

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

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

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН
КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.
2-БӨЛІМ. БОЛАТТАН КЕСКІНДЕЛГЕН
ТӨСЕМДЕРІ БАР МОНОЛИТТІК ТЕМІРБЕТОН
АРАҚАБЫРҒАЛАР**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ
СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ 2. МОНОЛИТНЫЕ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ СО
СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛИРОВАННЫМ
НАСТИЛОМ**

**ҚР НТҚ 04-01-1.2-2011
(ҚР ҚН EN 1994-2/2011 әзірленген)
НТП РК 04-01-1.2-2011
(к СН РК EN 1994-2/2011)**

Ресми басылым
Издание официальное

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

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

Астана 2015

АЛҒЫ СӨЗ

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

ПРЕДИСЛОВИЕ

1. **РАЗРАБОТАН:** АО «КазНИИСА», ТОО «ИННОБИЛД»
2. **ПРЕДСТАВЛЕН:** Управлением технического регулирования и нормирования Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан
3. **УТВЕРЖДЕН И ВВЕДЕН В ДЕЙСТВИЕ:** Приказом Комитета по делам строительства, жилищно-коммунального хозяйства и управления земельными ресурсами Министерства национальной экономики Республики Казахстан от «29» декабря 2014 года № 156-НҚ с 1 июля 2015 года

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

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

СОДЕРЖАНИЕ

Введение	III
1 Область применения	1
2 Нормативные ссылки	8
3 Термины и определения	10
4 Обозначения и сокращения	10
5 Материалы	11
5.1 Стальные профилированные листы	11
5.2 Бетон	17
5.3 Арматура и соединительные элементы	18
6 Обеспечение совместной работы бетона с профилированным листом	20
7 Основы расчета монолитных железобетонных перекрытий с СПН	23
8 Проверка несущей способности монолитных железобетонных плит с СПН	27
8.1 Изгиб	27
8.2 Продольный сдвиг	29
8.3 Поперечный сдвиг и продавливание	31
9 Проверка эксплуатационной пригодности сталежелезобетонных плит	33
10 Конструктивные требования	34
10.1 Толщина плиты и армирование	34
10.2 Опорные участки	37
10.3 Бортовые и консольные участки плит	42
11 Пример расчета плиты	44
Приложение А (информационное)	51
Приложение Б (информационное)	68
Библиография	81

ВВЕДЕНИЕ

Настоящее Пособие является продолжением «Пособия по проектированию сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения» и содержит основные условия и требования по проектированию монолитных железобетонных перекрытий с применением стального профилированного настила в качестве опалубки и внешней арматуры, которые являются одним из типов сталежелезобетонных конструкций промышленных, гражданских и сельскохозяйственных зданий и сооружений.

Применение сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальным оцинкованным профилированным настилам 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:
- уменьшению строительной высоты 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.

Данное Пособие (часть 2) является документом, включающим основные положения по проектированию и расчету рассматриваемого типа сталежелезобетонных конструкций, применяемых в строительстве, и соответствует принципам и техническим требованиям по безопасности и эксплуатации конструкций, приведенным в СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий. Раздел 9».

Части и разделы Пособия включают структуру Раздела 9 СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 без сохранения нумерации положений норм. В них приводятся сведения из ссылочных документов, необходимые разъяснения и материалы по проектированию.

Основные нормативные принципы, включающие общие требования и определения основных терминов, требования и основные модели расчета и т. д., приведены в настоящем Пособии в неизменном виде.

Рассмотренные в настоящем Пособии правила применения из СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 дополняют, развивают и поясняют принципы.

В Пособии использовано разрешенное Еврокодами допущение по применению альтернативных правил, соответствующих основным принципам, при условии, что результаты расчета по несущей способности, эксплуатационной пригодности и долговечности будут равнозначны или превосходить по надежности расчеты, выполненные по Еврокодам.

В данном Пособии рассмотрены вопросы расчета перекрытий и комбинированных балок плит на стадии возведения и эксплуатации. Указаны требования к конструированию и материалам. Даны примеры расчета.

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

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

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

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ.
2-БӨЛІМ. БОЛАТТАН КЕСКІНДЕЛГЕН ТӨСЕМДЕРІ БАР МОНОЛИТТІК
ТЕМІРБЕТОН АРАҚАБЫРҒАЛАР**

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ
ЧАСТЬ 2. МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ СО СТАЛЬНЫМ
ПРОФИЛИРОВАННЫМ НАСТИЛОМ**

Дата введения - 2015-07-01

1 ОБЛАСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ

Рассматриваемые в настоящем пособии перекрытия состоят из монолитной железобетонной плиты, бетонируемой на профилированных стальных листах, которые после набора бетоном заданной прочности и обеспечения совместной работы используются в качестве внешней арматуры (Рисунок 1). Перекрытия с профилированным настилом особенно актуальны при строительстве в районах с неразвитой строительной базой и недостаточно обеспеченных сборным железобетоном.

Современные технические возможности позволяют возводить перекрытия с шагом несущих балочных конструкций от 1,5 до 7 м. Кроме снижения трудоемкости возведения перекрытия, применение профилированного настила в качестве внешней арматуры позволяет уменьшить расход арматурной стали. Например, по сравнению с монолитными неразрезными железобетонными плитами пролетом 3 м расход арматурной стали на 1 м² перекрытия при использовании профилированных листов может быть снижен до 2,2 кг/м² при полезной эксплуатационной нагрузке $Q_k = 3,5 \text{ кН/м}^2$, до 3,7 кг/м² при нагрузке $Q_k = 8 \text{ кН/м}^2$ и до 5,2 кг/м² при нагрузке $Q_k = 15 \text{ кН/м}^2$.

Монолитные железобетонные плиты со стальным профилированным настилом (далее СПН) могут использоваться для реновации, модернизации и усиления деревянных перекрытий, особенно в исторических зданиях (Рисунок 4). Включение в работу деревянных балок сталежелезобетонных плит позволяет существенно повысить несущую способность, а также статическую и динамическую жесткость перекрытия. Кроме того из-за увеличения массы перекрытия повышаются его акустические изоляционные свойства, особенно от ударных воздействий. Такие перекрытия обладают также повышенной огнестойкостью.

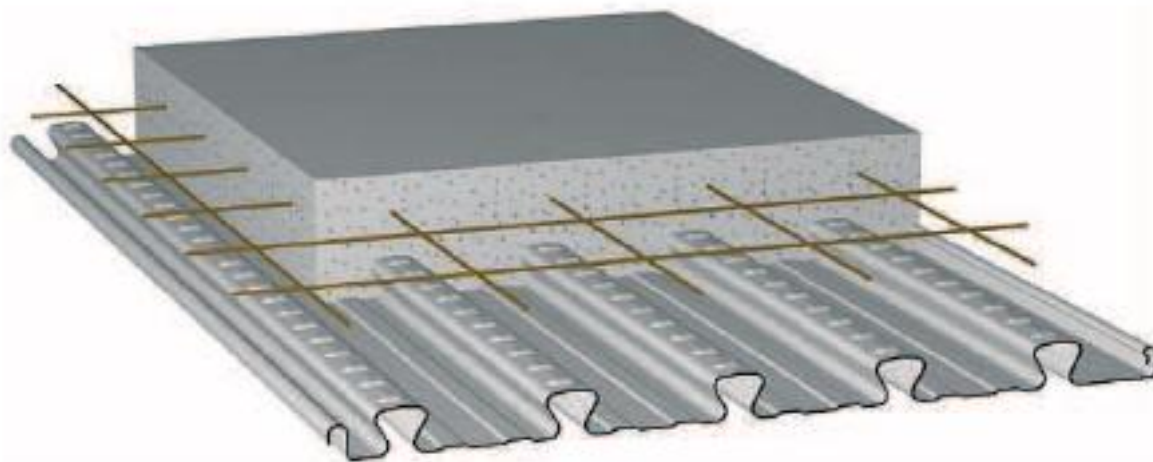
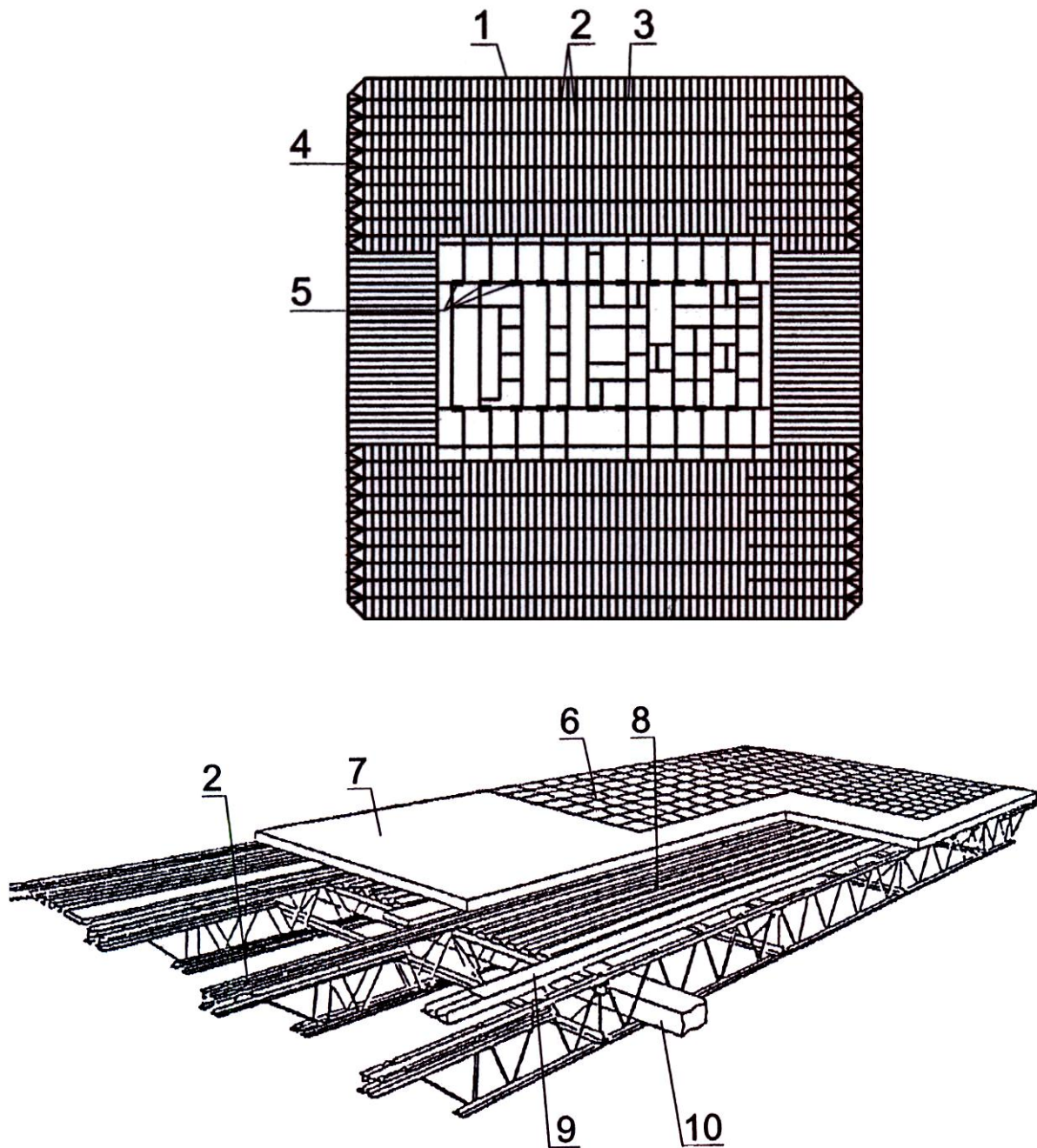


Рисунок 1 - Конструктивное решение монолитной железобетонной плиты с профилированным настилом системы Cofrastra 40

Монолитные железобетонные перекрытия с профилированным настилом могут применяться:

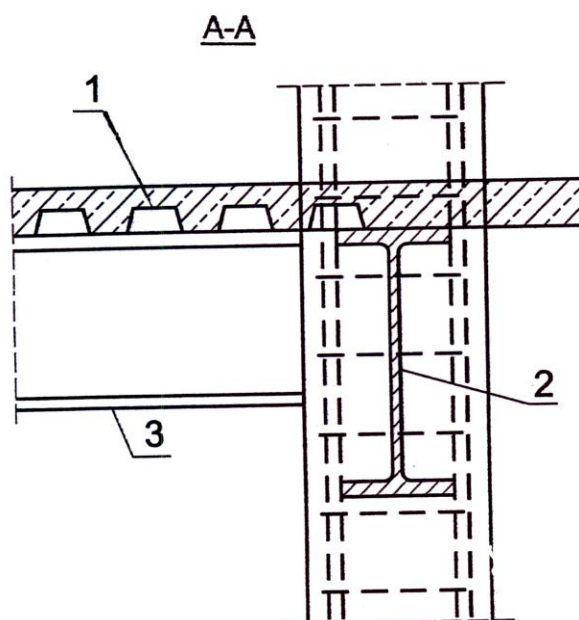
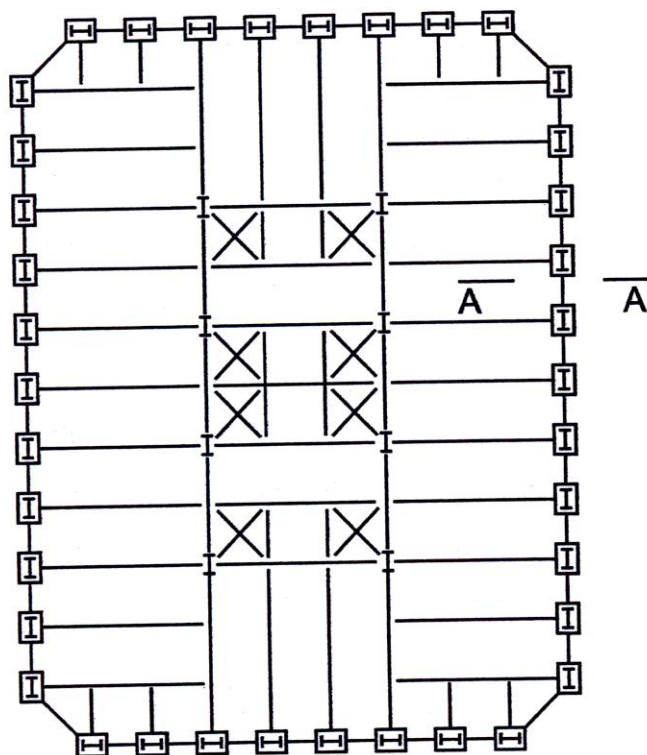
- при возведении многоэтажных производственных и общественных зданий с широким диапазоном нагрузок и нестандартными шагами и пролетами конструкций (Рисунок 2 - 3);
- при строительстве многоэтажных паркингов, подземных гаражей, торговых центров, спортивных комплексов, складских помещений, жилых зданий и т.д.;
- в качестве рабочих площадок производственных зданий;
- при реконструкции и модернизации существующих зданий различного назначения (Рисунок 4).

Монолитные железобетонные перекрытия со стальным профилированным настилом могут раскреплять из вертикальной плоскости стальные балки и выполнять функции горизонтальных диафрагм жесткости, воспринимающих горизонтальные воздействия и обеспечивающих пространственную жесткость здания. В конструкциях с часто повторяющимися или ударными нагрузками, вызывающими динамические эффекты, а также при сейсмических воздействиях применение рассматриваемых плит возможно при условии обеспечения в течении всего периода эксплуатации надежной совместной работы всех компонентов сечения, что должно быть обосновано соответствующими расчетами либо экспериментально.



- 1 - стеновой каркас, 2 - главные несущие стальные фермы перекрытий, 3 - второстепенные фермы, 4 - горизонтальные связи, 5 - внутренние колонны, 6 - пол, 7 - бетон, 8 - профилированный лист, 9 - короба для прокладки электрических сетей, 10 - вентиляционные короба

Рисунок 2 - Конструкция перекрытий высотных зданий бывшего World Trade Center в Нью-Йорке [5]



1 - перекрытие с профилированным листом, 2 - стеновой стальной ригель, 3 - стальная балка перекрытия

Рисунок 3 - Многоэтажное здание каркасного типа с монолитным железобетонным перекрытием по СПН [6]

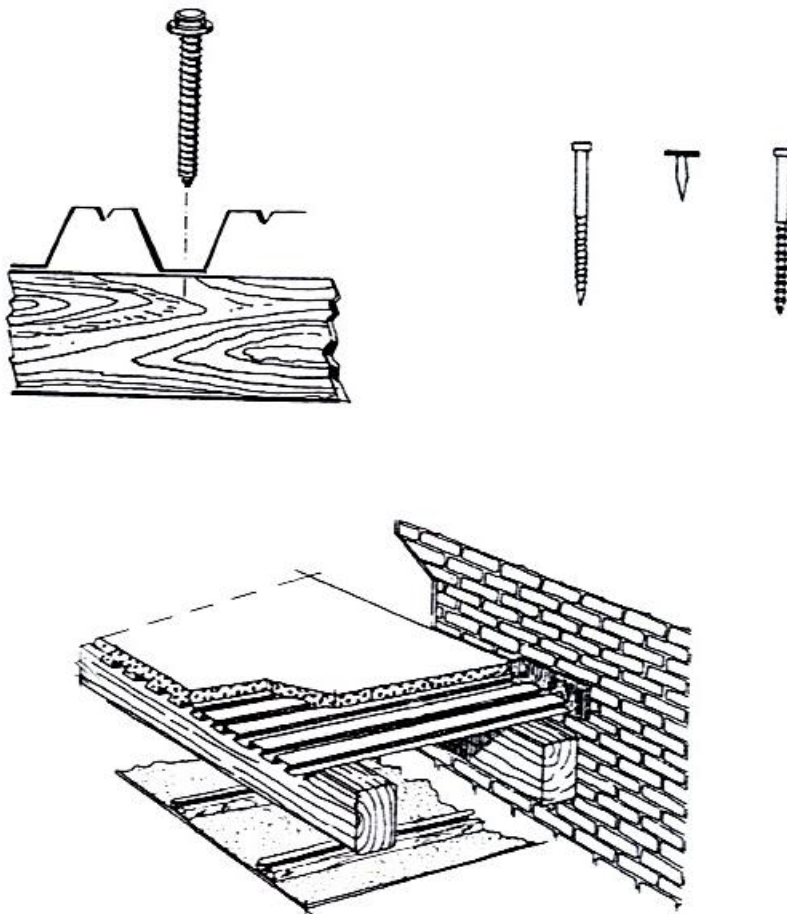
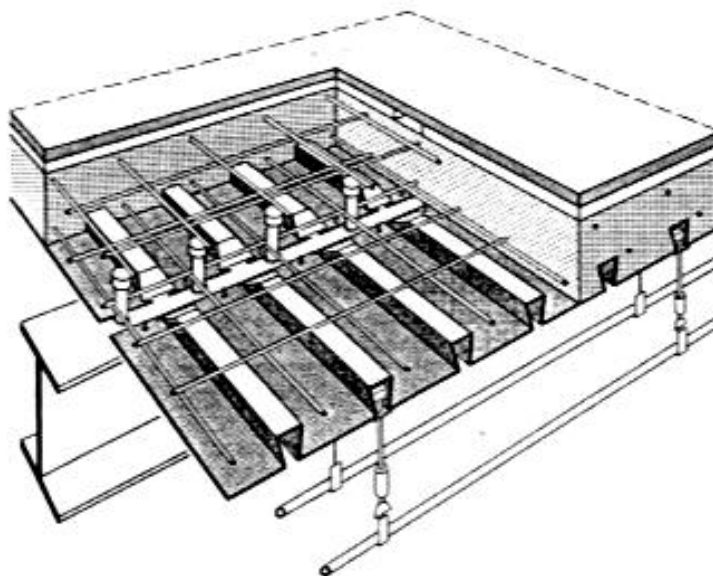


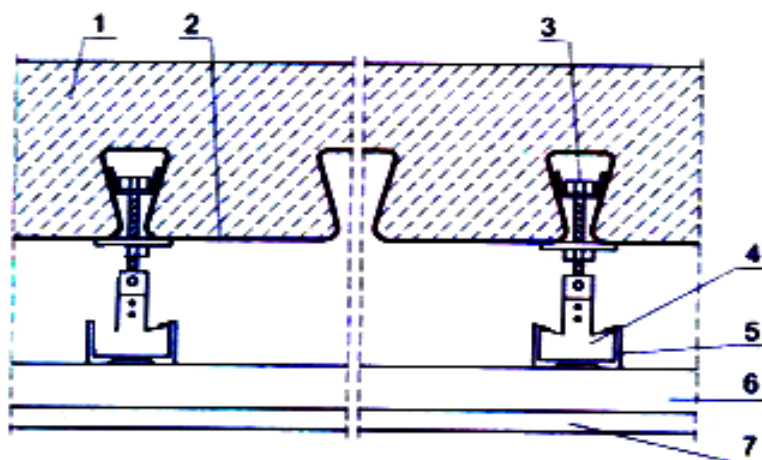
Рисунок 4 - Модернизация деревянного перекрытия с применением монолитной железобетонной плиты с профилированным настилом [9]

С целью улучшения эстетики сталежелезобетонных перекрытий, а также повышения их огнестойкости может использоваться экранирование в виде подвесных потолков. Одно из конструктивных решений таких потолков приведено на Рисунке 5. Подвески потолка могут крепиться к перекрытию с помощью анкерных стержней. Более технологичным решением является крепление подвесок в гофрах профилированных листов с помощью крепежных элементов, показанных на Рисунке 6.

а)

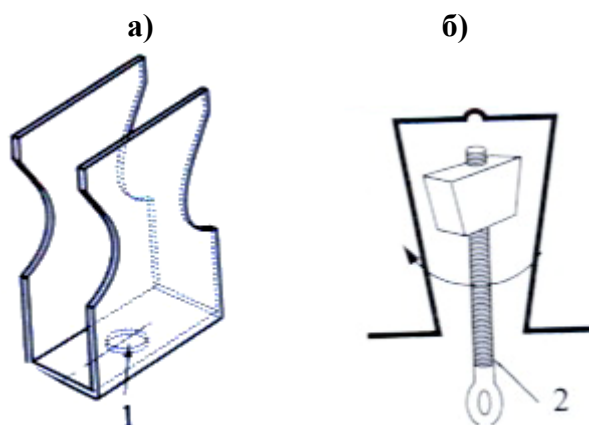


б)



- 1 - бетонная плита,
 2 - профилированный лист, 3 - анкер, закрепленный в гофрах профилированного листа,
 4 - подвеска, 5 - продольный элемент каркаса потолка, 6 - поперечный элемент каркаса
 потолка, 7 - потолок из гипсокартона

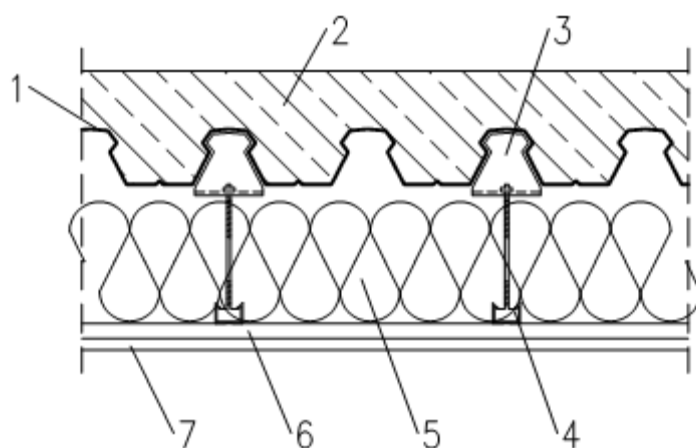
Рисунок 5 - Общий вид (а) и поперечный разрез (б) сталежелезобетонного перекрытия с подвесным потолком системы FLORSTOP



а) - скобы из гнутой стали,
б) - закладные детали (1 - отверстие для крепления подвески, 2 - подвеска потолка)

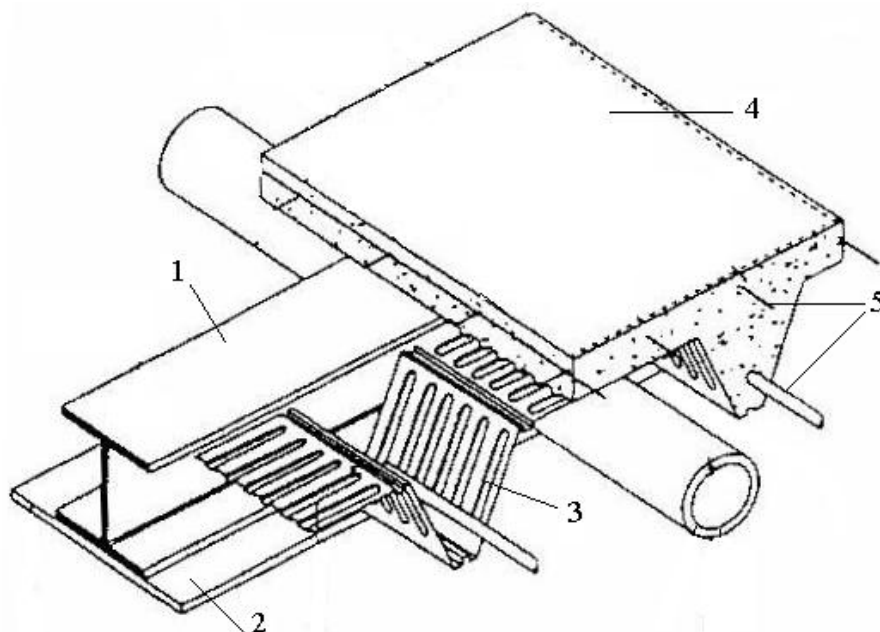
**Рисунок 6 - Элементы крепления подвесного потолка
к профилированным листам [8]**

Примером реализации подвесных потолков в монолитных железобетонных перекрытиях с СПН являются перекрытия системы Cofrasta Decibel (Рисунок 7). Подвесной потолок выполнен из гипсокартонных плит с термоизоляцией в виде минераловатных плит либо иных материалов, являющихся акустической изоляцией. Крепление потолка осуществлено с помощью скоб (Рисунок 6а), размещаемых в гофрах профилированных листов. Наличие изоляционного материала между гипсокартонными плитами и профилированным листом позволяет не только улучшить термоизоляционные свойства перекрытия, но и его огнестойкость. Такие перекрытия часто применяются в жилых и общественных зданиях.



1 - профилированный лист, 2 - бетон, 3 - закладная деталь крепления потолка,
4 - подвеска, 5 - минеральная вата, 6 - каркас подвесного потолка, 7 - подвесной потолок
**Рисунок 7 - Монолитные железобетонное перекрытие с СПН с подвесным потолком
и термоизоляцией**

Пространство между потолком и перекрытием иногда используют для размещения инженерных сетей. На Рисунке 8 показан пример такого решения с применением профилированных листов с повышенной высотой сечения.



1 - стальная балка, 2 - опорная металлическая накладка, 3 - профилированный лист с высокими гофрами, 4 - железобетонная плита, 5 - армирование

Рисунок 8 - Конструктивная схема монолитного железобетонного перекрытия с СПН с подвешенными инженерными сетями

2 НОРМАТИВНЫЕ ССЫЛКИ

В настоящем пособии использованы ссылки на следующие национальные и европейские нормативные правовые акты в области технического нормирования и стандартизации:

Для применения настоящего стандарта необходимы следующие ссылочные документы. Для датированных ссылок применяют только указанное издание ссылочного документа, для недатированных ссылок применяют последнее издание ссылочного документа (включая все его изменения).

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

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

СН РК EN 1991-1-3:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки.

СН РК EN 1991-1-4:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия.

СН РК EN 1991-1-5:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-5. Общие воздействия. Температурные воздействия.

СН РК EN 1991-1-6:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-6. Общие воздействия. Воздействия при производстве строительных работ.

СН РК EN 1991-1-7:2002/2011 Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-7. Общие воздействия. Особые воздействия.

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

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

СН РК EN 1993-1-3:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-3. Общие правила. Дополнительные правила для холодноформованных элементов и профилированных листов.

СН РК EN 1993-1-5:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-5. Пластинчатые элементы конструкций.

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

СН РК EN 1993-1-9:2005/2011 Проектирование стальных конструкций. Часть 1-9. Усталостная прочность.

СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий.

СН РК EN 1997:2004/2011 Геотехническое проектирование.

СТ РК 1.9-2007 Государственная система технического регулирования Республики Казахстан. Порядок применения международных, региональных и национальных стандартов иностранных государств, других нормативных документов по стандартизации в Республике Казахстан.

СТ РК ISO 4997 Лист холоднокатанные из углеродистой конструкционной стали.

СТ РК EN 206-1-2011 Бетон. Часть 1. Технические требования, показатели, производство и соответствие.

СТ РК EN 10268-2011 Холоднокатанные плоские листы из высокопрочных низколегированных сталей для холодного профилирования. Общие условия поставки.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

EN ISO 2702^{*} Термообработанные стальные самонарезающие винты. Механические свойства.

EN ISO 7049^{*} Самонарезающие винты с круглой головкой с крестовым шлицом.

Примечание – При пользовании настоящим нормативно-техническим Пособием целесообразно проверить действие ссылочных документов по информационным «Перечню нормативных правовых и нормативно-технических актов в сфере архитектуры, градостроительства и строительства, действующих на территории Республики Казахстан», «Указателю нормативных документов по стандартизации Республики Казахстан» и «Указателю межгосударственных нормативных документов», составляемых ежегодно по состоянию на текущий год. Если ссылочный документ заменен (изменен), то при пользовании настоящим нормативом следует руководствоваться замененным (измененным) документом. Если ссылочный документ отменен без замены, то положение, в котором дана ссылка на него, применяется в части, не затрагивающей эту ссылку

3 ТЕРМИНЫ И ОПРЕДЕЛЕНИЯ

Термины и определения, использованные в настоящем пособии, приведены в Разделе 3 нормативно-технического пособия «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения».

4 ОБОЗНАЧЕНИЯ И СОКРАЩЕНИЯ

Обозначения и сокращения, использованные в настоящем пособии, приведены в Разделе 4 нормативно-технического пособия «Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Часть 1. Общие положения».

^{*} Применяется в соответствии с СТ РК 1.9

¹⁾ Заменяет EN 10147:2000, EN 10292:2004, EN 10326:2004, EN 10327:2004

5 МАТЕРИАЛЫ

5.1 Стальные профилированные листы

Для возведения монолитных железобетонных перекрытий с СПН применяются стальные профилированные листы, изготавливаемые из стали по СТ РК EN 10025, холоднодеформированные стальные листы по СТ РК EN 10149-2 или СТ РК EN 10149-3 и оцинкованные стальные листы по EN 10147. Характеристики свойств некоторых холоднодеформированных сталей приведены в Таблице 1 в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2005/2011. Для стальной полосы толщиной менее 3 мм, соответствующей СТ РК EN 10025, нормативные значения могут быть приведены в национальном приложении, если ширина исходной полосы более или равна 600 мм. Рекомендуется принимать численное значение, указанное в Таблице 1, умноженное на 0,9. Примеры марок стали, соответствующих требованиям СН РК EN 1993-1-5:2005/2011, приведены в Таблице 2. Механические характеристики других марок сталей и изделия из них могут быть приведены в стандартах заводов-изготовителей, а также в национальных приложениях, если таковы имеются.

Стали, используемые для профилированных листов, должны быть пригодны для холодной вальцовки и при необходимости для сварки. Минимальное значение номинальной толщины стальных листов устанавливается в национальном приложении и принимается равным 0,7 мм. Открытые поверхности стальных профилированных листов должны быть надежно защищены от коррозии. Качество покрытия (цинкового, алюмоцинкового, алюмокремниевое, алюминиевого) профилированных листов должны удовлетворять требованиям нормативных документов на материал исходной заготовки для профилирования. На поверхности цинкового и лакокрасочного покрытия профилированных листов допускаются потертости, риски, следы формообразующих валков, не нарушающие сплошность покрытия. Цинковое покрытие должно соответствовать требованиям EN 10147 или соответствующим национальным стандартам. Для листов расположенных внутри зданий и эксплуатируемых в неагрессивной среде масса двухстороннего цинкового покрытия должна быть не менее 275 г/м². Для других условий эксплуатации необходимо руководствоваться техническими условиями на покрытие. Сталь листов, подлежащих гальванизации, должна быть пригодна к гальванизации. Особое внимание должно быть обращено на случаи совместного применения разных материалов, когда создаются условия для развития электрохимической коррозии.

Таблица 1 - Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u холоднодеформированных сталей

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

Таблица 2 - Номинальные значения основного предела текучести f_{yb} и временного сопротивления f_u холоднодеформированных сталей

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

Таблица 2 (продолжение)

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

В «Рекомендациях по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом» [1] в качестве внешней арматуры монолитных железобетонных плит предлагалось использовать стальной профилированный лист с выштампованными рифами. Характеристики таких листов приведены в Таблице 3 и на Рисунке 9. Другие виды профилированных листов с трапецевидными гофрами,

выпускаемыми в соответствии с межгосударственным стандартом ГОСТ 24045 - 94 приведены в Приложении Б или со стандартом Приложения В. Предпочтение следует отдавать профилированным листам с часто расположенными стенками. Частота расположения стенок определяется значением отношения b_r/b_s , (Рисунок 14 и 15). Предельная величина этого значения может быть установлено в национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,6.

Таблица 3 – Характеристики профилированных листов для монолитных железобетонных перекрытий в соответствии с Рекомендациями [1]

Обозначение (марка) профиля	Угол наклона грани d , град	Размеры сечения		Площадь сечения A_n , см ²	Масса 1 м длины профили- рованного настила, кг	Справочные величины на 1 м ширины профилированного настила				Масса 1 м ² , кг
						момент инерции I_x , см ⁴	момент сопротивления, см ³		расстояние до центра тяжести y_c , см	
		t , мм	h , мм				W_{x1}	W_{x2}		
H80A-674- 0,9	80,2	0,9	79,1	11,3	9,4	167,51	38,59	45,76	4,297	13,9
H80A-674- 1,0	80,2	1	79	12,5	10,3	185,58	42,76	50,7	4,288	15,3

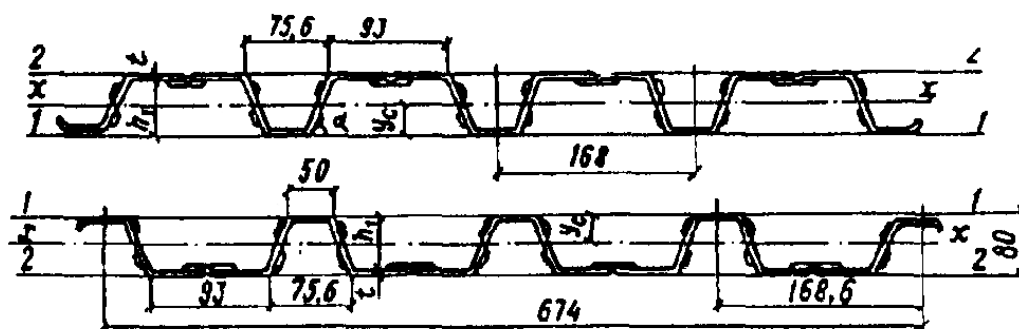


Рисунок 9 – Стальные профилированные листы для монолитных перекрытий в соответствии с Рекомендациями [1]

В зарубежной практике налажено производство широкой гаммы профилированных листов, предназначенных для изготовления железобетонных плит с СПН (Рисунки 10 - 12). Их различие заключается в форме и высоте сечений (от 40 до 250 мм), несущей способности, форме выштампованных рифов и видом антикоррозийных покрытий. Применение листов с высотой сечения (200-250) мм позволяет осуществлять бетонирование плит пролетом до 6 м без применения временных монтажных опор. Кроме того плиты с такими листами при небольшой толщине бетона над ними обладают

повышенной несущей способностью при изгибе и поперечном сдвиге. Профилированные листы с гофрами в виде «ласточкиного хвоста» обеспечивают их надежную анкеровку в бетоне и позволяют достаточно просто крепить подвесной потолок (Рисунок 5). Отправочная длина листов может достигать 15 м. Небольшая масса профилированных листов (менее 10 кг/м^2 при толщине листа $0,75 \text{ мм}$ и высоте сечения до 60 мм) позволяет при возведении сталежелезобетонных плит укладывать их вручную без использования вспомогательных подъемных механизмов.

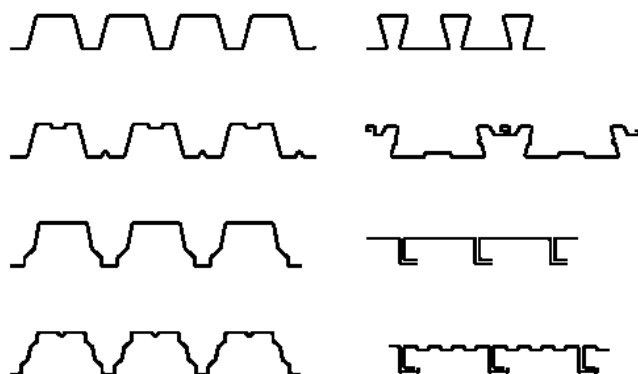
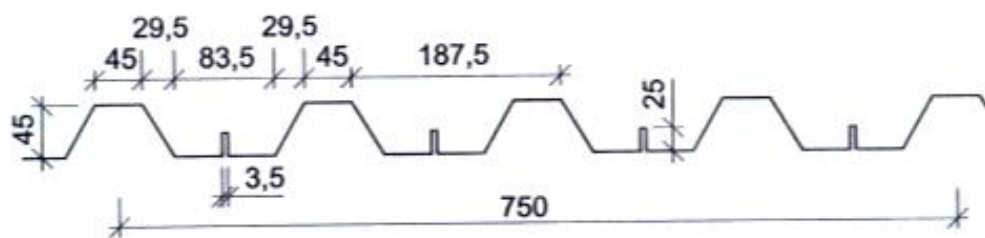
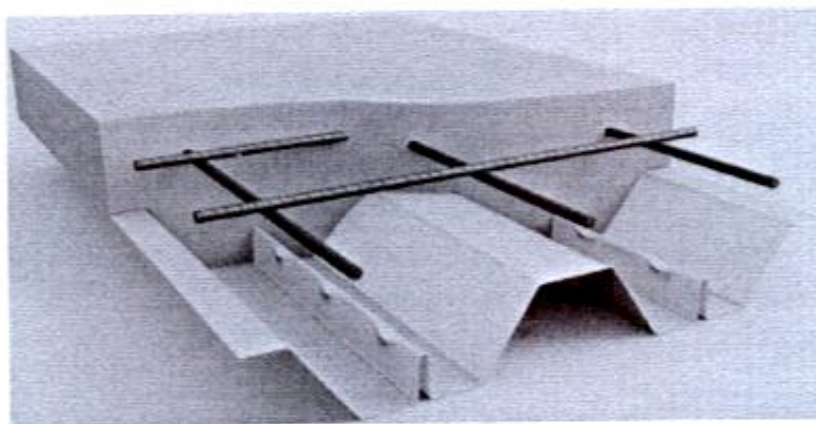


Рисунок 10 – Поперечные сечения профилированных листов согласно СН РК EN 1993-1-5:2005/2011

а)



а - шведской фирмы PEVA, б - польской фирмы FLORSTROP

Рисунок 11 - Примеры профилированных листов, применяемых в зарубежной практике для изготовления сталежелезобетонных плит [8]

6)

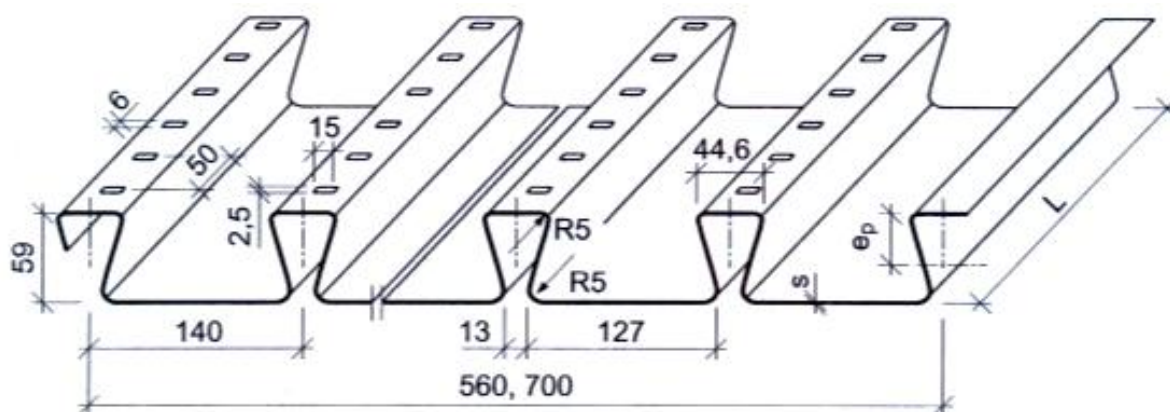


Рисунок 11 (продолжение)

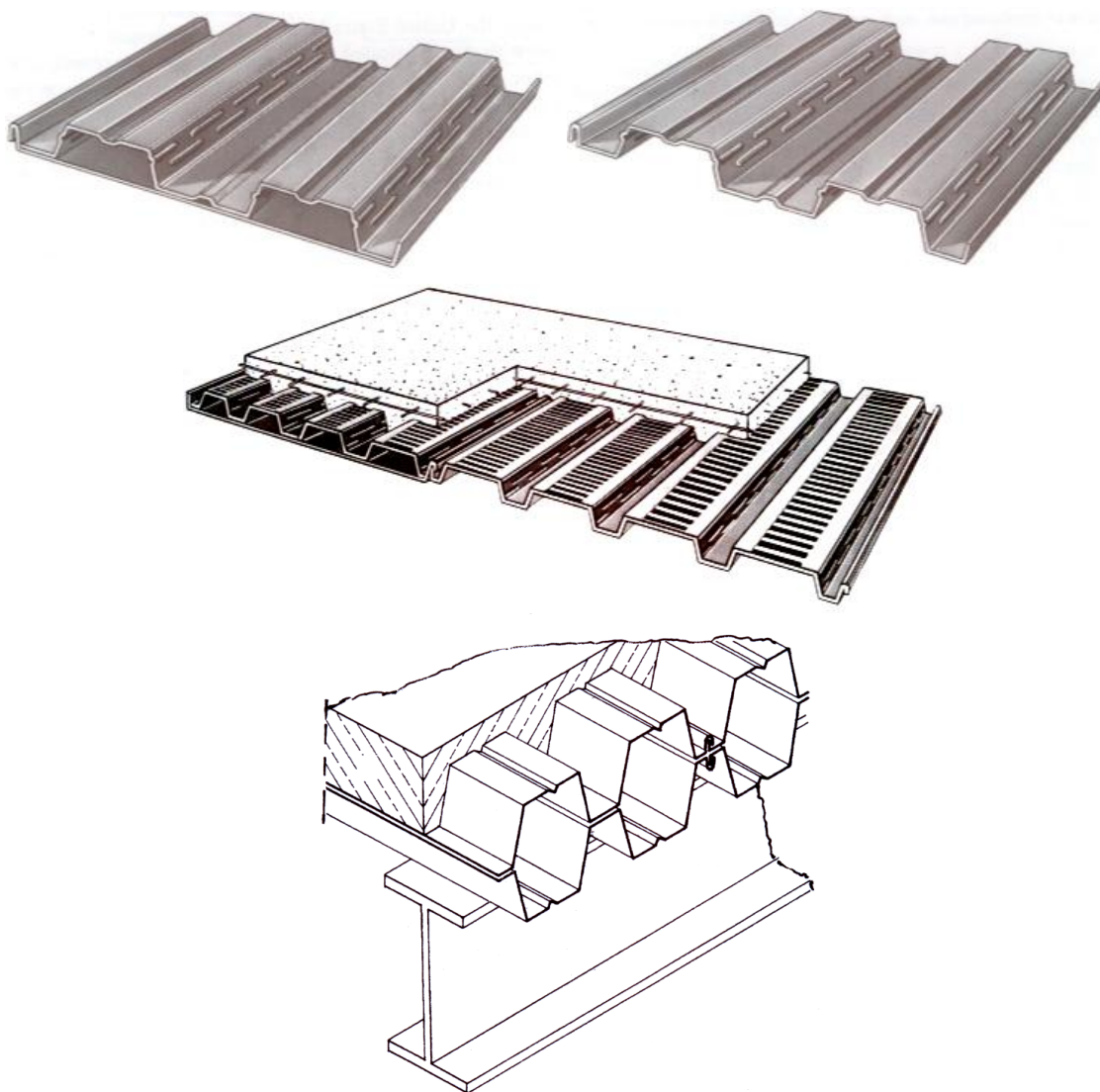


Рисунок 12 - Примеры профилированных листов, применяемых в зарубежной практике для изготовления монолитных железобетонных плит по СПН [3]

Для удобства монтажа профилированные листы могут поставляться с выштампованными отверстиями, в которых размещаются привариваемые к металлическим балкам анкерные стержни (Рисунок 13).



Рисунок 13 - Профилированные листы Cofrastra 40 и Cofraplus 60 фирмы Arval с отверстиями для анкерных стержней с высаженными головками

5.2 Бетон

Для изготовления монолитных железобетонных перекрытий с СПН обычно используются бетоны классов прочности не ниже С20/25 и LC20/22 и не выше С60/75 и LC60/66. В соответствии с СТ РК EN 206-1 классы бетона по прочности связаны с характеристической (5 %) цилиндрической f_{ck} или кубиковой $f_{ck,cube}$ прочностью при сжатии. Характеристические значения цилиндрической прочности f_{ck} определяются в возрасте 28 сут, а их максимальная величина может устанавливаться в национальном приложении. Значения прочности f_{ck} и других механических параметров обычного и легкого бетонов приведены в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Прочность бетона может также определяться в ином возрасте, например, соответствующем времени демонтажа временных опор.

При бетонировании плит с применением профилированных листов существенное влияние на обеспечение их совместной работы с бетоном имеет степень заполнения гофров бетонной смесью. Последнее зависит от соотношения размеров гофров и заполнителя (щебня, гравия). В соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 размер заполнителя не должен превышать наименьшего из следующих значений:

- 31,5 мм (сито С 31,5);
- $b_0/3$, где b_0 минимальное расстояние между гофрами закрытого типа (Рисунок 14)

- или средняя ширина между стенками гофров (Рисунок 15);
- $0,4h_c$, где h_c толщина бетона в соответствии с Рисунками 14 и 15.

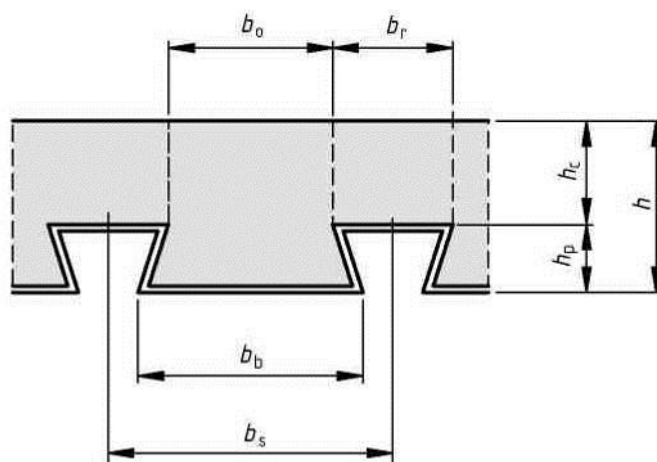


Рисунок 14 – Геометрические параметры плиты и профилированного листа с гофром закрытого типа

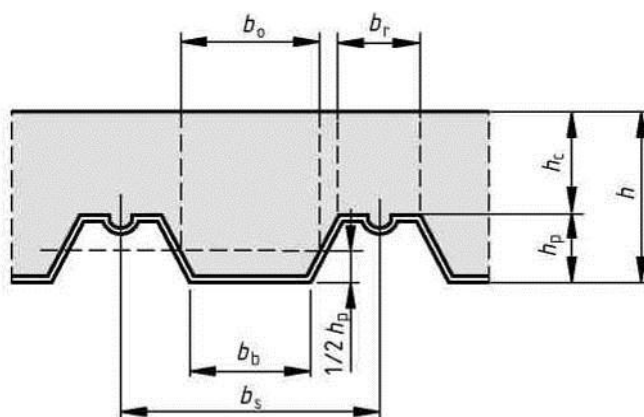


Рисунок 15 – Геометрические параметры плиты и профилированного листа с гофром открытого типа

5.3 Арматура и соединительные элементы

Характеристики свойств арматурной стали принимаются по СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 либо по национальным приложениям, если таковы имеются. Предел текучести f_{yk} или условный предел текучести $f_{0,2k}$ при остаточной относительной деформации 0,2 % и предел прочности при растяжении f_{tk} определяются путем испытаний образцов арматуры на осевое растяжение. Механические свойства арматуры, действительные при температурах от минус 40 °С до плюс 100 °С приведены в Таблице 4.

Таблица 4 - Свойства арматуры в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011

Вид арматуры		Стержни и стержни из бухт			Сетки из проволоки			Требования или значение квантиля, %
Класс		A	B	C	A	B	C	—
Характеристический предел текучести f_{yk} или $f_{0,2k}$, МПа		400–600						5,0
Минимальное значение $k = f_t / f_{yk}$		$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристические относительные деформации при максимальной нагрузке ε_{uk} , %		$\geq 2,$	$\geq 5,$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Способность к загибу		Испытания на загиб (разгиб)			—			
Прочность на срез		—			0,3A· f_{yk} (A – площадь сечения проволоки)			Минимум
Максимальное отклонение от номинальной массы (отдельный стержень или проволока), %	Номинальный размер стержня, мм							5,0
	≤ 8	$\pm 6,0$						
	> 8	$\pm 4,5$						

Совместная работа бетона с профилированными листами обеспечивается путем их механического или фрикционного сцепления. Кроме этого может использоваться анкеровка торцевых участков листов в бетоне. С этой целью могут применяться цилиндрические анкерные стержни с высаженными головками (Рисунок 17), требования к которым изложены в EN 13918. В качестве концевых анкеров могут также использоваться выштампованные металлические уголки (Рисунок 18) и другие соединительные элементы. Общим требованием к ним является отсутствие резких выступов в зоне сопряжения с бетоном, способствующих раскалыванию бетона. Кроме того несущая способность и сдвиговая податливость каждого нового вида анкеров должна определяться экспериментальным путем в соответствии с Приложением А настоящего пособия. Требования к крепежным изделиям и сварочным материалам приводятся в СН РК EN 1993-1-8:2005/2011.

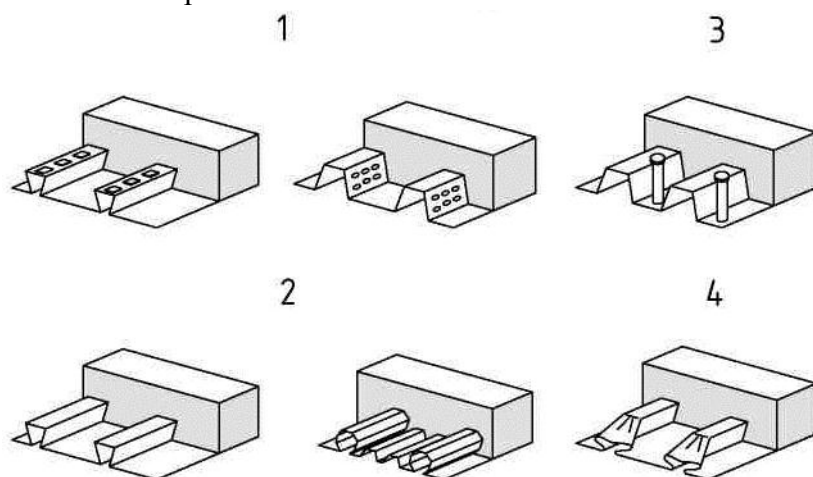
6 ОБЕСПЕЧЕНИЕ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ БЕТОНА С ПРОФИЛИРОВАННЫМ ЛИСТОМ

Различают полное и частичное объединение сдвигового соединения сталежелезобетонной плиты. При полном объединении увеличение несущей способности на продольный сдвиг не приводит к увеличению расчетной несущей способности плиты на изгиб. В противном случае сдвиговое соединение считается с частичным объединением.

Гладкая поверхность стального профилированного листа не обеспечивает передачу горизонтального сдвига по контакту с бетоном. В связи с этим совместная работа стального профилированного листа с бетоном может быть обеспечена одним или одновременно несколькими способами, приведенными на Рисунке 16. К этим способам относятся:

- а) механическое сцепление, обеспечиваемое наличием выштампованных в металлическом профиле рифлений (вмятины или выпуклости);
- б) фрикционная сцепление при использовании профилей с гофрами в виде «ласточкиного хвоста»;
- в) концевая анкеровка в сочетании с а) или б) прикрепленных к концевым участкам профилированных листов анкеров;
- г) концевая анкеровка в сочетании с б), обеспечиваемая обмятием гофров на концах профилированного листа.

Не исключаются и другие способы обеспечения совместной работы, но они должны иметь экспериментально-теоретическое обоснование.



- 1 - механическое сцепление, 2 - фрикционное сцепление,
3 - концевая анкеровка с помощью анкерных стержней,
4 - концевая анкеровка путем обмятия гофров

Рисунок 16 - Обеспечение совместной работы бетона с профилированным листом

Пример концевой анкеровки профилированных листов с помощью приваренных анкерных стержней с высаженными головками иллюстрирует Рисунок 17. В соответствии

с Рисунком 18 объединение профилированных листов с бетоном обеспечивается с помощью холодногнутых уголков, пристреливаемых к полке двутавра с помощью специальных дюбелей. В качестве концевой анкеровки иногда используют отрезки стальных профилей, привариваемых к профилированным листам (Рисунок 19). Пример обеспечения совместной работы профилированного листа с бетоном одновременно с помощью концевой анкеровки и механического сцепления показан на Рисунке 20.

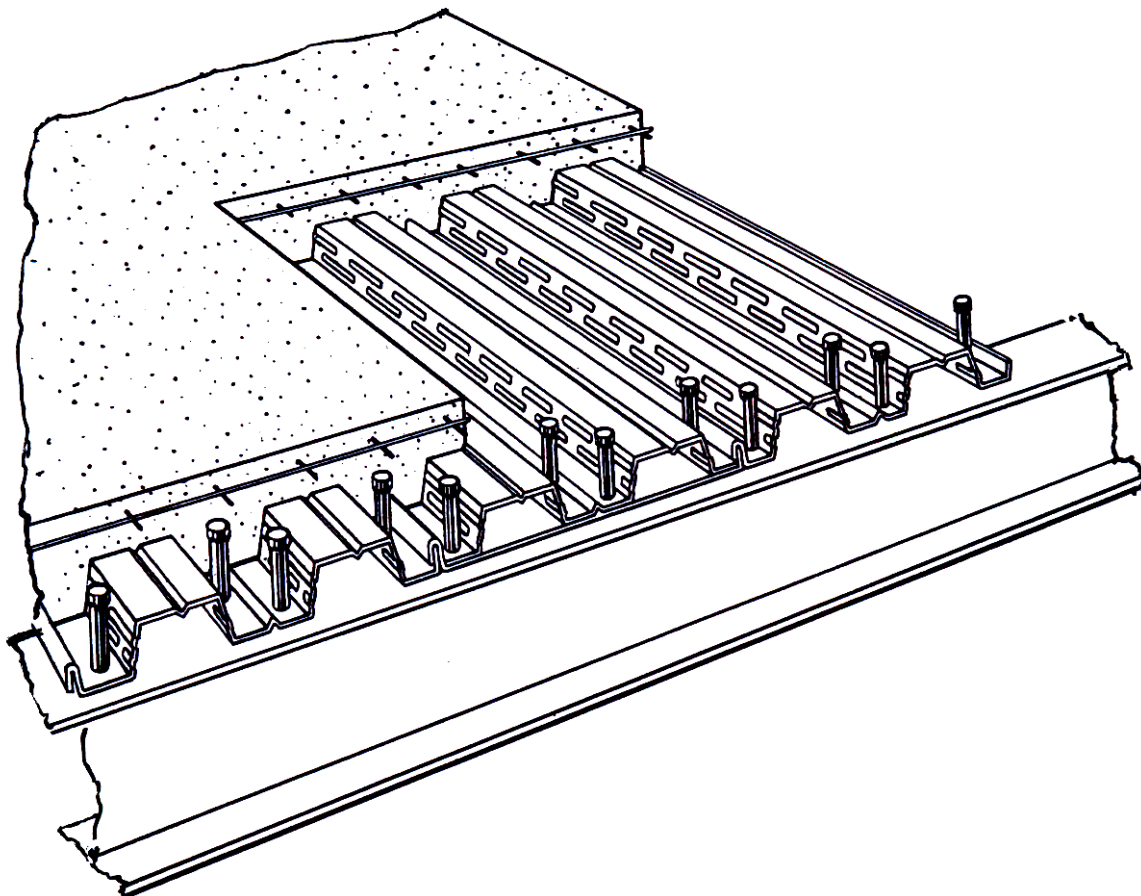
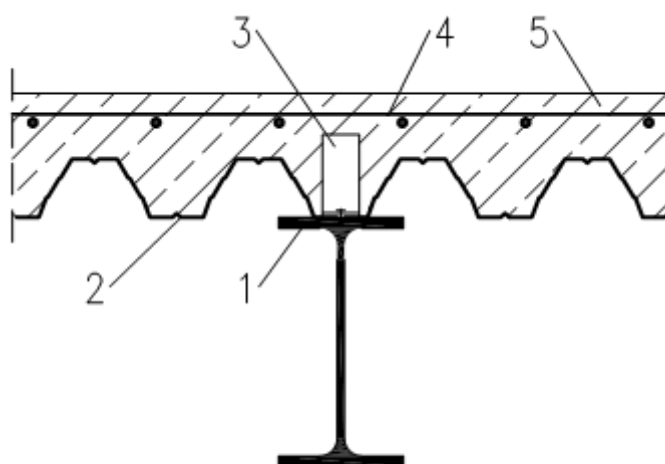
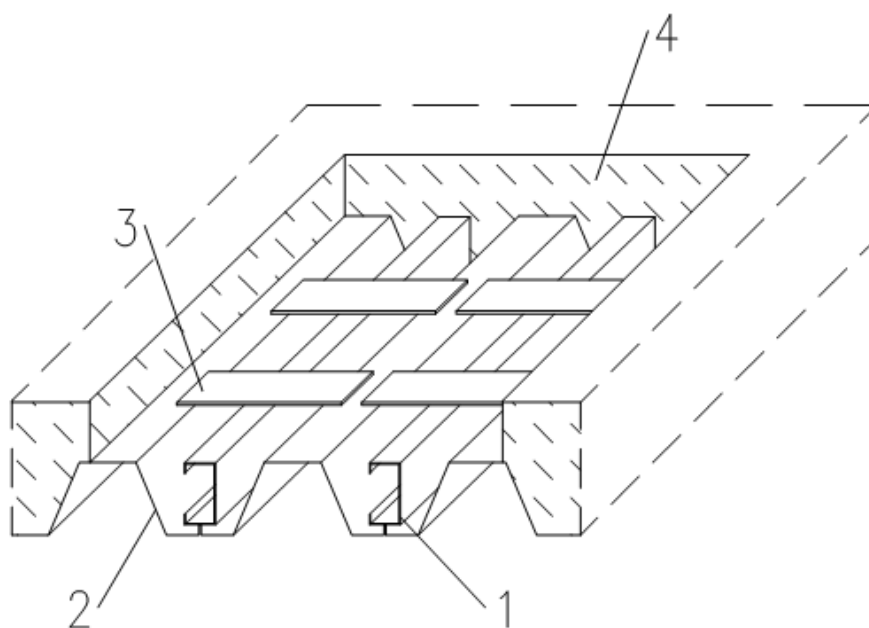


Рисунок 17 - Концевая анкеровка профилированных листов с помощью приваренных анкерных стержней с высаженными головками



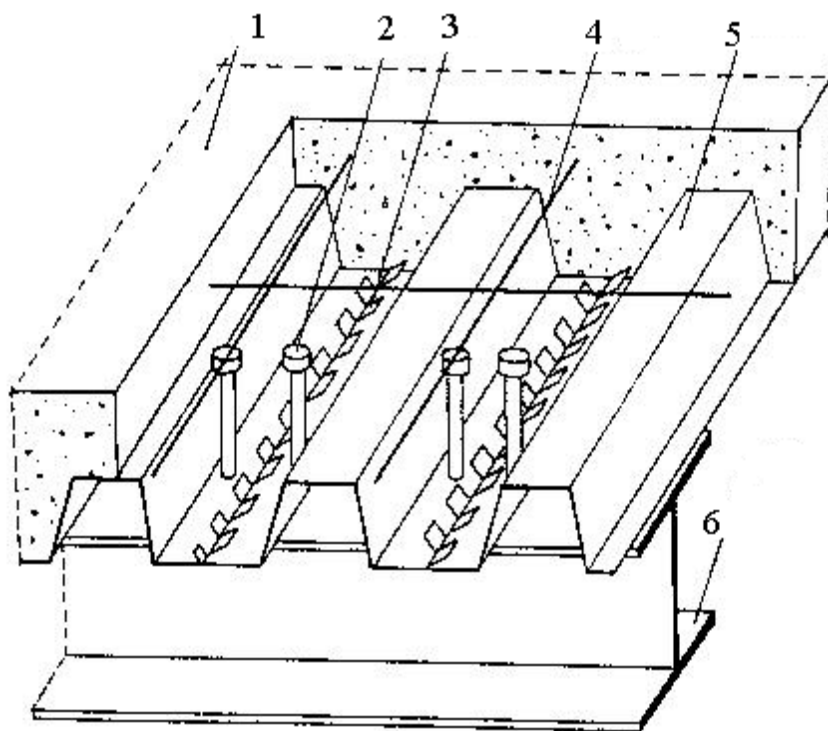
1 - металлическая балка перекрытия, 2 - профилированный лист, 3 - выштампованный уголок, 4 - арматурная сетка, 5 - бетон

Рисунок 18 - Обеспечение совместной работы профилированных листов с бетоном с помощью выштампованных уголков



1 - швеллер, 2 - профилированный лист, 3 - металлические накладки, 4 - бетон

Рисунок 19 – Концевая анкеровка профилированных листов в бетоне с помощью металлических профилей, приваренных к листам



- 1 - бетонная плита, 2 - анкерные стержни с высаженными головками,
 3 - рифления в профилированном листе, 4 - арматура, 5 - профилированный лист,
 6 - металлическая балка

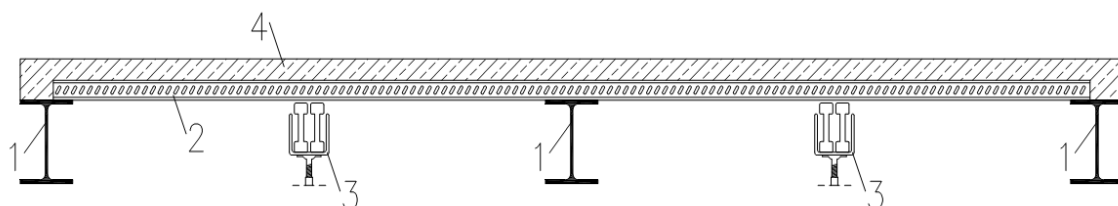
Рисунок 20 - Обеспечение совместной работы профилированного листа с бетоном одновременно с помощью концевой анкеровки и механического сцепления (система Novotec)

7 ОСНОВЫ РАСЧЕТА МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЕРЕКРЫТИЙ С СПН

В настоящем пособии рассматриваются методы расчета монолитных железобетонных перекрытий с СПН только в направлении их гофров. Расчеты касаются перекрытий, работающих преимущественно на статические воздействия, а также перекрытий, которые могут подвергаться подвижным нагрузкам.

Расчет плит включает две расчетные ситуации. Вначале рассчитываются профилированные листы, осуществляющие функцию опалубки для подвижной бетонной смеси. В этой стадии учитывается вес листов и арматуры, масса бетонной смеси с учетом увеличения ее объема от прогиба листов, монтажные нагрузки. Местные нагрузки от людей, оборудования и от укладки бетона в процессе возведения определяются в соответствии с СН РК EN 1991-1-6:2002/2011. Если максимальный прогиб профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси составляет менее $1/10$ проектной толщины плиты, то эффект увеличения объема бетонной смеси можно не учитывать. В практике можно допустить увеличение

номинальной толщины бетона по всему пролету плиты на 0,7 величины вычисленного прогиба. В стадии монтажных работ стальные профилированные листы проверяются по несущей способности в соответствии с СН РК EN 1993-1-5:2005/2011. Особое внимание следует уделить влиянию выпуклостей и вмятин в стенках и полках листов на их несущую способность. При необходимости для уменьшения расчетного пролета профилированных листов используются временные промежуточные монтажные опоры (Рисунок 21). При этом не допускается перераспределение изгибающих моментов в пластической стадии.



1 – металлические балки перекрытия, 2 – профилированный лист, 3 – временные монтажные опоры, 4 – бетон

Рисунок 21 – Установка временных промежуточных монтажных опор под профилированными листами

Следующей расчетной ситуацией является работа плиты после достижения соответствующей прочности бетона и удаления всех временных монтажных опор. Плита рассчитывается на действие собственного веса и эксплуатационных нагрузок. При этом нагрузки и места их приложения должны соответствовать СН РК EN 1991-1-1:2002/2011. Расчетные значения внутренних усилий не должны превышать расчетных значений несущей способности для соответствующих предельных состояний.

При проверке предельных состояний плит по несущей способности могут использоваться следующие методы:

- линейный упругий расчет с учетом и без учета перераспределением внутренних усилий, который обычно допускается для предельных состояний по эксплуатационной пригодности;
- жестко-пластический расчет, применяемый при условии, что сечения имеют достаточную способность к повороту в местах образования пластических шарниров;
- упруго-пластический расчет, учитывающий нелинейные свойства материалов.

Пластический расчет без проверки способности сечений к повороту можно применять в случае использования арматурной стали класса С в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 и при длине пролета плиты не более 3,0 м.

Неразрезные плиты допускается рассчитывать как отдельно шарнирно опертые плиты. При этом во избежание трещинообразования бетона плиты на промежуточных опорах следует армировать в соответствии с указаниями Раздела 9 настоящего пособия.

Проверка предельных состояний по несущей способности плит от действия расчетных нагрузок осуществляется для следующих наиболее опасных сечений (Рисунок 22):

- несущая способность на изгиб $M_{pl,Rd}$ в пролетном сечении I-I;
- несущая способность на продольный сдвиг $V_{l,Rd}$ в сечении II-II длиной L_s (между бетонной плитой и профилированным листом);
- несущая способность на поперечный сдвиг $V_{v,Rd}$ в при опорном сечении III-III.

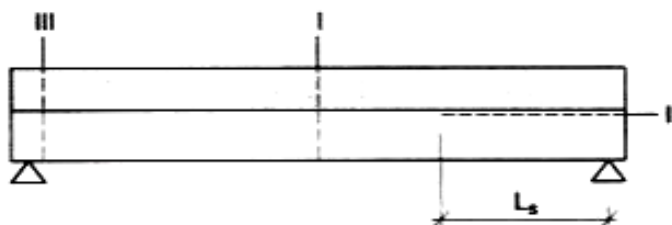
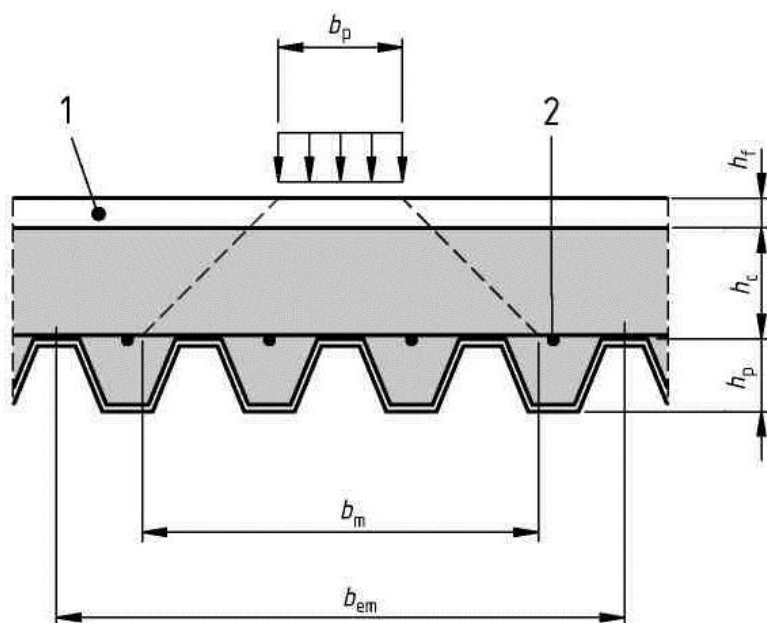


Рисунок 22 – Сечения железобетонной плиты с профилированным листом, подлежащие проверке по несущей способности

Если плита испытывает сосредоточенные воздействия, то ее статический и прочностной расчет можно производить в предположении распределения указанных воздействий по эффективной ширине. Сосредоточенные нагрузки, расположенные вдоль пролета плиты, распределяются по ширине b_m , измеряемой непосредственно над гофрами профилированного листа (Рисунок 23). При этом эффективная ширина определяется по формуле:

$$b_m = b_p + 2(h_c + h_f) \quad (5.1)$$



1 – пол, 2 – арматура

Рисунок 23 – Распределение сосредоточенной нагрузки по толщине плиты

Если сосредоточенная нагрузка, например стеновая перегородка, расположена поперек пролета плиты, то при определении b_m по Формуле (5.1) размер b_p принимается равным длине участка приложения сосредоточенной линейной нагрузки. При $h_p/(h + h_c + h_f) < 0,6$ эффективную ширину можно приближенно определять по следующим формулам :

- при расчете на изгиб и продольный сдвиг для шарнирно опертых плит и крайних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 2L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \quad (5.2)$$

- при расчете на изгиб и продольный сдвиг для внутренних пролетов неразрезных плит:

$$b_{em} = b_m + 1,33L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \quad (5.3)$$

- при расчете на поперечный сдвиг:

$$b_{ev} = b_m + L_p \cdot \left(1 - \frac{L_p}{L}\right) \quad (5.4)$$

где L_p - расстояние от центра приложения нагрузки до ближайшей опоры;
 L – длина пролета.

Вычисленные по Формулам (5.2) - (5.4) значения эффективной ширины принимаются не большими, чем ширина плиты.

Армирование плиты в поперечном направлении должно быть не менее 0,2 % сечения бетона над гофрами листов и распределяться по ширине не менее размера b_{em} (Рисунок 23) с анкерровкой за пределами этой ширины в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Если нормативные значения сосредоточенных нагрузок не превышают 7,5 кН, а распределенных 5,0 кН/м², то поперечное армирование можно принимать без расчета. В противном случае необходимо определить распределение изгибающих моментов от действия сосредоточенных нагрузок и предусмотреть соответствующее поперечное армирование согласно СН РК EN 1992-1-1:2004/2011.

8 ПРОВЕРКА НЕСУЩЕЙ СПОСОБНОСТИ МОНОЛИТНЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ С СПН

8.1 Изгиб

При расчетах на изгиб монолитных железобетонных перекрытий с СПН принимается распределение напряжений в сечениях с учетом пластических деформаций. Положение нейтральной оси в пролетных сечениях определяется из условия равновесия равнодействующих сжимающих усилий в бетоне и растягивающих напряжений в профилированном листе. Если несущая способность при сжатии эффективного сечения бетона над профилированным листом превышает несущую способность последнего на растяжение, то нейтральная ось находится в бетоне. В противном случае нейтральная ось располагается в сечении профилированного листа.

Несущая способность плиты при изгибе определяется в зависимости от распределения внутренних усилий в поперечных сечениях. При действии положительного изгибающего момента возможное распределение внутренних усилий приведено на Рисунках 24 и 25. В этих случаях значения z и M_{pr} определяются по формулам:

$$z = h - 0,5h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_{cf}}{A_{pe}f_{yp,d}}; \quad (6.1)$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pe}f_{yp,d}} \right) \leq M_{pa} \quad (6.2)$$

где A_{pe} – эффективная площадь сечения профилированного листа;

$f_{yp,d}$ – расчетный предел текучести стали профилированного листа;

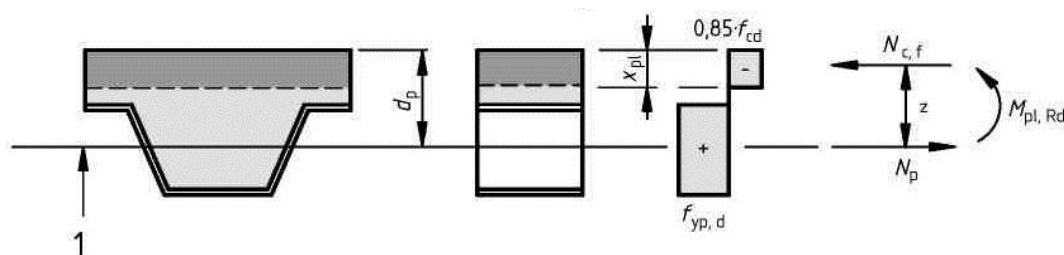
M_{pa} – расчетная несущая способность профилированного листа при изгибе в пластической стадии;

h_c – толщина бетона над профилированным листом;

e – расстояние от центра тяжести сечения профилированного листа до его нижней грани;

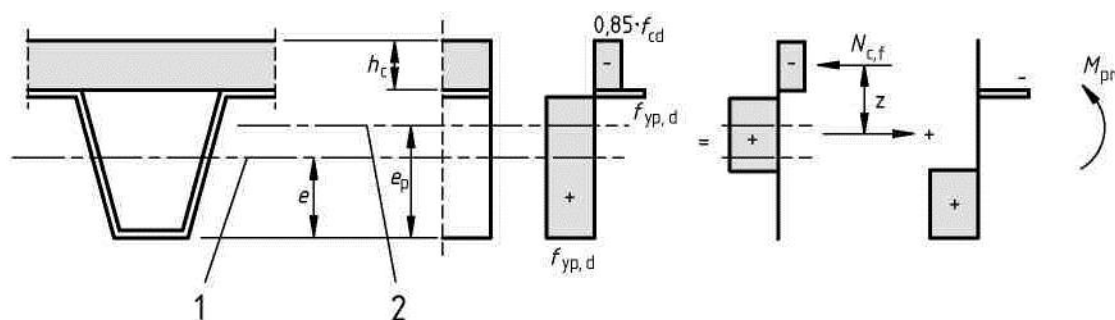
e_p – расстояние между нейтральной осью сечения профилированного листа в пластической стадии до его нижней грани.

Потеря местной устойчивости сжатых участков профилированного листа учитывается путем использования в расчетах эффективной ширины, не превышающей в 2 раза значений, установленных в СН РК EN 1993-1-1:2005/2011 для стальных стенок класса 1.



1 – ось центра тяжести сечения стального профилированного листа

Рисунок 24 – Распределение внутренних усилий в сечении плиты от действия положительного изгибающего момента при расположении нейтральной оси над стальным профилированным листом



1 – ось центра тяжести сечения стального профилированного листа, 2 – нейтральная ось сечения в пластической стадии

Рисунок 25 – Распределение внутренних усилий в сечении плиты от действия положительного изгибающего момента при расположении нейтральной оси в пределах высоты стального профилированного листа

При действии отрицательного изгибающего момента стальной профилированный лист учитывается в работе сечения только в том случае, когда он является неразрезным и если при монтаже не допускалось перераспределение моментов с развитием пластических деформаций в опорных сечениях. В противном случае несущая способность при изгибе определяется исходя из распределения внутренних усилий в сечениях в соответствии с Рисунком 26.

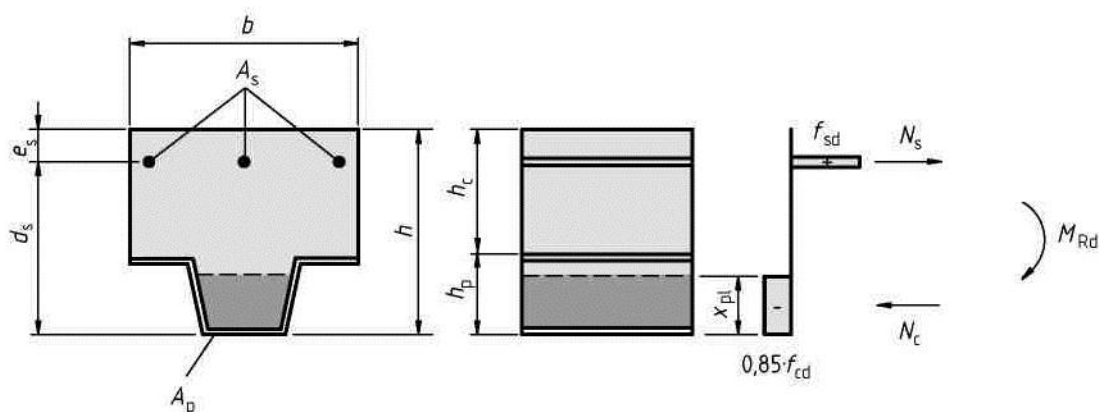


Рисунок 26 – Распределение внутренних усилий в сечении плиты от действия отрицательного изгибающего момента без учета профилированного листа

8.2 Продольный сдвиг

В зависимости от способа объединения бетона с профилированными листами следует различать расчет на продольный сдвиг плит без и с концевой анкерровкой бетона и листов. В случае механического и фрикционного соединения бетона с профилированным листом (Рисунок 16) расчетная несущая способность на продольный сдвиг определяется по $m-k$ методу либо методом частичного объединения. При этом несущая способность при сдвиге может быть приведена в каталогах производителей профилированных листов на основании экспериментальных исследований. В соответствии с $m-k$ методом максимальная расчетная поперечная сила V_{Ed} для ширины плиты b не должна превышать расчетную несущую способность на сдвиг $V_{l,Rd}$:

$$V_{l,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{vs}} \cdot \left(\frac{mA_p}{bL_s} + k \right) \quad (6.3)$$

где b, d_p – в мм;

A_p – номинальная площадь поперечного сечения профилированного листа в мм²;

m, k – расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм², полученные экспериментальным путем (см. Приложение А);

γ_{vs} – частный коэффициент безопасности для предельных состояний по несущей способности, значение которого устанавливается в национальном приложении (рекомендуемое значение $\gamma_{vs} = 1,25$);

L_s – длина участка сдвига в мм, которую при равномерном нагружении плиты принимают равным $L_s = L/4$, а при двух равных и симметрично расположенных нагрузках расстоянию между точкой приложения нагрузки и ближайшей опорой (Рисунок 27).

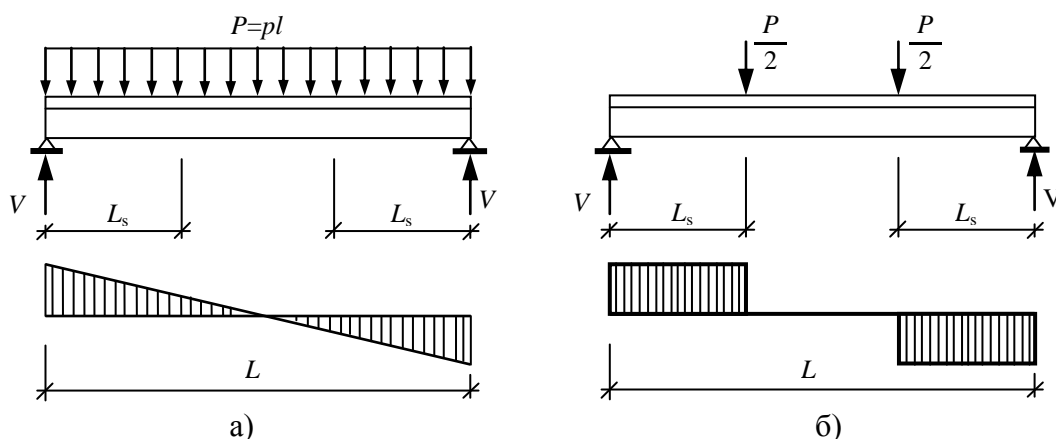


Рисунок 27 – Длина L_s участка продольного сдвига при равномерном (а) и неравномерном (б) нагружении плиты

При ином нагружении длину участка сдвига L_s можно приближенно определить путем деления максимального изгибающего момента на максимальную поперечную силу при опоре рассматриваемого пролета. Если сталежелезобетонная плита рассчитывается как неразрезная, то длину внутренних пролетов можно принимать равной $0,8 L$, а крайних $0,9 L$.

Метод частичного объединения применим только для расчета сталежелезобетонных плит с податливым сдвиговым соединением, когда разрушающая нагрузка превышает нагрузку, вызывающую сдвиг торцов профилированных листов относительно бетона на $0,1$ мм или более чем на 10% . Если при максимальной нагрузке прогиб в середине пролета превышает $L/50$, то за разрушающую нагрузку принимают величину, при которой прогиб в середине пролета равен $L/50$. В соответствии с методом частичного объединения расчетный изгибающий момент M_{Ed} в любом поперечном сечении не должен превышать их расчетную несущую способность M_{Rd} на изгиб. Величину последней можно вычислять по Формуле (6.2), в которой значение N_{cf} заменяется на

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{cf} \quad (6.4)$$

и подстановкой

$$z = h - 0,5x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_c}{A_{pe} f_{yp,d}}, \quad (6.5)$$

где L_x – расстояние от рассматриваемого поперечного сечения до ближайшей опоры;

$\tau_{u,Rd}$ – расчетное сопротивление сдвигу полученное по результатам испытаний плиты (см. Приложение А) с учетом коэффициента безопасности γ_{vs} , который устанавливается в национальном приложении или, если таково отсутствует, принимается равным $1,25$.

В Формуле (6.4) значение N_c можно увеличить на величину μR_{Ed} , учитывая влияние трения на продольные сдвигающие напряжения $\tau_{u,Rd}$, вызванное прижимом

профилированных листов к бетону от действия опорной реакции R_{Ed} . При этом номинальный коэффициент μ устанавливается в национальном приложении или принимается равным 0,5. При расчете по методу частичного объединения допускается учитывать дополнительное нижнее армирование плиты (Рисунок 32).

При расчете несущей способности на продольный сдвиг плит с концевой анкерровкой различают следующие случаи. Если концевая анкерровка осуществляется с помощью анкерных стержней с высаженной головкой (Рисунок 19(3)), то несущая способность на продольный сдвиг определяется из восприятие растягивающего усилия, равного несущей способности стального листа на растяжение. Если концевая анкерровка осуществляется с помощью анкерных стержней с высаженной головкой или обеспечивается обмятием гофров на концах профилированного листа совместно с фрикционным сцеплением, то несущая способность плит на продольный сдвиг определяется методом частичного объединения с использованием N_c , увеличенного на значение несущей способности концевой анкерровки.

Расчетную несущую способность $P_{pb,Rd}$ приравниваемых к балке анкерных стержней с высаженными головками и используемых в качестве концевой анкерровки принимают равной наименьшей из вычисленных по СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 и расчетной несущей способности профилированного листа, определяемой по формуле

$$P_{pb,Rd} = k_\phi \cdot d_{d0} \cdot t \cdot f_{yp,d} \quad (6.6)$$

где $k_\phi = 1 + a/d_{d0} \leq 6,0$;

d_{d0} – диаметр кольцевого сварного шва, принимаемый равным 1,1 диаметра анкерного стержня;

a – расстояние от оси анкерного стержня до края профилированного листа, принимаемое не менее $1,5d_{d0}$;

t – толщина профилированного листа.

8.3 Поперечный сдвиг и продавливание

Несущая способность сталежелезобетонной плиты на поперечный сдвиг на ширине, равной расстоянию между серединами гофров, определяется в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 по формуле:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6.7)$$

При этом вычисленное по (6.7) значение должно быть не меньше

$$V_{Rd,c} \cdot (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d, \quad (6.8)$$

где f_{ck} – характеристическая цилиндрическая прочность бетона на сжатие в МПа в

возрасте 28 суток;

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

где размер d в мм принимается в соответствии с Рисунком 30;

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ в МПа};$$

A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры, заанкеренной не менее чем на $(l_{bd} + d)$ за рассматриваемое сечение (Рисунок 28);

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой зоны в мм;

N_{Ed} – продольная сила в поперечном сечении от действия нагрузки;

A_c – площадь бетонного сечения в мм².

Значения параметров $C_{Rd,c}$, v_{min} и k_1 могут быть указаны в национальном приложении. Рекомендуемое значение $C_{Rd,c}$ равно $0,18/\gamma_c$, k_1 равно 0,15, а v_{min} определяется по формуле:

$$v_{min} = 0,035 \cdot f^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (6.9)$$

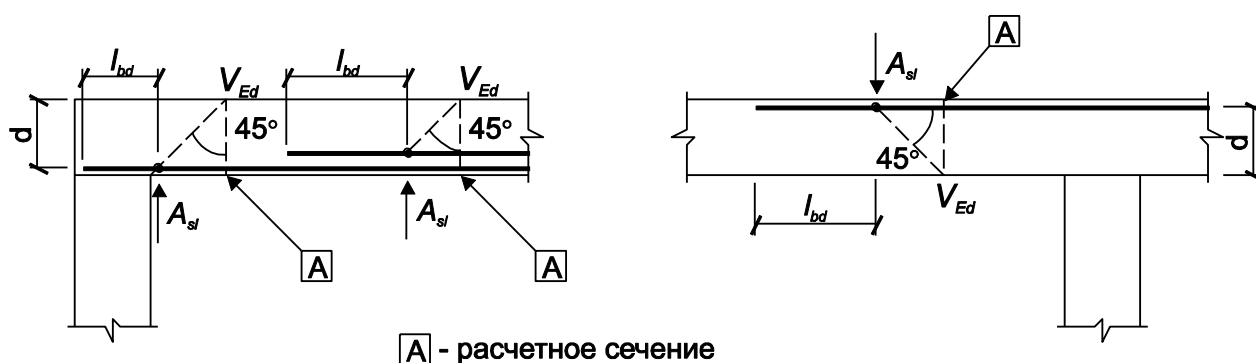
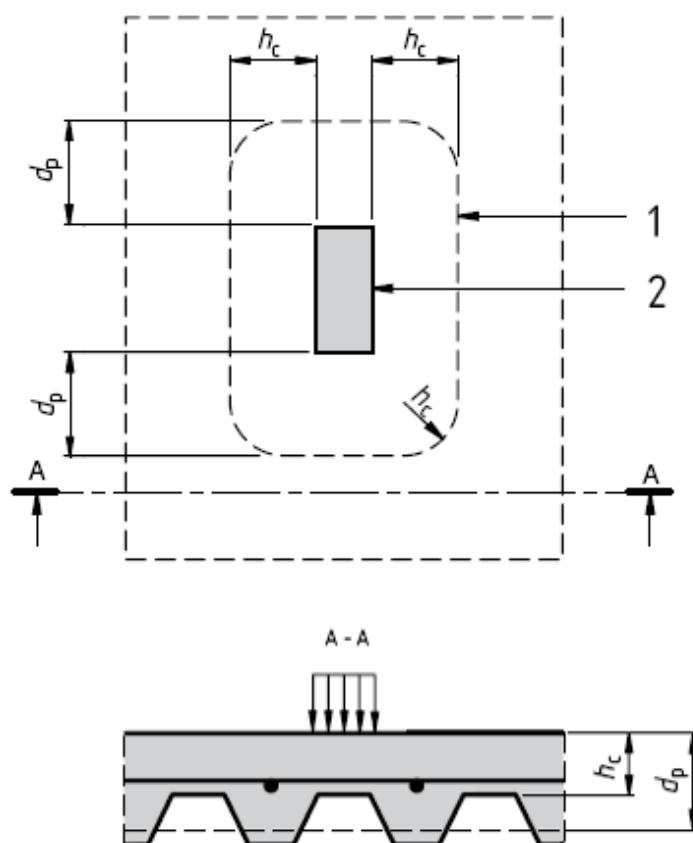


Рисунок 28 – К определению площади сечения растянутой арматуры A_{sl} при работе плиты на поперечный сдвиг

Несущая способность монолитных железобетонных перекрытий с СПН на продавливание $V_{p,Rd}$ при действии сосредоточенной нагрузки определяется в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Метод расчета на продавливание заключается в проверке прочности бетона от действия касательных напряжений по периметру продавливания, величина которого определяется в соответствии с Рисунком 29.



1 – периметр продавливания, 2 – площадь действия местной нагрузки

Рисунок 29 – К определению периметра продавливания плиты от местной нагрузки

9 ПРОВЕРКА ЭКСПЛУАТАЦИОННОЙ ПРИГОДНОСТИ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

Эксплуатационная пригодность сталежелезобетонных плит проверяется из условий трещинообразования в бетоне и предельных прогибов. Если плита проектируется неразрезной, то ширину раскрытия трещин в местах отрицательного изгибающего момента следует определять в соответствии с указаниями СН РК EN 1992-1-1:2004/2011. Если неразрезные плиты рассчитываются как шарнирно опертые, то площадь сечения арматуры в бетоне над гофрами для конструкций, возводимых без временных монтажных опор, должна составлять не менее 0,2 % площади поперечного сечения бетона над гофрами и не менее 0,4 % в случае использования монтажных опор.

При проверке прогибов необходимо рассматривать две стадии работы конструкции:

- стадия возведения, когда профилированные листы воспринимают нагрузку от собственного веса, массы свежесуложенного бетона и арматуры, а также монтажную нагрузку от оборудования и людей, находящихся на профилированных листах в процессе выполнения монтажных работ;

– стадия эксплуатации, когда перекрытие испытывает действие собственного веса и эксплуатационной нагрузки.

Прогиб профилированного листа в стадии возведения определяется в соответствии с указаниями СН РК EN 1993-1-5:2005/2011. При этом в соответствии с СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 прогиб профилированного листа под действием собственного веса и веса подвижной бетонной смеси без учета строительно-монтажных нагрузок не должен превышать $1/180$ пролета. Эффект увеличения объема бетонной смеси на прогибаемом настиле учитывается в случае, когда прогиб профилированных листов превышает $1/10$ полной высоты сечения сталежелезобетонной плиты. С целью уменьшения прогибов профилированных листов на период возведения перекрытия могут использоваться промежуточные монтажные опоры (Рисунок 21).

Прогибы сталежелезобетонной плиты в стадии эксплуатации могут определяться на основе упругого расчета без учета усадки бетона в соответствии с указаниями СН РК EN 1994-1-1:2004/2011 (Раздел 5). Прогибы внутренних пролетов неразрезных плит можно определять приближенно, принимая момент инерции сечения равным среднему из значений для сечений с трещинами и без трещин, а также используя среднее значение соотношения модулей упругости стали и бетона для долговременных и кратковременных воздействий. Допускается не проверять прогибы, если отношение длины пролета к толщине плиты не превышает предельных значений, установленных в СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 (7.4) и когда можно пренебречь деформациями сдвига торцевых участков профилированных листов относительно бетонной плиты. Указанные деформации можно не учитывать, если экспериментальное значение нагрузки, вызывающей сдвиг торцов профилированных листов равный 0,5 мм, в 1,2 раза превышает расчетное значение эксплуатационной нагрузки. В противном случае необходима анкеровка торцевых участков профилированных листов. При отсутствии такой анкеровки прогибы необходимо определять с учетом деформаций сдвига между профилированными листами и бетонной плитой. Если эффект объединения между бетоном и профилированным листом с концевыми анкерами не был установлен во время испытаний образцов плит, то определение их прогиба можно осуществлять, принимая модель арки с затяжкой.

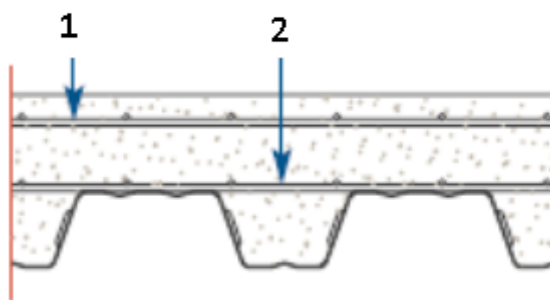
10 КОНСТРУКТИВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ

10.1 Толщина плиты и армирование

Общая толщина монолитной железобетонной плиты с СПН h должна быть не менее 80 мм, а толщина бетона h_c над верхней поверхностью гофров профилированного листа не менее 40 мм. В случае совместной работы плиты с балкой или ее использования в качестве горизонтальной диафрагмы жесткости общая толщина плиты должна быть не менее 90 мм, а толщина бетона h_c над профилированным листом не менее 50 мм.

Как правило в пределах толщины бетона h_c предусматривается поперечное и продольное горизонтальное армирование, суммарное сечение которого в обоих

направлениях должен составлять не менее $80 \text{ мм}^2/\text{м}$. При этом расстояние между арматурными стержнями не должно быть больше $2h$ или 350, принимая меньшее значение. По толщине бетона арматура может располагаться в один либо два ряда (Рисунок 30). Арматура верхнего ряда с соответствующим защитным слоем бетона препятствует образованию усадочных трещин в бетоне и может воспринимать растягивающие напряжения, которые вызваны отрицательным изгибающим моментом, действующим над опорами неразрезных плит. Рабочая длина такой арматуры должна быть не менее $1/3$ пролета по обе стороны от опоры. Арматура нижнего ряда также препятствует образованию усадочных трещин в бетоне. Однако ее основным назначением является перераспределение и передача на опорные участки плиты действующих на нее постоянных либо подвижных сосредоточенных нагрузок. В этом случае между арматурой и верхней поверхностью гофров профилированных листов оставляется зазор, постоянная величина которого во время бетонирования обеспечивается с помощью пластмассовых либо металлических дистанционных реек, располагаемых между арматурой и профилированными листами (Рисунок 31).



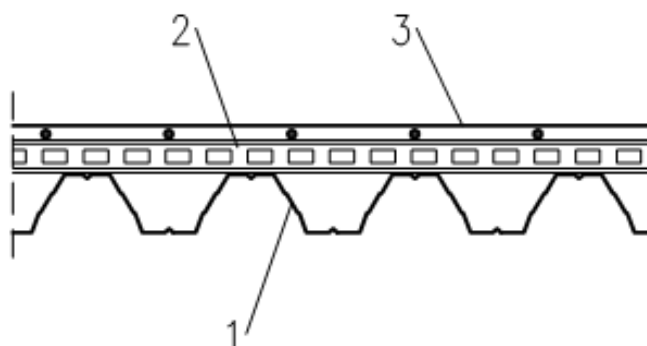
1 – арматура верхнего ряда, 2 – арматура нижнего ряда

Рисунок 30 – Армирование бетона над профилированным листом

Арматура нижнего ряда может быть расположена непосредственно на верхней поверхности гофров профилированных листов (Рисунок 30) и приварена к ним точечной сваркой. В этом случае арматура играет роль анкеровки, обеспечивающей совместную работу бетона с профилированным листом при передаче горизонтальных сдвигающих усилий.

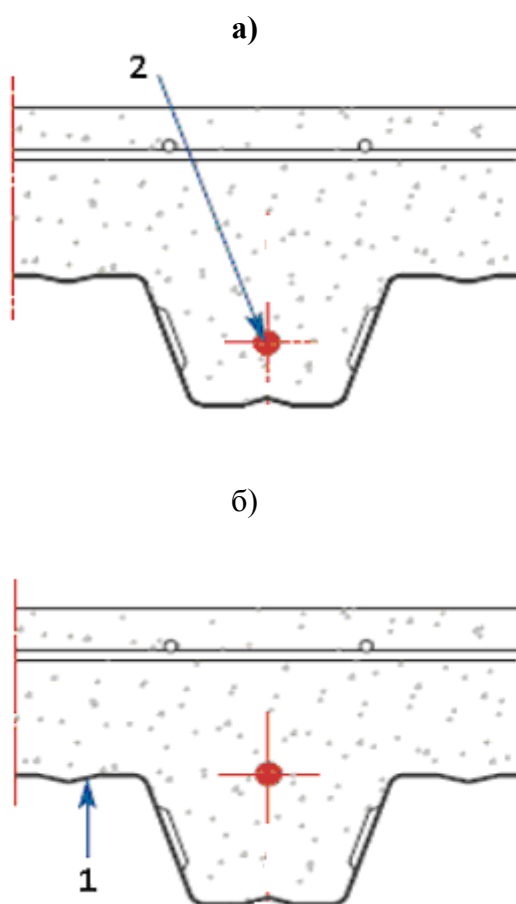
С целью увеличения несущей способности плиты в пролетной части на изгиб можно использовать продольные арматурные стержни, располагаемые в нижней части гофров профилированных листов (Рисунок 32а). Огнестойкость сталежелезобетонных плит с профилированными листами обычно составляет около 30 минут. Существенное повышение огнестойкости плит возможно путем устройства огнезащитных экранирующих подвесных потолков либо путем нанесения на нижнюю часть плит огнезащитных масс из негорючих материалов. Одним из способов повышения огнестойкости (до двух часов) является армирование плит продольными стержнями, располагаемыми в гофрах профилированных листов (Рисунок 32 б). Для обеспечения постоянной толщины защитного слоя бетона вокруг продольных арматурных стержней

последние перед бетонированием фиксируются с помощью пластмассовых дистанционных подкладок или вкладышей (Рисунок 33).



1 – профилированный лист, 2 – дистанционная рейка, 3 – арматурная сетка

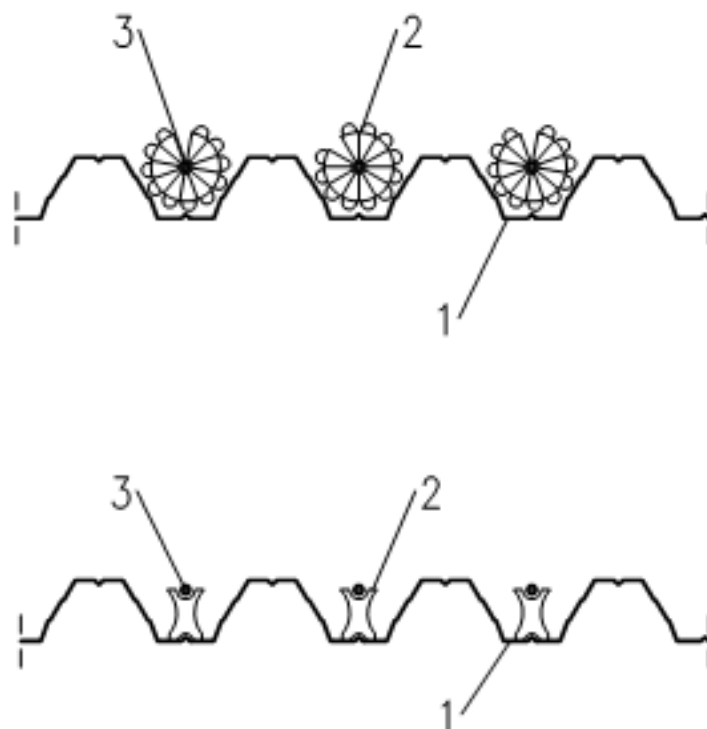
Рисунок 31 – Армирование бетона плиты металлическими сетками, уложенными на профилированные листы посредством дистанционных реек



1 – профилированный лист, 2 – продольная арматура

Рисунок 32 – Продольное армирование с целью повышения несущей способности на изгиб (а) и огнестойкости плит (б)

НТП РК 04-01-1.2-2011



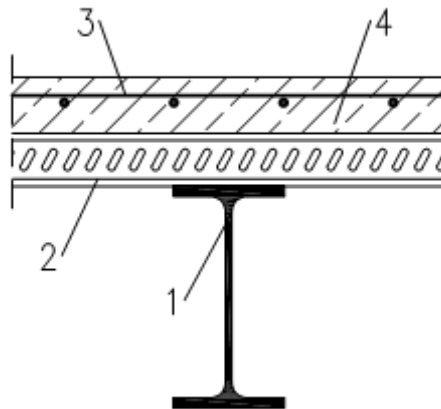
1 –профилированный лист, 2 – дистанционные вкладыши и подкладки,
3 – продольные арматурные стержни

Рисунок 33 – Размещение продольной арматуры перед бетонированием в гофрах профилированных листов с помощью дистанционных вкладышей и подкладок

Если в плите имеются технологические отверстия, то перекрытие необходимо усилить дополнительной арматурой, размещаемой в бортовой опалубке по контуру отверстия. При этом продольную арматуру рассчитывают из условия ее эквивалентности по несущей способности сечения вырезанной части профилированных листов. Возможно также устройство по контуру отверстия металлической либо железобетонной балочной клетки, передающей нагрузку с ослабленного отверстием участка плиты на нижерасположенные прогоны либо балки.

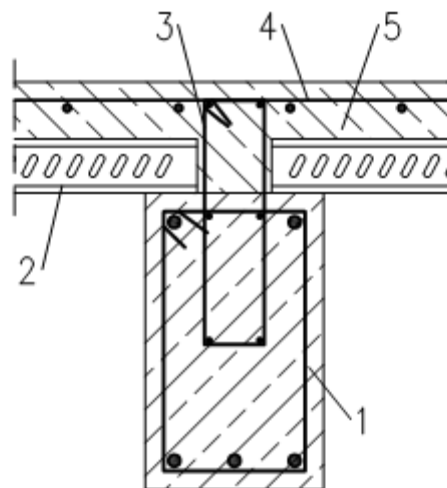
10.2 Опорные участки

Опорами монолитных железобетонных перекрытий с СПН могут быть металлические, железобетонные и деревянные балки, а также кирпичные и бетонные стены. При опирании плит на стальные или железобетонные балки целесообразно обеспечить их совместную работу. Принципиальные схемы опирания плит представлены на нижерасположенных рисунках.



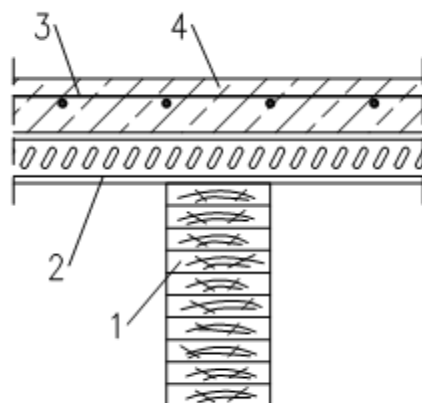
1 – металлическая балка, 2 – профилированный лист, 3 – арматурная сетка, 4 – бетон

Рисунок 34 – Опираение плиты на металлическую балку



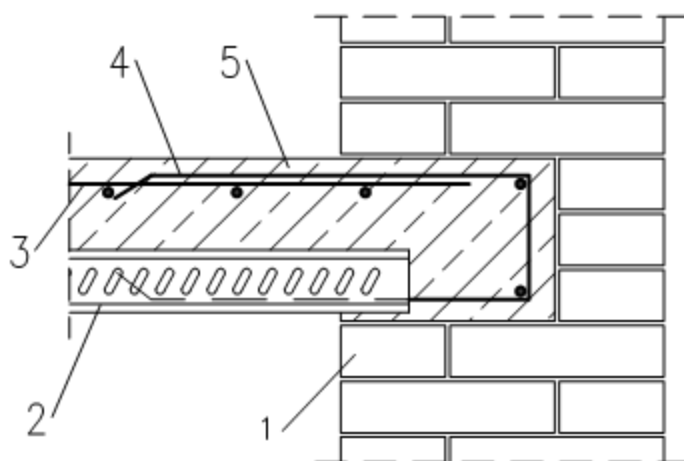
1 – сборная железобетонная балка , 2 – профилированный лист, 3 – анкерные петли, замоноличенные в железобетонной балке, 4 – арматурная сетка, 5 – бетон плиты

Рисунок 35 – Опираение плиты на железобетонную балку



1 – балка из клееной древесины, 2 – профилированный лист, 3 – арматурная сетка,
4 – бетон

Рисунок 36 – Опираие плиты на деревянную балку



1 – кирпичная стена, 2 – профилированный лист, 3 – арматурная сетка, 4 – арматура
опорной части плиты, 5 – бетон

Рисунок 37 – Опираие плиты на кирпичную стену

Обычно длина опорной площадки принимается с учетом монтажных допусков, а также возможности крепления профилированных листов к опорам без их повреждений и возможных обрушений во время монтажных работ. Размеры опорных площадок l_{bc} и l_{bs} должны быть не менее следующих значений (Рисунок 38):

- при опирании сталежелезобетонных плит на стальные или бетонные конструкции $l_{bc} = 75$ мм и $l_{bs} = 50$ мм;
- при опирании сталежелезобетонных плит на конструкции из других материалов $l_{bc} = 100$ мм и $l_{bs} = 70$ мм.

Во избежание неравномерной передачи опорного давления по ширине площадки опирания следует избегать нахлеста смежных профилированных листов (Рисунок 38 с).

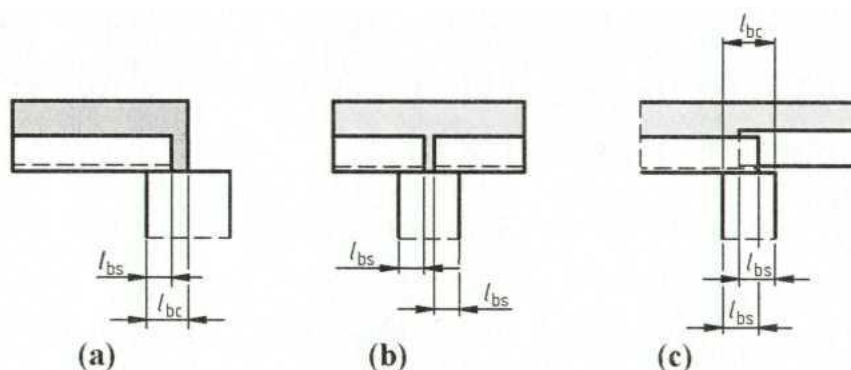
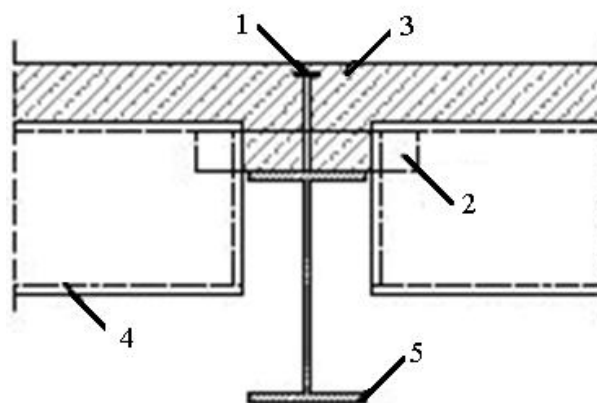


Рисунок 38 – Минимальные размеры опорной площадки сталежелезобетонных плит

По ширине профилированные листы следует соединять между собой путем нахлестки боковых стенок, объединяя их между собой комбинированными заклепками с шагом не более 350 мм.

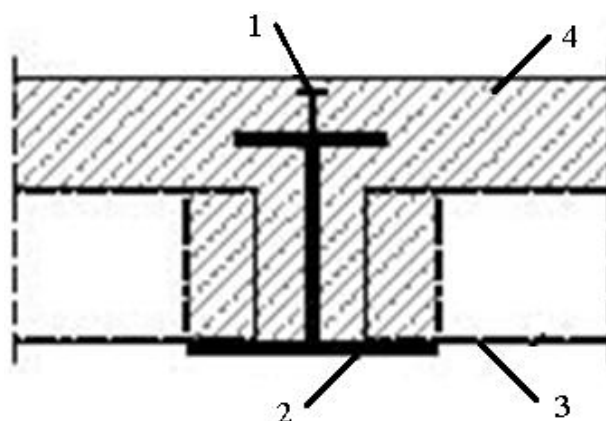
С целью уменьшения строительной высота сталежелезобетонного перекрытия профилированные листы могут опираться не на верхнюю полку металлической балки, а на приваренные к ней металлические консоли (Рисунок 39). Такое решение обычно используется при применении профилированных листов с высотой сечения (200-250) мм.



1 – анкерный стержень, 2 – металлическая консоль, 3 – бетонная плита,
4 – профилированный лист, 5 – металлическая балка

Рисунок 39 – Опираие профилированных листов на консоли

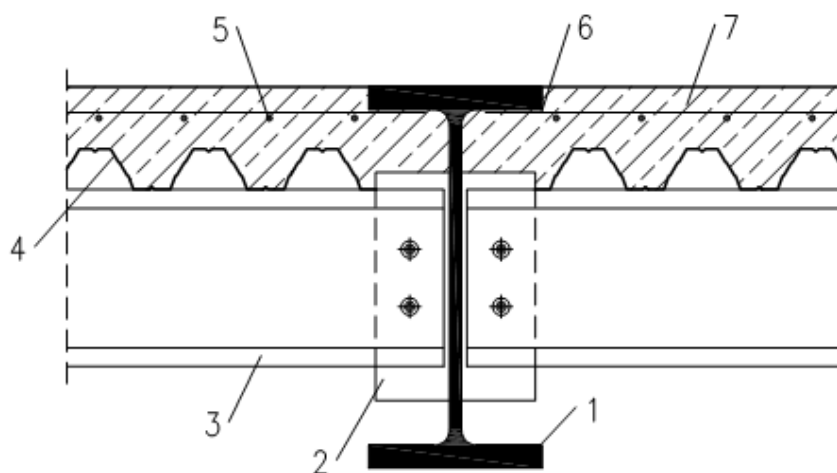
Еще в большей степени строительная высота сталежелезобетонного перекрытия может быть уменьшена путем опирании профилированных листов с высоким сечением на нижнюю полку металлического двутавра (Рисунок 40).



1 – анкерный стержень с высаженной головкой, 2 – нижняя полка металлического двутавра, 3 – профилированный лист, 4 – железобетонная плита

Рисунок 40 – Опираение профилированных листов на нижнюю полку металлического двутавра

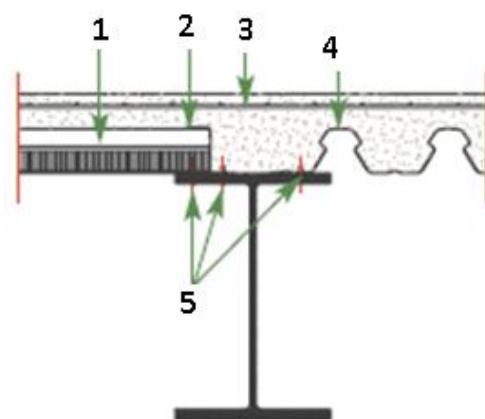
С целью уменьшения строительной высоты перекрытий профилированные листы можно также опереть на второстепенные балки, а верх бетонной плиты выполнить в одной плоскости с верхней полкой главной металлической балки (Рисунок 41).



1 – главная металлическая балка, 2 – поперечные соединительные ребра, 3 – второстепенная балка, 4 – профилированный лист, 5 – арматурная сетка, 6 – сварное соединение сетки с полкой балки, 7 – бетон плиты

Рисунок 41 – Опираение профилированных листов на второстепенные металлические балки

В практике могут быть также случаи опирания профилированных листов с одновременным расположением гофров вдоль и поперек оси балки (Рисунок 42).

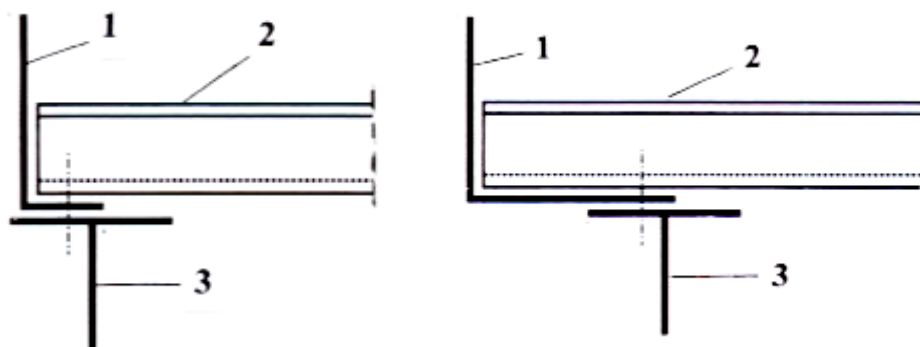


1 – профилированный лист, уложенный поперек оси балки, 2 – Z-образный разделительный профиль, 3 – арматурная сетка, 4 – профилированный лист, уложенный вдоль оси балки, 5 – соединения профилей с верхней полкой металлического двутавра

Рисунок 42 – Опираение профилированных листов с различной ориентацией гофров относительно оси металлической балки

10.3 Бортовые и консольные участки плит

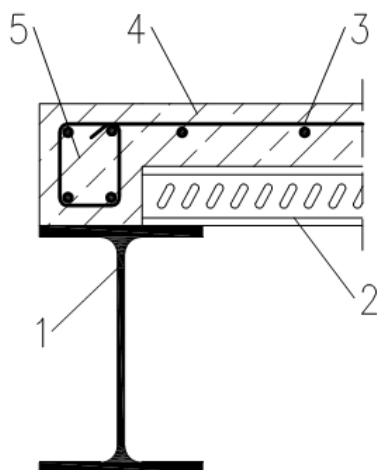
Бортовые участки плит, расположенные на крайних балках, обрамляются холодногнутыми стальными профилями, которые крепятся к балкам с помощью дюбелей или самонарезных винтов (Рисунок 43).



1 – бортовой элемент из холодногнутой листовой стали, 2 – стальной профилированный лист, 3 – металлическая балка

Рисунок 43 – Конструктивное решение бортовых участков плит в местах опирания на крайние балки (система Arval)

Бортовые участки могут быть также выполнены железобетонными в опалубке одновременно с заполнением бетонной смесью профилированных листов (Рисунок 44).



1 – металлическая балка, 2 – профилированный лист, 3 – арматурная сетка, 4 – бетон,
5 – армирование бортового участка

Рисунок 44 – Железобетонный бортовой участок плиты в местах ее опирания на крайние балки

Иногда при бетонировании во избежание вытекания бетонной смеси через открытые торцы профилированных листов используют специальные заглушки из пенополиуретана, приклеиваемые к нижней поверхности профилированных листов (Рисунок 45).

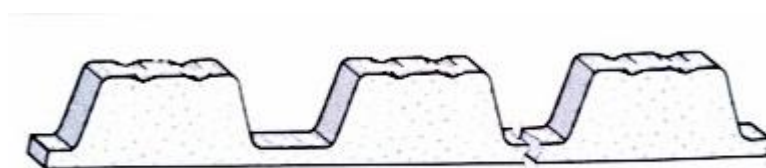
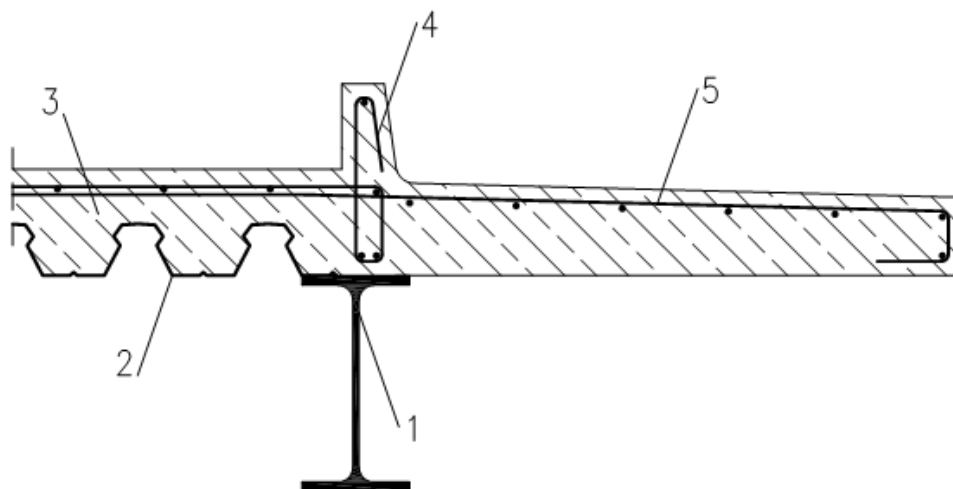


Рисунок 45 – Пенополиуретановые заглушки торцов профилированных листов, используемые в процессе бетонирования плиты

Бортовые участки плит могут иметь консольные свесы, выполняющие функции балконов, смотровых площадок либо террас. В этом случае свесы проектируют как обычные железобетонные консоли, объединенные общей арматурой со сталежелезобетонной плитой (Рисунок 46).



1 – металлическая балка, 2 – профилированный лист, 3 – бетон, 4 – армирование порога, 5 – рабочая арматура консольной части перекрытия

Рисунок 46 – Примеры конструктивного решения железобетонных консолей, объединенных с плитой

11 ПРИМЕР РАСЧЕТА ПЛИТЫ

Исходные данные

Запроектировать монолитную железобетонную плиту перекрытия с СПН, которая опирается широкими полками гофров на металлические прогоны, расположенные с шагом $L = 2,0$ м (Рисунок 47). Толщина бетонной полки плиты над профилированным листом составляет $h_c = 50$ мм. Совместная работа профилированного листа с бетоном осуществляется за счет их механического сцепления, параметры которого согласно опытным данным (см. Приложение А) имеют следующие значения: $m = 184$ Н/мм², $k = 0,053$ Н/мм². Временная равномерно распределенная полезная нагрузка на перекрытие составляет 12,0 кН/м².

Для расчетов приняты следующие параметры компонентов сечения плиты:

–профилированные листы марки Н80А-674-1,0 из Таблицы 3 настоящего пособия ($A_p = 10,3$ см², $J_x = 185,58$ см⁴, $W_{x1} = 42,76$ см³, $W_{x2} = 50,7$ см³, высота сечения $h_p = 79$ мм, масса 15,3 кг/м²). Листы изготовлены из стали марки S355MC со следующими характеристиками: $f_{yb} = 355$ МПа, $f_u = 430$ МПа, $E_p = 210000$ МПа (Таблица 2);

–бетон класса С20/25 в соответствии с СН РК EN 1992-1-1:2004/2011 ($f_{ck} = 20$ МПа, $f_{cd} = 13,3$ МПа, $f_{ctd} = 1,0$ МПа, $E_{cm} = 30000$ МПа);

–армирование бетона осуществляется сетками из стали марки S275.

Расчет профилированных листов в стадии возведения

В стадии возведения профилированный лист работает на нагрузку от собственного веса, массы свежееуложенного бетона (26 кН/м³) и на монтажную нагрузку (1,0 кН/м²). Приведенная толщина бетона в пределах высоты сечения профилированного листа равна:

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

где $b_s = 168,6$ мм – расстояние между гофрами профилированного листа;

$b_n = 93$ мм – ширина нижней полки гофра;

$b_w = 118,6$ мм – ширина участка между верхними полками гофров;

$h_p = 79$ мм – высота сечения профилированного листа.

Масса свежесушеного бетона с объемной массой 26 кН/м^3 на 1 м^2 плиты составляет:

$$(h^* + h_c) 26 = (0,0496 + 0,05) \times 26 = 2,59 \text{ кН/м}^2$$

Результаты вычисления воздействий приведены в Таблице 5, где значения частных коэффициентов безопасности приняты по СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011 (Таблица А.1.2(А)):

– для постоянных воздействий $\gamma = 1,1$,

– для временных воздействий $\gamma = 1,5$.

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

Таблица 5 - Воздействия на 1,0 м ширины профилированного листа в стадии возведения

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от собственной массы профилированного листа	0,153	1,1	0,168
Нагрузка от массы свежесушеной бетонной смеси	2,59	1,5	3,89
Суммарная постоянная нагрузка p	2,74		4,06
Монтажная нагрузка q	1,0	1,5	1,5
Сочетание воздействий	3,74		5,56

Расчет профилированного листа осуществляем в упругой стадии. Изгибающие моменты в профилированном листе определяем как в неразрезной трехпролетной балке $3 \text{ м} \times 2,0 \text{ м}$ в соответствии со схемой на Рисунке 47.

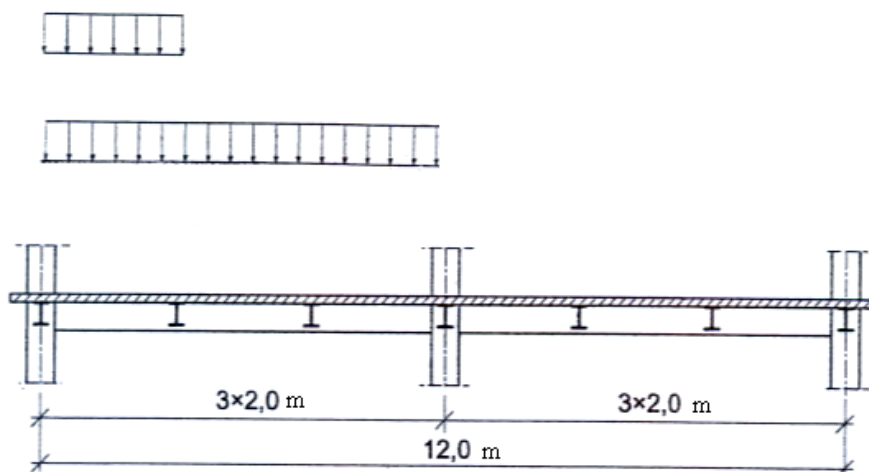


Рисунок 47 – Схема нагружения профилированного листа в процессе возведения сталежелезобетонного перекрытия

Максимальный изгибающий момент на средних опорах от расчетных воздействий:

$$M_{оп,d} = (0,1 \cdot p_d + 0,117 \cdot q_d) \cdot L^2 = (0,1 \times 4,06 + 0,117 \times 1,5) \times 2^2 = 2,23 \text{ кНм}$$

Максимальный изгибающий момент в пролете от расчетных воздействий:

$$M_{пр,d} = (0,08 \cdot p_d + 0,101 \cdot q_d) \cdot L^2 = (0,08 \times 4,06 + 0,101 \times 1,5) \times 2^2 = 1,9 \text{ кНм}$$

Опорный изгибающий момент от характеристических воздействий, вызывающих максимальный прогиб:

$$M_{оп,k,max} = (0,1 p_k + 0,05 q_k) L^2 = (0,1 \times 2,74 + 0,05 \times 1,0) \times 2^2 = 1,3 \text{ кНм}$$

Опорный изгибающий момент от характеристических равномерно распределенных воздействий:

$$M_{оп,k} = 0,1 \cdot p_k \cdot L^2 = 0,1 \times 2,74 \times 2^2 = 1,1 \text{ кНм}$$

Скорректированные геометрические параметры сечения профилированного листа для ширины 1,0 м составляют:

$$A_{p,b} = A_p / b = 10,3 / 0,674 = 15,3 \text{ см}^2$$

$$J_{x,b} = J_x / b = 185,58 / 0,674 = 275 \text{ см}^4$$

$$W_{x1,b} = W_{x1} / b = 42,76 / 0,674 = 63,4 \text{ см}^3$$

$$W_{x2,b} = W_{x2} / b = 50,7 / 0,674 = 75,2 \text{ см}^3,$$

где $b = 0,674$ м – заводская ширина профилированного листа в соответствии с Рисунком 12 настоящего пособия.

Максимальный прогиб профилированного листа:

$$w_{\max} = 5(p_k + q_k) L^4 / (384 \cdot E_p \cdot J_{x,b}) - M_{\text{оп},k,\max} \cdot L^2 / (16 \cdot E_p \cdot J_{x,b}) =$$

$$= 5 \times (2,74 + 1,0) \times 2^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 275 \times 10^{-8}) - 1,3 \times 2^2 / (16 \times 210 \times 10^6 \times 275 \times 10^{-8}) =$$

$$= 0,0008 \text{ м} = 0,8 \text{ мм}$$

Прогиб от веса профилированного листа и равномерно распределенной массы бетонной смеси:

$$w_p = 5 \cdot p_k \cdot L^4 / (384 \cdot E_p \cdot J_{x,b}) - M_{\text{оп},k} \cdot L^2 / (16 \cdot E_p \cdot J_{x,b}) =$$

$$= 5 \times 2,74 \times 2^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 275 \times 10^{-8}) - 1,1 \times 2^2 / (16 \times 210 \times 10^6 \times 275 \times 10^{-8}) =$$

$$= 0,00051 \text{ м} = 0,51 \text{ мм}$$

Максимальный прогиб профилированного листа в процессе бетонирования не превышает предельного значения:

$$w_{\max} = 0,8 \text{ мм} < L / 180 = 2000 / 180 = 11,1 \text{ мм}$$

В связи с этим нет необходимости в перерасчете нагрузки, связанном с увеличением массы бетонной смеси при прогибе профилированного листа.

Несущую способность при изгибе пролетных и опорных сечений профилированного листа определяем в соответствии с СН РК EN 1993-1-1:2005/2011:

$$M_{Rd,1} = W_{x1,b} f_{yb} / \gamma_{m0} = 63,4 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 22,5 \text{ кНм},$$

$$M_{Rd,2} = W_{x2,b} f_{yb} / \gamma_{m0} = 75,2 \times 10^{-6} \times 355 \times 10^3 = 26,7 \text{ кНм},$$

где частный коэффициент безопасности $\gamma_{m0} = 1,0$.

Проверяем выполнение условий несущей способности при изгибе:

$$M_{\text{пр},d} / M_{Rd,1} = 1,9 / 22,5 = 0,084 < 1$$

$$M_{\text{оп},d} / M_{Rd,2} = 2,23 / 26,7 = 0,084 < 1$$

Несущая способность при изгибе профилированного листа в процессе возведения перекрытия обеспечена.

Расчет плиты в стадии эксплуатации

В стадии эксплуатации плита работает на нагрузку от собственного веса, массы профилированного листа, массы бетона (25 кН/м^3) и полезную нагрузку. Определение значений воздействий для этой стадии приведено в Таблице 6.

Таблица 6 - Воздействия на 1,0 м ширины плиты в стадии эксплуатации

Вид воздействия	Характеристическое значение воздействия (кН/м)	Частный коэффициент безопасности	Расчетное значение воздействия (кН/м)
Нагрузка от массы бетонной плиты	2,49	1,1	2,74
Нагрузка от массы профилированных листов	0,153	1,1	0,168
Суммарная постоянная нагрузка p	2,64		2,9
Полезная переменная нагрузка q	12,0	1,5	18,0
Сочетание воздействий $p + q$	14,64		20,9

Изгибающий момент от расчетных сочетаний воздействий определяем в середине пролета L плиты как для однопролетной балки:

$$M_{Ed} = 0,125 \cdot (p_d + q_d) \cdot L^2 = 0,125 \times (2,9 + 18) \times 2,0^2 = 10,45 \text{ кНм}$$

Поперечная сила от расчетных воздействий:

$$V_{Ed} = 0,5 \cdot (p_d + q_d) \cdot L = 0,5 \times (2,9 + 18) \times 2,0 = 20,9 \text{ кН}$$

Несущую способность сечения плиты при изгибе определяем с учетом развития пластических деформаций. Находим положение нейтральной оси сечения:

$$X_{pl} = f_{yp,d} \cdot A_{p,b} / (0,85 \cdot f_{cd} \cdot b) = 355 \times 15,3 / (0,85 \times 13,3 \times 100) = 4,8 \text{ см} < h_c = 5 \text{ см}$$

Нейтральная ось расположена в бетоне над профилированным листом.

Определяем растягивающее усилие в профилированном листе шириной 1,0 м из условия его прочности при растяжении:

$$N_p = f_{yb} A_{p,b} = 355 \times 10^3 \times 15,3 \times 10^{-4} = 543 \text{ кН}$$

Определяем положение усилия N_p в сечении в соответствии с Рисунком 26 настоящего пособия:

$$d_p = h - e_p = 12,9 - 3,67 = 9,23 \text{ см}$$

$$Z = d_p - 0,5 X_{pl} = 9,23 - 0,5 \times 4,8 = 6,83 \text{ см}$$

Несущая способность сечения при изгибе:

$$M_{pl,Rd} = N_p \cdot Z = 543 \times 6,83 \times 10^{-2} = 37,1 \text{ кНм}$$

Условие обеспечения несущей способности при изгибе выполняется:

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 10,45 / 37,1 = 0,28 < 1$$

Несущую способность плиты при продольном сдвиге $V_{1,Rd}$ определяем m - k методом по Формуле (6.3) настоящего пособия. В соответствии со схемой Рисунка 29а значение L_s принимаем равным $L_s = L/4 = 2000/4 = 500$ мм.

$$V_{1,Rd} = b \cdot d_p \{ m \cdot A_{p,b} / (b \cdot L_s) + k \} / \gamma_{vs} = \\ = 1000 \times 92,3 \times 10^{-3} \times \{ 184 \times 15,3 \times 10^2 / (1000 \times 500) + 0,053 \} / 1,25 = 45,5 \text{ кН}$$

Несущая способность плиты при продольном сдвиге обеспечена:

$$V_{Ed} / V_{1,Rd} = 20,9 / 45,5 = 0,46 < 1$$

Несущую способность плиты при поперечном сдвиге определяем без учета работы профилированного листа:

$$V_{v,Rd} = (b_o / b_s) \cdot d_p \cdot \tau_{Rd} (1,6 - d_p) \times (1,2 + 40 \cdot \rho),$$

где $b_o = 0,1058$ м – средняя ширина наибольшего гофра профилированного листа;

$b_s = 0,168$ м – расстояние между гофрами;

$\rho = 0$ – процент продольного армирования;

$\tau_{Rd} = 0,26 f_{ctd} = 0,26 \cdot 1,0 = 0,26$ МПа – прочность бетона С20/25 на сдвиг.

$$V_{v,Rd} = (0,1058/0,1686) \times 0,0923 \times 0,26 \times (1,6 - 0,0923) \times 1,2 \times 10^3 = 27,3 \text{ кН}$$

Несущая способность плиты при поперечном сдвиге обеспечена:

$$V_{Ed} / V_{v,Rd} = 20,9 / 27,3 = 0,77 < 1$$

Прогиб от массы плиты и полезной нагрузки определяем с учетом влияния реологических процессов. Принимая $E_{c,eff} = 0,5 \cdot E_{cm} = 0,5 \times 30000 = 15000$ МПа и определяя соотношение модулей упругости стали профилированных листов и бетона $n = E_p / E_{c,eff} = 210000 / 15000 = 14$, находим положение нейтральной оси в сталежелезобетонном сечении:

$$e = (A_{p,b} \cdot d_p + (h_c)^2 / 2n) / (A_{p,b} + h_c / n) = (15,3 \times 9,23 + 5^2 \times 100 / 2 \times 14) / (15,3 + 100 \times 5 / 14) = 4,5 \text{ см}$$

Определяем момент инерции приведенного сечения:

$$J_1 = J_{x,b} + A_{p,b} (d_p - e)^2 + 100 \cdot (h_c)^3 / 12 \cdot n + 100 \cdot h_c \cdot (e - h_c / 2)^2 / n = \\ = 275 + 15,3 \times (9,23 - 4,5)^2 + 100 \times 5^3 / (12 \times 14) + 100 \times 5 \times (4,5 - 5/2)^2 / 14 = 834 \text{ см}^4$$

Прогиб плиты от характеристических воздействий:

$$w = 5 \cdot (p_k + q_k) \cdot L^4 / (384 \cdot E_p \cdot J_{x,b}) = \\ = 5 \times (2,64 + 12,0) \times 2^4 / (384 \times 210 \times 10^6 \times 834 \times 10^{-8}) = 0,0017 \text{ м} = 1,7 \text{ мм}$$

Полный прогиб плиты с учетом деформаций профилированного листа в процессе бетонирования перекрытия

$$w_{fin} = w_p + w = 0,51 + 1,7 = 2,21 \text{ мм} < L / 250 = 2000 / 250 = 8 \text{ мм}$$

Во избежание образования трещин в бетоне от его усадки и действия растягивающих напряжений, вызванных отрицательным изгибающим моментом над средними опорами, плита армируется сетками из стержней диаметром 6 мм с шагом 25 см ($A_s = 2,26 \text{ см}^2 / \text{м}$). Требуемое минимальное армирование бетона толщиной 5 см составляет $A_{s,min} = 0,002 \times 5 \times 100 = 1,0 \text{ см}^2 / \text{м}$. Сетки располагаем на расстоянии 35 мм от верхней поверхности профилированных листов, а над промежуточными опорами соединяем между собой с нахлесткой по длине 100 см.

Приложение А (информационное)

Испытания плит монолитных железобетонных перекрытий с СПН

А.1 Общие положения

При отсутствии достоверной информации о характеристиках сдвигового соединения между бетоном и профилированными стальными листами расчет и проектирование сталежелезобетонных плит должен основываться на результатах испытаний образцов. В результате испытаний определяются коэффициенты m и k или значения $\tau_{u,Rd}$ используемые для проверки несущей способности плит на продольный сдвиг. Кроме того в результате испытаний устанавливаются зависимости прогиба от нагрузки, на основании которых работа при продольном сдвиге классифицируется как хрупкая или податливая. В зависимости от конструкции плиты варьируемыми параметрами в процессе испытаний являются характеристики стального профилированного листа и бетона, толщина плиты и длина участка сдвига L_s .

Результаты испытаний, полученные для определенной серии образцов, могут быть использованы для серии образцов с другими параметрами, в которых:

- толщина стального профилированного листа t больше, чем в образцах первой серии;
- стальной профилированный лист обладает пределом текучести f_{yp} не меньшим 80% среднего предела текучести f_{ypm} при испытаниях;
- бетон обладает прочностью f_{ck} не меньшей 80% средней прочности бетона f_{cm} при испытаниях.

А.2 Изготовление образцов

Для изготовления образцов должны использоваться стальные профилированные листы заводской поставки с естественной не обезжиренной поверхностью, то есть без улучшения сцепления между ними и бетоном. Характер выштампованных рифов профилированных листов должен точно соответствовать применяемым в проектируемых конструкциях. При этом шаг и высота рифов могут отклоняться от номинальных значений не более чем на 5 % и 10 % соответственно.

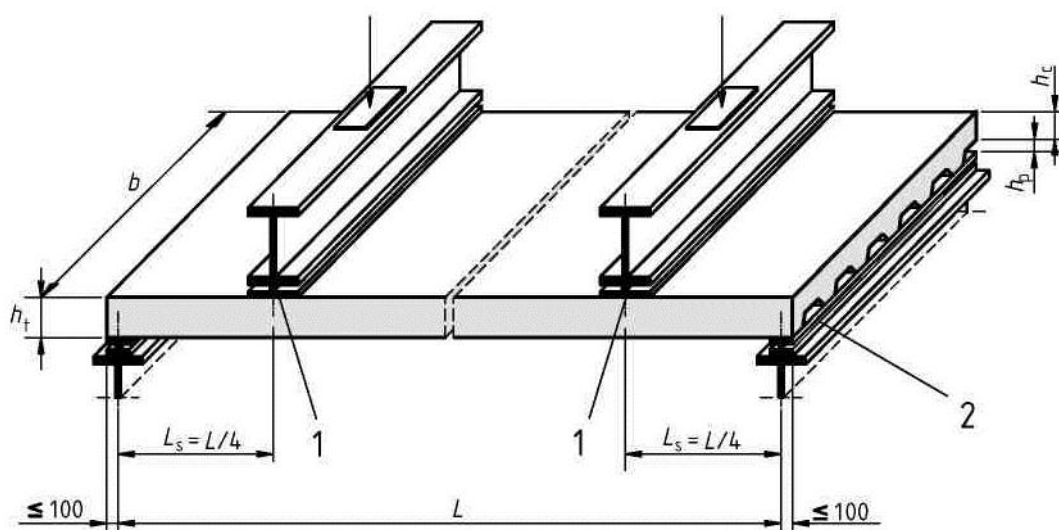
Ширина испытываемых образцов должна быть не менее трех их толщин, не менее 600 мм и не менее ширины обетонированного профилированного листа. Образцы следует бетонировать при опирании профилированных листов по всей их поверхности. Элементы, инициирующие трещины в растянутой зоне бетона, располагаются по всей ширине образца и на глубину до стального профилированного листа. Крайние стенки профилированного листа могут быть раскреплены от поперечных смещений так, чтобы они работали по аналогии со стенками в средних гофрах. Бетонную часть образцов можно армировать сеткой, расположенной в сжатой зоне изгибаемых образцов. Это позволит предотвратить образование трещин при перемещении образцов и усадке бетона.

Для всех образцов одинаковой серии следует использовать бетон из одного замеса, а образцы выдерживать в одинаковых условиях. Прочность бетона должна определяться путем испытаний минимум четырех цилиндров или кубиков, изготовленных во время бетонирования каждой группы образцов. Прочность бетона f_{cm} для каждой группы образцов следует принимать равной среднему значению, если отклонение каждого испытания бетона от среднего значения не превышает 10 %. В противном случае прочность бетона следует принимать равной максимальному полученному значению.

Прочность на растяжение и предел текучести профилированных листов необходимо определять путем испытания стандартных образцов, вырезанных из каждого листа, используемого при изготовлении опытных плит.

А.3 Испытания образцов

Испытания образцов следует осуществлять на стенде в соответствии со схемой Рисунка А.1. Образцы должны опираться шарнирно и загружаться двумя равными распределенными по ширине образцов нагрузками, расположенными симметрично на расстоянии $L/4$ от опор.



- 1 – неопреновая или аналогичная нагрузочная подкладка;
2 – стальная опорная пластина толщиной не менее 10 мм

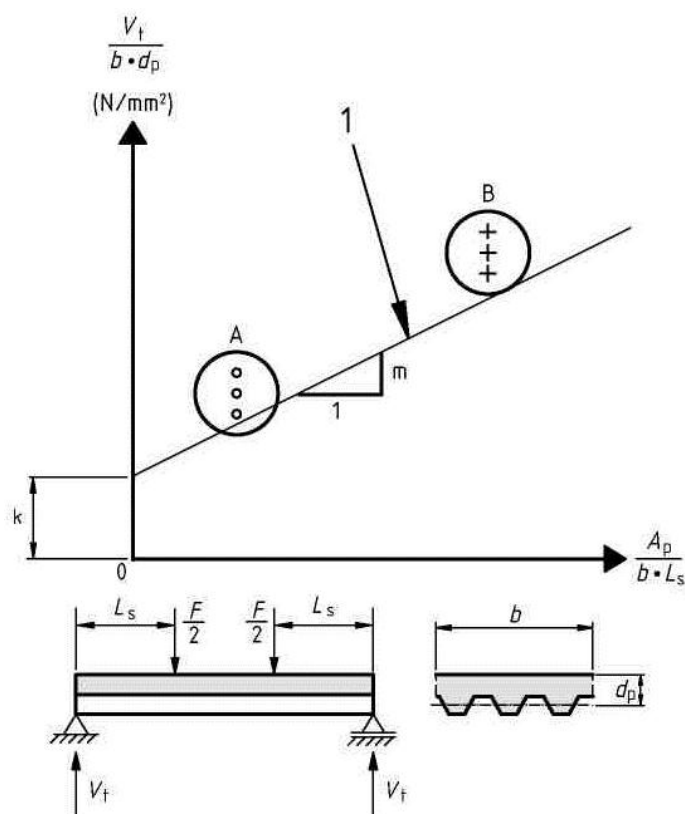
Рисунок А.1 – Схема испытаний образцов

Расстояние от середины опоры до торцов образца, а также ширина опорных пластин и нагрузочных подкладок не должны превышать 100 мм. Вид образца в процессе испытаний показано на Рисунке А.2.



Рисунок А.2 – Вид образца сталежелезобетонной плиты в процессе испытаний

Для определения коэффициентов m и k испытываются две группы образцов по три испытания в каждой группе (на Рисунке А.3 обозначены буквами А и В) либо три группы образцов по два испытания в каждой группе. При этом длину участка сдвига для образцов, соответствующих области А, следует принимать возможно большей, а для образцов, соответствующих области В, возможно меньшей, но не менее $3 \cdot h_t$. При определении $\tau_{u,Rd}$ для каждого типа профилированного листа или типа защитного покрытия следует проводить не менее четырех испытаний образцов одинаковой толщины h_t без дополнительного армирования или концевой анкеровки. При этом длину участка сдвига для разрушаемых образцов следует принимать возможно большей, а в оставшемся одном испытании возможно меньшей, но не менее $3 \cdot h_t$. Одно испытание с коротким участком сдвига выполняют только для определения кривой зависимости прогиба от нагрузки.



1 – зависимость для определения параметров m и k ;
 значения b , d_p и L_s выражены в мм, A_p в мм², V_t в Н
Рисунок А.3 – Оценка результатов испытания

Испытания состоят из двух этапов: предварительного нагружения образцов циклической нагрузкой и дальнейшего их нагружения увеличивающейся нагрузкой вплоть до разрушения. Если используют две группы образцов по три испытания, то один из трех испытываемых образцов в каждой группе может быть подвергнут только статическому испытанию без приложения циклической нагрузки с целью определения уровня циклической нагрузки для двух остальных образцов.

Циклическое нагружение осуществляется 5000 циклами в течение времени не менее трех часов. При этом нагрузка в течение каждого цикла должна изменяться в пределах от $0,2W_t$ до $0,6W_t$, где W_t - значение разрушающей нагрузки установленной при предварительном статическом испытании. На втором этапе прикладываемая нагрузка поступательно увеличивается таким образом, чтобы разрушение образца произошло не ранее чем через час. Разрушающей нагрузкой W_t является максимальная нагрузка, действующая на образец в момент разрушения с учетом его массы и веса загрузочных элементов.

А.4 Определение расчетных параметров m , k и $\tau_{u,Rd}$

Параметры m и k определяются по графику Рисунка А.3, на котором регрессионная прямая 1 получена путем соединения характеристических значений результатов испытаний образцов групп А и В. Если образец работает податливо, то экспериментальное значение усилия сдвига V_t следует принимать равным $0,5W_t$. При хрупком разрушении значение разрушающей нагрузки следует уменьшить, умножив на коэффициент 0,8. Для всех экспериментальных значений V_t нормативную прочность при продольном сдвиге следует определять как 5 % квантиль, используя соответствующую статистическую модель и представляя в виде характеристической линейной регрессии 1 на Рисунке А.3. Если для двух групп по три испытания отклонение каждого отдельного результата испытаний не превышает 10 % среднего значения в группе, то в каждой группе характеристическое значение прочности принимается равным минимальному значению в группе, уменьшенному на 10 %.

Соппротивление сдвигу определяется по экспериментальной кривой на Рисунке А.4, где путь А-В и В-С позволяет определить значение η для каждого испытания и значение τ_u определяется по формуле

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf}}{b \cdot (L_s + L_0)}, \quad (A.1)$$

где L_0 – длина свеса опытного образца.

При этом изгибающий момент M в сечении под точкой приложения нагрузки следует определять при максимальном значении нагрузок.

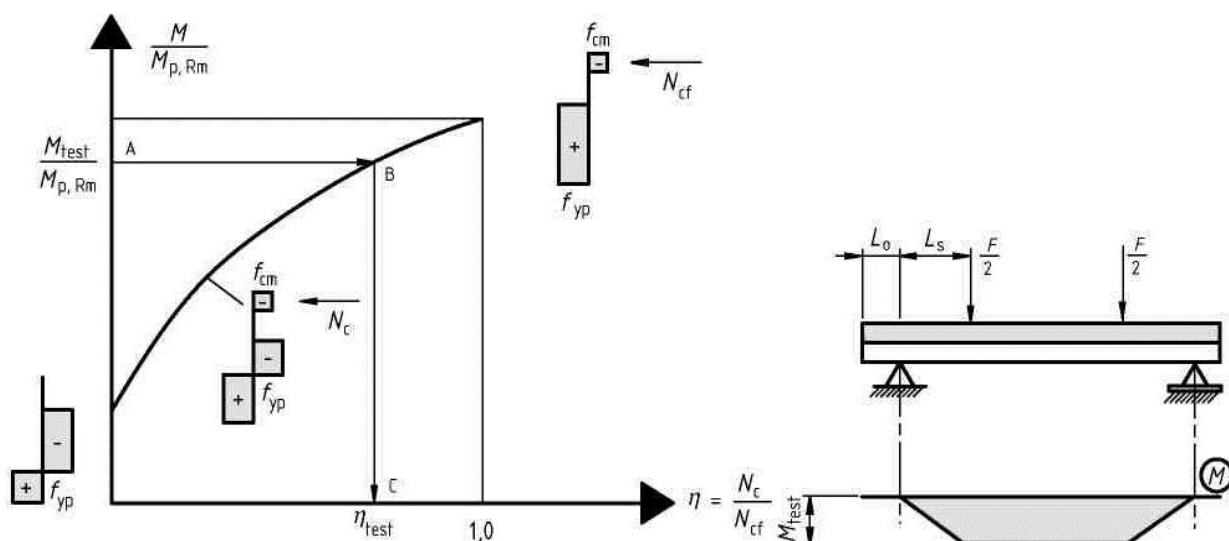


Рисунок А.4 – Определение степени использования свдвигового соединения при действии момента M_{test}

При учете возрастания несущей способности на продольный сдвиг вследствие прижима профилированного листа к бетону в зоне опорной реакции величину τ_u можно определять по формуле

$$\tau_u = \frac{\eta \cdot N_{cf} - \mu \cdot V_t}{b \cdot (L_s + L_0)}, \quad (A.2)$$

где μ – значение коэффициента трения, принимаемое равным 0,5 при отсутствии нормируемого значения;

V_t – опорная реакция при действии разрушающей нагрузки.

Характеристическое сопротивление сдвигу τ_{uRk} определяется с 5 % квантилем, используя соответствующие статистические методы в соответствии с СН РК EN 1990:2002+A1:2005/2011. Расчетное сопротивление сдвигу τ_{uRd} определяется путем деления τ_{uRk} на частный коэффициент безопасности γ_{vs} , значение которого может быть установлено в национальном приложении либо принимается равным 1,25.

Приложение Б.
(информационное)

Сортамент профилированных листов по ГОСТ 24045 – 94

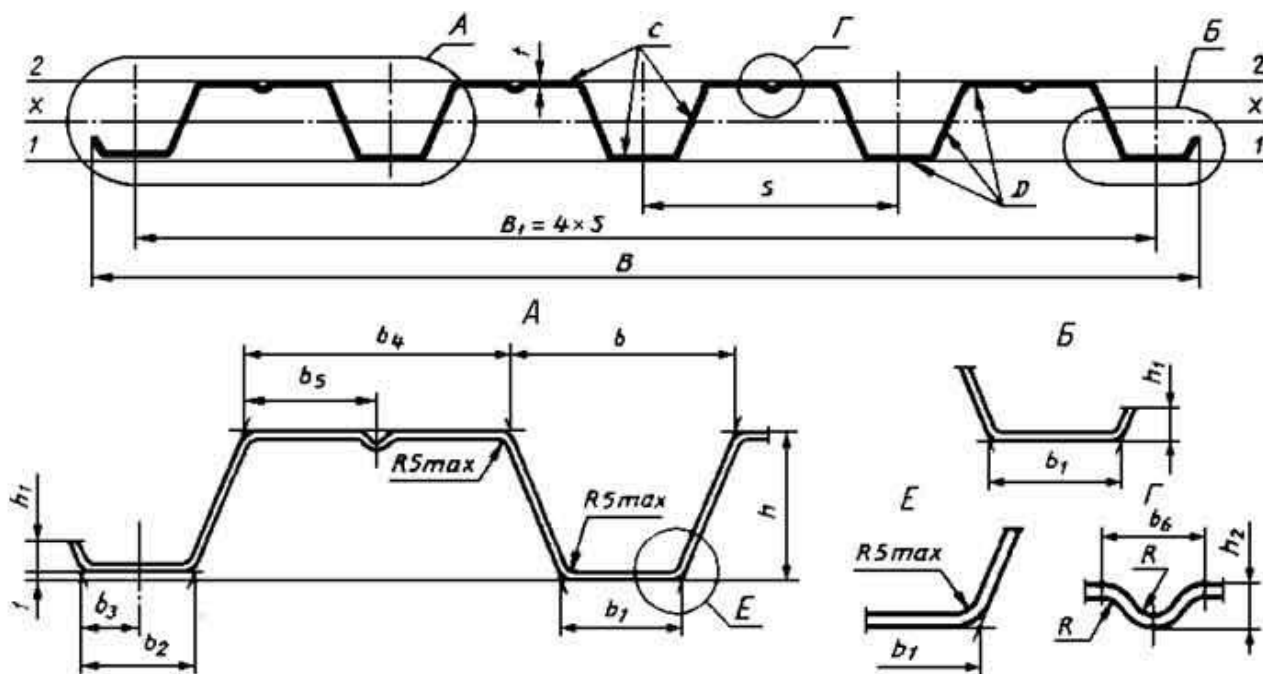


Рисунок Б.1 - Профилированный лист типа Н высотой 57 и 60 мм

Таблица Б.1

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм														
	h	B1	t	B	b	b ₁	b ₂	b ₃	b ₄	b ₅	b ₆	h ₁ , не менее	h ₂	R, не менее	S
H57-750-0,6	57	750	0,6	801	94,5	44	42	20	93	46,5	18	10	7	4	187,5
H57-750-0,7			0,7												
H57-750-0,8			0,8												
H60-845-0,7	60	845	0,7	902	89,5	50	47	22	122	61	16	14	5	3,5	211,2
H60-845-0,8			0,8												
H60-845-0,9			0,9												
Обозначение профилированного листа	Площадь сечения А, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины							Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм				
			при сжатых узких полках				при сжатых широких полках								
			Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³								
				W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}							
H57-750-0,6	6,6	5,6	46,2	12,0	18,0	46,2	13,8	15,9	7,5	1100					
H57-750-0,7	7,7	6,5	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7						
H57-750-0,8	8,8	7,4	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0	9,8						
H60-845-0,7	8,8	7,4	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8	1250					
H60-845-0,8	10,0	8,4	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7	9,9						
H60-845-0,9	11,3	9,3	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0	11,1						

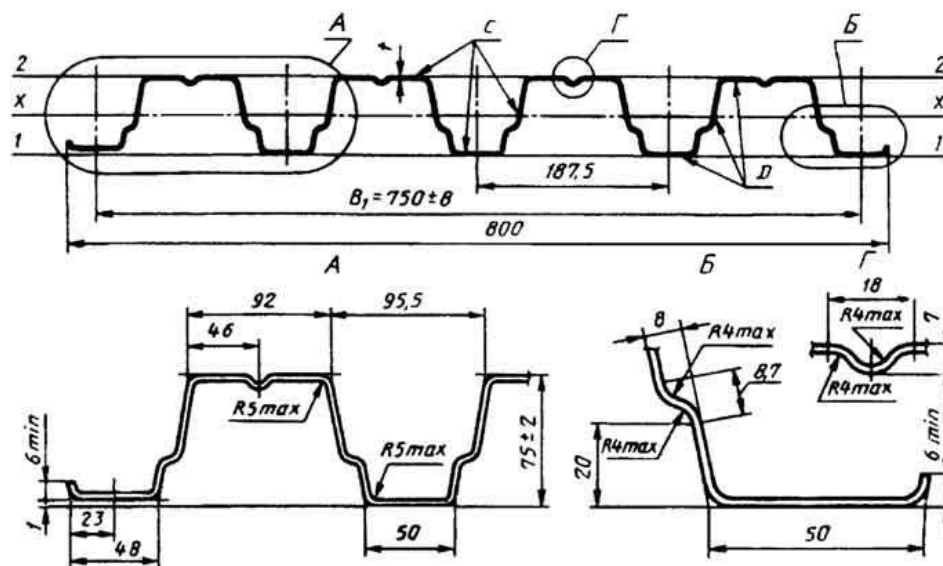


Рисунок Б.2 - Профилированный лист типа Н высотой 75 мм

Таблица Б.2

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				при сжатых узких полках			при сжатых широких полках				
				Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³			
					W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}		
H75-750-0,6	0,7	8,8	7,4	104,5	22,5	29,1	104,5	25,6	28,1	9,8	1250
H75-750-0,7	0,8	10,0	8,4	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2	
H75-750-0,8	0,9	11,3	9,3	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5	

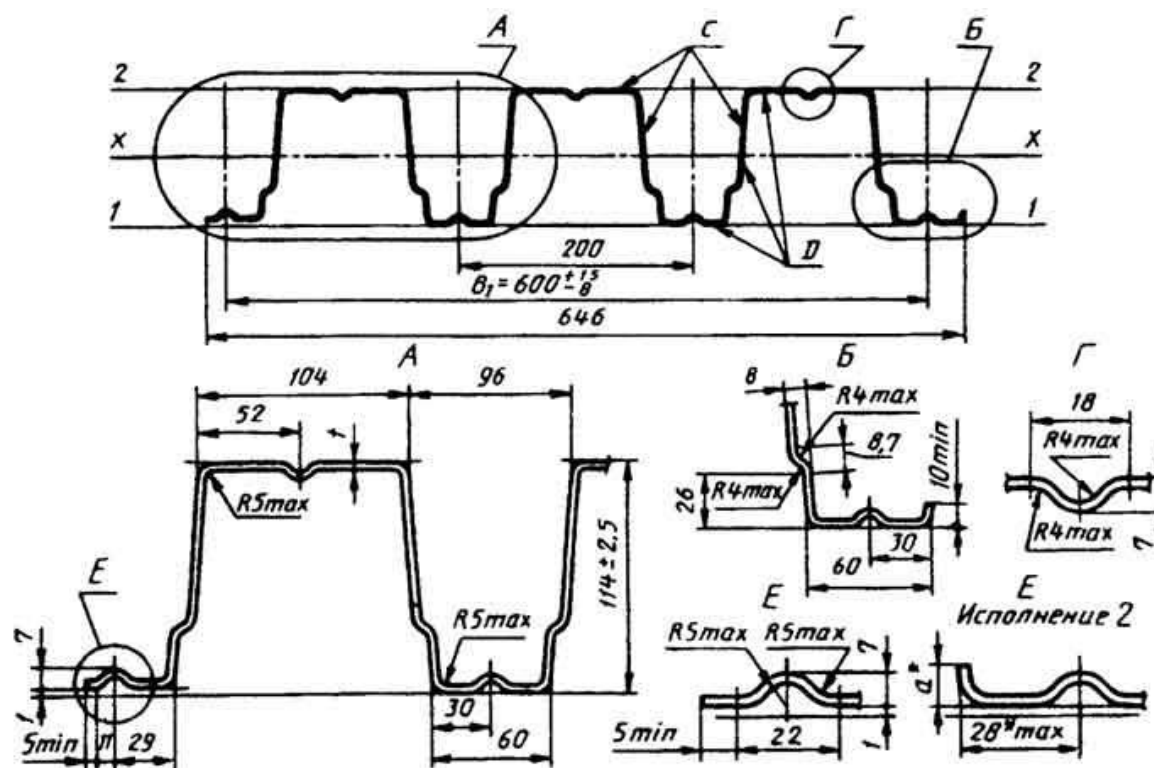


Рисунок Б.3 - Профилированный лист типа Н высотой 114 мм, шириной 600 мм

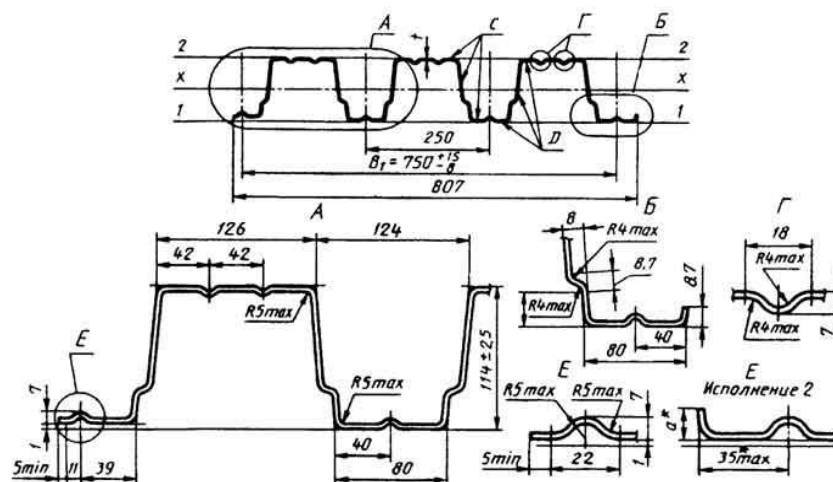


Рисунок Б.4 - Профилированный лист типа Н высотой 114 мм, шириной 750 мм

Таблица Б.3

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки мм
				при сжатых узких полках			при сжатых широких полках				
				Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³			
					W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}		
H114-600-0,8	0,8	10,0	8,4	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14,0	1250
H114-600-0,9	0,9	11,3	9,3	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,9	15,6	
H114-600-1,0	1,0	12,5	10,3	405,4	67,6	75,0	405,4	67,6	75,0	17,2	
H114-750-0,8	0,8	11,2	9,4	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5	1400
H114-750-0,9	0,9	12,6	10,5	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0	14,0	
H114-750-1,0	1,0	14,0	11,7	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4	

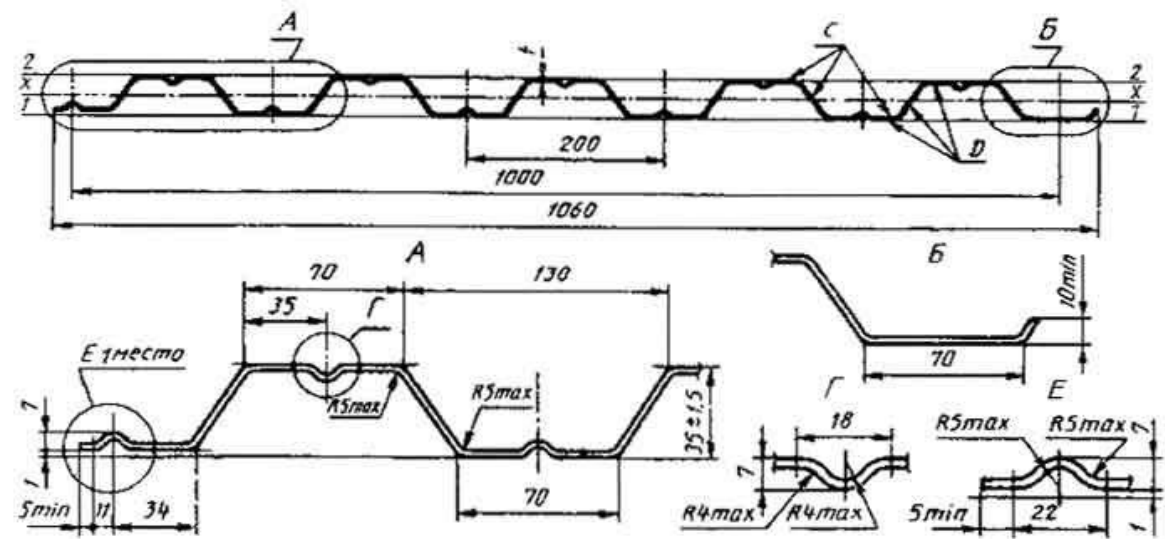


Рисунок Б.5 - Профилированный лист типа НС высотой 35 мм

Таблица Б.4

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
				при сжатых узких полках по оси 2-2			при сжатых широких полках по оси 1-1				
				Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³			
					W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}		
НС35-1000-0,6	0,6	7,5	6,4	14,92	8,56	8,27	15,41	9,25	8,4	6,4	1250
НС35-1000-0,7	0,7	8,75	7,4	17,36	9,95	9,58	17,87	10,73	9,74	7,4	
НС35-1000-0,8	0,8	10,0	8,4	19,89	11,44	10,92	20,25	12,16	11,04	8,4	

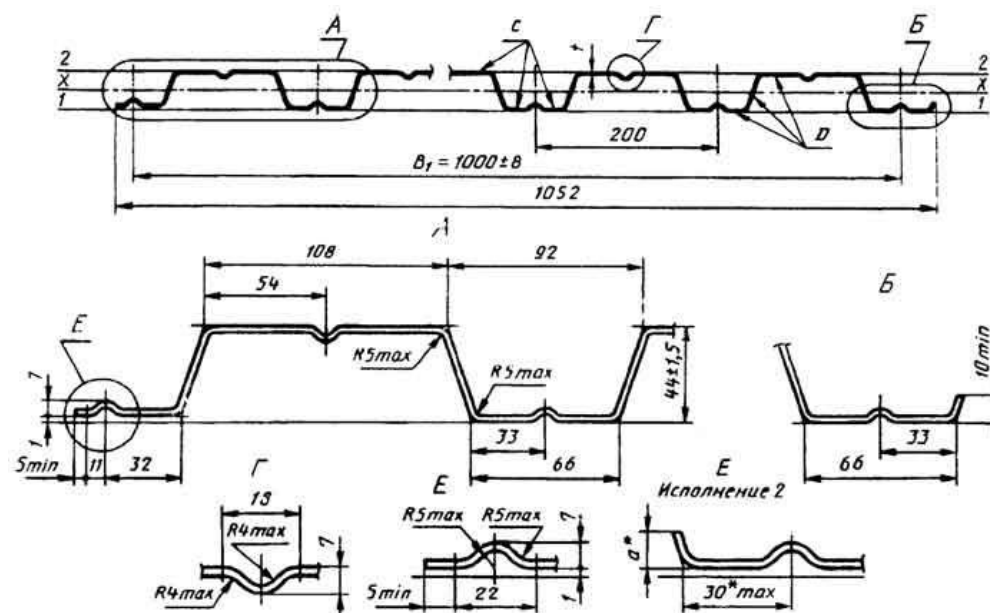


Рисунок Б.6 - Профилированный лист типа НС высотой 44 мм

Таблица Б.5

Обозначение профилированного листа	t, мм	Площадь сечения A, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки мм
				при сжатых узких полках			при сжатых широких полках				
				Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Момент инерции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³			
					W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}		
НС44-1000-0,7	0,7	9,8	8,3	32,9	13,4	16,8	32,9	13,0	13,6	8,3	1400
НС44-1000-0,8	0,8	11,2	9,4	37,66	15,41	19,25	37,66	15,07	16,76	9,4	

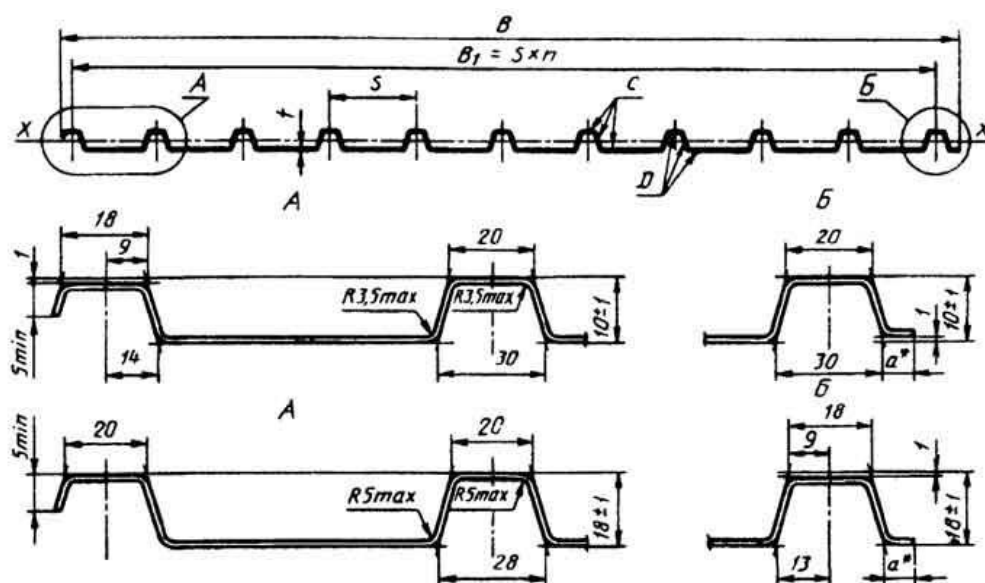


Рисунок Б.7 - Профилированный лист типа С высотой 10 и 18 мм

Таблица Б.6

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм				Площадь сечения A_2 см ²	Масса 1 м длины, кг	Справочная величина - момент инерции на 1 м ширины при сжатых полках I_x , см ⁴	Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
	B	B ₁	t	n					
C10-899-0,6 C10-899-0,7	918	899	0,6 0,7	9	6,0 7,0	5,1 5,9	0,81 0,97	5,7 6,6	1000
C10-1000-0,6 C10-1000-0,7	1022	1000	0,6 0,7	10	6,6 7,7	5,6 6,5	0,80 0,98	5,6 6,5	1100
C18-1000-0,6 C18-1000-0,7	1023	1000	0,6 0,7	10	7,5 8,8	6,4 7,4	3,04 3,59	6,4 7,4	1250

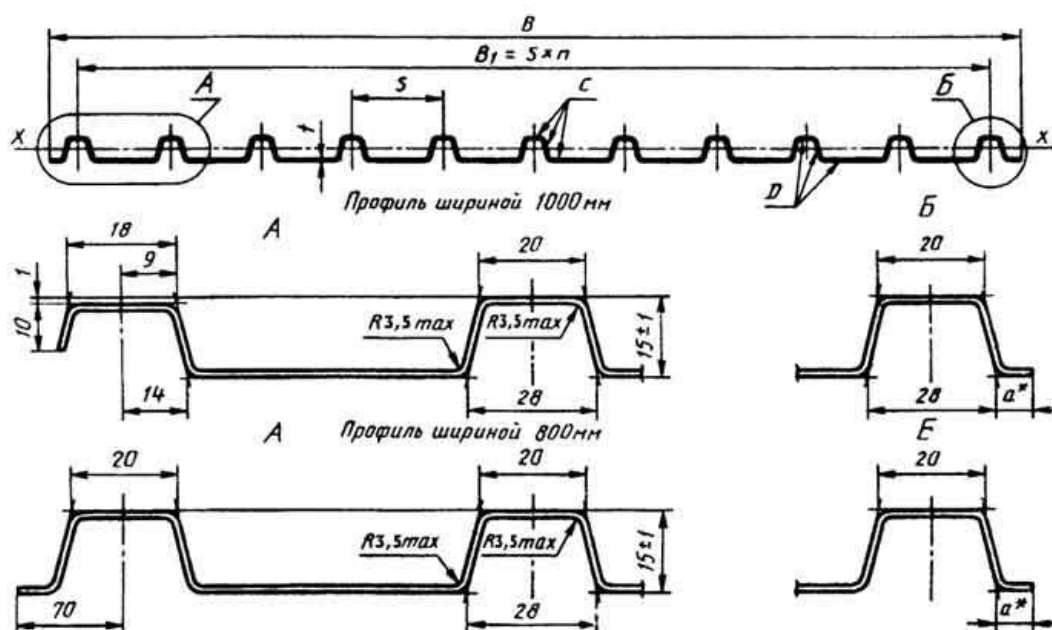


Рисунок Б.8 - Профилированный лист типа С высотой 15 мм

Таблица Б.7

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм				Площадь сечения А, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочная величина - момент инерции на 1м ширины при сжатых широких полках I _x , см ⁴	Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
	В	В ₁	t	n					
C15-800-0,6	940	800	0,6	8	6,6	5,60	2,10	6,0	1100
C15-800-0,7			0,7		7,7	6,55	2,55	6,9	
C15-1000-0,6	1018	1000	0,6	10	7,5	6,40	2,80	6,4	1250
C15-1000-0,6			0,7		8,7	7,40	3,00	7,4	

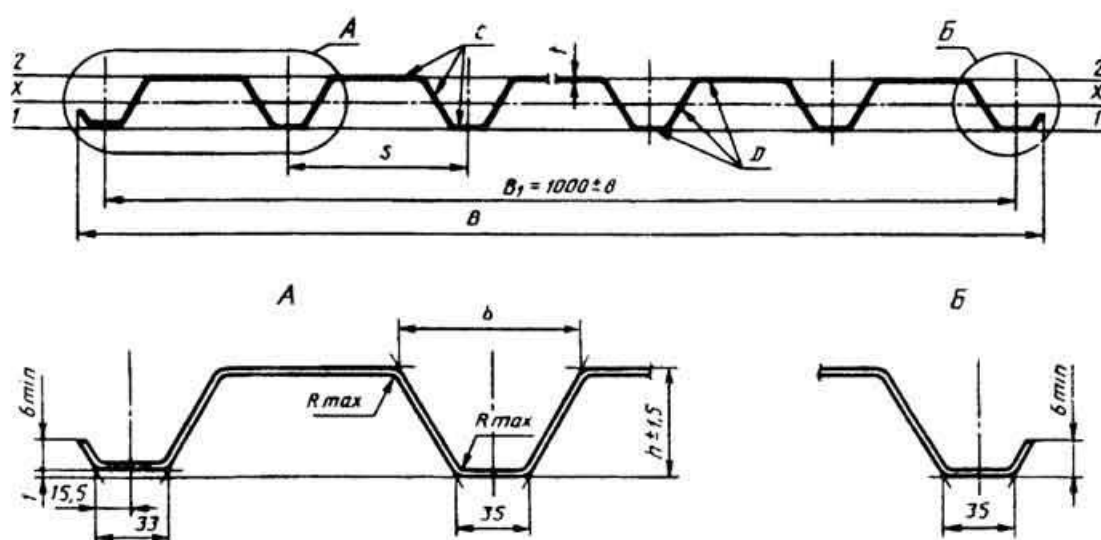


Рисунок Б.9 - Профилированный лист типа С высотой 21 и 44 мм

Таблица Б.8

Обозначение профилированного листа	Размеры сечения, мм						Площадь сечения А, см ²	Масса 1м длины, кг	Справочные величины на 1м ширины						Масса 1 м ² , кг	Ширина заготовки, мм
	h	В	b	R	S	t			при сжатых узких полках			при сжатых широких полках				
									Мо- мент инер- ции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³		Мо- мент инер- ции I _x , см ⁴	Момент сопротивления, см ³			
										W _{x1}	W _{x2}		W _{x1}	W _{x2}		
C21-1000-0,6	21	1051	65	5	100	0,6	7,5	6,4	5,49	4,83	4,96	5,46	5,24	4,51	6,4	1250
C21-1000-0,7						0,7	8,75	7,4	6,32	6,07	5,81	6,28	6,14	5,66	7,4	
C44-1000-0,7	44	1047	100	10	200	0,7	8,8	7,4	25,4	9,30	15,2	20,7	8,30	8,50	7,4	

ПРИМЕЧАНИЯ к Таблицам 1 - 8.

1. При вычислении массы плотность стали принята равной $7,85 \text{ г/см}^3$; масса цинкового покрытия, нанесенного на 1 м^2 с двух сторон листа, принята равной 414 г. Масса лакокрасочного покрытия не учитывалась.
2. Данные по геометрическим характеристикам профилей (моменты инерции и сопротивления) являются справочными и получены, допуская рабочую ширину (b_p) плоских участков сжатых полок равной: $b_p = 40t$ - при определении моментов сопротивления; $b_p = 60t$ - при определении моментов инерции.
3. Справочные величины на 1 м ширины получены делением расчетных характеристик на ширину B_1 . Масса 1 м^2 получена делением массы 1 м длины на ширину B_1 .

Приложение В
(информационное)

**Таблица В.1 – Геометрические параметры профилированного
листа Cofrasta 40 [15]**

Толщина листа	t	мм	0,75	0,85
Собственный вес	q	кг/м ²	9,97	11,19
Номинальная площадь сечения	A_p	мм ² /м	12,02	13,59
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	27,55	31,43
Положение нейтральной оси	e	см	1,42	1,42

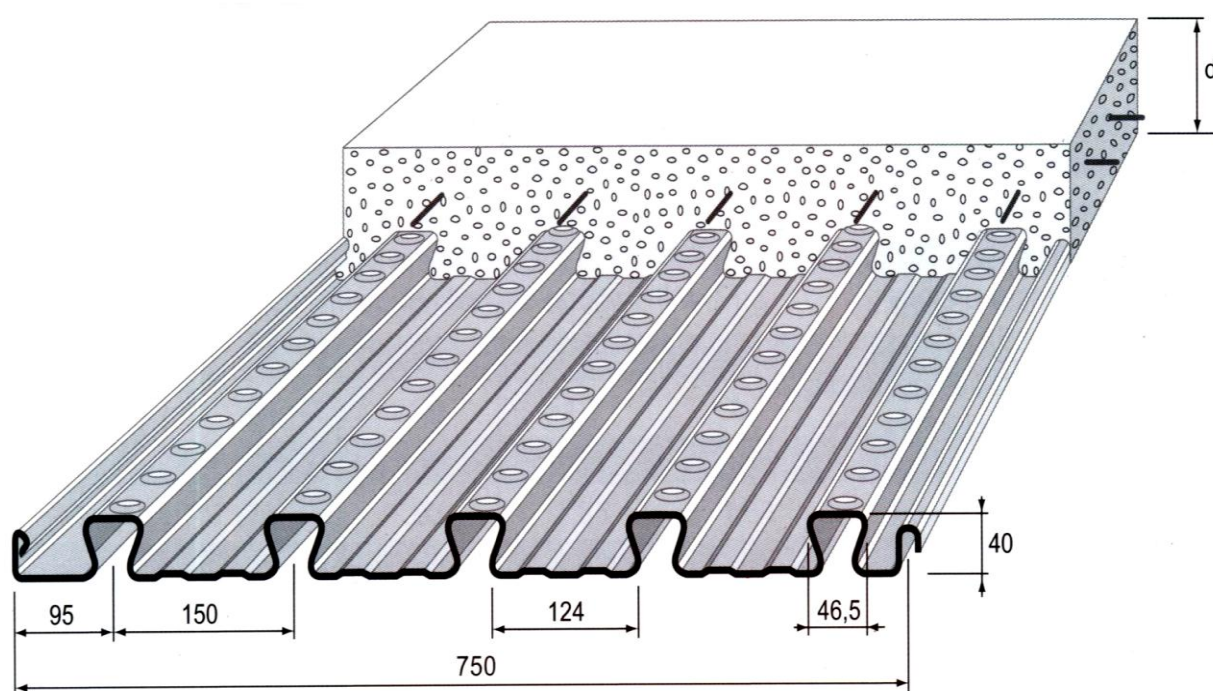


Рисунок В.1 – Профилированный лист типа Cofrasta 40

Таблица В.2 – Максимальное расстояние (м) между временными промежуточными монтажными опорами под профилированными листами Cofrasta 40

Количество пролётов	1		2		3	
Толщина листа (мм)	0,75	0,85	0,75	0,85	0,75	0,85
Толщина плиты (см)						
9	1,99	2,11	2,26	2,63	2,45	2,81
10	1,92	2,03	2,15	2,5	2,41	2,69
11	1,85	1,96	2,05	2,39	2,3	2,58
12	1,79	1,9	1,96	2,29	2,2	2,5
13	1,74	1,84	1,88	2,2	2,11	2,47
14	1,7	1,8	1,8	2,11	2,03	2,37
16	1,62	1,71	1,67	1,97	1,88	2,21
18	1,55	1,64	1,56	1,84	1,76	2,07
20	1,49	1,58	1,47	1,74	1,65	1,95

Таблица В.3 – Несущая способность при изгибе и сдвиге железобетонной плиты с профилированным листом Cofrasta 40

Толщина плиты (см)	COFRASTRA 40 $t = 0,75$ мм		COFRASTRA 40 $t = 0,85$ мм	
	$M_{pl,Rd}$ кНм/м	V_{vRd} кНм/м	$M_{pl,Rd}$ кНм/м	V_{vRd} кНм/м
9	25,64	43,87	28,07	45,85
10	29,85	47,34	32,83	49,31
11	34,06	50,77	37,58	52,72
12	38,26	54,14	42,34	56,08
13	42,47	57,46	47,10	59,39
14	46,68	60,74	51,85	62,66
15	50,89	63,96	56,61	65,87
16	55,09	67,14	61,37	69,03
18	63,51	73,34	70,88	75,21
20	71,92	79,34	80,39	81,18
22	80,33	85,15	89,91	86,96
24	88,75	90,75	99,42	92,54
28	105,58	101,37	118,44	103,10

Таблица В.4 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета L (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
2,5	9	9	9	9	10	12	13	15	17	20
3,5	9	9	9	9	10	12	14	16	18	-
4,5	9	9	9	9	11	13	15	17	19	-
6,0	9	9	9	10	12	14	16	18	-	-
8,0	9	9	9	11	13	15	17	20	-	-

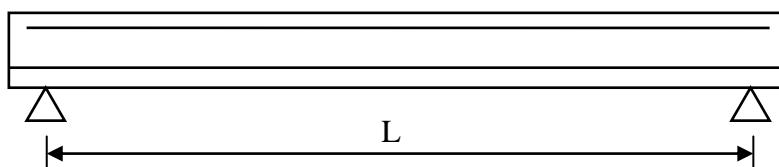


Рисунок В.2 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofrasta 40 толщиной 0,75 мм, бетону класса С25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5

Таблица В.5 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета $L_1=L_2$ (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
2,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
3,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
4,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
6,0	9	9	9	10	11	13	14	16	18	20
8,0	9	9	9	10	12	14	16	17	19	20

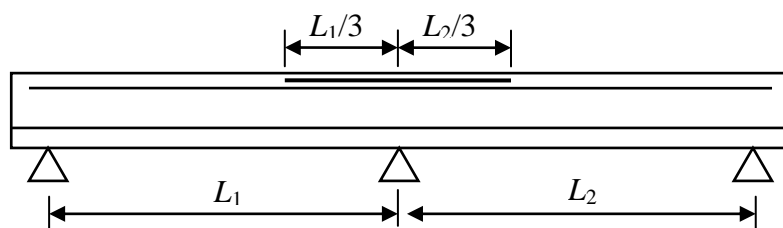


Рисунок В.3 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofrasta 40 толщиной 0,75 мм, бетону класса С25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5

Таблица В.6 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета $L_1=L_2=L_3$ (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
2,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
3,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
4,5	9	9	9	9	10	12	13	15	16	18
6,0	9	9	9	9	10	12	14	16	18	20
8,0	9	9	9	10	11	13	15	17	19	-

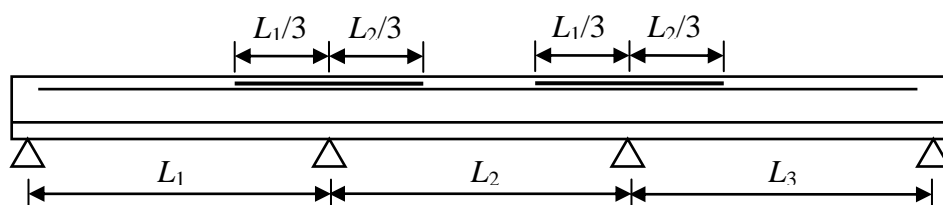


Рисунок В.4 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofrasta 40 толщиной 0,75 мм, бетону класса С25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5

**Таблица В.7 – Геометрические параметры профилированного
листа Cofraplus 60 [15]**

Толщина листа	t	мм	0,75	0,88	1,00	1,25
Собственный вес	q	кг/м ²	8,53	10,00	11,37	14,22
Номинальная площадь сечения	A_p	мм ² /м	10,29	12,17	13,91	17,57
Момент инерции сечения	I_p	см ⁴ /м	55,12	65,21	74,53	93,94
Положение нейтральной оси	e	см	3,33	3,33	3,33	3,33

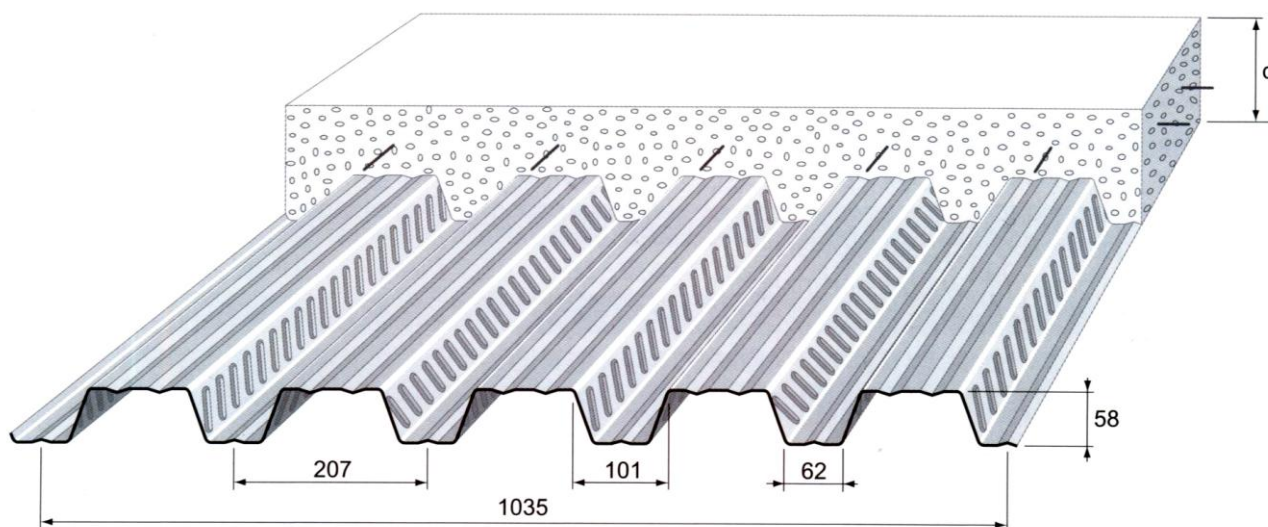


Рисунок В.5 – Профилированный лист типа Cofraplus 60

Таблица В.8 – Максимальное расстояние (м) между временными промежуточными монтажными опорами под профилированными листами Cofraplus 60

Количество пролётов	1				2				3			
Толщина листа (мм)	0,75	0,88	1,00	1,25	0,75	0,88	1,00	1,25	0,75	0,88	1,00	1,25
Толщина плиты (см)												
11	2,60	2,74	2,84	3,00	2,65	3,11	3,48	3,75	2,97	3,34	3,69	4,05
12	2,50	2,63	2,75	2,96	2,51	2,96	3,31	3,71	2,82	3,20	3,53	3,82
13	2,41	2,54	2,65	2,86	2,39	2,82	3,16	3,54	2,68	3,16	3,39	3,76
14	2,33	2,46	2,57	2,77	2,28	2,70	3,03	3,39	2,56	3,03	3,26	3,63
15	2,26	2,39	2,49	2,69	2,18	2,59	2,91	3,26	2,45	2,90	3,24	3,50
16	2,20	2,32	2,43	2,62	2,10	2,49	2,80	3,14	2,36	2,79	3,14	3,42
18	2,09	2,21	2,31	2,49	1,94	2,31	2,61	2,92	2,18	2,60	2,92	3,28
20	2,00	2,12	2,21	2,39	1,82	2,16	2,44	2,74	2,04	2,43	2,74	3,08
24	1,86	1,97	2,06	2,23	1,61	1,93	2,18	2,45	1,81	2,17	2,45	2,76
28	1,75	1,86	1,94	2,10	1,45	1,75	1,98	2,23	1,63	1,96	2,23	2,50

**Таблица В.9 – Несущая способность при изгибе и сдвиге железобетонной плиты
с профилированным листом Cofraplus 60**

Толщина плиты (см)	COFRAPLUS 60 $t =$ 0,75 мм		COFRAPLUS 60 $t =$ 0,88 мм		COFRAPLUS 60 $t =$ 1,00 мм	
	$M_{pl,Rd}$ кНм/м	V_{vRd} кНм/м	$M_{pl,Rd}$ кНм/м	V_{vRd} кНм/м	$M_{pl,Rd}$ кНм/м	V_{vRd} кНм/м
11	23,05	23,97	26,27	25,32	28,98	26,57
12	26,65	25,95	30,53	27,30	33,85	28,54
13	30,25	27,91	34,79	29,25	38,71	30,48
14	33,85	29,84	39,05	31,17	43,58	32,40
15	37,45	31,75	43,31	33,06	48,45	34,28
16	41,05	33,62	47,57	34,93	53,32	36,14
18	48,26	37,28	56,08	38,57	63,06	39,77
20	55,46	40,83	64,60	42,11	72,79	43,29
22	62,66	44,27	73,12	45,53	82,53	46,69
24	69,87	47,59	81,64	48,83	92,27	49,98
28	84,27	53,90	98,68	55,10	111,74	56,21

Таблица В.10 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета L (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	11	11	11	11	11	12	14	16	18	18
2,5	11	11	11	11	11	13	15	17	19	-
3,5	11	11	11	11	12	14	16	21	-	-
4,5	11	11	11	11	13	15	19	-	-	-
6,0	11	11	11	11	14	20	-	-	-	-
8,0	11	11	11	13	20	-	-	-	-	-

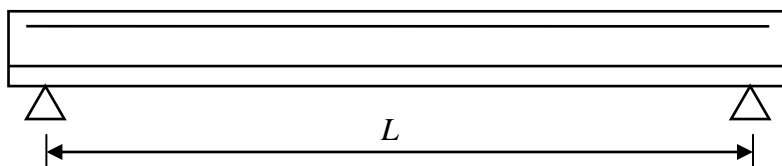


Рисунок В.6 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofraplus 60 толщиной 0,75 мм, бетону класса С25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5

Таблица В.11 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета $L_1=L_2$ (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	11	11	11	11	11	12	13	15	16	18
2,5	11	11	11	11	11	12	13	15	16	18
3,5	11	11	11	11	11	12	13	15	16	21
4,5	11	11	11	11	11	12	14	18	24	-
6,0	11	11	11	11	13	16	21	-	-	-
8,0	11	11	11	14	18	21	-	-	-	-

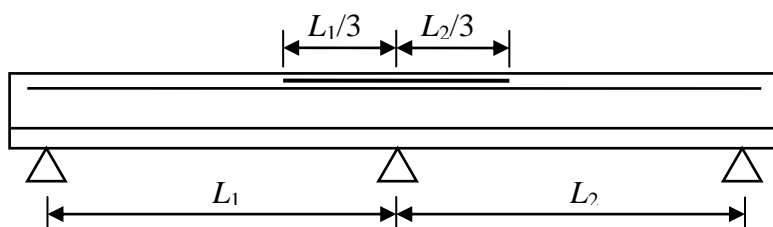


Рисунок В.7 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofraplus 60 толщиной 0,75 мм, бетону класса С25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5

Таблица В.12 – Ориентировочные значения толщины плиты (см) в зависимости от величины характеристической эксплуатационной нагрузки Q_k и длины пролета L

Нагрузка Q_k кН/м ²	Длина пролета $L_1=L_2=L_3$ (см)									
	150	200	250	300	350	400	450	500	550	600
1,5	11	11	11	11	11	12	13	15	16	18
2,5	11	11	11	11	11	12	13	15	16	18
3,5	11	11	11	11	11	12	14	16	17	21
4,5	11	11	11	11	11	12	15	18	24	-
6,0	11	11	11	11	13	16	20	-	-	-
8,0	11	11	11	14	18	25	-	-	-	-

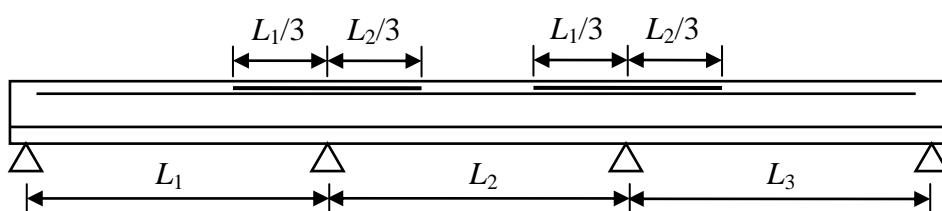


Рисунок В.8 – Расчётная схема перекрытия

ПРИМЕЧАНИЕ Данные относятся к профилированному листу Cofraplus 60 толщиной 0,75 мм, бетону класса C25/30, арматуре из стали RB500W и коэффициенту безопасности для эксплуатационной нагрузки равному 1,5.

БИБЛИОГРАФИЯ

1. Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом. Стройиздат. Москва, 1987
2. Jonson R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. USA, 2004
3. Jonson R.P., Anderson D. Designers Handbook to Eurocode 4. London, 1993
4. Sabnis G.M. Handbook of Composite Construction Engineering. New York, 1979
5. Hart F., Henn W., Sontag H. Multi Storay Buildings in Steel. London, 1985
6. Taranath B.S. Steel, Concrete, and Composite Desing of Tall Buildings. New York, 1979
7. Uy B., Liew J.Y.R. Composite Steel - Concrete Structures. The Civil Engineering Handboock/ CRC Press, 2003
8. Kucharczuk W., Labocha S. Konstrukcje zespolone stalowo-betonowe budynków. Arkady. Warszawa, 2007
9. Desing Manual for Composite Slabs. ECCS № 87
10. www.bolzenschweisstechnik.de
11. www.plannja.com
12. www.nelson-europe.de
13. www.tks-bau.com
14. www.hambrosystems.com
15. www.arcelormittal.com/arval

УДК 624.012.35.04:614.841.332(083.74) МКС 13.220.50; 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40

Ключевые слова: сталежелезобетонные конструкции, предельные состояния, воздействия, характеристические значения, монолитная железобетонная плита, перекрытия с профилированным настилом, цилиндрические анкерные стержни с высаженными головками

Ресми басылым

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫ ҰЛТТЫҚ ЭКОНОМИКА МИНИСТРЛІГІНІҢ
ҚҰРЫЛЫС, ТҰРҒЫН ҮЙ-КОММУНАЛДЫҚ ШАРУАШЫЛЫҚ ІСТЕРІ ЖӘНЕ
ЖЕР РЕСУРСТАРЫН БАСҚАРУ КОМИТЕТІ**

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ
НОРМАТИВТІК-ТЕХНИКАЛЫҚ ҚҰРАЛЫ**

ҚР НТҚ 04-01-1.2-2011

**БОЛАТ ТЕМІРБЕТОН КОНСТРУКЦИЯЛАРДЫ ЖОБАЛАУ
2-БӨЛІМ. БОЛАТТАН КЕСКІНДЕЛГЕН ТӨСЕМДЕРІ БАР
МОНОЛИТТІК ТЕМІРБЕТОН АРАҚАБЫРҒАЛАР**

Басылымға жауаптылар: «ҚазҚСҒЗИ» АҚ

050046, Алматы қаласы, Солодовников көшесі, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – қабылдау бөлмесі

Издание официальное

**КОМИТЕТ ПО ДЕЛАМ СТРОИТЕЛЬСТВА, ЖИЛИЩНО-КОММУНАЛЬНОГО
ХОЗЯЙСТВА И УПРАВЛЕНИЯ ЗЕМЕЛЬНЫМИ РЕСУРСАМИ МИНИСТЕРСТВА
НАЦИОНАЛЬНОЙ ЭКОНОМИКИ РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

**НОРМАТИВНО-ТЕХНИЧЕСКОЕ ПОСОБИЕ
РЕСПУБЛИКИ КАЗАХСТАН**

НТП РК 04-01-1.2-2011

**ПРОЕКТИРОВАНИЕ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ЧАСТЬ 2. МОНОЛИТНЫЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ
ПЕРЕКРЫТИЯ СО СТАЛЬНЫМ ПРОФИЛИРОВАННЫМ
НАСТИЛОМ**

Ответственные за выпуск: АО «КазНИИСА»

050046, г. Алматы, ул. Солодовникова, 21
Тел./факс: +7 (727) 392-76-16 – приемная