ДОКУМЕНТЫ ПО СТАНДАРТИЗАЦИИ
Конструкции металлические



ЦНИИПСК им. Мельникова



ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПЕРЕКРЫТИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С МОНОЛИТНОЙ ПЛИТОЙ ПО СТАЛЬНОМУ ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

Расчет и проектирование

СТО 0047-2005

Москва
2005

gost.e-ecolog.ru

ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова»
ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд»

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПЕРЕКРЫТИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С МОНОЛИТНОЙ ПЛИТОЙ ПО СТАЛЬНОМУ ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

Расчет и проектирование

СТО 0047-2005
(02494680, 17523759)

Москва
2005

Предисловие

1 РАЗРАБОТАН лабораторией холодноформованных профилей и конструкций ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова» и ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд»

2 ВНЕСЕН организациями-разработчиками стандарта

3 ПРИНЯТ на Научно-техническом совете Центрального научно-исследовательского и проектного института строительных металлоконструкций (ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова») 23 декабря 2004 г.

4 ВВЕДЕН впервые

5 Разработка, согласование, утверждение, издание (тиражирование), изменение или пересмотр и отмена настоящего стандарта производится организациями-разработчиками

© ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова, 2005
© ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд», 2005

Содержание

1 Область применения 1
2 Нормативные ссылки 1
3 Термины и определения 2
4 Общие положения 3
5 Материалы 3
6 Конструктивные требования 4
7 Расчет и проектирование 5
7.1 На стадии возведения 5
7.1.1 Определение нагрузок 5
7.1.2 Расчет стального оцинкованного профилированного настила 6
7.2 На стадии эксплуатации 10
7.2.1 Расчет железобетонной плиты 10
7.2.2 Расчет анкеровки 21
7.2.3 Определение прогиба 26
8 Расчет комбинированной балки перекрытия 29
8.10 Проверка прогиба 36
8.11 Проверка прочности 36
9 Анкерные упоры 37
9.1 Упоры X-HVB 37
Приложение А (рекомендуемое) Методика определения расчетных геометрических характеристик сечения профилированных настилов с учетом закритической работы сжатых полок 43
Библиография 63
Лист регистрации изменений 64

Введение

Настоящий стандарт разработан в соответствии с Федеральным законом «О техническом регулировании» №184-ФЗ и предназначен для разработчиков стандарта и организаций, разрабатывающих проектную и иную документацию при строительстве сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальному профилированному настилу.

Стандарт может применяться организациями, выполняющими работы в области установленной стандартом, если эти организации имеют сертификаты соответствия, выданные Органом по сертификации в системе добровольной сертификации, созданной организациями разработчиками стандарта. Организации разработчики не несут никакой ответственности за использование данного стандарта организациями, не имеющими сертификатов соответствия.

Сталежелезобетонные перекрытия со стальными балками и монолитной плитой по стальным оцинкованным профилированным настилам рекомендуется применять при возведении и реконструкции многоэтажных и малоэтажных промышленных, гражданских и общественных зданиях, открытых промышленных этажерках, транспортных галереях и т.п.

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.

При разработке настоящего стандарта использовались материалы института ЦНИИПСК им. Мельникова, ранее выполненные под руководством д.т.н., профессора Н.Н. Стрелецкого и материалы НИИЖБ, выполненные д.т.н. Васильевым А.П. и к.т.н. Горшковой В.М.

Замечания и предложения по дополнениям и изменениям настоящего стандарта направлять по адресу: 117997, Москва, ул. Архитектора Власова, 49, ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова», факс: 960-22-77.

E-mail: gost.e-ecolog.ru н для справок: (095) 128-57-62.

СТАНДАРТ ОРГАНИЗАЦИИ

ПЕРЕКРЫТИЯ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ С МОНОЛИТНОЙ ПЛИТОЙ ПО СТАЛЬНОМУ ПРОФИЛИРОВАННОМУ НАСТИЛУ

Расчет и проектирование

Утвержден и введен в действие:
Приказом ЗАО «ЦНИИПСК им. Мельникова» от 25 апреля 2005 г. №75;
Приказом ЗАО «Хилти Дистрибьюшн Лтд» от 19 апреля 2005 г. № 02-04/Gen

Дата введения 2005-05-10

1 Область применения

Настоящий стандарт организации (далее – СТО) устанавливает требования, необходимые при проектировании, конструировании и расчете сталежелезобетонных перекрытий с монолитной плитой по стальному оцинкованному профилированному настилу, в том числе:

- требования к применяемым строительным материалам: монолитному бетону и стальному профилированному листу;
- требования к сцеплению бетона с профилированным настилом, работающим как внешняя арматура плиты;
- требования к анкерным упорам, обеспечивающим совместную работу балок и плиты;
- требования к соединениям профилированного настила;
- требования к огнестойкости конструкции;
- требования коррозионной защиты стального профилированного настила;
- требования к бетонированию и монтажу перекрытия.

2 Нормативные ссылки

В настоящем СТО использованы ссылки на следующие нормативные документы:

ГОСТ 380-94 Сталь углеродистая обыкновенного качества. Марки

ГОСТ 1050-88 Прокат сортовой калиброванный, со специальной отделкой из углеродистой качественной конструкционной стали. Общие технические условия

ГОСТ 14918-80 Сталь тонколистовая оцинкованная с непрерывных линий. Технические условия

ГОСТ 19904-90 Прокат листовой холоднокатаный. Сортамент

ГОСТ 24045-94 Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства. Технические условия

ГОСТ 52246-2004 Прокат листовой горячеоцинкованный. Технические условия

СниП 2.01.07-85* Нагрузки и воздействия. /Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004

СНиП 2.03.11-85 Защита строительных конструкций от коррозии, Москва, 1986

СНиП II-23-81* Стальные конструкции, Москва, 2000

СНиП 21-01-97* Пожарная безопасность зданий и сооружений, Москва, 2001

СНиП 52-01-2003 Бетонные и железобетонные конструкции, Москва, 2004

3 Термины и определения

В настоящем СТО применены следующие термины и определения:

3.1 **стандарт организации; СТО**: Стандарт, утвержденный и применяемый организацией для разработки проектной или иной документации на реконструкцию и строительство.

3.2 **сталежелезобетонные перекрытия**: Перекрытия со стальными балками и монолитной железобетонной плитой по ним;

3.3 **стальной профилированный настил**: Соединенные между собой стальные гофрированные листы из оцинкованной стали, выполняющие функции несъемной опалубки и внешней рабочей арматуры монолитной плиты;

3.4 **комбинированная балка**: Стальная балка, работающая совместно с монолитной железобетонной плитой, за счет анкерных упоров, установленных по верхнему поясу балки;

3.5 **анкерный упор**: Стальной холодноформованный уголок фирмы «Хилти», закрепленный к стальной балке с помощью дюбелей;

3.6 **стад-болт**: Анкер в виде калиброванного стального стержня или арматуры периодического профиля, приваренных одним концом к верхнему поясу балки;

3.7 **полное соединение в комбинированной балке**: Соединение монолитной плиты и балки, в котором расчетное сдвигающее усилие воспринимается полностью необходимым количеством анкеров;

3.8 **неполное соединение в комбинированной балке**: Соединение монолитной плиты и балки, в котором установленное количество анкеров не обеспечивает восприятие расчетного сдвигающего усилия;

3.9 **дюбель**: Стальной гвоздь для пристрелки профилированного настила и анкерных упоров к балке по технологии «Хилти»;

3.10 **самонарезающий винт**: Самосверлящий стальной винт для крепления профилированного настила к балке на стадии монтажа.

4 Общие положения

4.1 Оцинкованный стальной настил применяется в качестве несъемной опалубки, и может быть использован как внешняя рабочая арматура плиты. Профилированный настил располагается в плите по однопролетной или неразрезной схеме.

4.2 Допускается сталежелезобетонные перекрытия применять при следующих условиях:

- неагрессивная и слабоагрессивная среда;
- влажностный режим не более 75%;
- температура не выше +30°;
- бетонные смеси без добавления хлористого калия или других хлоридов;
- морозостойкость применяемого бетона принимается по пункту 2.9 СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции;
- при динамическом воздействии с коэффициентом асимметрии цикла не менее 0,7;
- предел огнестойкости перекрытия не менее RE 30 без дополнительной защиты профилированного настила. Для повышения огнестойкости перекрытия применяются защитные покрытия или спринклерные установки в соответствии с требованиями ВНИИПО МВД РФ.

5 Материалы

5.1 В плитах сталежелезобетонных перекрытий применяется тяжелый или легкий бетон. Класс прочности тяжелого бетона на сжатие на обычных или мелкозернистых заполнителях составляет не ниже В15. Для легких бетонов на пористых заполнителях - не ниже В12,5.

5.2 Для стальных профилированных настилов применяется рулонная сталь для холодного профилирования, изготовляемая по ГОСТ 14918, ГОСТ 52246, с пределом текучести 230 –360 Н/мм^2, временным сопротивлением – от 300 до 460 Н/мм^2, относительным удлинением – от 16 до 22%.

5.3 Арматура применяется из стержней периодического профиля класса А-III и проволоки класса Вр.

5.4 Стальные балки, на которые опирается монолитная плита, изготавливают из прокатных или составных профилей.

6 Конструктивные требования

6.1 Стальной профилированный настил, применяемый в качестве рабочей арматуры плиты, должен иметь надежное сцепление с бетоном, что обеспечивается местным локальным выштамповками и рифами, наносимыми при прокатке профилированного настила или специальными анкерами.

6.2 Минимальную толщину бетона над профилированным настилом рекомендуется применять 30 мм, а при отсутствии бетонной стяжки пола не менее 50 мм, над верхним концом анкерного упора не менее 20 мм или 1,3 диаметра вертикального опорного анкера.

6.3 Профилированные листы настила соединяются между собой по продольным краям внахлест крайними полками с помощью комбинированных заклепок или самосверлящих винтов фирмы «Хилти» с шагом не более 500мм (см. СТО 0043-2005).

6.4 Настил крепится к балкам самонарезающими винтами или дюбелями фирмы «Хилти» в каждом гофре на крайних опорах и через гофр в промежуточных (см. СТО 0043-2005).

6.5 Ширина опирания настила должна быть не менее 40 мм на крайних и 60 мм – на промежуточных опорах.

6.6 Ширина гофра для приварки анкерных опорных стержней должна быть не менее 50 мм.

6.7 Расстояние от опорного анкера до края настила и грани прогона должно быть не менее 1,5d (где d – диаметр анкера). Между осями анкеров в одном гофре должно быть не менее 70 мм.

6.8 Длина анкера принимается равной высоте плиты за вычетом величины защитного слоя бетона от верха анкера до верхней грани плиты.

6.9 Приварка анкеров к стальным прогонам через настил должна выполняться без прожогов настила. Зазор между настилом и прогоном должен быть не более 0,5 мм.

6.10 Количество анкеров, обеспечивающих совместную работу гладкого настила и бетона, должно быть не менее одного в каждом гофре по концам настила и не менее одного через гофр на промежуточных опорах при работе по неразрезной расчетной схеме. Отношение количества устанавливаемых анкеров к расчетному количеству согласно п. 7.4. должно быть не менее 0,2. Количество установленных анкеров должно отвечать требованиям расчета по п. 7.3.6.

6.11 Расчетная надопорная арматура неразрезных плит определяется по СНиП 2.03.01-84* Бетонные и железобетонные конструкции. При отсутствии надопорной расчетной арматуры предусматривают противоусадочную сетку из расчета 0,02% площади сечения бетона над настилом, но не менее, чем сетка диаметром 3 мм класса Вр-I с шагом 200х200 мм. Защитный слой бетона над сеткой составляет 15 мм.

6.12 При устройстве отверстий в плите предусматривают дополнительную арматуру для усиления прилегающих участков и бортовую опалубку по

контуру отверстия, что обеспечивает возможность вырезки настила.

6.13 Если размер отверстия поперек гофров настила не превышает 500мм, то рекомендуется усиливать перекрытие установкой в примыкающих к отверстию гофрах продольную арматуру, заводя ее за оси прогонов. Также устанавливают поперечные стержни, окаймляющие отверстие, заводя ее за пределы подрезки на два- три гофра с каждой стороны. Продольную арматуру выбирают из условия эквивалентности ее площади по прочности сечения вырезанной части профилированного настила.

6.14 Минимальная толщина профилированного листа должна быть не менее 0,7 мм.

7 Расчет и проектирование

7.1 На стадии возведения

7.1.1 Определение нагрузок

7.1.1.1 В стадии возведения (до набора бетоном плиты перекрытия кубиковой прочности равной 10 МПа) стальные профилированные настилы, стальные балки рассчитывают в соответствии с требованиями СНиП II-23-84* на действие постоянных, временных, длительных и кратковременных нагрузок по СНиП 2.01.07-85*.При этом учитываются следующие нагрузки:

- собственный вес настила;
- вес «мокрого бетона»;
- вес дополнительной стержневой арматуры по проекту, а при отсутствии проектных данных – 1,0 кН/м^3;
- нагрузка от людей и транспортных средств при подаче бетонной смеси из бадей вместимостью до 0,8 м^3 – 2,5 кПа; а при подаче бетонной смеси бетоноводами – 0,5 кПа.

Коэффициенты надежности по нагрузке и сочетания нагрузок принимаются в соответствии со СНиП 2.01.07-85*

7.1.1.2 Нагрузка от собственного веса железобетонной плиты определяется по приведенной толщине бетона h_b (рисунок 1).

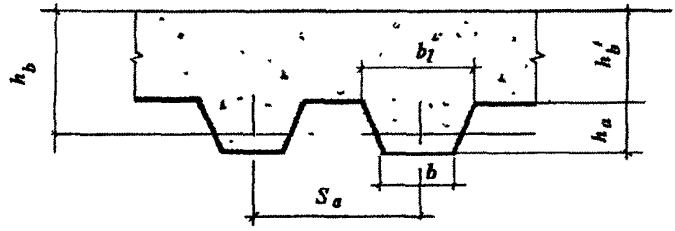


Рисунок 1 - Поперечное сечение плиты

Приведенная толщина железобетонной плиты определяется по формуле

$$h_b = h_b' + \frac{(b+b_1)}{2S_o} h_a \ . \qquad (1)$$

7.1.1.3 При прогибе профилированного настила, превышающем 2см, учитывается увеличение собственного веса свежеуложенного бетона на величину, определяемую по формуле

$$Q = 0{,}7\delta\gamma_b, \qquad (2)$$

где δ - прогиб профилированного настила, м;
γ_b - удельный вес бетона, кН/м^3.

7.1.2 Расчет стального оцинкованного профилированного настила

7.1.2.1 Расчет профилированного стального настила на стадии возведения основан на следующих допущениях:

- форма поперечного сечения гофров при действии нагрузки не изменяется;
- гофры настила работают как тонкостенные балки трапециевидного сечения в упругой стадии;
- нормальные напряжения по высоте поперечного сечения стенок гофров распределяются линейно;
- нормальные напряжения по ширине продольно сжатых полок до местной потери устойчивости, а также по ширине растянутых полок распределяются равномерно;
- после местной потери устойчивости продольно сжатых полок нормальные напряжения в них распределяются неравномерно, возрастая от середины полок к продольным краям. Поэтому при работе в закритической стадии криволинейная эпюра сжимающих напряжений заменяется прямоугольной с равной площадью и значением равным краевому напряжению. Средняя часть сжатой полки, имеющая меньшие напряжения, считается выключенной из работы. При определении характеристик профилированного листа учитывается только рабочая зона сжатой полки.

7.1.2.2 Прочность профилированного стального настила проверяется в опорном или пролетном сечениях по формулам

$$\sigma = \frac{M}{W} \le \frac{R_y}{\gamma_n} \ , \qquad (3)$$

где σ - напряжения в сжатых полках настила;
M - расчетное значение изгибающего момента;
$R_y = 2400$ кгс/см^2 - расчетное сопротивление стали настила изгибу;
γ_n - коэффициент надежности по уровню ответственности;

W - расчетный момент сопротивления на 1 м ширины настила для сжатых полок.

Момент сопротивления W определяется по таблице 1 при работе профилированного настила полным сечением.

Если полученное напряжение по формуле 3 меньше критического (таблица 2), то принимается условие работы профилированного листа полным сечением, то есть расчет прочности на этом этапе заканчивается. Если значение напряжения получается выше критического, то проводят корректировку момента сопротивления по таблицам приложения (таблица А1, А2, А3, А4, А5, А6, А7, А8 и А9), пока отличие в напряжениях, последующего и предыдущего, не составит величину, не превышающую 1%.

7.1.2.3 Прогиб профилированного настила проверяется по формуле:

$$f_n = k\frac{q^n l^4}{E_a I_\tau} \le \frac{1}{200} l, \qquad (4)$$

где f_n - максимальный прогиб от действия нормативных нагрузок;

k - коэффициент, определяемый расчетной схемой настила;

q^n - нормативная равномерно распределенная нагрузка, действующая на профилированный настил на стадии бетонирования, кгс/см^2;

l - расчетный пролет, см;

$E_a = 2{,}1*10^6$ кгс/см^2 - модуль упругости стали профилированного настила;

I_τ - момент инерции на 1 м ширины настила, определяемый по таблице 1 при напряжениях при действии нормативных нагрузок в сжатых полках меньших критических (таблица 2); при нормативных напряжениях превышающих критические момент инерции определяется с учетом неполного рабочего сечения сжатых полок настила по таблицам приложения А (таблицы А10, А11, А12, А13, А14, А15 и А16).

Расчет осуществляется следующим образом:

- определяется значение нормативного напряжения методом последовательного приближения по формуле 3, пока отличие в напряжениях последующего от предыдущего не составит 1%, приняв за первоначальное значение W_{x2} момент сопротивления для сжатых полок при условии работы настила полным сечением. Последнее значение определяет сжимающее напряжение, соответствующее значению, при котором определяется момент инерции I_x. При наличии редукции в сжатой полке в расчетах используют данные, приведенные в приложении А (таблицы А10, А11, А12, А13, А14, А15 и А16). Если редукция отсутствует, то пользуются данными таблицы 1.

Таблица 1

Марка профиля	Площадь F, $см^2$	Справочные величины на 1 м ширины настила при работе полным сечением			Масса $1м^2$, кг
		I_x, $см^4$	W_{x1}, $см^3$	W_{x2}, $см^3$	
Н114-600-1,0	12,5	401,838	66,619	74,857	17,2
Н114-600-0,9	11,3	364,307	60,337	67,941	15,6
Н114-600-0,8	10,0	323,538	53,666	60,234	14,0
Н80А-674-1,0	12,5	186,967	43,171	50,957	15,3
Н80А-674-0,9	11,3	168,829	38,982	46,015	13,9
Н75-750-0,9	11,3	127,331	30,602	38,133	9,8
Н75-750-0,8	10,0	113,525	27,277	34,008	11,2
Н75-750-0,7	8,8	99,648	23,939	29,858	12,5
Н60-845-0,9	11,3	78,939	22,306	32,074	11,1
Н60-845-0,8	10,0	70,519	19,927	28,652	9,9
Н60-845-0,7	8,8	61,991	17,514	25,195	8,8
Н57-750-0,8	8,8	61,106	18,90	24,772	9,8
Н57-750-0,7	7,7	53,748	16,618	21,798	8,7
НС44-1000-0,8	11,2	30,380	12,512	15,405	9,4
НС44-1000-0,7	9,8	26,756	11,021	13,567	8,3
НС35-1000-0,8	10,0	42,036	20,05	29,952	8,4
НС35-1000-0,7	8,75	36,954	17,618	26,351	7,4

Примечание – W_{x1} и W_{x2} – моменты сопротивления профилированного листа относительно оси 1-1 или 2-2.

Таблица 2 – Критические напряжения в сжатых полках

Марка профиля	$\sigma_{кр}$ при нормативных нагрузках, $кгс/см^2$	$\sigma_{кр}$ при расчетных нагрузках, $кгс/см^2$
1	2	3
Н114-600-1,0	1011	605
114-600-0,9	819	489
Н114-600-0,8	646	386
Н114-600-1,0п	22877	13660
Н114-600-0,9п	18415	10996
Н114-600-0,8п	14478	8645
Н80А-674-1,0	852	509
Н80А-674-0,9	688	411
Н80А-674-1,0п	3680	2198
Н80А-674-0,9п	2957	1766
Н75-750-0,9	4577	2733
Н75-750-0,8	3599	2149

Окончание таблицы 2

1	2	3
Н75-750-0,7	2743	1638
Н75-750-0,9п	2908	1736
Н75-750-0,8п	2281	1362
Н75-750-0,7п	1733	1035
Н60-845-0,9	498	298
Н60-845-0,8	393	234
Н60-845-0,7	300	179
Н60-845-0,9п	2745	1639
Н60-845-0,8п	2155	1287
Н60-845-0,7п	1640	979
Н57-750-0,8	3285	1961
Н57-750-0,7	2506	1497
Н57-750-0,8п	2805	1675
Н57-750-0,7п	2134	1274
НС44-1000-0,8	565	337
НС44-1000-0,7	1723	1029
НС44-1000-0,8п	9615	5741
НС44-1000-0,7п	7314	4367
НС35-1000-0,8п	6849	4090
НС35-1000-0,7п	5227	3121
Примечание – Индекс «п» указывает на расположение профилированного листа, когда сжата узкая полка (полка по оси 1-1).		

7.1.2.4 Расчет на устойчивость стенок изгибаемых элементов (кроме перфорированных профилей), не укрепленных поперечными ребрами, под местной нагрузкой или на опорах, следует выполнять по формуле:

$$P_n = C \cdot t^2 \; R_y \cdot \sin\alpha (1 - C_r\sqrt{\frac{r}{t}}) \cdot (1 + C_b\sqrt{\frac{b}{t}}) \cdot (1 - C_h\sqrt{\frac{h}{t}}), \qquad (5)$$

где P_n - критическое усилие потери местной устойчивости стенки профиля без перфорации;

C - коэффициент по таблице 13;

C_r - коэффициент, зависящий от радиуса гиба $r \le 12$;

C_b - коэффициент, зависящий от ширины опоры «в» при $b \ge 19$ мм;

C_h - коэффициент, зависящий от гибкости стенки, равной $\frac{h}{t} \le 200$;

t - толщина стали профилированного настила;

b - ширина опорной полки настила;

h - высота профилированного настила;

α - угол между стенкой и плоскостью опоры, $45° \le \alpha \le 90°$.

Коэффициент условий работы профилированного настила для определения силы P_n принимается равным 0,8.

Предельная нагрузка на профилированный настил по условию местной потери устойчивости стенок гофров на опорах пропорциональна удвоенному количеству гофров.

7.1.2.5 При использовании профилированного настила только в качестве оставляемой опалубки без временных промежуточных опор рекомендуется принимать предельные пролеты по графикам, в зависимости от расчетной схемы настила и толщины слоя бетона над его верхними полками. При определении предельных пролетов процесс бетонирования принимался с помощью бетононасоса (рисунок 2, 3, 4, 5, 6 и 7).

7.1.2.6 Если настил, уложенный по верхним поясам балок, надежно закреплен на опорах и в продольных соединениях между профилями, он рассматривается как диск, способный воспринимать горизонтальные воздействия, передаваемые элементами каркаса, и обеспечивающий устойчивость балок из плоскости (см. СТО 0043-2005).

7.2 На стадии эксплуатации

7.2.1 Расчет железобетонной плиты

7.2.1.1 На стадии эксплуатации несущей конструкцией считается железобетонная плита, в которой стальной профилированный настил используется как внешняя рабочая арматура.

Расчет сталежелезобетонной плиты, армированной стальным профилированным настилом, выполняется по двум предельным состояниям – по прочности и деформативности.

Расчет по первому предельному состоянию включает проверку по трем критериям прочности:

- по нормальным сечениям (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном);
- по наклонным сечениям;
- условие обеспечения сцепления настила с бетоном.

Расчет по второму предельному состоянию включает расчеты:

- на образование и раскрытие нормальных и наклонных трещин;
- определение допускаемого прогиба плиты (при условии обеспечения сцепления настила с бетоном).

7.2.1.2 Расчет прочности плит по нормальным сечениям осуществляется при следующих допущениях:

- сопротивление растяжению бетона равно нулю;
- напряжения в настиле равномерно распределены по высоте и равные расчетному сопротивлению листовой стали R_y с введением для настила коэффициента условий работы γ_c.

Коэффициент принимается:

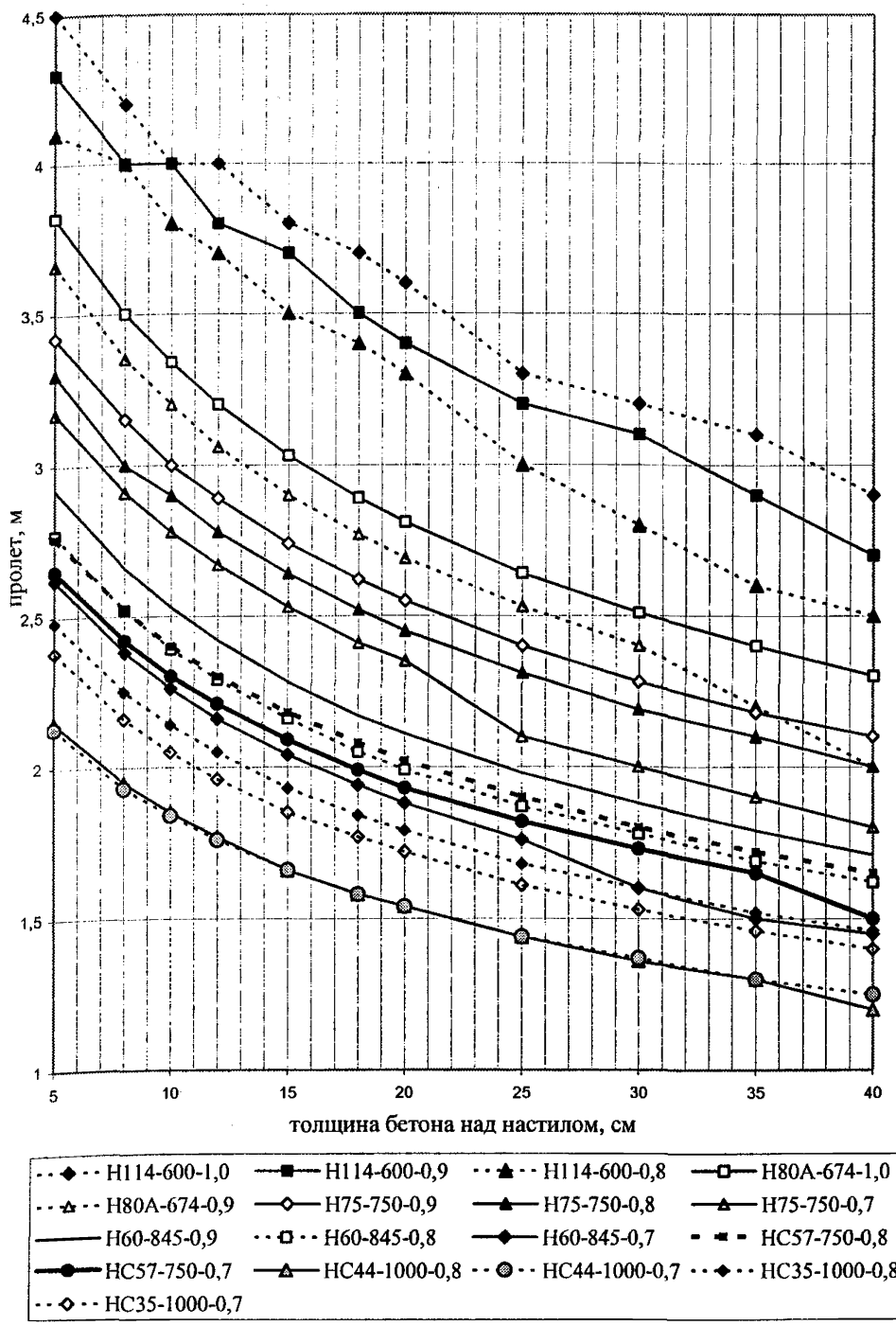


Рисунок 2 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его однопролетной схеме

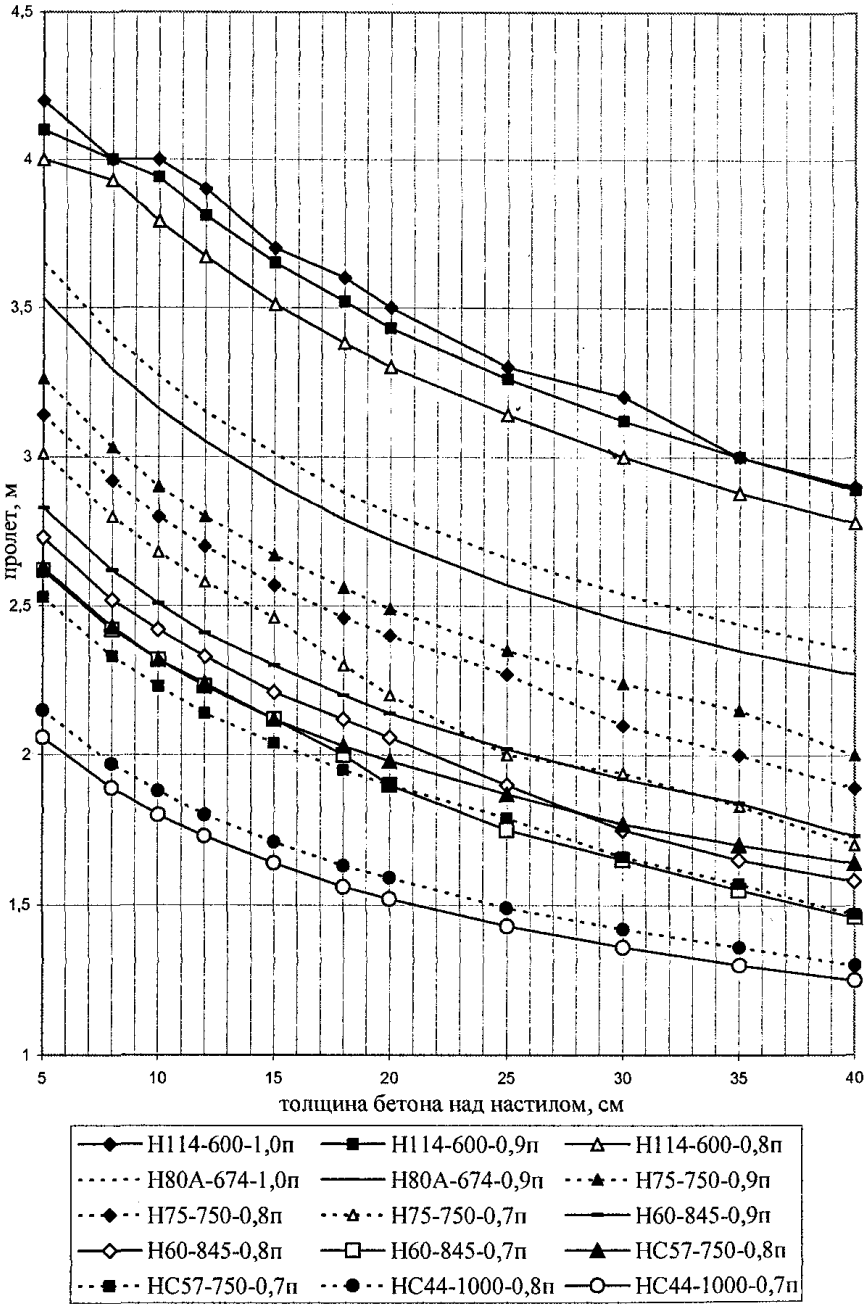


Рисунок 3 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его однопролетной схеме

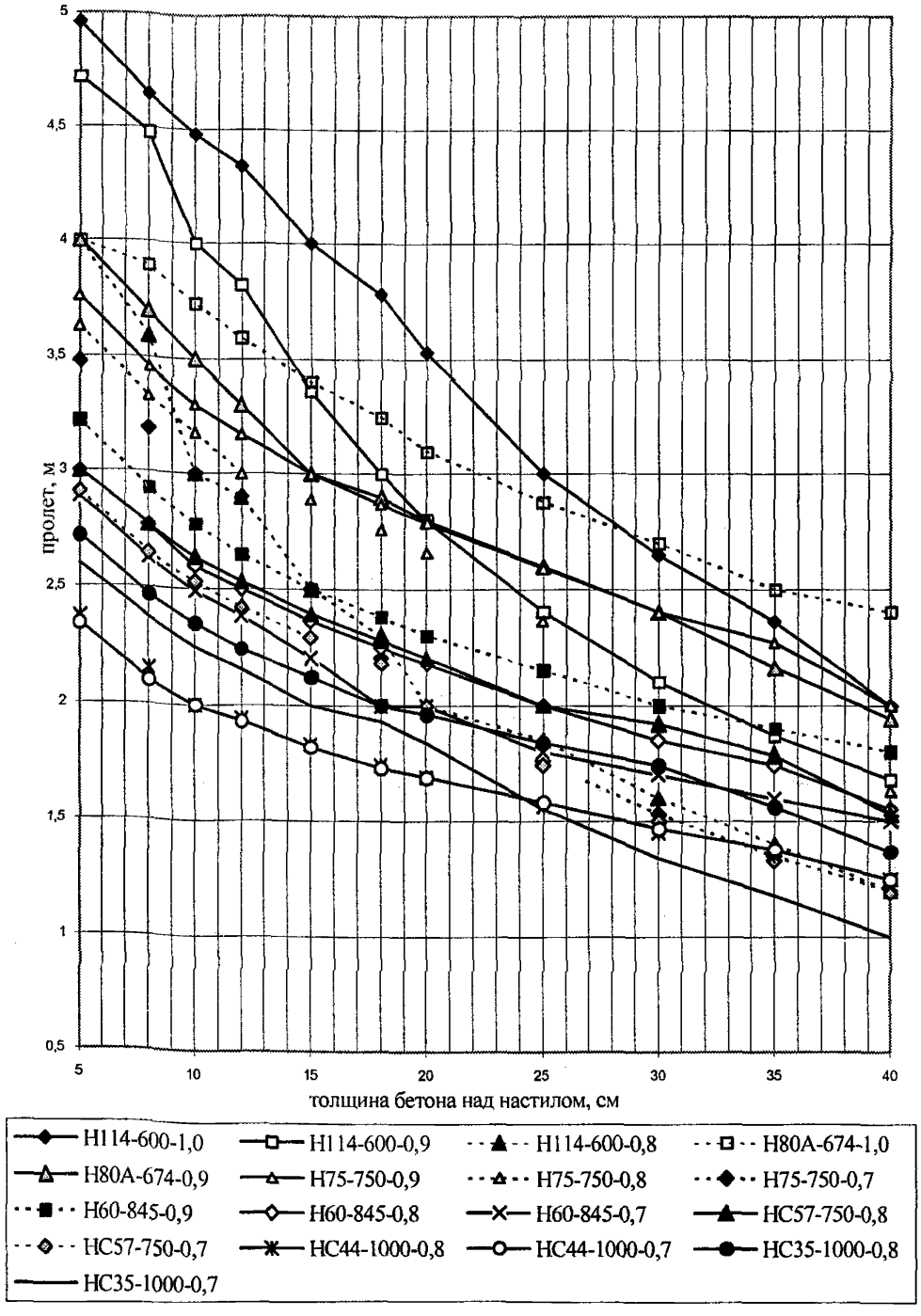


Рисунок 4 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его неразрезной двухпролетной схеме

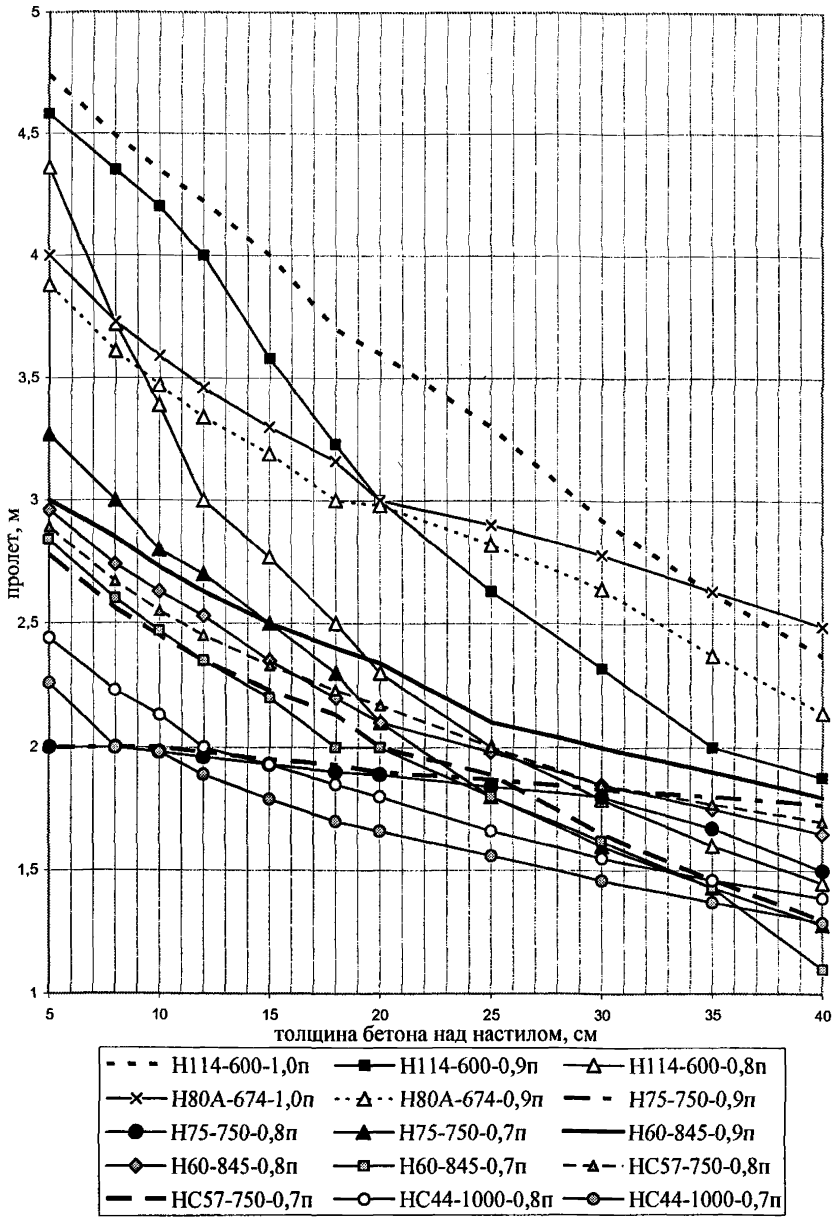


Рисунок 5 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его неразрезной двухпролетной схеме

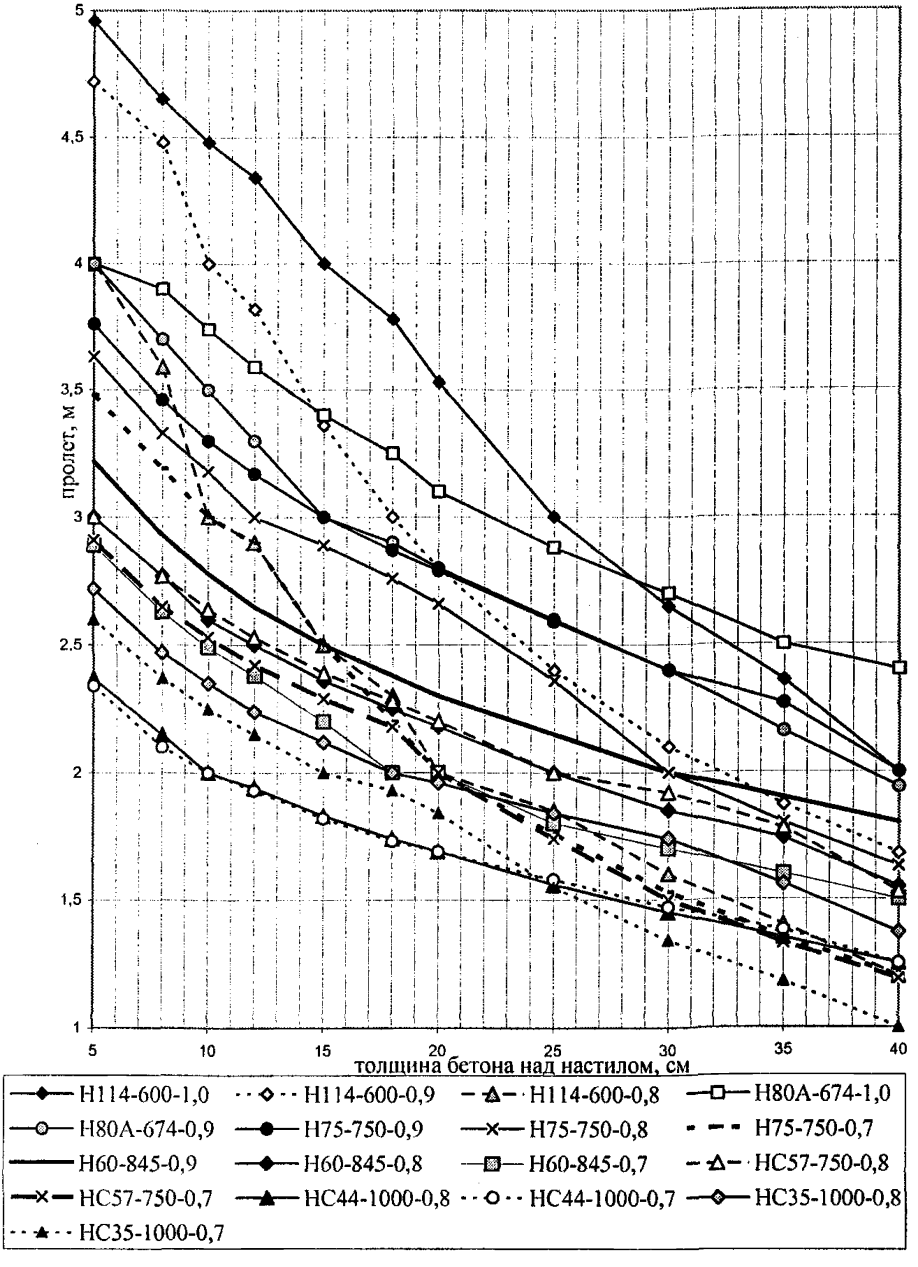


Рисунок 6 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его неразрезной трехпролетной схеме

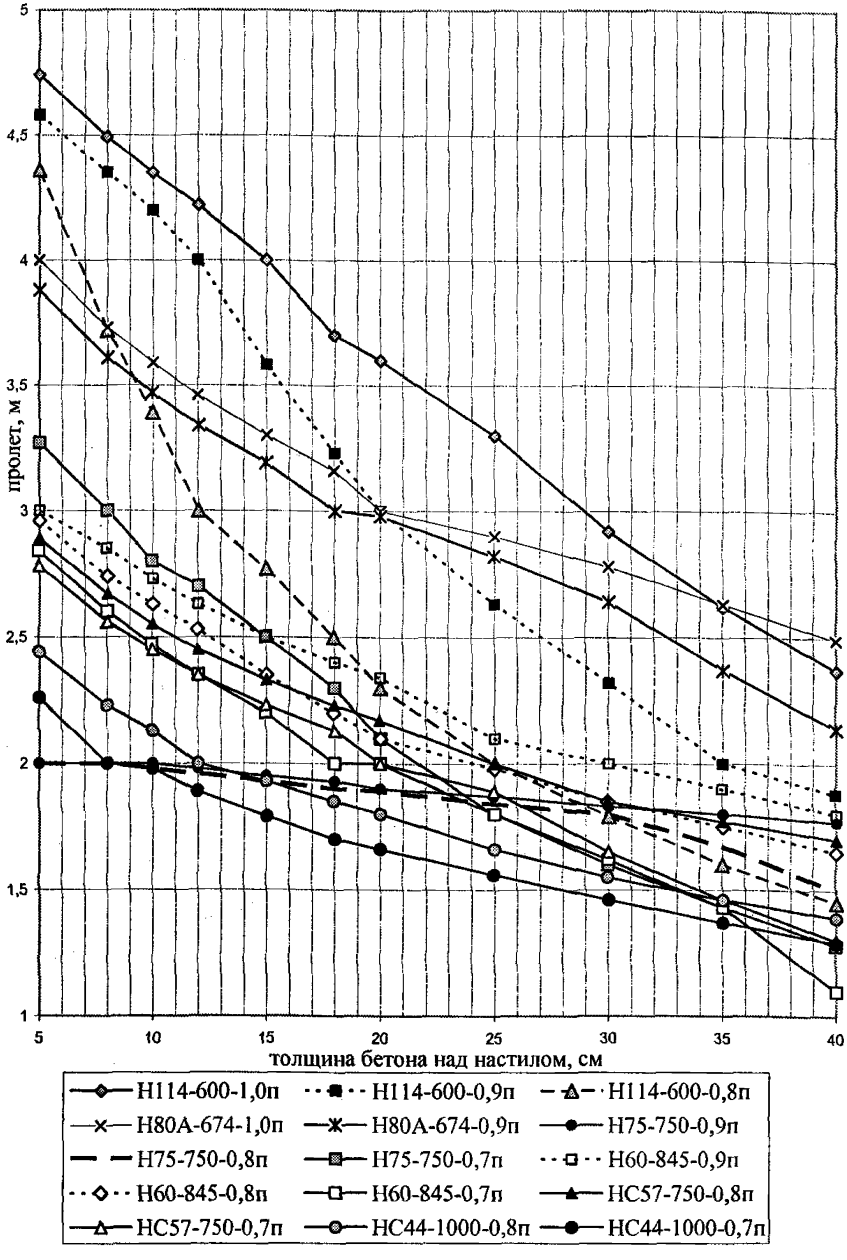


Рисунок 7 – Зависимость максимального пролета настила от толщины свежеуложенного бетона над настилом при его неразрезной трехпролетной схеме

γ_c = 0,6 – для профилированных настилов с зигообразной выштамповкой при отсутствии анкеров на опорах (рисунок 8);

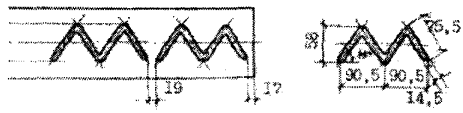


Рисунок 8 – Зигообразная выштамповка на стенках настила

γ_c = 0,3 – для профилированных настилов Н80А-674 при отсутствии анкеров на опорах;

γ_c = 0,5 – для профилированных настилов Н80А-674 с анкеровкой на опорах (1анкера);

γ_c = 0,8 – для профилированных настилов с зигообразной выштамповкой и анкеровкой на опорах(1анкера);

γ_c = 0,4 – для гладких профилированных настилов с анкеровкой на опорах (2анкера);

- напряжения в стержневой арматуре принимаются равные расчетным сопротивлениям сжатию R_{sc} и растяжению R_s с введением соответствующих коэффициентов условий работы;
- рабочая высота сечения плиты h_o определяется как расстояние от крайней сжатой грани плиты отдельно до точки приложения равнодействующего растягивающего усилия в настиле и в стержневой арматуре.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны сечения находят по формуле

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{R(1 - \frac{\omega}{1,1})}{\sigma_{SR}}}, \qquad (6)$$

где ω - характеристика сжатой зоны;

$\omega = 0,85 - 0,008R_b$ - для тяжелых бетонов;

$\omega = 0,8 - 0,008R_b$ - для бетонов на пористом заполнителе;

R - наибольшее из величин расчетных сопротивлений растяжению настила (R_y) или стержневой арматуры (R_S), МПа;

σ_{SR} - предельное напряжение в стержневой арматуре сжатой зоны, МПа (СНиП 52-01-2003).

При подборе сечений плиты рекомендуется соблюдать условие $x \le \xi_R h_o$.

При не выполнении условия следует увеличить толщину плиты, повысить класс бетона по прочности на сжатие, расположить в сжатой зоне дополни-

тельную стержневую арматуру с тем, чтобы высота сжатой зоны не превышала граничную.

В зависимости от положения нейтральной оси в сечении плиты в пролете возможны три случая расчета:

Случай 1

Нейтральная ось находится в пределах толщины полки плиты и не пересекает стенок профилированного настила (рисунок 9).

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b b_f x = \gamma_c R_y A_n + R_s A_s - R_{sc} A_s', \qquad (7)$$

При расчете прочности плиты должно выполняться условие

$$M_{span} - M_n \le R_b b_f x(h_o - 0{,}5x) + R_{sc} A_s'(h_o - a'), \qquad (8)$$

где A_n - площадь поперечного сечения профилированного настила шириной 1м, м^2;

A_s - площадь поперечного сечения стержневой растянутой арматуры;

A_s' - площадь поперечного сечения стержневой сжатой арматуры;

R_{sc} - расчетное сопротивление сжатию стержневой сжатой арматуры, МПа;

x - высота сжатой зоны бетона, м;

a' - защитный слой сжатой стержневой арматуры, м;

M_{span} - расчетный изгибающий момент от действия внешних сил, Нм;

$M_n = \frac{W_{mn} R_y}{\gamma_n}$ - расчетный момент, воспринимаемый профилированным настилом.

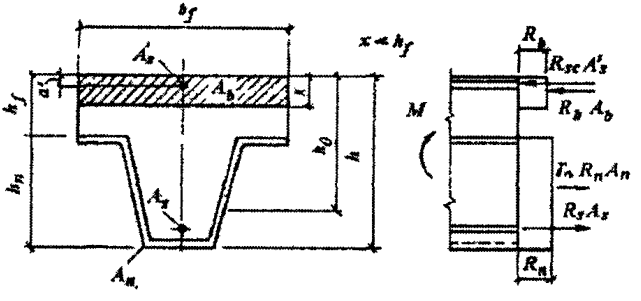


Рисунок 9 – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах толщины полки плиты

Случай 2

Нейтральная ось пересекает стенки профилированного настила (рисунок 10).

Высоту сжатой зоны сечения плиты определяют из условия:

$$R_b[b_f' x + (b_f - b')h_f] + \gamma_c R_s[A_n + 2t(x - h_f)] + R_{sc}A_s' = \gamma_c R_s[A_n + 2t(h_n + h_f - x)] + R_s A_s, \quad (9)$$

где A''_n - площадь сечения нижней полки одного гофра настила, см^2.

При расчете прочности сечения плиты должно соблюдаться условие

$$M_{span} - M_n \le R_b S_{bx} + \gamma_c R_s[S_n' + t(x - h_f)^2 + t(h_n - x)^2 + S_n''] + R_s S_{sx} + R_{sc} S_{sx}', \quad (10)$$

где S_{bx} - статический момент площади сечения сжатого бетона относительно оси X-X, см^3;

A'_n - площадь сечения верхней полки одного гофра настила, см^2;

S'_n - статический момент площади верхней полки профилированного настила относительно оси X-X, см^3;

S''_n - статический момент площади нижней полки профилированного настила относительно оси X-X, см^3;

S_{sx}, S'_{sx} - статические моменты площади соответственно растянутой и сжатой стержневой арматуры относительно оси X-X, см^3.

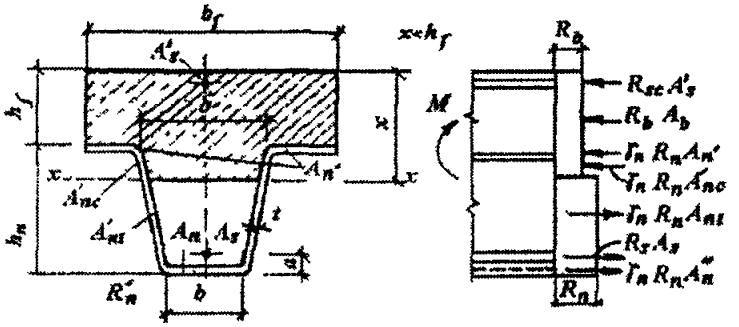


Рисунок 10 – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси в пределах ребра профилированного настила

Случай 3

Нейтральная ось находится на уровне верхней полки профилированного настила, $x = h_f$ (рисунок 11).

При расчете прочности сечения плиты должно соблюдаться условие

$$M_{span} - M_n \le 0{,}5R_b b_f h_f^2 + \gamma_c R_s (A_n'' h_n + t h_n^2) + R_S A_S (h_n - a) + R_{SC} A_S (h_f - a'). \quad (11)$$

Если при определении высоты сжатой зоны по формуле случая 1 получается $x > h_f$, а по формуле случая 2 - $x < h_f$, то прочность нормального сечения плиты определяется по случаю 3.

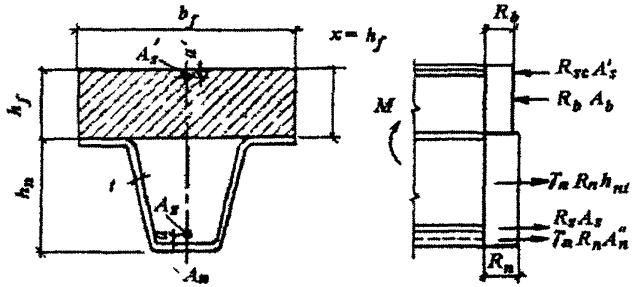


Рисунок 11 – Схема усилий в пролетном сечении плиты при расположении нейтральной оси на уровне верхней полки профилированного настила

7.2.1.3 Расчет прочности нормальных сечений плиты на ее промежуточных опорах выполняется только в случаях установки расчетной надопорной стержневой арматуры, обеспечивающей неразрезность конструкции. Прочность нормальных сечений плиты определяется как для сечений железобетонных элементов со стержневой арматурой по СНиП 52-01-2003 без учета стального профилированного настила.

7.2.1.4 Расчет прочности плит по наклонным сечениям выполняется на действие поперечной силы. Угол наклонной трещины принимается равным 45° к горизонтальной оси (рисунок 12). При этом должны соблюдаться условия:

$$Q \le 0{,}17 R_y \gamma_c h_н 2t + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b, \qquad (12)$$

$$Q \le 0{,}3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \left(b + \frac{b'}{2}\right) h_o, \qquad (13)$$

где $0{,}17\gamma_c R_y h_н 2t$ – поперечное усилие, воспринимаемое стенками настила в одном гофре;

$\Sigma R_{sw} A_{sw}$ – сумма поперечных усилий, воспринимаемых поперечными стержнями, пересекающими наклонное сечение;

Q_b – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном;

φ_{w1} и φ_{b1} – коэффициенты, принимаемые по СНиП 52-01-2003.

Поперечное усилие Q_b, воспринимаемое бетоном, определяют по формуле

$$Q_b = \{[\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} (\frac{b + b'}{2})] \frac{h_o^2}{h}\}$$

или (14)

$$Q_b = \{[\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} (\frac{b + b'}{2})] \frac{h_o^2}{h}\},$$

где $\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)$ и $\varphi_{b4}(1+\varphi_n)$ - коэффициенты, принимаемые согласно СНиП 52-01-2003 и вводимые соответственно при наличии и при отсутствии поперечной арматуры.

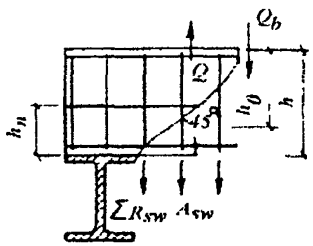


Рисунок 12 – Схема усилий в наклонном сечении плиты при расчете его прочности на действие поперечной силы

7.2.1.5 При динамических воздействиях в расчете на прочность нормальных и наклонных сечений плиты в формулы вводится дополнительный коэффициент условий работы, снижающий расчетное сопротивление профилированного настила в зависимости от коэффициента асимметрии цикла ρ:

- при $\rho = 0,7$ $\quad \gamma_l = 0,6$;
- при $\rho = 0,8$ $\quad \gamma_l = 0,7$;
- при $\rho = 0,9$ $\quad \gamma_l = 1,0$.

Коэффициент условий работы, снижающий расчетное сопротивление стержневой арматуры при динамических воздействиях, принимается по СНиП 52-01-2003.

7.2.2 Расчет анкеровки

7.2.2.1 Расчет прочности анкеровки настила в бетоне определяют для крайних пролетов плиты, считая от концов элементов настила на свободных опорах.

Расчет анкеровки выполняют для нормального сечения плиты в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета и в местах приложения сосредоточенных нагрузок. При этом должно соблюдаться условие

$$M_{span} - M_n \le (T_{an} + T_{rif}) z_n + m_{an} R_s A_s z_s, \qquad (15)$$

где T_{an} - сопротивление анкеровки сдвигу на опорах по концам настила, н;

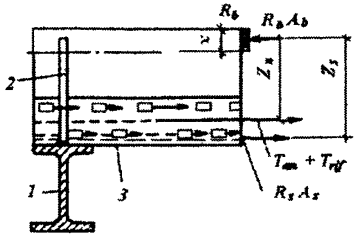
T_{rif} - сопротивление рифов, расположенных на стенках настила сдвигу, н;

z_n , z_s - расстояния от равнодействующей усилия сжатия в сечении соответственно по равнодействующей усилия растяжения в сечении настила и в стержневой арматуре, см (рисунок 13);

m_{an} - коэффициент условий работы анкеровки стержневой арматуры;

$m_{an} = 1$ - при расстоянии рассматриваемого нормального сечения от конца стержня $(L-h)$ (рисунок 14), равном или более длины зоны анкеровки арматуры;

$m_{an} = \dfrac{L-h}{l_{an}}$ - при меньшем расстоянии.



1 – прогон; 2 – анкер; 3 – стальной профилированный настил

Рисунок 13 – Схема усилий при расчете по прочности анкеровки

Сопротивление анкеровки T_{an} принимается меньшим из трех условий:

7.2.2.2 Сопротивление анкеровки сдвигу на опорах по концам настила, выполненной из периодической арматуры

$$T_{a1} = k_1 k n_{an} A_{an} R_y, \qquad (16)$$

где $k_1 = 0,8$ - коэффициент, принимаемый при учете совместной работы плиты с балкой;

$k_1 = 1,0$ - при расчете балки без учета совместной работы с плитой

$$k = \frac{4,75\sqrt[3]{R_b}}{(1+0,15A_{an})\sqrt{R_{sa}}}, \qquad (17)$$

где n_{an} - число вертикальных стержневых анкеров в одном гофре на конце настила;

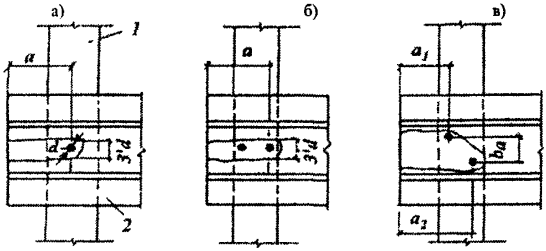
R_y - расчетное сопротивление стали анкера.

A_n - площадь сечения одного вертикального стержневого анкера, см^2.

7.2.2.3 Сопротивление вырыванию настила вокруг анкера (для крайнего пролета)

$$T_{an2} = R_y l'_{an} t, \qquad (18)$$

где $l'_{an}\, t$ – площадь сечения настила, рассчитываемая на вырывание вокруг анкеров (рисунок 14).



1 – балка, 2 – настил;

d – диаметр анкера (для случая (а) и (б) - $l'_{an} = 2a + 3d$

для случая (в) - $l'_{an} = a_1 + a_2 + b_a + 3d$

Рисунок 14 – Определение l'_{an}

7.2.2.4 Сопротивление разрыва настила в зоне приварки анкера

$$T_{an3} = R_y(b + h_n)t. \qquad (19)$$

7.2.2.5 Сопротивление анкеровки сдвигу на опорах по концам настила, выполненной из стад-болтов (рисунок 15) определяется по формуле (таблица 3)

$$T_{a1} = 0{,}64R_y A_{an} n, \qquad (20)$$

где $A_{an} = \frac{\pi d^2}{4}$ - площадь поперечного сечения стад-болта;

d - диаметр стад-болта;

n_{an} - число стад-болтов в одном гофре;

R_y - расчетное сопротивление стали стад-болта.

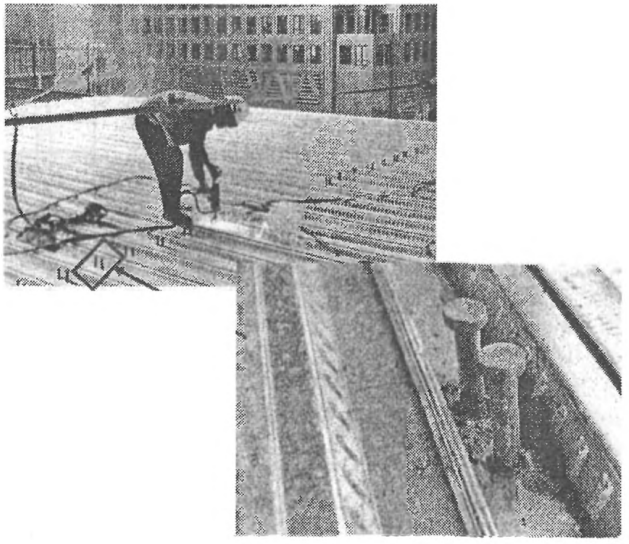
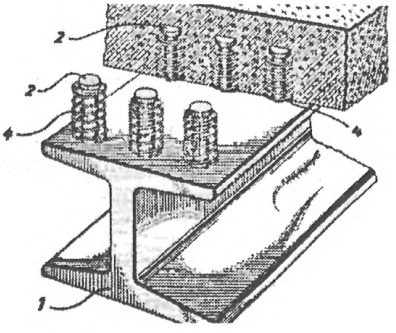


Рисунок 15 – Установка стад-болтов в перекрытии с помощью пистолета

Можно для увеличения площади сцепления бетона со стад-болтом надевать на него стальную пружину (рисунок 16).



1 – стальная балка перекрытия; 2 – стад-болт; 3 – бетон; 4 – стальная пружина

Рисунок 16 – Установка пружин на стад-болты для увеличения сцепления с бетоном

Таблица 3 - Предельное сдвигающее усилие на 1стад-болт, кН

Расчетное сопротивление стали болта, R_y, МПа	Диаметр стад-болта, мм		
	12	16	19
400	28,94	51,45	72,55
450	32,56	57,88	81,61
500	36,17	64,31	90,68

7.2.2.6 Предельное усилие сжатия бетона (таблица 4) для одного стад-болта определяется по формуле

$$T_{a2} = \frac{1}{\gamma_c} 0{,}29 \alpha d^2 \sqrt{B E_b}, \qquad (21)$$

где B - класс бетона на сжатие;

E_b - начальный модуль упругости бетона.

Коэффициент α

$$\alpha = 0{,}2\left[\left(\frac{h}{d}\right) + 1\right] \qquad \text{при } 3 \le \frac{h}{d} \le 4, \qquad (22)$$

$$\alpha = 1 \qquad \text{при } \frac{h}{d} > 4, \qquad (23)$$

h - длина стад-болта (80, 90, 100, 125, 140 мм);

$\gamma_c = 1{,}25$ - коэффициент условия работы болта.

Таблица 4 - Предельное усилие на сжатие бетона для одного стад-болта

Кубиковая прочность бетона В, МПа	Диаметр стад-болта, мм		
	12	16	19
1	2	3	4
25	29,17	51,86	73,13
30	31,96	56,81	80,11
35	34,52	61,36	86,53
40	36,90	65,60	92,51
45	39,14	69,58	98,12

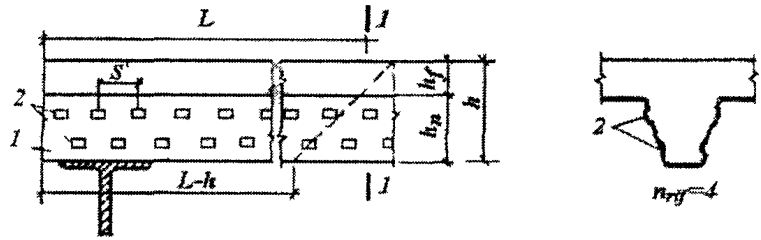
7.2.2.7 Сопротивление рифов на смятие определяется по формуле

$$T_{rif} = \gamma_c R_b A_{rif} n_{rif}, \qquad (24)$$

где A_{rif} – площадь смятия бетона по боковой поверхности одного рифа ($A_{rif} = 0{,}5$ см² - для Н80А-674);

γ_c - коэффициент условия работы ($\gamma_c = 0{,}5$ - для Н80А-674);

n_{rif} - число рифов на стенках одного гофра по длине участка настила от рассматриваемого сечения до ближайшего конца (рисунок 17). При наличии в ребрах плиты гибкой арматуры число вводимых в расчет рифов принимается по длине участка, уменьшенной на высоту сечения плиты.



1-1 – сечение по пролету настила в месте наибольшего изгибающего момента, в четверти пролета, в местах приложения сосредоточенных сил,
1 – стальной профилированный настил, 2 – выштампованные рифы,
L – длина участка расположения рифов на стенках настила, учитываемых в расчете его анкеровки по формуле (24)

Рисунок 17 – Расположение рифов на стенках профилированного настила Н80А-674

При наличии в ребрах плиты стержневой арматуры число вводимых в расчет рифов принимается по длине участка, уменьшенной на высоту сечения плиты.

Анкеровку стержневой арматуры проверяют по СНиП 52-01-2003. Если полная анкеровка стержневой арматуры не обеспечивается, то ее расчетное сопротивление в формуле уменьшают.

7.2.2.8 Опорные концы ребер плиты рассчитывают на смятие бетона (местное сжатие). При этом должно удовлетворяться условие

$$N \le 0{,}5 R_b A_{loc}, \qquad (25)$$

где N - опорная реакция на один гофр, н;
A_{loc} - площадь смятия (местного сжатия), см^3

$$A_{loc} = ba, \qquad (26)$$

где b - ширина гофра по низу таврового сечения плиты;
a - длина опирания, равная ширине балки, см.

7.2.3 Определение прогиба

7.2.3.1 Прогиб плиты перекрытия рассчитывают по формуле

$$f_m = f_{rc} + f_{add} \le \frac{1}{150} l, \qquad (27)$$

где f_{rc} - прогиб плиты от действия нагрузок в стадии эксплуатации (без учета собственной массы), см;
f_{add} - дополнительный прогиб плиты за счет податливости анкерных связей, см;
l - пролет плиты, см.

При отсутствии расчетной надопорной стержневой арматуры прогиб плиты определяется как для однопролетной, свободно опирающейся по формуле

$$f_{tt} = (\frac{1}{r})\delta \quad l^2, \tag{28}$$

где $\frac{1}{r}$ - расчетная кривизна плиты на участке с наибольшим изгибающим моментом;

δ - коэффициент по таблице 5.

Дополнительный прогиб f_{add} рекомендуется определять как для однопролетной балки с моментами на опорах по формуле (31), принимая коэффициент $\delta = 1{,}8$.

Кривизна определяется по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M_{n\,.span}\varphi_{b2}}{I_{red}E_b\varphi_{b1}}, \tag{29}$$

где $M_{n\,span}$ - наибольший изгибающий положительный момент в пролете от нормативной нагрузки, при которой определяется прогиб, без учета собственной массы плиты, нм;

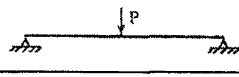
I_{red} – момент инерции приведенного сечения плиты в пролете, см^4;

φ_{b1} , φ_{b2} – коэффициенты, учитывающие влияние соответственно кратковременной и длительной ползучести бетона, принимаемые по СНиП 52-01-2003.

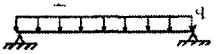
Если при определении прогиба учитываются кратковременные и длительные нагрузки, то расчетная кривизна принимается равной сумме кривизн, определяемых раздельно для изгиба оси нагрузок кратковременного и длительного действия

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}, \tag{30}$$

Таблица 5

Схема приложения нагрузки	δ
	$\frac{1}{12}$
	$(3-\alpha^2)24$
	$\frac{1}{8}$

Окончание таблицы 5

Схема приложения нагрузки	δ
	$\frac{5}{48}$
Примечание – При наличии расчетной надопорной стержневой арматуры, обеспечивающей неразрезность перекрытия, расчет прогиба выполняется как для неразрезной конструкции	

Дополнительную кривизну, обусловленную податливостью анкерных связей, определяют по формуле

$$\frac{1}{r_{add}} = \frac{k'\Delta}{0{,}75lh_o}, \qquad (31)$$

где $k' = 2$ – для однопролетных плит;

$k' = 1{,}5$ и $1{,}0$ – соответственно для крайних и средних пролетов неразрезных плит;

$k' = 1{,}5$ – для средних пролетов неразрезных плит, являющихся крайними для настила;

Δ – сдвиг настила относительно бетона, определяемый по формуле

$$\Delta = \frac{M_{n,sp} A_n}{\gamma_c \varepsilon_a (h_o - 0{,}5x)(A_n + A_s)}, \qquad (32)$$

где ε_a – коэффициент жесткости анкера

$$\varepsilon_a = 0{,}15 n_{an} d E_b, \qquad (33)$$

где n_{an} - число вертикальных анкерных стержней в одном гофре.

Момент инерции приведенного сечения плиты в пролете следует определять относительно его центра тяжести, принимая коэффициенты приведения площади сечения настила α_n и стержневой арматуры α_s к площади бетона принимаются соответственно

$$\alpha_n = \frac{E_n}{E_b} \qquad \alpha_s = \frac{E_s}{E_b}, \qquad (34)$$

При расчете момента инерции приведенного сечения плиты площадь растянутого бетона исключают, полагая возможность образования в нем трещин.

Положение центра тяжести приведенного сечения плит, занимаемое относительно крайней сжатой грани бетона x, следует определять по следующим формулам:

а) если нейтральная линия (ось), на которой находится центр тяжести приведенного сечения, не пересекает ребра плиты

$$x = -(\frac{\sum A_{red}}{b_f}) + \sqrt{(\frac{\sum A_{red}}{b_{ef}})^2 + (\frac{2S_{red}}{b_{ef}})}, \quad (35)$$

где ΣA_{red} – сумма приведенных площадей сечения арматуры, см^2;

S_{red} – статический момент площади A_{red} относительно крайней сжатой грани сечения плиты, см^3;

б) если нейтральная линия пересекает ребро плиты (профилированный настил), то

$$x = -(\frac{A'_{red}}{b}) + \sqrt{(\frac{\sum A'_{red}}{b})^2 + (\frac{2S'_{red}}{b})}, \quad (36)$$

где ΣA_{red} – сумма приведенных площадей сечений арматуры и площади свесов таврового сечения бетона плиты, см^2;

S'_{red} – статический момент площади A'_{red} относительно крайней сжатой грани сечения плиты, см^3.

в) если нейтральная линия (ось) совпадает с нижней гранью полки плиты (на уровне верхней полки профилированного настила), то

$$x = h_f, \quad (37)$$

Сумму приведенных площадей сечения ΣA_{red} и $\Sigma A'_{red}$ вычисляют по формулам:

$$\Sigma A_{red} = \alpha_n A_n + \alpha_s A'_s + \alpha_s A_s, \quad (38)$$

$$\Sigma A'_{red} = \alpha_n A_n + \alpha_s A'_s + \alpha_s A_s + A'_b, \quad (39)$$

где A'_b - площадь свесов бетона таврового сечения;

α_n, α_s - по формуле (34).

7.2.4 Расчет монолитной неразрезной плиты по раскрытию трещин на промежуточных опорах выполняется в соответствие с требованиями СНиП 52-01-2003. Предельно допустимое значение ширины раскрытия трещин следует принимать не более 0,3 мм.

8 Расчет комбинированной балки перекрытия

8.1 На стадии возведения (до набора бетоном кубиковой прочности 10МПа) балки рассчитываются в соответствии с требованиями СНиП II-23-81* при действии монтажных нагрузок, собственного веса балки, профилированного настила и бетона. Предельный прогиб балки принимается равным 1/150L пролета балки. Принимается расчетное сопротивление стали балки с коэффициентом условия работы 0,9.

8.2 На стадии эксплуатации при расчете комбинированной балки учитывается железобетонная плита перекрытия по стальному профилированному настилу, шириной B определяемой по формуле

$$B = l/4, \tag{40}$$

где l – шаг балок, м.

8.3 Расчетное усилие сдвига, воспринимаемое анкерами, расположенными в одном гофре, определяется по формуле (рисунок 18).

$$P_d^R = rRP_d, \tag{41}$$

Коэффициент r, определяется:

- при расположении балки перпендикулярно гофрам профилированного настила

$$r = 0{,}85\frac{1}{\sqrt{N_R}}\frac{b_o}{h_o}\left(\frac{h}{h_o} - 1\right) \le 1; \tag{42}$$

- при расположении балки параллельно гофрам профилированного настила

$$r = 0{,}6\frac{b_o}{h_o}\left(\frac{h}{h_o} - 1\right) \le 1 \tag{43}$$

где h - высота анкера;

ho - высота профилированного настила;

0,85 - учитывает длительное действие нагрузки;

bo - ширина гофра на уровне центра тяжести профилированного настила;

N_R - число анкеров в одном гофре настила (принимается не более 2);

P_d - расчетное сопротивление на сдвиг одного анкера;

R - коэффициент, учитывающий величину пролета балки, который составляет:

$$\begin{cases} 1 & \text{при} \quad L \le 3м; \\ 1{,}171 - 0{,}057L & \text{при} \quad 3 < L \le 10м; \\ 0{,}6 & \text{при} \quad 10 \le L \le 15м. \end{cases} \tag{44}$$

8.4 Нормальное усилие в бетонной плите

$$F_b = 0{,}85\frac{R_b}{\gamma_b}Bh_b, \tag{45}$$

где $\gamma_b = 1{,}5$ - коэффициент условия работы бетона.

8.5 Нормальное усилие в профилированном настиле

$$F_a = A_a R_y. \tag{46}$$

8.6 При условии $F_a < F_b$ соединение стальной балки с железобетонной плитой полное и для каждой половины балки необходимо установить количество анкеров

$$n = \frac{F_a}{P_d^R}. \qquad (47)$$

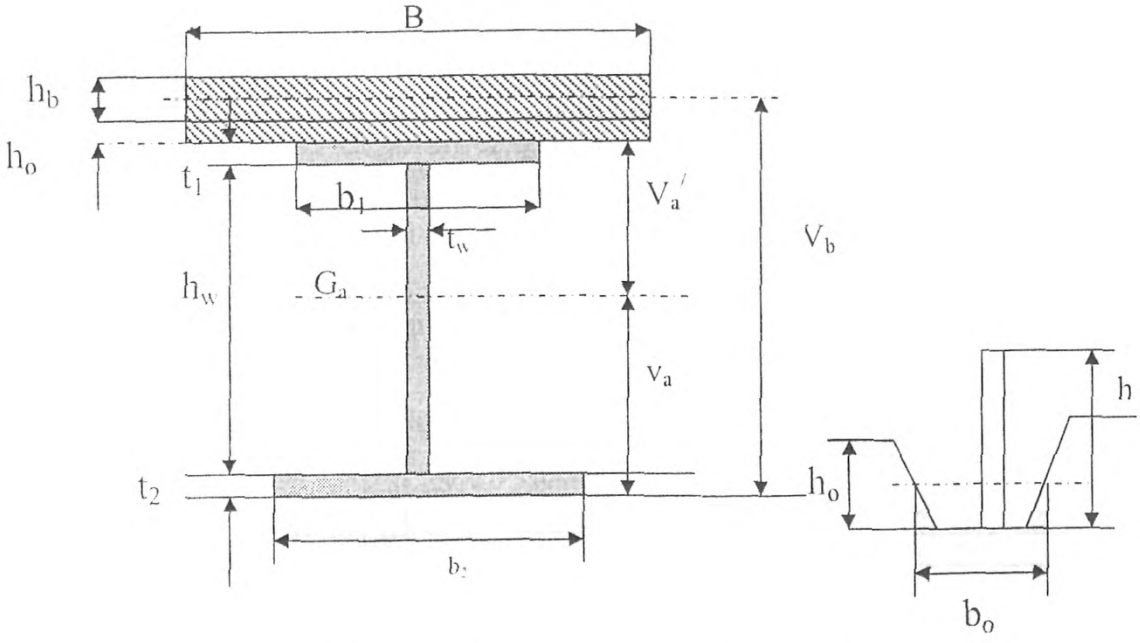


Рисунок 18 – К расчету комбинированной балки

8.7 Определение предельного момента.

• Вначале определяют силу взаимодействия В начале определяют силу взаимодействия стали балки и бетона плиты F_u^r, которое зависит от числа анкеров N, устанавливаемых на главной балке по ее длине и силы сдвига, воспринимаемой одним анкером P

$$F_u^r = NP, \qquad (48)$$

• Затем определяют высоту сжатой зоны бетона x_b

$$x_b = \frac{F_u^r}{0{,}85 R_b B / \gamma_c} \le h_b, \qquad (49)$$

где R_b - расчетное сопротивление бетона на сжатие, МПа;

$\gamma_c = 1{,}5$ - коэффициент условия работы бетона;

h_b - толщина бетона над профилированным настилом, м.

• Определение положения нейтральной оси в балке производят исходя из условий

• Сопротивление на сжатие балки

$$F_a = 0{,}9 A_a R_y, \tag{50}$$

где A_a - площадь поперечного сечения балки;

R_y - расчетное сопротивление стали балки на сжатие, МПа.

- Удвоенное усилие, воспринимающее верхней полкой балки

$$F_a^s = 1{,}8 b_1 t_1 R_y, \tag{51}$$

где b_1 - ширина верхней полки балки;

t_1 - толщина верхней полки балки.

- положение нейтральной оси в верхней полке балки при условии $F_a - F_a^s \le F_u^r$ (рисунок 19).

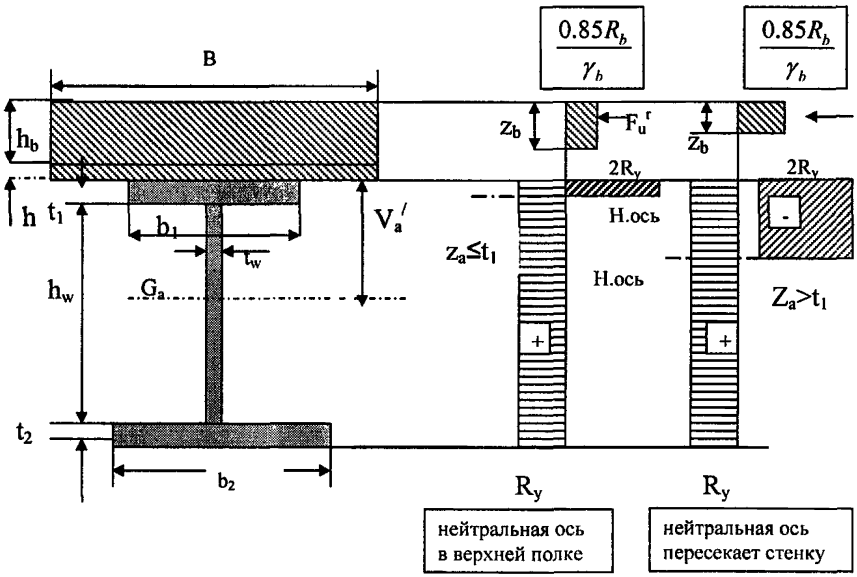


Рисунок 19 – Положение нейтральной оси в балке

Расстояние от внешней грани верхней полки балки до нейтральной оси определяется по формуле

$$z_a = \frac{0{,}9 A_a R_y - F_u'}{1{,}8 b_1 R_y}, \tag{52}$$

Предельный момент равен

$$M_u^r = F_u^r (h_a + h_b + v_a' - 0{,}5 z_b) + 1{,}8 b_1 z_a (v_a' - 0{,}5 z_a) R_y, \tag{53}$$

- положение нейтральной оси в стенке балки при условии $F_a - F_a^s > F_u^r$.

Расстояние от внешней грани верхней полки балки до нейтральной оси определяется по формуле

$$z_a = \frac{\left[(A_a + 2t_1 t_w - 2b_1 t_1)0{,}9R_y - F_u'\right]}{1{,}8t_w R_y}, \qquad (54)$$

Предельный момент равен

$$M_u' = F_u'(h_a + h_b + v_a' - 0{,}5z_b) + 1{,}8b_1 t_1 (v_a' - 0{,}5t_1)R_y + t_w(z_a - t_1)(2v_a' - t_1 - z_a)0{,}9R_y, \qquad (55)$$

где A - площадь поперечного сечения балки;

h_b - толщина бетона над профилированным настилом;

h_a - высота стальной балки;

v_a' - расстояние от центра тяжести балки до верхней грани балки;

z_b - высота сжатой зоны бетона;

z_a - расстояние от нейтральной оси до верхней грани балки;

t_w - толщина стенки балки;

b_1 - ширина верхней полки балки;

t_1 - толщина верхней полки балки.

8.8 Проверка прочности.

Прочность обеспечена при выполнении неравенства

$$P_u \le \frac{8M_u^r}{L^2}, \qquad (56)$$

где L - пролет балки;

Расчетная нагрузка

$$P_u = \frac{4}{3}(G_1 + G_2 l + G_3 l) + \frac{3}{2}Ql, \qquad (57)$$

где G_1 - собственный вес 1п.м балки;

G_2 - собственный вес ж.б.плиты (вес профнастила и бетона);

$G_3 = 1{,}5$кН/м^2 – вес перегородок;

$q = 0{,}5$кН/м^2 – монтажная нагрузка.

8.9 Определение геометрических характеристик для расчета прогиба и напряжений.

- Определение положения нейтральной оси (рисунок 20) (расстояние от нижней грани балки до нейтральной оси комбинированной балки, то есть с учетом железобетонной плиты)

$$v(n) = \frac{\frac{1}{n}A_b v_b + A_a v_a}{\frac{1}{n}A_b + A_a}, \qquad (58)$$

где $n = \frac{E_a}{E_b}$

$n = 6$ при кратковременных нагрузках;

$n = 12$ для сжатия;

$n = 18$ при длительных нагрузках;

$E_a = 2{,}1 * 10^5\ МПа$ - модуль упругости стали;

E_b - модуль упругости бетона, принимаемый при кратковременных нагрузках E_b, при длительных - $\frac{E_b}{3}$, в остальных случаях - $\frac{E_b}{2}$.

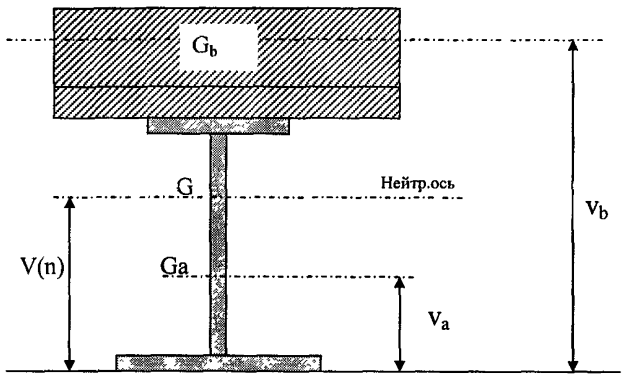


Рисунок 20 – Положение нейтральной оси в балке

Момент инерции при полном соединении балки и плиты (при условии установки требуемого расчетного количества анкеров)

$$I_f(n) = \frac{1}{n} I_b + \frac{1}{n} A_b (v_b - v(n))^2 + I_a + A_a (v_b - v(n))^2, \qquad (59)$$

Момент инерции при частичном соединении (установлено количество анкеров меньше требуемого, расчетного)

$$I_{eq}(n) = I_a + \left(\frac{N}{N_f}\right)^{\alpha(L)} \left[I_f(n) - I_a\right], \qquad (60)$$

где коэффициент α определяется по таблице 6.

Таблица 6

L(m)	5	10	15
α	1,5	1,0	0,8

Модуль изгиба эквивалентный частичному соединению

$$\left(\frac{I}{v}\right)_{eq} = \frac{I_a}{v_a} + \left(\frac{N}{N_f}\right)^{\beta(L)} \left(\frac{I_f}{v} - \frac{I_a}{v_a}\right), \qquad (61)$$

где $\beta(L) = \frac{1}{2}\alpha(L)$, (62)

где $A_b = Bh_b$ - площадь поперечного сечения бетонной части над настилом толщиной h_b;

v_b - расстояние от оси 1-1 до центра тяжести бетонной части высотой h_b;

A_a - площадь поперечного сечения стальной балки;

v_a - расстояние от оси 1-1 до центра тяжести стальной балки

I_b - момент инерции бетонной части железобетонной плиты относительно собственной оси;

I_a - собственный момент инерции стальной балки относительно оси x-x;

N_f - действительное количество анкеров;

N - расчетное количество анкеров для обеспечения полного соединения;

$\frac{N}{N_f}$ - отношение действительного количества анкеров к расчетному (теоретическому) характеризует степень соединения балки с железобетонной плитой по профилированному настилу.

8.10 Проверка прогиба

8.10.1 При возведении прогиб определяется по формуле

$$f = \frac{5}{384} \frac{(G_1 + (G_2 + q)l)L^4}{E_a I_a}. \qquad (63)$$

8.10.2 При эксплуатации прогиб определяется:

- при действии временной эксплуатационной нагрузки и веса перегородок определяется при n = 18

$$f = \frac{5}{384} \frac{lL^4}{E_a} \left[\frac{Q}{I_{eq}}(n-6) + \frac{G_3}{I_{eq}}\right], \qquad (64)$$

где Q - временная эксплуатационная нагрузка;

G_3 - вес перегородок;

- прогиб, вызванный усадкой, определяется при n = 12

$$f_{\varepsilon_r} = \frac{M_r L^2}{8 E_a I_{eq}} \tag{65}$$

и момент, эквивалентный усадке при n = 12

$$M_r = \frac{E_a}{n} A_b \varepsilon_r \left[v_b - v(n) \right], \tag{66}$$

где $\varepsilon_r = 2 * 10^{-4}$ - единичная деформация от усадки бетона;

- возможный обратный выгиб, вызванный усадкой, принимается

$$\delta_o(мм) \geq (0.025 L(мм))^{0.5}, \tag{67}$$

Прогиб от действия эксплуатационных временных нагрузок Q и веса перегородок G_3 должен быть

$$f \leq \frac{L}{300}, \tag{68}$$

Прогиб от действия веса плиты G_1, балки G_2, перегородок G_3, временной эксплуатационной Q нагрузок, от усадки и выгиба

$$f(G_1 + G_2) + f(Q + G_3) + f(\varepsilon_r) - \delta_o \leq \frac{L}{250}, \tag{69}$$

8.11 Проверка прочности

8.11.1 На стадии монтажа

$$\sigma = \frac{(G_1 + G_2 + ql) L^2}{8 \frac{I_a}{v_a}} \leq 0{,}9 R_y, \tag{70}$$

8.11.2 На стадии эксплуатации от действия временной эксплуатационной нагрузки Q и веса перегородок G_3

$$\sigma_a(Q + G_3) = \left(\frac{lL^2}{8} \right) \left[\frac{Q}{\frac{I}{v}(n=6)} \right]_{eq} + \frac{G_3}{\left[\frac{I}{v}(n=18) \right]_{eq}}, \tag{71}$$

$$\sigma_a(\varepsilon_r) = \frac{M_r}{\left[\frac{I}{v}(n=6) \right]_{eq}} - \frac{N_r}{\left(\frac{A_b}{n} + A_a \right)}, \tag{72}$$

$$N_r = \left(\frac{E_a}{n} \right) A_b \varepsilon_r, \tag{73}$$

По уравнениям (71) и (72) считаем при n=12
Условие выполняется если

$$\sigma_a(G_1+G_2)+\sigma_a(Q+G_3)+\sigma_a(\varepsilon_r)\le 0{,}9R_j\,. \qquad (74)$$

9 Анкерные упоры

9.1 Упоры X-HVB компании Hilti

9.1.1 Анкерные упоры предназначены для обеспечения совместной работы монолитной железобетонной плиты со стальными балками перекрытия и включения профилированного стального настила, выполняющего функции несъемной опалубки этой плиты, в работу плиты в качестве ее рабочей арматуры.

Наиболее эффективными типами анкерных упоров являются упоры X-HVB компании Hilti.

9.1.2 Упоры X-HVB представляют собой холодноформованный стальной профиль зетобразного сечения, закрепленный одной полкой к верхнему поясу балки перекрытия с помощью двух дюбелей.

9.1.3 В качестве анкеров применяются упоры X-HVB шести типоразмеров в зависимости от толщины плиты перекрытия и типа профилированного настила (рисунок 21). Все упоры независимо от типа имеют ширину нижней опорной полки 50мм. Упоры изготавливают высотой h_{sc} = 52, 80, 95, 110, 126 и 141 мм. Ширина верхней свободной полки – 10, 12 или 37 мм в зависимости от типа упора.

9.1.4 Материал упоров – оцинкованная малоуглеродистая сталь толщиной 2 или 2,5 мм с временным сопротивлением от 270 до 350 МПа. Толщина цинкового покрытия – не менее 3 мкм.

9.1.5 Упоры крепятся к балке двумя дюбелями ENP2 – 21 или ENPH2-21 (рисунок 22) с помощью поршневого монтажного пистолета Hilti-DX 750.

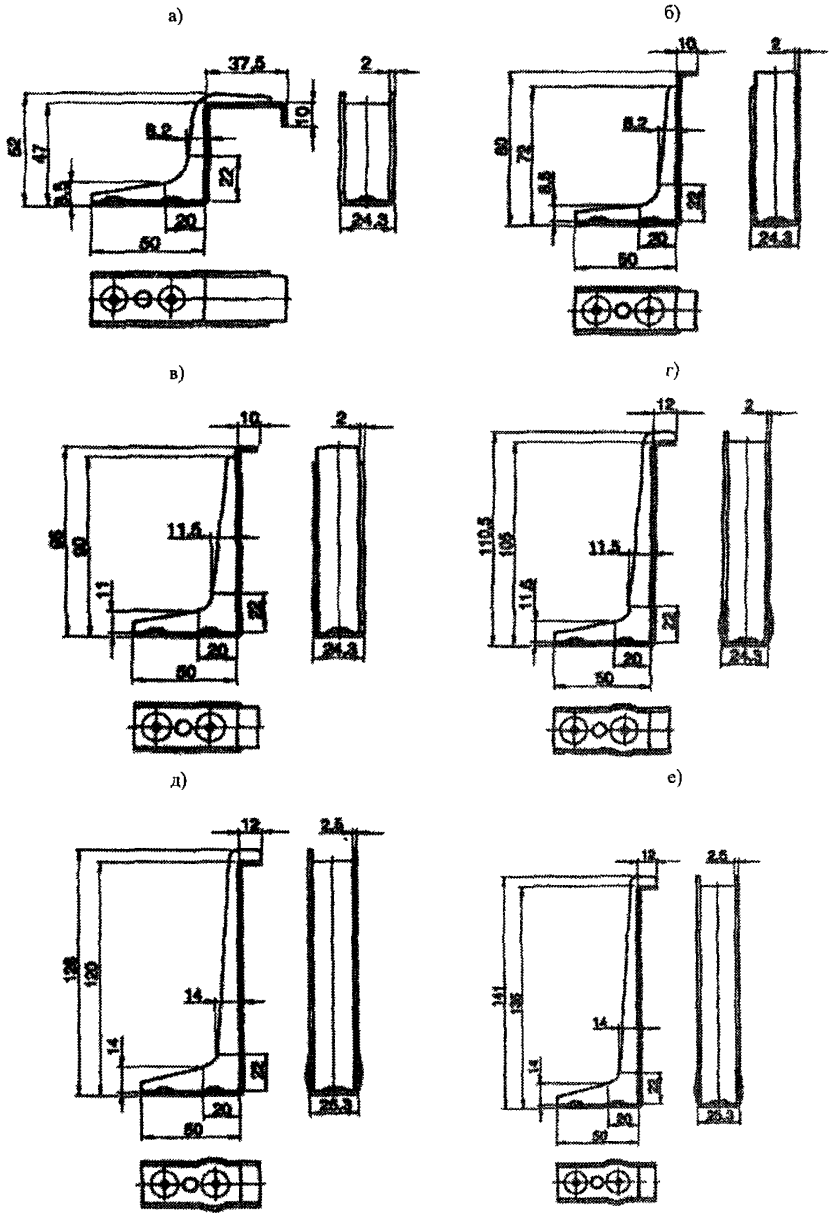
9.1.6 Предельные сдвигающие усилия на упоры X-HVB 80 и все остальные их типы принимаются равными $R_{d,ss}$=16 кН и $R_{d,ss}$=22 кН соответственно по Еврокоду-4 с учетом их упругой работы.

9.1.7 Расчет несущей способности упоров выполняется с учетом коэффициентов запаса, определяемых в зависимости от ориентации профилированного настила относительно балок [6].

Допускаемое срезающее усилие на упор определяется по формуле

$$P_{rd}=R_{d\,ss}K_l, \qquad (75)$$

где K_l - коэффициент запаса, принимаемый от 0,5 до 1,0.



а –Х- HVB 50; б –Х- HVB 80; в –Х- HVB *95;* г –Х- *HVB 110;* д –Х- HVB125; е –Х- HVB140

Рисунок 21 – Типы упоров Х-HVB

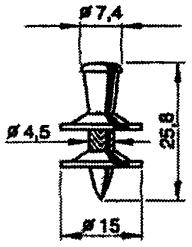


Рисунок 22 – Дюбель марки ENP2-21-L15 (ENPH2-21-L15)

При расположении трапециевидных гофров настила поперек балок

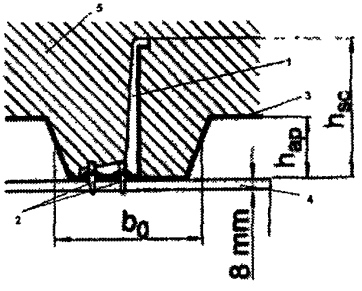
$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \frac{b_o}{h_{ap}} \frac{h_{sc} - h_{cp}}{h_{ap}}, \qquad (76)$$

где $N_r = 1$, если в каждом гофре установлен один упор;

$N_r = 2$, если в каждом гофре – 2 или 3 упора;

b_o и h_{ap} - ширина нижней полки и высота гофра настила (рисунок 23);

h_{sc} - высота упора.



1 - анкер X-HVB; 2 – дюбель; 3 – настил; 4 – базовая конструкция; 5 – бетон плиты.

Рисунок 23 – Расположение упора вдоль оси балки

При расположении гофров настила вдоль балки

$$P_{rd} = P_{d,sc} \cdot K_p, \qquad (77)$$

где $K_p = 1,0$, если $\frac{b_o}{h_{ap}} \geq 18$,

$$K_p = 0{,}6 \cdot \frac{b_o}{h_{ap}} \cdot \frac{h_{wc} - h_{ap}}{h_{ap}}, \qquad (78)$$

$$0{,}5 \le K_p \le 1{,}0.$$

9.1.8 Предельные размеры монолитной плиты и сечения профилированного настила в зависимости от типа упора приводятся в таблице 10.

Таблица 7 - Соотношение толщины плиты и высоты упоров

Тип упора	Минимальная толщина плиты h_c, (мм)	Максимальная высота профиля настила h_{ap} в миллиметрах		
		$\frac{b_o}{h_{ap}} \ge 1{,}8$	$\frac{b_o}{h_{ap}} < 1{,}8$	$\frac{b_o}{h_{ap}} \le 1{,}0$
X-HVB 50	72	–		
X-HVB 80	100	45	45	30
X-HVB 95	115	60	57	45
X-HVB 110	130	75	66	60
X-HVB 125	145	80	75	73
X-HVB 141	160	80	80	80

Значения в таблице 7 даны при минимальной толщине верхней полки балки 8 мм. Толщину настила не рекомендуется принимать более 1,25 мм.

Минимальная толщина бетона над верхней полкой упора – 20 мм.

9.1.9 Выбор типа дюбеля для крепления упоров зависит от толщины и прочности стали верхней полки балок.

На рисунке 24 показаны области применения дюбелей ENP2-21 и ENPH2-21, прикрепляющих упоры к поясу балки толщиной от 6 до 30 мм из стали с временным сопротивлением не более 700 МПа.

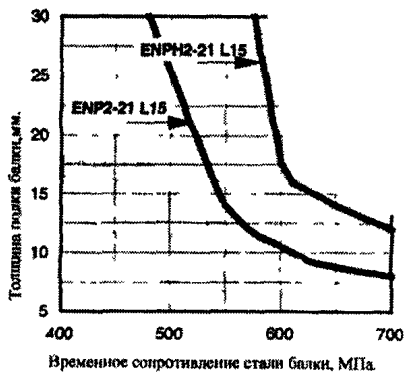


Рисунок 24 – Области применения дюбелей для крепления упоров в зависимости от толщины полки и марки стали балки

9.1.10 Патроны для пристрелки дюбелей, объединенные в обойму по 10 штук, принимают различной мощности в зависимости от толщины и марки стали полки балки.

9.1.11 Упоры X-HVB располагаются на нижних полках настила параллельно или перпендикулярно оси балки. Между смежными гофрами профилированного листа может располагаться от одного до трех упоров, причем *продольное расположение упоров более эффективно.* Минимальное расстояние между стенками соседних поперечных упоров – 50 мм, для продольно расположенных упоров – 100 мм. Максимальное расстояние между соседними продольными упорами не должно превышать 600 мм или $4h_c$, где h_c – толщина плиты.

Для расположения упоров ширина плоской части нижних полок настила должна быть не менее 50 мм (рисунок 25). Расстояние от стенки упора до стенки гофра настила должно быть не менее 40 мм.

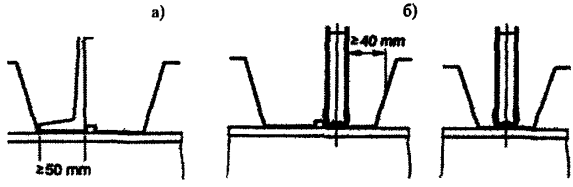


Рисунок 25 – Расположение упоров вдоль (а) и поперек (б) оси балки

9.1.12 Для плиты перекрытия с настилом, гофры которого расположены параллельно оси балки, шаг упоров принимают не более $4h_c$ или 600 мм и не менее 100 мм (рисунок 26).

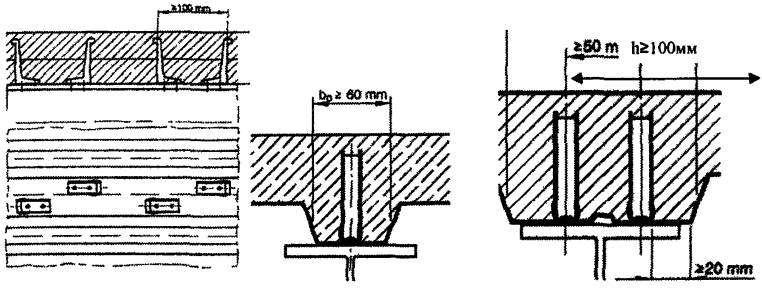


Рисунок 26 – Расположение упоров параллельно оси балки

Упоры располагают симметрично относительно оси балки. Расстояние от упора до стенки гофра настила должно быть не менее 20 мм. Расстояние между рядами упоров должно быть не менее 50 мм.

Упоры X-HVB рекомендуется применять на строительстве новых и реконструкции старых зданий. Применение этих упоров вместо стержневых анкеров, привариваемых к балкам через настил, позволяет снизить трудоемкость монтажных работ и исключить сварку, требующую особых условий для ее выполнения с учетом температуры воздуха, влажности, защитного покрытия профилированного настила и других факторов.

Установка поперечных упоров X-HVB обеспечивает включение профилированного настила в работу плиты перекрытия в качестве ее рабочей арматуры.

9.1.13 Упоры X-HVB позволят воспринять сдвигающие усилия от 100 до 400 кН на пог.м композитной балки, включающей часть монолитной плиты и стальную балку, и обеспечить ее устойчивость из плоскости при поперечном изгибе.

В мостовых конструкциях применение упоров X-HVB не рекомендуется, т.к. их несущая способность на срез составляет около 40% от прочности стержневых анкеров диаметром 19 мм и работа упоров X-HVB на знакопеременные нагрузки экспериментально не исследовалась.

Приложение А
(рекомендуемое)

Методика определения расчетных геометрических характеристик сечения профилированных настилов с учетом закритической работы сжатых полок

А.1 Значения расчетных характеристик определяются по следующей методике:

- определяем сжимающее напряжение в настиле по формуле 3, принимая момент сопротивления *W* по таблице 1 (допуская работу настила полным сечением). Если полученное значение сжимающего напряжения меньше критического, приведенного в таблице 2, то расчетные характеристики принимаются по таблице 1;
- если полученное значение сжимающего напряжения в полке настила выше критического, то расчетные характеристики определяют методом последовательного приближения (итерация) с помощью приложения А по таблицам А.1, А.2, А.3, А.4, А.5, А.6, А.7, А.8 и А.9, в которых моменты сопротивления и инерции определены в зависимости от уровня напряжений в сжатых полках;
- итерация продолжается до тех пор, пока разница между окончательным и предыдущим значениями искомой расчетной характеристики не будет составлять 1% или меньше.

Таблица А.1 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых широких полках H114-600

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	1,0	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,166	65,886	65,628	65,390	65,170	64,966
	0,9	60,337	60,337	60,337	60,337	60,099	59,769	59,471	59,202	58,957	58,735	58,532	58,344
	0,8	53,666	53,666	53,666	53,382	53,011	52,684	52,397	52,141	51,913	51,706	51,519	51,348
W2	1,0	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	72,772	71,523	70,402	69,392	68,479	67,648
	0,9	67,941	67,941	67,941	67,941	66,822	65,316	63,998	62,842	61,821	60,912	60,098	59,362
	0,8	60,234	60,234	60,234	58,919	57,263	55,865	54,675	53,650	52,756	51,968	51,268	50,639

Окончание таблицы А1

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	1,0	64,777	64,600	64,434	64,279	64,133	63,995	63,864	63,740	63,623	63,511	63,404	63,302
	0,9	58,171	58,010	57,860	57,720	57,589	57,465	57,349	57,238	57,134	57,034	56,940	56,849
	0,8	51,190	51,044	50,909	50,783	50,666	50,555	50,451	50,353	50,260	50,172	50,089	50,009
W2	1,0	66,888	66,191	65,548	64,952	64,399	63,883	63,400	62,948	62,522	62,120	61,741	61,382
	0,9	58,694	58,084	57,524	57,007	56,528	56,082	55,667	55,278	54,913	54,570	54,246	53,939
	0,8	50,071	49,554	49,081	48,646	48,245	47,872	47,526	47,202	46,898	46,613	46,345	46,091

Таблица А.2 - Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых широких полках Н80А-674

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	1,0	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	42,759	42,504	42,271	42,056	41,858	41,674	41,504
	0,9	38,982	38,982	38,982	38,982	38,525	38,245	37,994	37,767	37,561	37,372	37,198	37,038
	0,8	34,768	34,768	34,768	34,304	33,992	33,720	33,478	33,263	33,070	32,894	32,733	32,586
	0,7	30,540	30,540	30,123	29,766	29,465	29,208	28,984	28,786	28,610	28,451	28,306	28,174
W2	1,0	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	48,672	47,340	46,166	45,127	44,200	43,368	42,616
	0,9	46,015	46,015	46,015	46,015	43,493	42,058	40,828	39,765	38,835	38,013	37,281	36,623
	0,8	41,037	41,037	41,037	38,488	36,913	35,613	34,523	33,593	32,788	32,083	31,458	30,900
	0,7	36,045	36,045	33,747	31,959	30,563	29,440	28,514	27,733	27,063	26,480	25,966	25,509

Окончание таблицы А.2

Наименование	Толщина, мм	Напряжения (кгс/см^2)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	1,0	41,345	41,196	41,056	40,924	40,799	40,681	40,569	40,462	40,361	40,264	40,171	40,082
	0,9	36,889	36,750	36,620	36,498	36,383	36,274	36,171	36,073	35,980	35,892	35,807	35,726
	0,8	32,449	32,322	32,204	32,093	31,989	31,891	31,799	31,711	31,628	31,549	31,473	31,401
	0,7	28,053	27,940	27,835	27,738	27,646	27,561	27,480	27,403	27,331	27,262	27,196	27,134
W2	1,0	41,932	41,306	40,731	40,200	39,708	39,250	38,823	38,423	38,048	37,694	37,360	37,045
	0,9	36,027	35,485	34,988	34,531	34,109	33,717	33,351	33,010	32,690	32,389	32,106	31,838
	0,8	30,396	29,940	29,523	29,140	28,788	28,461	28,157	27,874	27,609	27,360	27,125	26,904
	0,7	25,099	24,727	24,389	24,080	23,795	23,532	23,288	23,060	22,848	22,649	22,461	22,285

Таблица А.3 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых широких полках Н60-845

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	0,9	22,306	22,306	22,201	22,019	21,860	21,722	21,599	21,489	21,391	21,301	21,219	21,144
	0,8	19,927	19,927	19,688	19,505	19,351	19,219	19,103	19,001	18,910	18,828	18,752	18,684
	0,7	17,514	17,361	17,142	16,966	16,821	16,698	16,592	16,5	16,417	16,343	16,276	16,215
W2	0,9	32,074	32,074	31,111	29,552	28,297	27,270	26,414	25,686	25,057	24,508	24,022	23,588
	0,8	28,652	28,652	26,533	25,089	23,968	23,070	22,330	21,708	21,175	20,711	20,302	19,939
	0,7	25,195	23,817	22,041	20,771	19,814	19,059	18,445	17,932	17,495	17,117	16,786	16,492

Окончание таблицы А.3

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,9	21,074	21,009	20,948	20,891	20,838	20,787	20,740	20,694	20,65	20,610	20,571	20,534
	0,8	18,620	18,561	18,506	18,455	18,407	18,362	18,319	18,279	18,24	18,204	18,169	18,136
	0,7	16,159	16,107	16,059	16,014	15,972	15,933	15,895	15,860	15,827	15,796	15,766	15,737
W2	0,9	23,198	22,844	22,521	22,225	21,952	21,700	21,465	21,246	21,042	20,849	20,669	20,498
	0,8	19,613	19,318	19,050	18,805	18,579	18,371	18,177	17,997	17,829	17,671	17,522	17,383
	0,7	16,229	15,992	15,777	15,580	15,400	15,233	15,079	14,935	14,801	14,675	14,558	14,447

Таблица А.4 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых широких полках Н57-750

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,8	18,90	18,90	18,90	18,900	18,900	18,900	18,900	18,887	18,864	18,84	18,818	18,796
	0,7	16,618	16,618	16,614	16,587	16,561	16,535	16,51	16,486	16,463	16,44	16,418	16,397
W2	0,8	24,772	24,772	24,772	24,772	24,772	24,772	24,772	24,681	24,514	24,350	24,195	24,042
	0,7	21,798	21,798	21,769	21,575	21,388	21,211	21,04	20,876	20,719	20,569	20,425	20,288

Таблица А.5 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых широких полках НС44-1000

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	0,8	12,512	12,512	12,512	12,406	12,324	12,253	12,189	12,131	12,079	12,032	11,989	11,949
	0,7	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,004	10,979
W2	0,8	15,405	15,405	15,405	14,575	13,99	13,505	13,097	12,748	12,445	12,18	11,944	11,733
	0,7	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,429	13,234

Окончание таблицы А.5

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,8	11,912	11,877	11,845	11,814	11,786	11,759	11,734	11,709	11,686	11,664	11,644	11,624
	0,7	10,956	10,933	10,912	10,891	10,871	10,852	10,834	10,816	10,799	10,782	10,766	10,751
W2	0,8	11,543	11,371	11,213	11,069	10,935	10,811	10,696	10,589	10,488	10,394	10,305	10,221
	0,7	13,052	12,881	12,721	12,57	12,427	12,293	12,167	12,047	11,934	11,826	11,723	11,625

Таблица А.6 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых узких полках Н80А-674

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	1,0	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,135	42,953	42,776
	0,9	38,982	38,982	38,982	38,982	38,982	38,883	38,680	38,475	38,246	38,025	37,812	37,607
	0,8	34,768	34,705	34,474	34,231	33,975	33,730	33,497	33,274	33,061	32,857	32,662	32,475
	0,7	29,820	29,540	29,277	29,029	28,795	28,574	28,365	28,167	27,979	27,801	27,631	27,469
W2	1,0	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,947	50,896	50,847
	0,9	46,015	46,015	46,015	46,015	46,015	45,987	45,931	45,873	45,809	45,747	45,686	45,627
	0,8	41,037	41,020	40,956	40,888	40,816	40,747	40,680	40,615	40,553	40,492	40,434	40,378
	0,7	35,845	35,766	35,690	35,618	35,549	35,483	35,419	35,359	35,301	35,245	35,192	35,141

Таблица А.7 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых узких полках Н75-750

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,9	30,602	30,602	30,602	30,602	30,602	30,465	30,296	30,095	29,902	29,713	29,534	29,358
	0,8	27,277	27,178	26,983	26,752	26,535	26,328	26,130	25,942	25,760	25,587	25,424	25,266
	0,7	23,265	23,027	22,805	22,595	22,396	22,210	22,034	21,865	21,707	21,556	21,415	21,277
W2	0,9	38,133	38,133	38,133	38,133	38,133	38,089	38,034	37,970	37,907	37,845	37,785	37,727
	0,8	34,008	33,977	33,914	33,839	33,768	33,700	33,634	33,570	33,508	33,448	33,391	33,336
	0,7	29,641	29,562	29,487	29,415	29,347	29,281	29,219	29,158	29,101	29,046	28,994	28,942

Таблица А.8 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых узких полка Н60-845

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,9	22,306	22,306	22,306	22,306	22,200	22,061	21,907	21,751	21,600	21,456	21,316	21,183
	0,8	19,889	19,729	19,557	19,380	19,213	19,053	18,901	18,756	18,618	18,486	18,360	18,240
	0,7	16,874	16,691	16,520	16,359	16,208	16,065	15,931	15,803	15,683	15,568	15,460	15,356
W2	0,9	32,075	32,075	32,075	32,075	32,043	32,001	31,954	31,906	31,859	31,813	31,769	31,727
	0,8	28,641	28,593	28,541	28,487	28,435	28,384	28,336	28,289	28,244	28,201	28,159	28,118
	0,7	25,000	24,942	24,888	24,836	24,786	24,738	24,692	24,649	24,607	24,567	24,528	24,491

Таблица А.9 – Момент сопротивления ($см^3$) при расчетных напряжениях в сжатых узких полках Н57-750

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400
W1	0,8	18,900	18,900	18,900	18,900	18,855	18,743	18,611	18,484	18,361	18,243	18,129	18,020
	0,7	16,570	16,435	16,285	16,142	16,006	15,877	15,754	15,637	15,525	15,419	15,318	15,221
W2	0,8	24,772	24,772	24,772	24,772	24,759	24,725	24,685	24,647	24,609	24,572	24,537	24,502
	0,7	21,783	21,743	21,698	21,654	21,612	21,572	21,533	21,495	21,459	21,424	21,391	21,358

Таблица А 10 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых широких полках Н114-600

Наименование	Толщина мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	1,0	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,619	66,276	66,099
	0,9	60,337	60,337	60,337	60,337	60,337	60,337	60,337	60,337	59,955	59,760	59,577	59,405
	0,8	53,666	53,666	53,666	53,666	53,666	53,666	53,297	53,074	52,867	52,675	52,498	52,334
W2	1,0	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	74,857	73,270	72,469
	0,9	67,941	67,941	67,941	67,941	67,941	67,941	67,941	67,941	66,159	65,277	64,463	63,713
	0,8	60,234	60,234	60,234	60,234	60,234	60,234	58,533	57,537	56,639	55,827	55,091	54,419
I	1,0	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	401,838	396,707	394,082
	0,9	364,307	364,307	364,307	364,307	364,307	364,307	364,307	364,307	358,555	355,662	352,967	350,457
	0,8	323,538	323,538	323,538	323,538	323,538	323,538	318,017	314,728	311,722	308,972	306,450	304,129

Окончание таблицы А.10

Наименование	Толщина, мм	Напряжения (кгс/см^2)												
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	1,0	65,930	65,769	65,617	65,471	65,333	65,201	65,075	64,954	64,839	64,728	64,622	64,520	64,422
	0,9	59,243	59,091	58,947	58,811	58,682	58,560	58,444	58,333	58,227	58,127	58.03	57,938	57,849
	0,8	52,180	52,037	51,902	51,776	51,657	51,545	51,438	51,337	51,241	51,149	51.062	50,979	50,899
W2	1,0	71,718	71,015	70,356	69,737	69,155	68,607	68,089	67,600	67,136	66,696	66,278	65,879	65,500
	0,9	63,019	62,376	61,778	61,220	60,699	60,210	59,751	59,319	58,911	58,525	58,159	57,811	57,481
	0,8	53,804	53,239	52,717	52,233	51,783	51,363	50,970	50,601	50,254	49,926	49,616	49,323	49,045
I	1,0	391,603	389,262	387,051	384,961	382,981	381,105	379,323	377,628	376,014	374,475	373,004	371,598	370,252
	0,9	348,115	345,926	343,876	341,950	340,138	338,429	336,814	335,284	333,832	332,452	331,138	329,885	328,687
	0,8	301,985	299,997	298,147	296,421	294,804	293,286	291,857	290,508	289,233	288,023	286,875	285,782	284,741

Таблица А 11 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых широких полках Н80А-674

Наименование	Толщина мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	1,0	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	43,171	42,916	42,752	42,596	42,448
	0,9	38,982	38,982	38,982	38,982	38,982	38,982	38,764	38,577	38,402	38,238	38,083	37,938
W2	1,0	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	50,957	49,521	48,633	47,811	47,051
	0,9	46,015	46,015	46,015	46,015	46,015	46,015	44,785	43,773	42,854	42,019	41,259	40,564
I	1,0	186,967	186,967	186,967	186,967	186,967	186,967	186,967	186,967	183,930	182,013	180,213	178,524
	0,9	168,829	168,829	168,829	168,829	168,829	168,829	166,229	164,045	162,024	160,157	158,430	156,828

Окончание таблицы А.11

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	1,0	42,307	42,174	42,047	41,926	41,810	41,700	41,595	41,494	41,397	41,304	41,214	41,128	41,045
	0,9	37,802	37,673	37,551	37,436	37,327	37,222	37,123	37,028	36,937	36,850	36,767	36,687	36,610
W2	1,0	46,346	45,692	45,083	44,514	43,982	43,483	43,014	42,571	42,153	41,758	41,383	41,026	40,687
	0,9	39,926	39,338	38,794	38,290	37,820	37,381	36,97	36,583	36,219	35,876	35,551	35,243	34,950
I	1,0	176,940	175,450	174,048	172,725	171,475	170,292	169,169	168,102	167,087	166,118	165,193	164,308	163,461
	0,9	155,339	153,950	152,651	151,432	150,286	149,206	148,184	147,217	146,299	145,426	144,594	143,801	143,043

Таблица А.12 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых широких полках Н60-845

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	0,9	22,306	22,306	22,306	22,306	22,295	22,188	22,089	21,998	21,915	21,837	21,766	21,699
	0,8	19,927	19,927	19,927	19,811	19,685	19,571	19,469	19,376	19,292	19,215	19,144	19,078
	0,7	17,514	17,514	17,514	17,265	17,139	17,028	16,931	16,844	16,766	16,694	16,629	16,569
W2	0,9	32,075	32,075	32,075	32,075	31,969	30,991	30,134	29,382	28,716	28,123	27,593	27,113
	0,8	28,653	28,653	28,653	27,591	26,510	25,596	24,817	24,146	23,560	23,044	22,585	22,173
	0,7	25,195	25,195	25,195	23,008	22,019	21,211	20,537	19,964	19,470	19,038	18,656	18,314
I	0,9	78,939	78,939	78,939	78,939	78,810	77,583	76,476	75,479	74,576	73,755	73,006	72,318
	0,8	70,519	70,519	70,519	69,188	67,780	66,545	65,460	64,499	63,641	62,868	62,167	61,528
	0,7	61,991	61,991	61,991	59,181	57,825	56,673	55,681	54,815	54,050	53,368	52,753	52,194

Окончание таблицы А.12

Наименование	Толщина мм	Напряжения (кгс/см^2)												
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	0,9	21,637	21,579	21,524	21,472	21,423	21,377	21,333	21,291	21,251	21,212	21,176	21,141	21,141
	0,8	19,017	18,959	18,906	18,855	18,808	18,763	18,720	18,679	18,640	18,604	18,568	18,534	18,502
	0,7	16,514	16,462	16,414	16,368	16,326	16,285	16,247	16,211	16,177	16,145	16,113	16,084	16,055
W2	0,9	26,677	26,278	25,913	25,575	25,263	24,971	24,701	24,445	24,208	23,983	23,772	23,571	23,571
	0,8	21,800	21,461	21,151	20,865	20,602	20,357	20,129	19,917	19,717	19,530	19,354	19,187	19,029
	0,7	18,008	17,729	17,476	17,243	17,029	16,830	16,646	16,474	16,313	16,162	16,020	15,886	15,760
I	0,9	71,683	71,093	70,547	70,034	69,555	69,103	68,681	68,278	67,899	67,538	67,196	66,869	66,869
	0,8	60,940	60,398	59,896	59,428	58,991	58,582	58,197	57,834	57,491	57,166	56,858	56,565	56,286
	0,7	51,685	51,216	50,784	50,383	50,009	49,660	49,333	49,025	48,734	48,460	48,200	47,953	47,718

Таблица А.13 – Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых широких полках НС44-1000

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200
W1	0,8	12,512	12,512	12,512	12,512	12,512	12,440	12,387	12,338	12,293	12,250	12,211	12,174
	0,7	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021
W2	0,8	15,405	15,405	15,405	15,405	15,405	14,831	14,436	14,085	13,772	13,492	13,239	13,009
	0,7	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567
I	0,8	30,380	30,380	30,380	30,380	30,380	29,767	29,333	28,939	28,579	28,250	27,949	27,672
	0,7	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756

Окончание таблицы А.13

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	0,8	12,140	12,107	12,077	12,048	12,021	11,995	11,970	11,946	11,924	11,902	11,881	11,861	11,842
	0,7	11,021	11,021	11,021	11,021	11,021	11,004	10,990	10,975	10,961	10,947	10,933	10,920	10,907
W2	0,8	12,800	12,608	12,432	12,269	12,117	11,976	11,844	11,721	11,604	11,495	11,392	11,294	11,201
	0,7	13,567	13,567	13,567	13,567	13,567	13,435	13,316	13,200	13,090	12,983	12,879	12,780	12,686
I	0,8	27,415	27,176	26,954	26,746	26,551	26,368	26,195	26,031	25,876	25,729	25,589	25,455	25,328
	0,7	26,756	26,756	26,756	26,756	26,756	26,617	26,492	26,367	26,248	26,132	26,018	25,909	25,805

Таблица А.14 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых узких полках Н75-750

Наименование	Толщина мм	Напряжения ($кгс/см^2$)												
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	0,8	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,277	27,207	27,087	26,970
	0,7	23,939	23,939	23,939	23,939	23,939	23,833	23,698	23,552	23,398	23,249	23,107	22,969	22,837
W2	0,8	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	34,008	33,986	33,947	33,910
	0,7	29,858	29,858	29,858	29,858	29,858	29,825	29,781	29,734	29,684	29,635	29,588	29,542	29,498
I	0,8	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,525	113,329	112,994	112,666
	0,7	99,648	99,648	99,648	99,648	99,648	99,355	98,975	98,565	98,132	97,713	97,308	96,916	96,537

Таблица А.15 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых узких полках Н60-845

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)											
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2400	2500
W1	0,8	19,927	19,927	19,927	19,927	19,927	19,927	19,927	19,927	19,927	19,847	19,751	19,657
	0,7	17,514	17,514	17,514	17,514	17,414	17,304	17,181	17,057	16,939	16,825	16,715	16,609
W2	0,8	28,653	28,653	28,653	28,653	28,653	28,653	28,653	28,653	28,653	28,629	28,600	28,571
	0,7	25,195	25,195	25,195	25,195	25,165	25,132	25,094	25,057	25,020	24,985	24,950	24,916
I	0,8	70,519	70,519	70,519	70,519	17,514	70,519	70,519	70,519	70,519	70,328	70,097	69,872
	0,7	61,991	61,991	61,991	61,991	61,752	61,488	61,191	60,892	60,603	60,325	60,056	59,796

Таблица А.16 - Момент сопротивления ($см^3$) и момент инерции ($см^4$) при нормативных напряжениях в сжатых узких полках Н57-750

Наименование	Толщина, мм	Напряжения ($кгс/см^2$)												
		1300	1400	1500	1600	1700	1800	1900	2000	2100	2200	2300	2400	2500
W1	0,7	16,618	16,618	16,618	16,618	16,618	16,618	16,618	16,618	16,618	16,582	16,486	16,393	16,302
W2	0,7	21,798	21,798	21,798	21,798	21,798	21,798	21,798	21,798	21,798	21,786	21,758	21,73	21,702
1	0,7	53,748	53,748	53,748	53,748	53,748	53,748	53,748	53,748	53,748	53,669	53,461	53,26	53,062

Библиография

1 Федеральный закон «О техническом регулировании» от 27 декабря 2002 г. № 184-ФЗ.

2 Рекомендации по проектированию монолитных железобетонных перекрытий со стальным профилированным настилом НИИЖБ, ЦНИИпромзданий. – М.: Стройиздат, 1987.

3 СТО 0043-2005. Настины стальные профилированные для покрытий зданий и сооружений.

4 EUROCODE 3. Design of Steel Structures. Part 1.3. Cold formed thin gauge members and sheeting, 1992.

5 J. M. Aribert et A.L. Bitar. Exempeles de dimensionnement de poutres de planchers mixtes avec dalle coulee dans un bac collaborant et un faible degre de connexion. Construction métallique, n. 2, 1990, pp.73-88.

6 EUROCODE 4. Part 1. Composite steel construction. CEN TC250/SC4.1990.

7 А.с. 1760045 AI/E04C5/03. Арматура для монолитных ж.б.плит/ Э.Л. Айрумян, Румянцева И.А., Беляев В.Ф., Горшкова В.М., Росляков В.Ф., Оленин Г.В.// БИ. 1992.

ЛИСТ РЕГИСТРАЦИИ ИЗМЕНЕНИЙ

Номер изменения	Номера разделов, пунктов (подпунктов)				Срок введения изменения	Подпись
	измененных	замененных	новых	аннулированных		

УДК ОКС 91.080.10 ОКП 52 6182

Ключевые слова: резервуары вертикальные цилиндрические стальные, крыша стационарная, плавающая, понтон, испытания на герметичность, прочность, устойчивость

ГП ОТГ, з. 1385

gost.e-ecolog.ru