=30,87 см^3).

Соответствующее значению W''_{x1} сжимающее напряжение в полках настила на опоре равно:

$$\sigma''_n = 5456 / 30,87 = 176,7 \text{ МПа}.$$

Продолжаем вычислять значения b_{red} и соответствующее ему значение W_{x1}.

Определяем новое значение b_{red} по формуле (Б.11):

$$b_{red} = (879 / \sqrt{176,7})\left[1 - (192 \cdot 0,1) / (9,6\sqrt{176,7})\right] 0,1 = 5,62 \ см.$$

Момент сопротивления стального профилированного настила при уменьшенной ширине сжатой полки b_{red} определяется по правилам сопромата с помощью вычислительной процедуры в «Автокаде» (W'''_{x1}=30,19 см^3).

Проверив разность между значениями W'''_{x1} и W''_{x1}:

$$[(W'''_{x1} - W''_{x1}) / W''_{x1}]100 = [(30,87-30,19)100/30,87] = 2,2\% < 3\% .$$

Следовательно, окончательное значение момента сопротивления W_{x1} принимаем равным 30,19см^3, а соответствующее ему сжимающее напряжение σ_n = 5456/30,19 = 180,7 МПа < 240 МПа, т.е. прочность сечения на опоре обеспечена.

Прогиб

Прогиб определяется по формулу (Б.15):

Проверяем условие (Б.13):

$$M_{n,span} / W_{x1} \le 57,4 \cdot 10^4 (t/b_i)^2 = 219,3 / 39,55 \le 57,4 \cdot 10^4 (0,1 / 9,6)^2 = 55,4 \text{МПа} < 62,3 \text{ МПа}.$$

Следовательно, условие выполняется.

Следовательно I_x=195,76 см^4 (принимаем по таблице 7.1).

По условию (Б.15) определяем прогиб настила:

$$f_n = k\,(q^n l^4)/(E_a I_x) \le 1/200l = 0,0088(34,8 \cdot 300^4) / (21 \cdot 10^6 \cdot 195,76) = 0,6 \text{ см} < 1,5\text{см}.$$

Следовательно, жесткость СПН в стадии возведения достаточна.

Расчет СКН90Z-1000-1,0 на стадии эксплуатации

Несущая способность плиты по прочности нормального сечения

Расчетное сечение принимаем по рис. Б.11.

Находим граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле:

$$\xi_R = w / [1+R_n(1-w/1,1) / \sigma_{SR}].$$

Здесь $\sigma_{SR} = 500$, $w = \alpha - 0,008R_b$,

где $R_b = 14,5 \cdot 0,85 = 12,325$ МПа; α=0,85,

тогда

$$w = 0,85-0,008 \cdot 12,325 = 0,75.$$

Таким образом, получаем:

$$\xi_R=0,75 / [1+240(1-0,75/1,1)/500] = 0,65.$$

Граничное значение высоты сжатой зоны бетона $x_R=\xi_R h_o$, где h_o - рабочая высота сечения

$$h_o = y_c + h_f = 4,25 + 5,8 = 10,05 \text{ см}.$$

Значит,

$$x_R = \xi_R h_o = 0,65 \cdot 10,05 = 6,5 \text{ см},$$

Высота сжатой зоны сечения равна:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0,8 \cdot 240 \cdot 4,42 - 500 \cdot 0.61) / (12,325 \cdot 33) = 1,3 \text{ см} < 6,5 \text{ см}.$$

Так как $x < x_R$ и $x < h_f$, нейтральная ось расположена в полке сечения плиты, поэтому имеет место случай 1 [14].

Расчет ведем по условию:

$$M_{span} \le R_b b_f x(h_o - 0,5x) + W_{min} \cdot R_n / \gamma + R_{s,c} \cdot A_s'(h_o - a') = 12,325 \cdot 33 \cdot 1,3(10,05-$$
$$-0,5 \cdot 1,3) + 13,05 \cdot 240 / 0,8 + 500 \cdot 0,6 \cdot (10,05 - 4,1) = 10670 \text{ Н·м} > 5082 \text{ Н·м}.$$

Следовательно, прочность обеспечена.

Прочности наклонных сечений к продольной оси

Размеры поперечного сечения даны на рис. Б.11.

Расчетная поперечная сила на один гофр стального профилированного настила

$$Q = 21,5 \cdot 33 / 100 = 7,1 \text{ кН}.$$

Требуется определить прочность наклонного сечения.

Проверяем условие:

$$Q \le 0,3\varphi_{b1} R_b [b+b' / 2] h_o.$$

Коэффициент φ_{b1}определяем по СП 63.13330-2012 [16]:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_{b,}$$

где β - коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным 0,01.

Следовательно,

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 12{,}325 = 0{,}877.$$

Рабочая высота сечения $h_o = h_c + h_f = 4{,}25 + 5{,}8 = 10{,}05$ см.

Таким образом,

$$Q = 0{,}3 \cdot 0{,}877 \cdot 12.325[(18{,}3+10{,}6)/2] \cdot 10{,}05 = 47{,}1 \text{ кН} > 7{,}1 \text{ кН}.$$

Следовательно, условие удовлетворяется.

Определяем поперечную силу Q_b, воспринимаемую бетоном, по формуле:

$$Q_b = \{[\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}(b+b') / 2]h^2_o\} / h.$$

Коэффициент φ_{b4} в соответствии со СП 63.13330-2012 [16]:для тяжелого бетона принимаем 1,5. Коэффициент φ_n равен 0.

Тогда

$$Q_b = \{[1{,}5 \cdot 0{,}893(18{,}3 + 10{,}6) / 2]10{,}05^2\} / 15 = 13{,}3 \text{ кН}.$$

Проверяем условие:

$$Q \le 0{,}17R_n h_n 2t + Q_b = 0{,}17 \cdot 240 \cdot 9{,}2 \cdot 2 \cdot 0{,}1 / 10 + 13{,}3 = 20{,}8\text{кН} > 7{,}1 \text{ кН}.$$

Следовательно, прочность сечения по поперечной силе достаточна.

Расчет по прочности анкеровки СПН в бетоне плиты

Анкерные штыри Ø 14А500С по одному в каждом гофре (A_{an}=1,54 см^2)

Размеры поперечного сечения приняты по рис. Б.12.

Требуется проверить прочность анкеровки настила.

Выполняем расчет для полосы перекрытия вдоль пролета шириной в один гофр.

Определяем сопротивление анкеровки настила сдвигу на его концах, принимая меньшее T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}

$$T_{an1} = k_1 k n_{an} A_{an} k_{sa},$$

где коэффициент $k_1 = 0{,}8$ (учитывается совместная работа плиты с балкой).

Находим численное значение коэффициента k:

$$k = (4{,}75\sqrt[3]{R_b}) / (1 + 0{,}15 A_{an}\sqrt{R_{sa}}) = (4{,}75\sqrt[3]{12.325}) / ((1 + 0{,}15 \cdot 1{,}54)\sqrt{450})) = 0{,}42.$$

Вычисляем усилие сдвига, воспринимаемое вертикальным анкерным стержнем:

$$T_{an1} = k_1 k n_{an} A_{an} R_{sa} = 0{,}8 \cdot 0{,}42 \cdot 1 \cdot 1{,}54 \cdot 450 = 232{,}8 \text{ кН}.$$

Рассчитываем усилие вырывания настила вокруг анкера (для крайнего пролета СПН):

$$T_{an2} = R_n i_{an} t = 240 \cdot 14{,}2 \cdot 0{,}1 = 340{,}8 \text{ кН}.$$

Длину площадки вырывания СПН определяем по случаю *а* (см. рис.Б.9):

$$i_{an} = 2a + 3d = 2 \cdot 5 + 3 \cdot 1{,}4 = 14{,}2 \text{ см}.$$

Находим усилие разрыва СПН в зоне приварки анкера:

$$T_{an3} = R_n(b + h_n)t = 240(10{,}6 + 9{,}2)0{,}1 = 475{,}2 \text{ кН}.$$

Для дальнейших расчетов принимаем меньшее из усилий: T_{an1}, T_{an2}, T_{an3}, т.е. $T_{an1} = 232{,}8$ кН.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов, определяем по формуле:

$$T_{rif} = 0{,}5 R_b A_{rif} n_{rif},$$

где $A_{rif} = 6{,}7$ см^2.

Число рифов на двух стенках одного гофра от конца настила до расчетного сечения принимаем по рис. (Б.10):

в середине пролета

$$n_{rif} = (0{,}5 ln'_{rif}) / s' = (0{,}5 \cdot 300 \cdot 2) / 6{,}5 = 46 \text{ рифов},$$

в четверти пролета

$$n_{rif} = (0{,}25 ln'_{rif}) / s' = (0{,}25 \cdot 300 \cdot 2) / 6{,}5 = 23 \text{ рифа}.$$

где s' - расстояние между осями рифов.

Для марки СКН90Z-1000-1,0 $s' = 6{,}5$ см.

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в середине пролета, равно:

$$T_{rif} = 0{,}5 \cdot 12{,}325 \cdot 6{,}7 \cdot 46 = 1899 \text{ кН}.$$

Усилие сдвига, воспринимаемое бетоном рифов в четверти пролета равно:

$$T_{rif} = 0{,}5 \cdot 12{,}325 \cdot 6{,}7 \cdot 23 = 950 \text{ кН}.$$

Определяем расстояние z_n от равнодействующей усилия сжатия в бетоне до равнодействующей усилия растяжения в профилированном настиле. Для этого вычисляем высоту сжатой зоны x:

$$x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0{,}8 \cdot 240 \cdot 4{,}42 - 500 \cdot 0{,}61) / (12{,}325 \cdot 33) = 1{,}3 \text{ см}.$$

Таким образом,

$$z_n = (y_c + h_f - x/2) = 4{,}25 + 5{,}8 - 1{,}3 / 2 = 9{,}4 \text{ см}.$$

Прочность анкеровки по наибольшему моменту в середине пролета и по моменту в четверти пролета проверяем по условию:

$$M_{span} - M_n \le (T_{an} + T_{rif}) z_n;$$

$$M_{span0,5i} = (232,8 + 1899)9,4 + 13,05 \cdot 240 / 0,8 = 23954 \text{ Н·м} > 16650 \text{ Н·м}$$

$$M_{span0,25i} = (232,8 + 950)9,4 + 13,05 \cdot 240 / 0,8 = 15033 \text{ Н·м} > 12120 \text{ Н·м}$$

Следовательно, прочность анкеровки обеспечена.

Расчет монолитной плиты перекрытия по деформациям

M_n=6050 Н·м (без учета собственной массы плиты).

Полный прогиб плиты определяем по формуле:

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \leq 1/150l.$$

Расчет ведется по приведенному сечению.

Коэффициент приведения находим по формуле:

$$\alpha_n = E_n / E_b = 2,1 \cdot 10^5 / 30 \cdot 10^3 = 7.$$

Приведенная площадь стального профилированного настила

$$A_{red} = A_n \alpha_n = 4,42 \cdot 7 = 30,94 \text{ см}^2.$$

Статический момент приведенного сечения настила относительно крайней сжатой грани плиты равен:

$$S_{red} = A_{red}(y_c + h_f) = 30,94(4,25 + 5,8) = 310,95 \text{ см}^3.$$

Расстояние центра тяжести приведенного сечения плиты от крайней сжатой грани бетона определяем по формуле:

$$\bar{x} = -(\Sigma A_{red} / b_f) + \sqrt{(\Sigma A_{red} / b_f)^2 + (2S_{red} / b_f)} =$$
$$= -(30,94 / 33) + \sqrt{(30,94 / 33)^2 + (2 \cdot 310,95) / 33)} = 3,5 \ см.$$

Вычисляем момент инерции приведенного сечения I_{red} без учета бетона растянутой зоны:

$$I_{red} = b\bar{x}^3 / 3 + \alpha I_n + \alpha A_n (y_c + h_f - \bar{x})^2 =$$
$$= (33 \cdot 3,5^3) / 3 + 7 \cdot 64,61 + 7 \cdot 4,42(4,25 + 5,8 - 3,5)^2 = 2251 \ см^4.$$

Кривизну $1/r$ от действия длительных нагрузок без учета собственной массы плиты определяем по формуле:

$$1/r = (M_{n,span}\varphi_{b2}) / (I_{red}E_b \ \varphi_{b1}) = (6050 \cdot 2) / (2251 \cdot 30 \cdot 10^3 \cdot 0,85) = 21,1 \cdot 10^{-5} \text{ 1/см}.$$

Прогиб железобетонной плиты f_{rc} при s=5/48 находим по формуле (см. табл.Б.3):

$$f_{rc} = (1/r)sl^2 = 21,1 \cdot 10^{-5}(5 / 48)300^2 = 1,98 \text{ см}$$

и дополнительный прогиб плиты перекрытия от действия нагрузок в процессе эксплуатации при s=1/8 (по аналогии с загрузкой моментами на опорах).

Значение коэффициента жесткости анкера вычисляем по формуле:

$$\varepsilon_a = 0,15 n_{an} d E_b = 0,15 \cdot 1 \cdot 1,4 \cdot 30 \cdot 10^3 = 630 \text{ кН/см}.$$

Сдвиг настила относительно бетона определяем по формуле:

$$\Delta = M_{n,span} / [\varepsilon_a(h_o - 0,5x)] = 6050 / [630(10,05 - 0,5 \cdot 1,3)] = 0,1 \text{ см},$$

где $x = (\gamma_n R_n A_n - R_{sc} \cdot A_s') / (R_b b_f) = (0{,}8 \cdot 240 \cdot 4{,}42 - 500 \cdot 0.61) / (12{,}325 \cdot 33) = 1{,}3$ см

Дополнительную кривизну $1/r_{add}$, вызванную податливостью анкерных связей, рассчитываем по формуле:

$$1/r_{add} = k'\Delta / (0{,}75 l h_o) = (2 \cdot 0{,}1) / (0{,}75 \cdot 300 \cdot 10{,}05) = 8{,}84 \cdot 10^{-5}\ 1/\text{см}.$$

Рассчитываем дополнительный прогиб плиты:

$$f_{add} = (1/r_{add}) s l^2 = 8{,}84 \cdot 10^{-5} (1/8) 300^2 = 0{,}99\ \text{см}.$$

Таким образом, полный прогиб плиты

$$f_m = f_{rc} + f_{add} = 1{,}98 + 0{,}99 = 2{,}97\ \text{см} > 2\ \text{см}.$$

(2 см - предельно допустимый прогиб, равный $1/150l$).

Следовательно, жесткость плиты не обеспечена.

Таблица Б. 4 - Результаты сопоставительных расчетов Таблица Б.4

Тип профнастила		СКН50Z-600-1,0			СКН90Z-1000-1,0		
Проверки		Выполнено по EN4 (Пример 1)	Выполнено по по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий (Пример 3)	Выполнено по СТО 0047-2005 (Пример 5)	Выполнено по EN4 (Пример 2)	Выполнено по по Рекомендациям НИИЖБ и ЦНИИпромзданий (Пример 4)	Выполнено по СТО 0047-2005 (Пример 6)
В стадии возведения	Прочность в пролете	5,4кН·м/м<15,36кН·м/м	$\sigma_п$=78,7 МПа < 240 МПа	$\sigma_п$=78,7 МПа < 240 МПа	5,4кН·м<17,97кН·м	$\sigma_п$=77,2 МПа < 240 МПа	$\sigma_п$=77,2 МПа < 240 МПа
	Прочность на опоре		$\sigma_п$=261,7МПа > 240 МПа не обеспечивает	$\sigma_п$=261,7МПа > >240 МПа не обеспечивает		$\sigma_п$=180,7МПа < <240 МПа	$\sigma_п$=180,7МПа < < 240 МПа
	Вертикальный сдвиг	7,55 кН/м<50,1кН/м	$Q/\Sigma th_п$=11,35 МПа < <140 МПа.		6,94 кН/м<41,1кН/м	$Q/\Sigma th_п$=12,56 МПа < 140 МПа.	
	Прогиб (жесткость)	14,1мм<16,3мм пролет/202 < пролет/180	2,92 см > 1,5см пролет/103> >пролет/200 не обеспечивает	2,72 см > 1,5см пролет/110> >пролет/200 не обеспечивает	5,2мм<16,3мм пролет/550<пролет/180	0,8 см > 1,5см пролет/375<пролет/200	0,6 см > 1,5см пролет/375<пролет/200
В стадии эксплуатации	Прочность нормального сечения	15,9кН·м/м<27,0кН·м/м	2,385кН·м<3,61кН·м	2,385кН·м<5,499кН·м	15,4кН·м<31,0 кН·м	5,08кН·м<6,75кН·м	5,08кН·м<10,67кН·м
	Вертикальный сдвиг	22,2кН/м<35кН/м	3,33 кН<45,2 кН 3,33кН<20,4кН	3,33 кН<45,2 кН 3,33кН<20,4кН	21,5кН/м<35кН/м	7,1 кН<47,1 кН 7,1кН<20,8кН	7,1 кН<47,1 кН 7,1кН<20,8кН
	Прогиб (жесткость)	16,6мм>16,3мм пролет/177≈пролет/180	39,8мм>20мм пролет/75>пролет/150 не обеспечивает	39,8мм>20мм пролет/75> >пролет/150 не обеспечивает	7,6мм<16,3мм пролет/385<пролет/180	29,7мм>20мм пролет/101> >пролет/150 не обеспечивает	29,7мм>20мм пролет/101> <пролет/150 не обеспечивает
	Продольный сдвиг методом m-k	22,2кН/м<29,8кН/м			21,5кН/м<31,2кН/м		
	Продольный сдвиг методом частичного бъединения	22,2 кН/м<44,0кН/м			21,5кН/м<38,3кН/м		
	Прочность анкеровки		16,6 кН·м<49,5кН·м (в середине пролета) 12,5 кН·м<26,0кН·м (в четверти пролета)	16,6 кН·м<50,4кН·м (в середине пролета) 12,5 кН·м<26,9кН·м (в четверти пролета)		16,1 кН·м<20,0кН·м (в середине пролета) 12,1 кН·м >11,1кН·м (в четверти пролета) не обеспечивает	16,1 кН·м<23,9кН·м (в середине пролета) 12,1 кН·м<15,0кН·м (в четверти пролета) обеспечивает

Приведенные в Приложении Б примеры расчетов предназначены для того, чтобы облегчить проектировщику выбор стандарта и профиля при желании обеспечить наиболее экономичное проектирование сталежелезобетонного перекрытия здания или сооружения на основе предлагаемых промышленностью новых видов профнастилов. Таблица Б.4 наглядно представляет преимущества и недостатки используемых методов проектирования. Её не следует рассматривать как жесткую рекомендацию. Она – справочный материал. Изменения в толщине проката и толщине железобетонной сплиты могут привести к изменениям в оценке.

Библиография

[1] Федеральный закон от 30 декабря 2009г № 384- ФЗ «Технический регламент о безопасности зданий и сооружений».
[2] Федеральный закон от 28 ноября 2011г. № 337-РФ «О внесении изменений в Градостроительный кодекс Российской Федерации и отдельные законодательные акты Российской Федерации».
[3] Руководящий документ РД 11-02-2006. Требования к составу и порядку ведения исполнительной документации при строительстве, реконструкции, капитальном ремонте объектов капитального строительства и требования, предъявляемые к актам освидетельствования работ, конструкций, участков сетей инженерно-технического обеспечения.
[4] Руководящий документ РД 11-05-2007. Порядок ведения общего и (или) специального журнала учета выполнения работ при строительстве, реконструкции, капитальном ремонте объектов капитального строительства.
[5] Гульванесян Х. и др. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 0: Основы проектирования сооружений. Пер. с англ. под ред. В. Д. Райзера, Н.А. Попова. МГСУ. Москва ,2011.
[6] Гульванесян Х. и др. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 1: Воздействия на сооружения.
пер. с англ. под ред. Н.А. Попова, И. В. Лебедевой, И. А. Кириллова. МГСУ. Москва ,2011.
[7] Биби Э.В., Нараянан Р. С. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 2: Проектирование железобетонных конструкций. Пер. с англ. под ред. В. О. Алмазова, А. И. Плотникова. МГСУ. Москва, 2013.
[6] Гарднер Л., Нетеркот Д.А. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 3: Проектирование стальных конструкций. Пер. с англ. под ред. А. И. Данилова. МГСУ. Москва ,2011.
[7] Джонсон Р.П. Руководство для проектировщиков к Еврокоду 4: Проектирование сталежелезобетонных конструкций пер. с англ. под ред. В. О. Алмазова, А. Н. Топилина. МГСУ. Москва ,2012.
[8] Eurocode 0: Basis of structural design. CEN. Brussel: 2004.
[9] Eurocode 1: Action on structures. CEN. Brussel: 2004.
[10] Eurocode 2: Design of concrete structures. CEN. Brussel: 2004.
[11] Eurocode 3: Design of steel structures. CEN. Brussel: 2004.
[12] Eurocode 4: Design of steel and concrete structures. CEN. Brussel: 2004.
[13] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. CEN. Brussel: 2004.
[14] Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. М. Стройиздат .1987 г. -67 с.
[15] СТО 0047-2005. Перекрытия сталежелезобетонные с монолитной плитой по стальному профилированному настилу. Расчет и проектирование. ЦНИИПСК им. Мельникова. М. 2005 г. - 65 с.
16] СП 63.13330-2012. Бетонные и железобетонные конструкции. Минрегионразвития РФ. М. 2012г.- 156 с.