



УКРАИНСКИЙ ЦЕНТР  
СТАЛЬНОГО  
СТРОИТЕЛЬСТВА

# Композитные перекрытия

Докладчик :  
Ассистент кафедры железобетонных и каменных конструкций  
Постернак О.М.

# Введение. Область применения. Преимущества

---

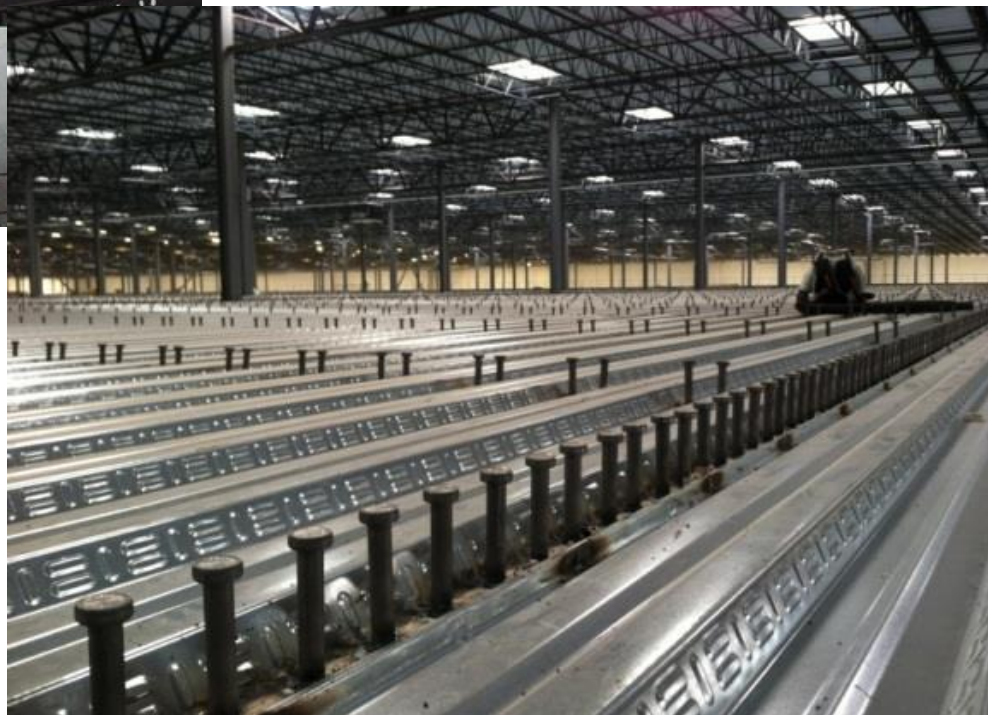
Сталежелезобетонные конструкции являются мощным инструментом повышения конкурентоспособности стальных каркасов в различных сегментах строительства, и особенно в многоэтажных коммерческих объектах. Подобная тенденция четко отслеживается на развитых рынках недвижимости Германии, США, Канады, Великобритании и т. д. Главными преимуществами сталежелезобетонных конструкций, позволяющими добиться такого эффекта, стали:

- **Высокая скорость строительства**
- **Снижение металлоемкости каркаса**
- **Большие пролеты при небольших габаритах**
- **Устойчивость каркаса**
- **Повышенная огнестойкость**
- **Снижение транспортных расходов**
- **Простота разводки инженерных сетей**

# Примеры использования



Примеры использования  
сталежелезобетонных  
перекрытий в промышленном и  
гражданском строительстве.

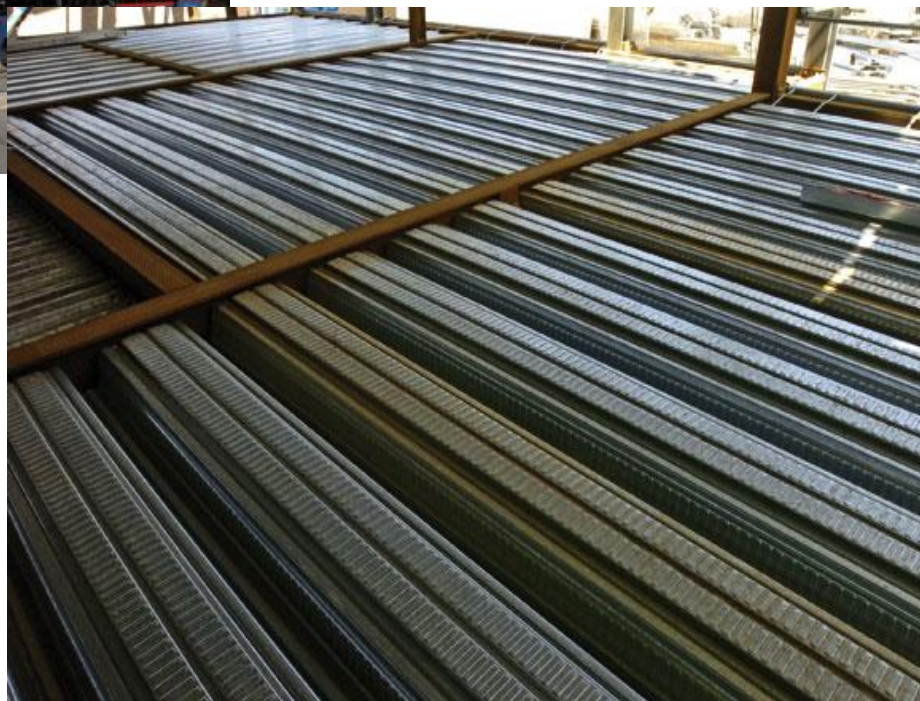




# Примеры использования



Пример жилья с применением  
перекрытий пониженной  
высоты



## Примеры использования



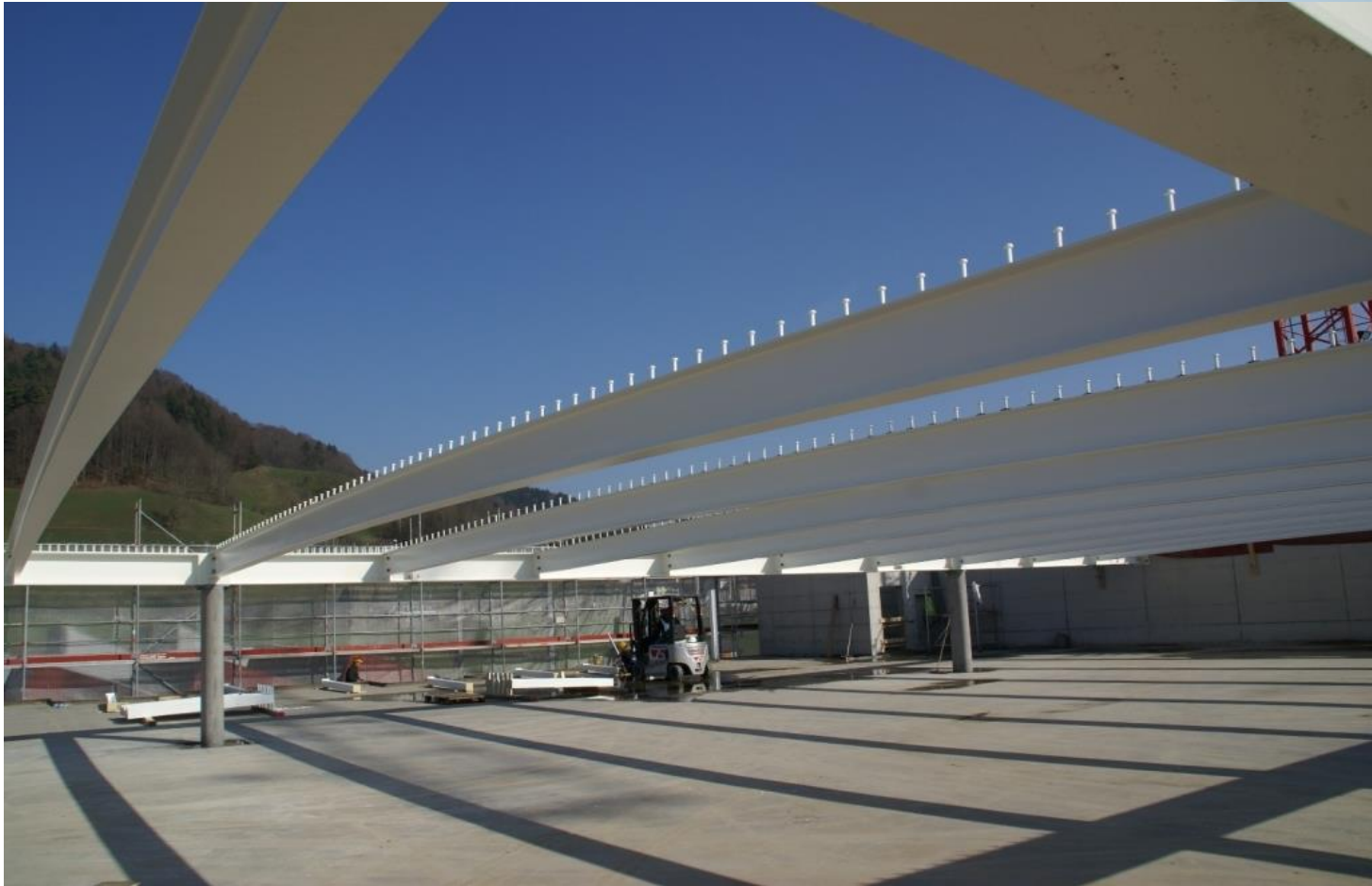
Пример использования  
перекрытия пониженной высоты  
при реконструкции здания





# Примеры использования

---



Пример длиннопролетной балки со строительным подъемом и обеспечением совместной работы

# Материалы

---

## Бетон

Характеристики свойств следует принимать для обычного бетона по EN 1992-1-1, 3.1, а для легкого бетона — по EN 1992-1-1, 11.3, если в Еврокоде 4 не оговорены другие.

Настоящая часть EN 1994 предназначена для проектирования сталежелезобетонных конструкций с применением бетона классов прочности не ниже  $C^{20}_{25}$  и  $LC^{20}_{22}$  и не выше  $C^{60}_{75}$  и  $LC^{60}_{66}$ .

## Арматурная сталь

Характеристики свойств арматурной стали следует принимать по EN 1992-1-1, 3.2.

## Конструкционная сталь

Характеристики свойств конструкционной стали следует определять по EN 1993-1-1, 3.1 и 3.2.

Правила настоящей части EN 1994 применимы для конструкций из стали с номинальным значением предела текучести не более 460 Н/мм<sup>2</sup>.

## Соединительные элементы

Требования к крепежным изделиям и сварочным материалам принимают по EN 1993-1-8.

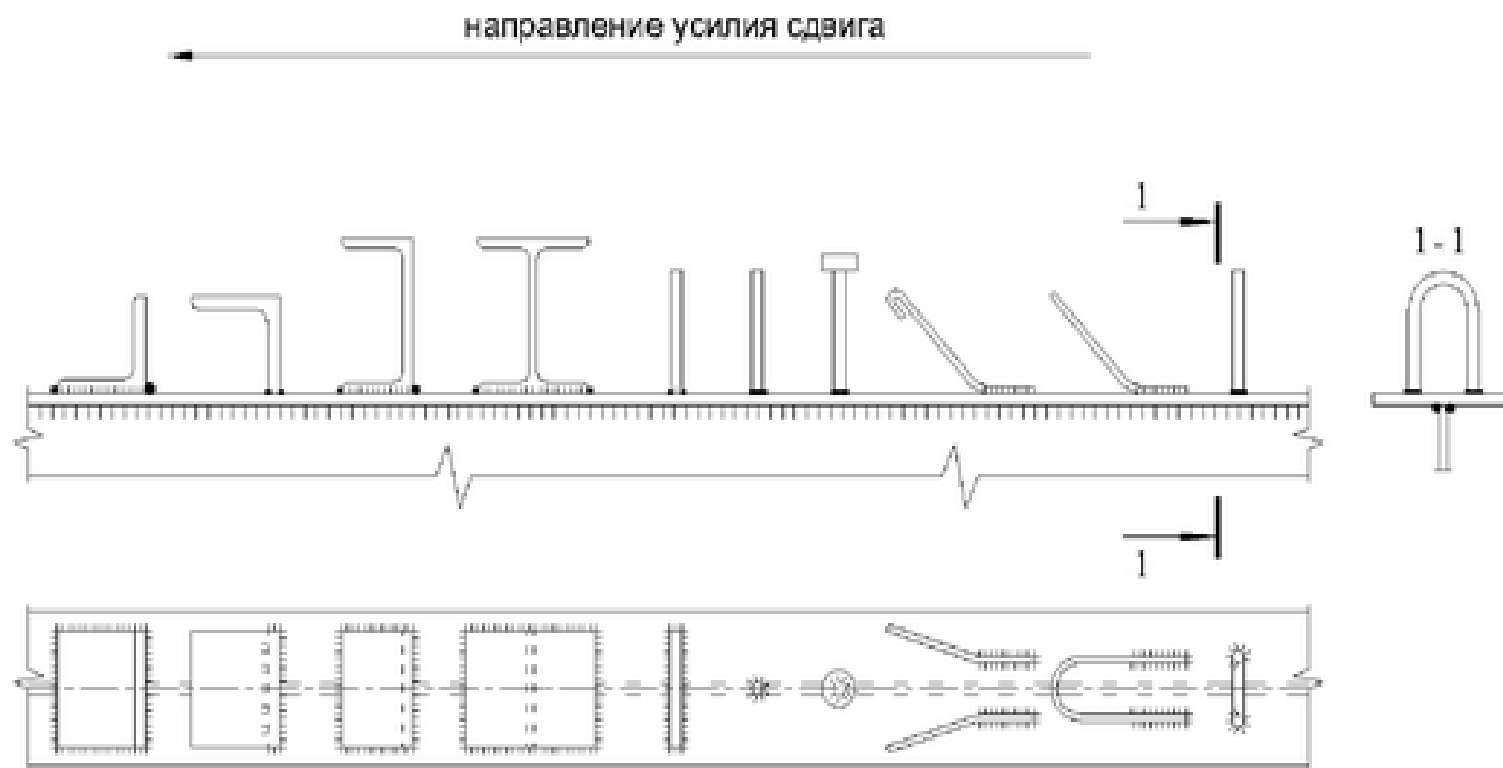
Следует ссылаться на EN 13918.

## Стальной профилированный лист для сталежелезобетонных плит перекрытий зданий

Характеристики свойств следует принимать по EN 1993-1-3, 3.1 и 3.2.

*Примечание* — Рекомендуемое минимальное значение номинальной толщины  $t$  стальных листов составляет 0,70 мм.

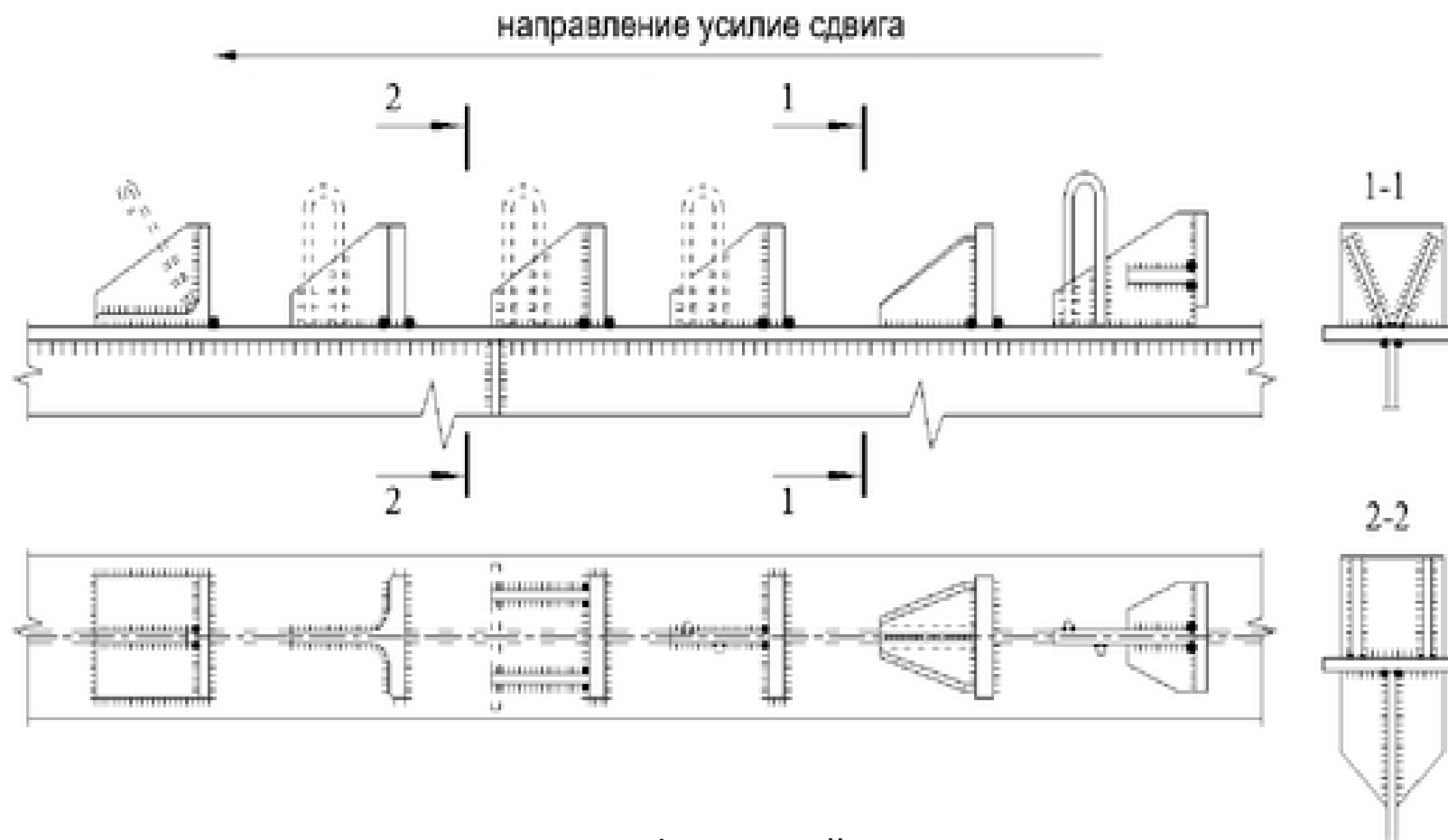
## Соединительные элементы (анкеры)



Различные типы гибких анкерных упоров



# Соединительные элементы (анкеры)



Примеры конфигураций жестких сдвиговых анкеров

# Соединительные элементы (анкеры)

---

На практике основными типами гибких анкерных упоров являются:



Стад-болты

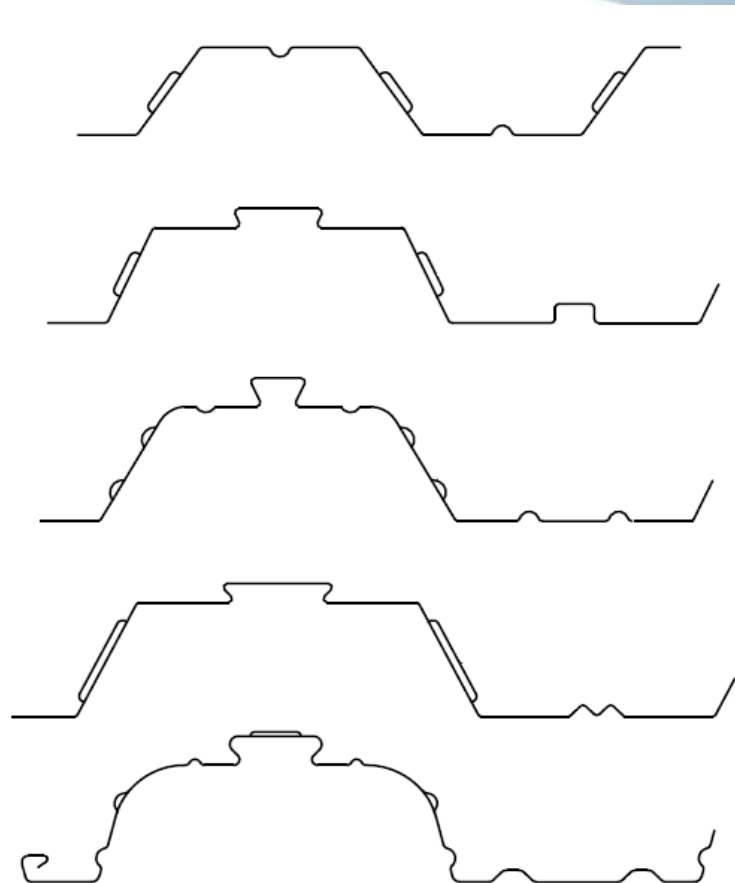
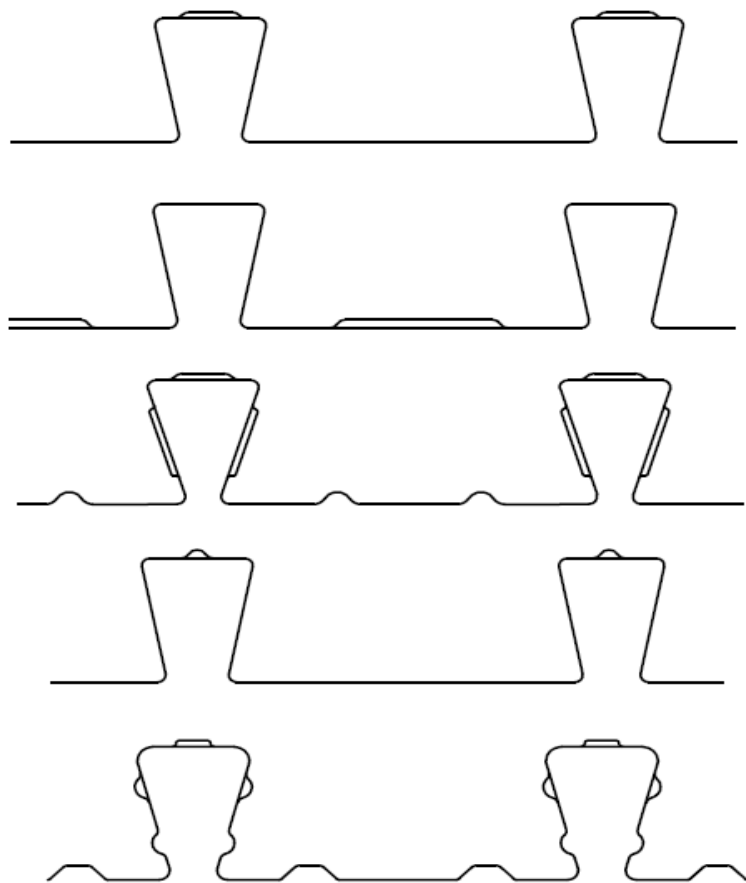


Уголковые или зетобразные упоры



Петлевые упоры

# Профилированные стальные настилы



Примеры двух основных типов профнастилов,  
применяемых в сталежелезобетонных плитах

# Методы расчета

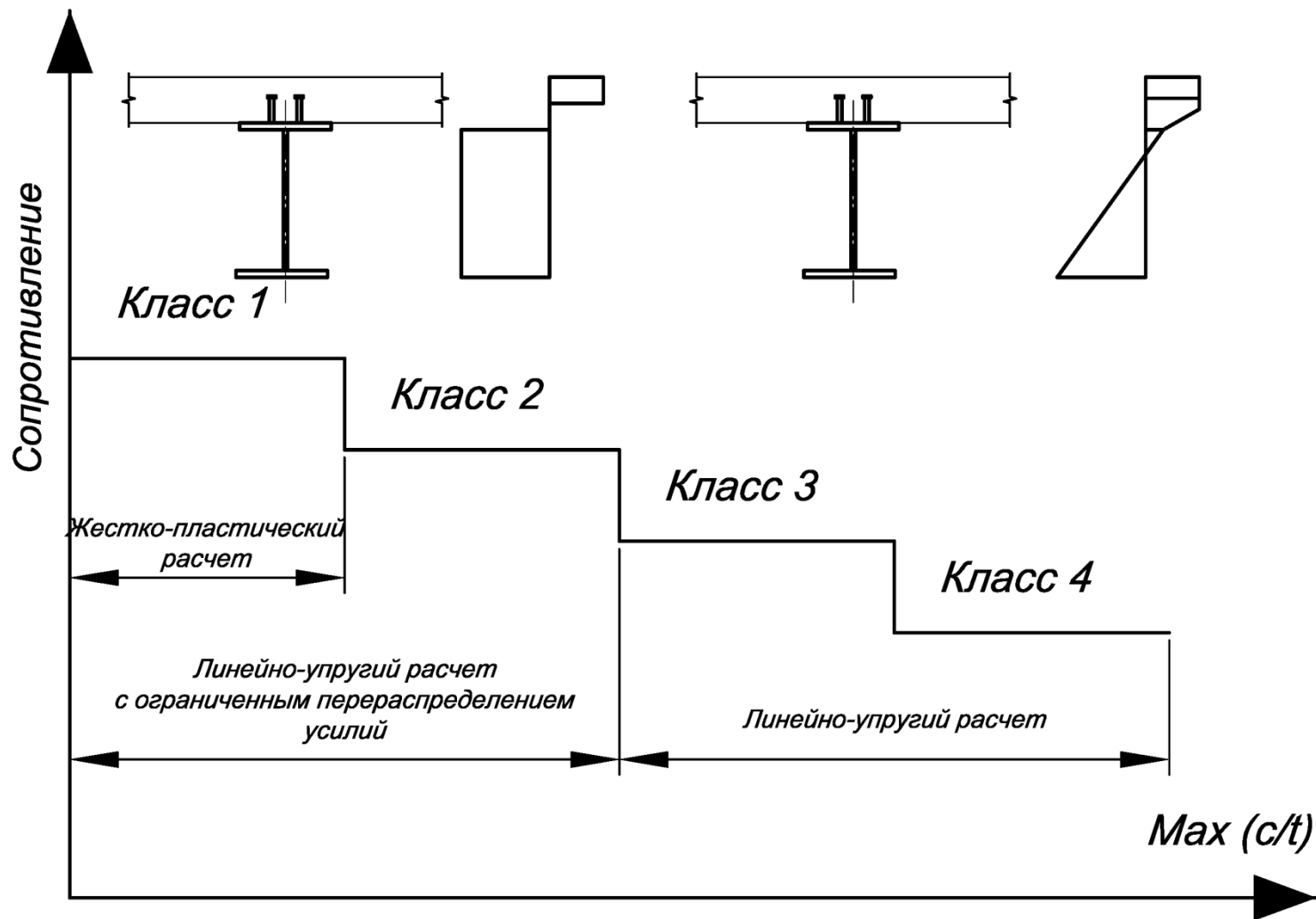
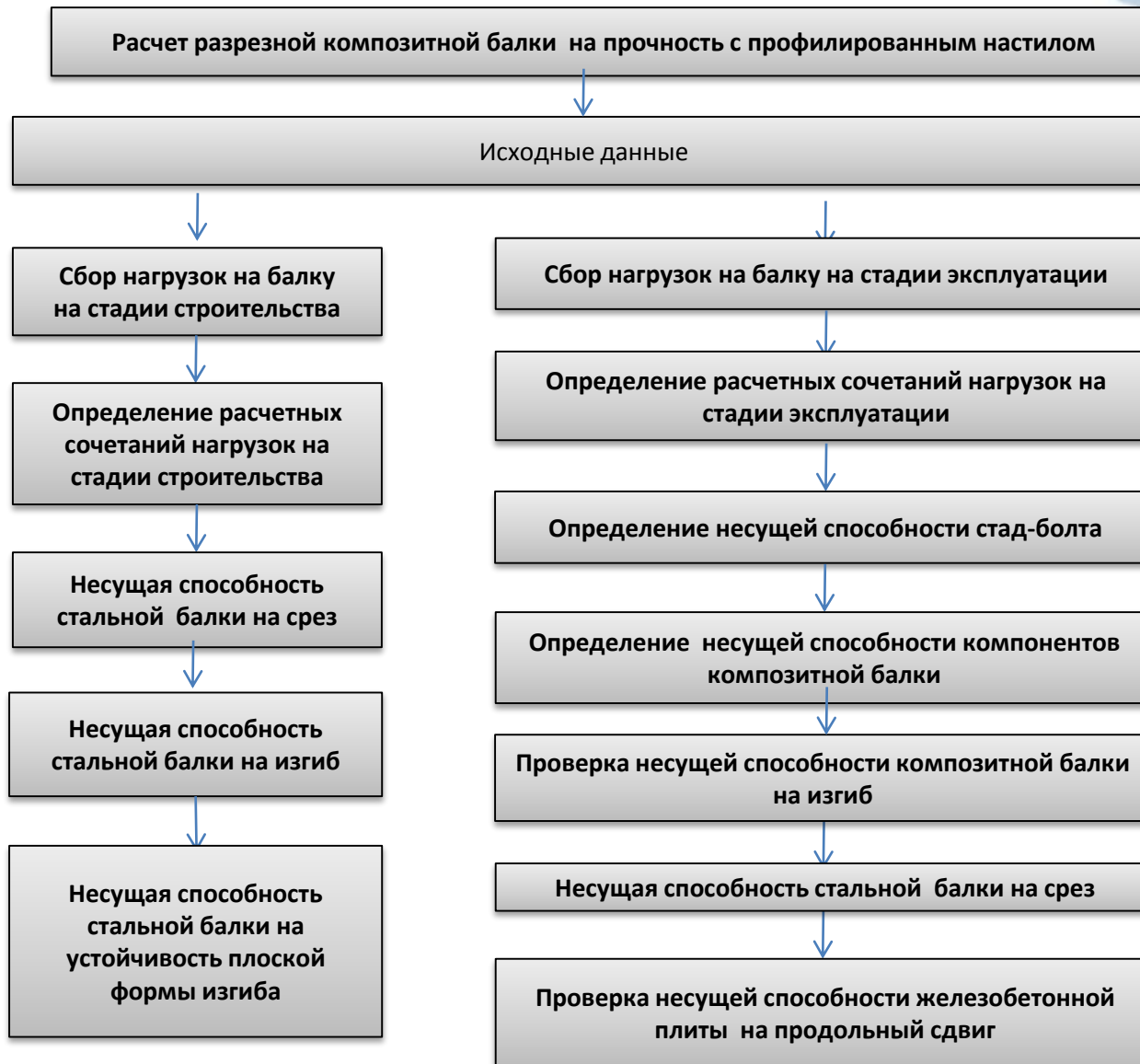


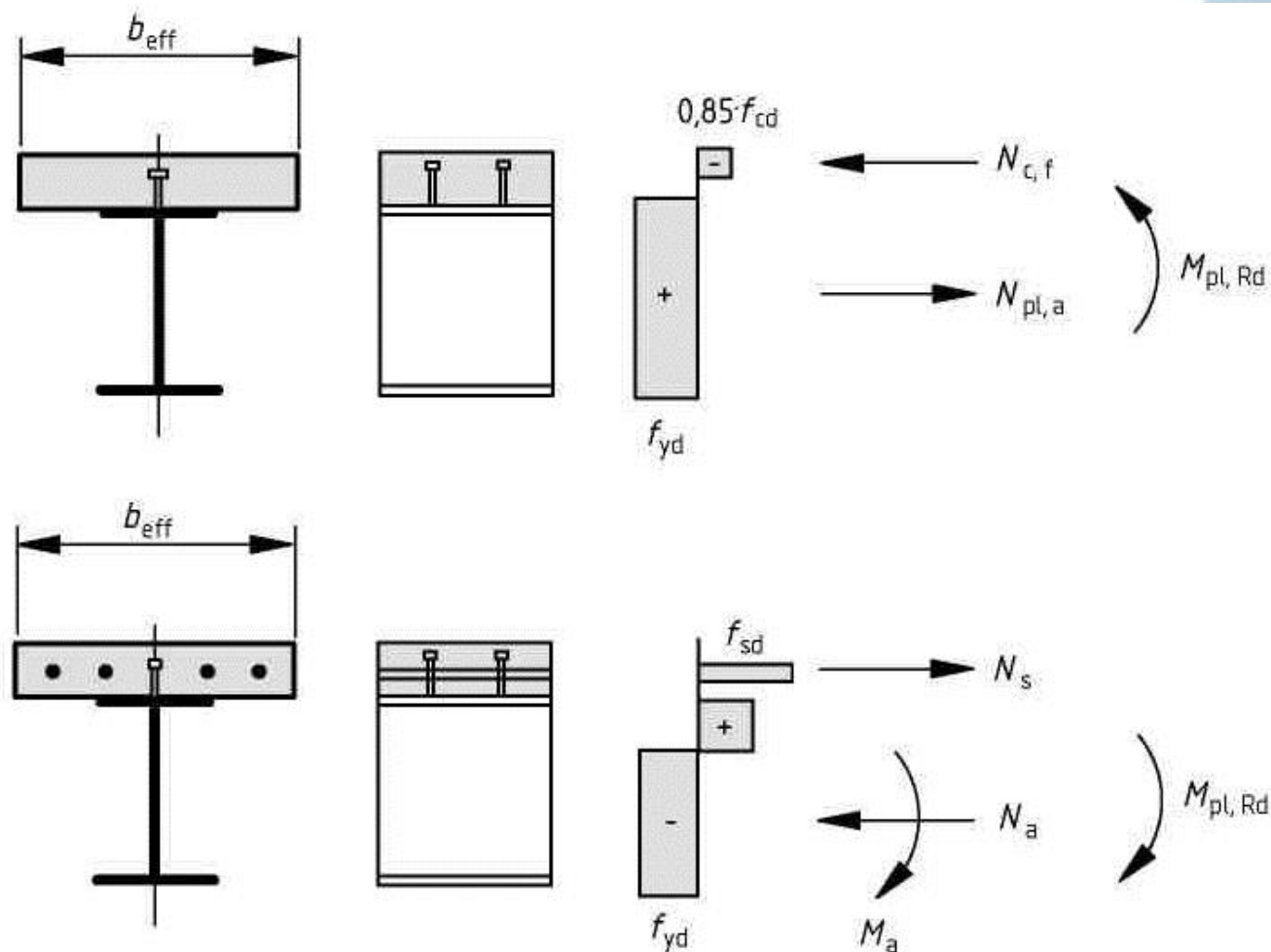
Рисунок 2 — Методы расчета



# Расчет разрезной композитной балки



## Несущая способность с полным объединением



**Рисунок 6.2 — Примеры распределения напряжений в сталежелезобетонном сечении балки с полным объединением**

# Расчетная несущая способность стад-болтов

Расчетную несущую способность стад-болтов на сдвиг, привариваемых автоматической сваркой в соответствии с EN 14555, следует принимать по меньшему из двух значений

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

или

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

принимая

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

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

где  $\gamma_V$  — частный коэффициент безопасности. Рекомендуемое значение 1,25 ;

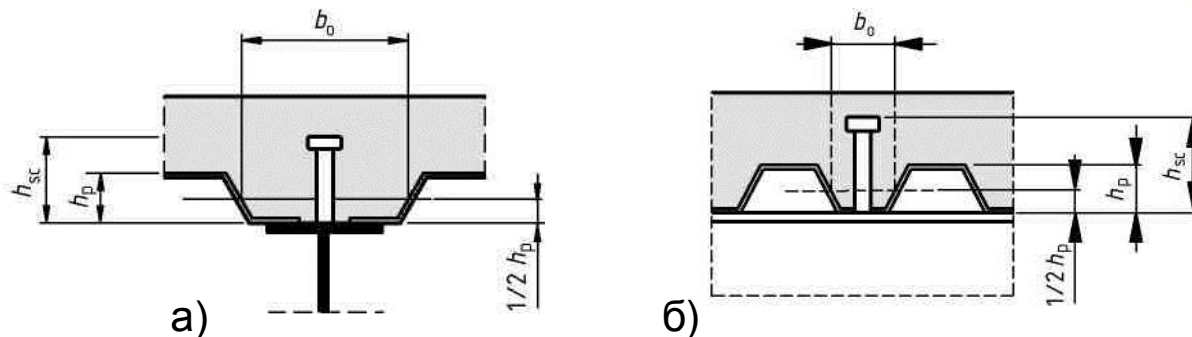
$d$  — диаметр стержня стад-болта,  $16 \text{ мм} \leq d \leq 25 \text{ мм}$ ;

$f_u$  — временное сопротивление стали анкера на растяжение, но не более 500 МПа;

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

$h_{sc}$  — общая номинальная высота стад-болта.

# Расчетная несущая способность стад-болтов



**Рисунок 6 — Закрепление стад болтов в балке со стальным профлистом.**

Расчетную несущую способность на сдвиг следует принимать равной несущей способности стад-болтов плиты сплошного сечения, умноженной на понижающий коэффициент, определяемый по следующей формуле:

$$k_l = 0,6 \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1,0 \quad \text{— для профлиста расположенного параллельно балке}$$

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left( \frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right), \quad \text{— для профлиста расположенного поперек балке}$$

где  $h_{sc}$  — общая высота стад-болта, но не более  $h_p + 75$  мм;

$n_r$  — количество стад-болтов в одном гофре на пересечении с балкой, но принимаемое при расчете не более двух.

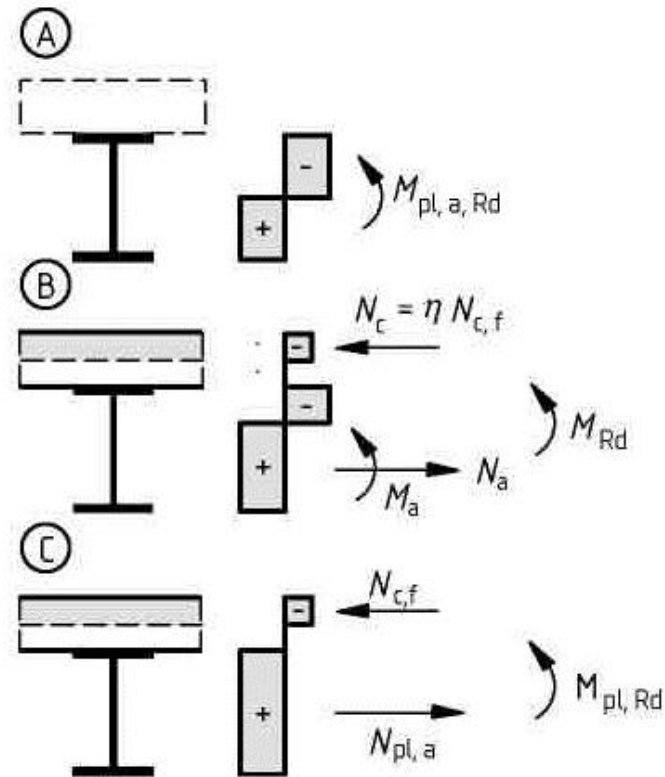
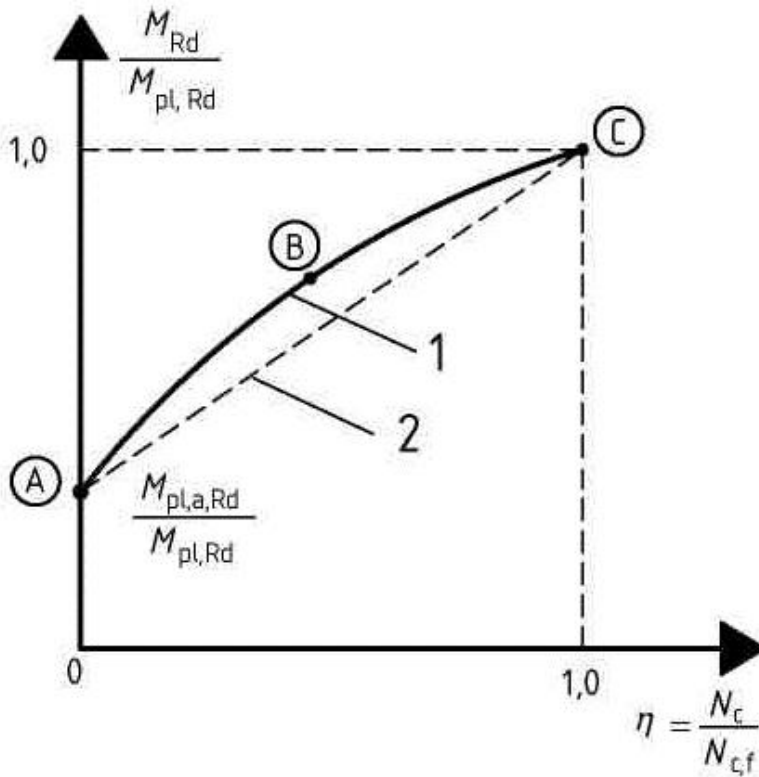


# Расчетная несущая способность стад-болтов

**Таблица 1 — Верхние пределы  $k_{t,max}$  для  
коэффициента приведения  $k_t$**

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

# Несущая способность с частичным объединением



1 — в пластической стадии; 2 — по упрощенному методу

**Рисунок 2 — Отношение  $M_{Rd}$  к  $N_c$  (для податливых объединительных деталей)**

# Несущая способность с частичным объединением

При использовании податливых объединительных деталей несущую способность критического поперечного сечения балки  $M_{Rd}$  можно определить при расчете в жестко-пластической стадии

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

$$\eta = n / n_f = N_c / N_{c,f}$$

Стад-болты с головкой, общая длина которых после приварки составляет не менее четырех диаметров и со стержнем номинальным диаметром не менее 16 мм и не более 25 мм, рассматривают как гибкие анкеры при следующих ограничениях степени использования сдвигового соединения

— для стальных сечений с равными поясами

$$L_e \leq 25 \quad \eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0,75 - 0,03L_e), \quad \eta \geq 0,4;$$

$$L_e > 25 \quad \eta_{\min} = 1;$$

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

$$L_e \leq 25 \quad \eta_{\min} = 1 - (355 / f_y) \cdot (0,30 - 0,015L_e), \quad \eta \geq 0,4;$$

$$L_e > 25 \quad \eta_{\min} = 1;$$

# Расчетная ширина железобетонной полки

Эффективную ширину бетонных полок следует определять в соответствии с нижеследующими положениями.

В сечении посередине пролета или на опоре полное значение эффективной ширины  $b_{eff}$ , см. рисунок 5.1, можно определить следующим образом:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (1)$$

где  $b_0$  — расстояние между центрами выступающих объединительных деталей;  
 $b_{ei} = L_e/8$  — значение эффективной ширины бетонного пояса с каждой стороны стенки, но не более геометрической ширины  $b_i$ .

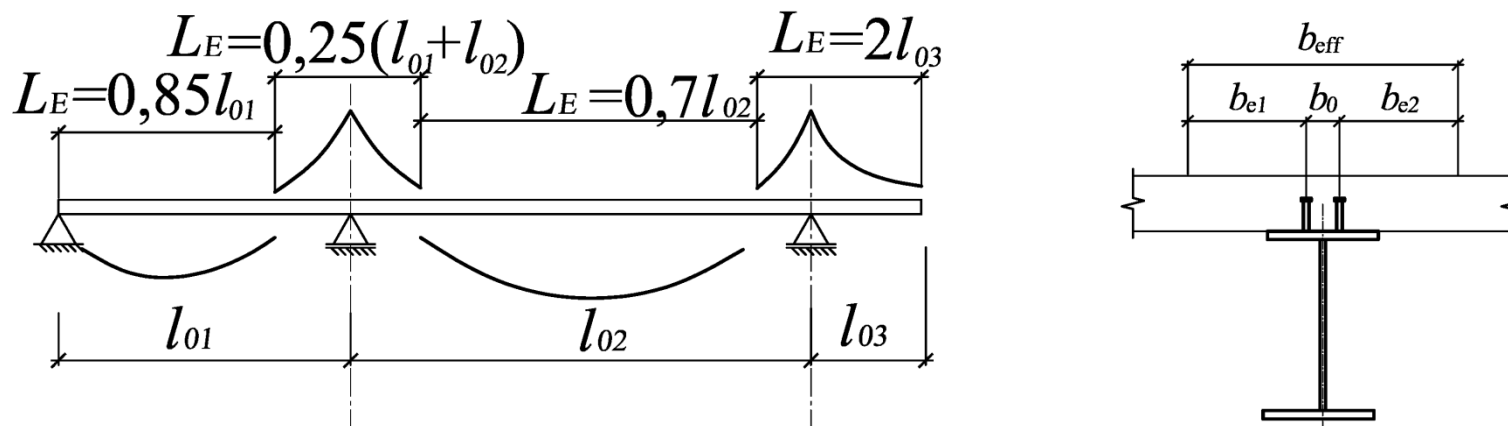
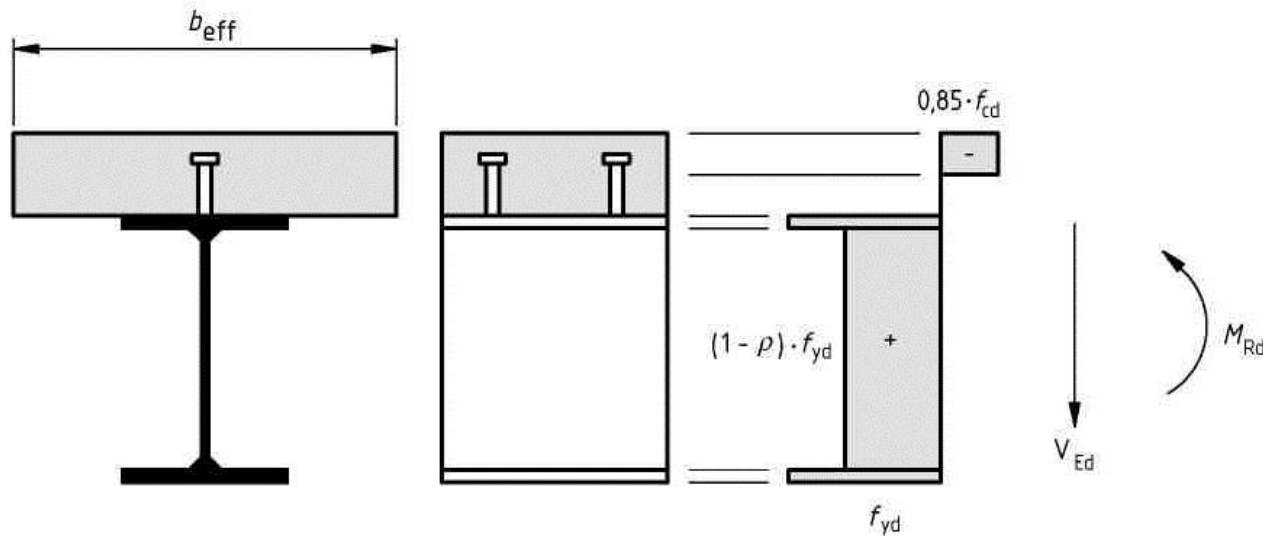


Рисунок 1. — Определение эффективной ширины пояса



## Несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости



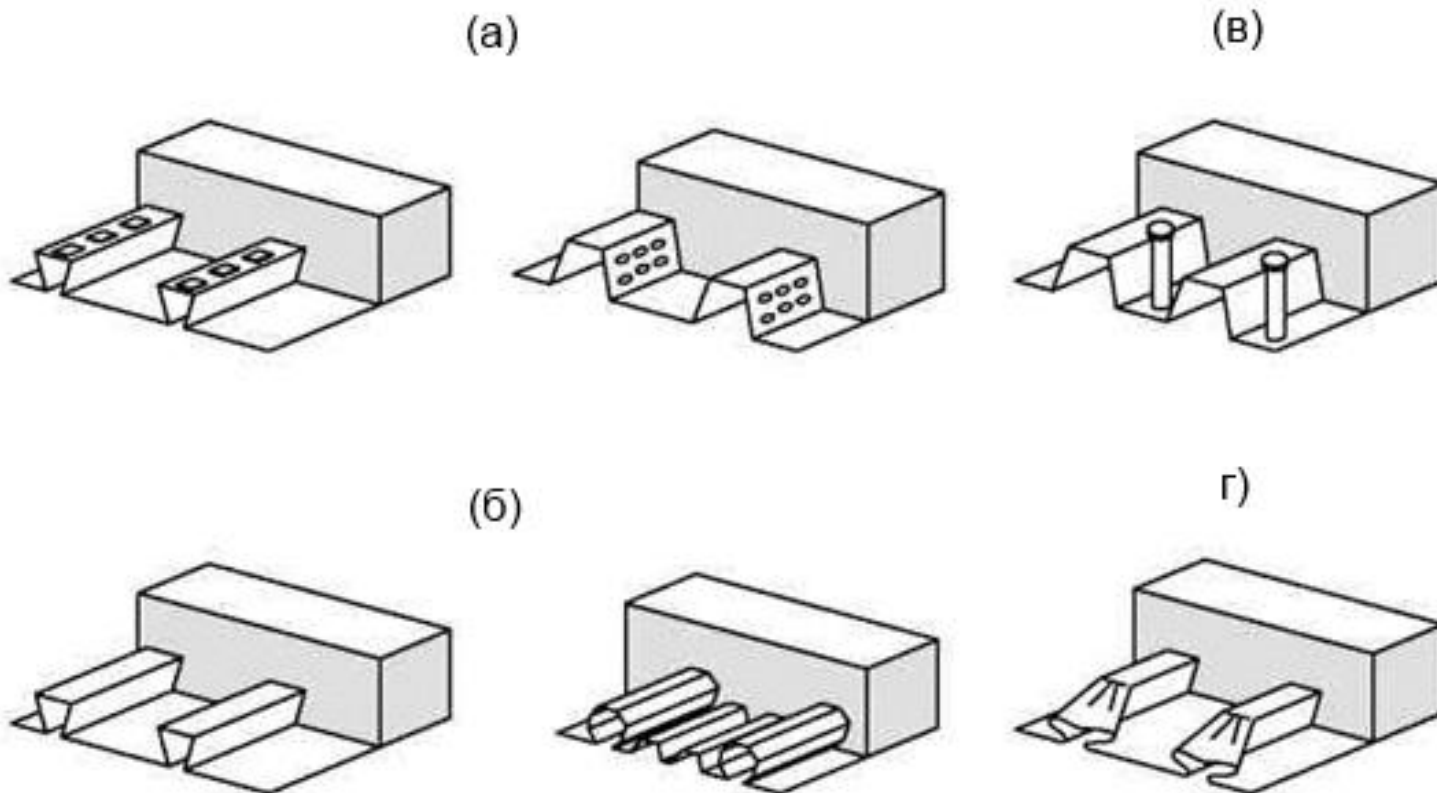
**Рисунок 6.7 — Распределение напряжений в пластической стадии с учетом влияния сдвига в вертикальной плоскости**

Для поперечных сечений классов 1 и 2 влияние сдвига в вертикальной плоскости на несущую способность по изгибающему моменту можно учесть уменьшением расчетного сопротивления стали  $(1 - \rho) \cdot f_{yd}$  в плоскости сдвига где

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

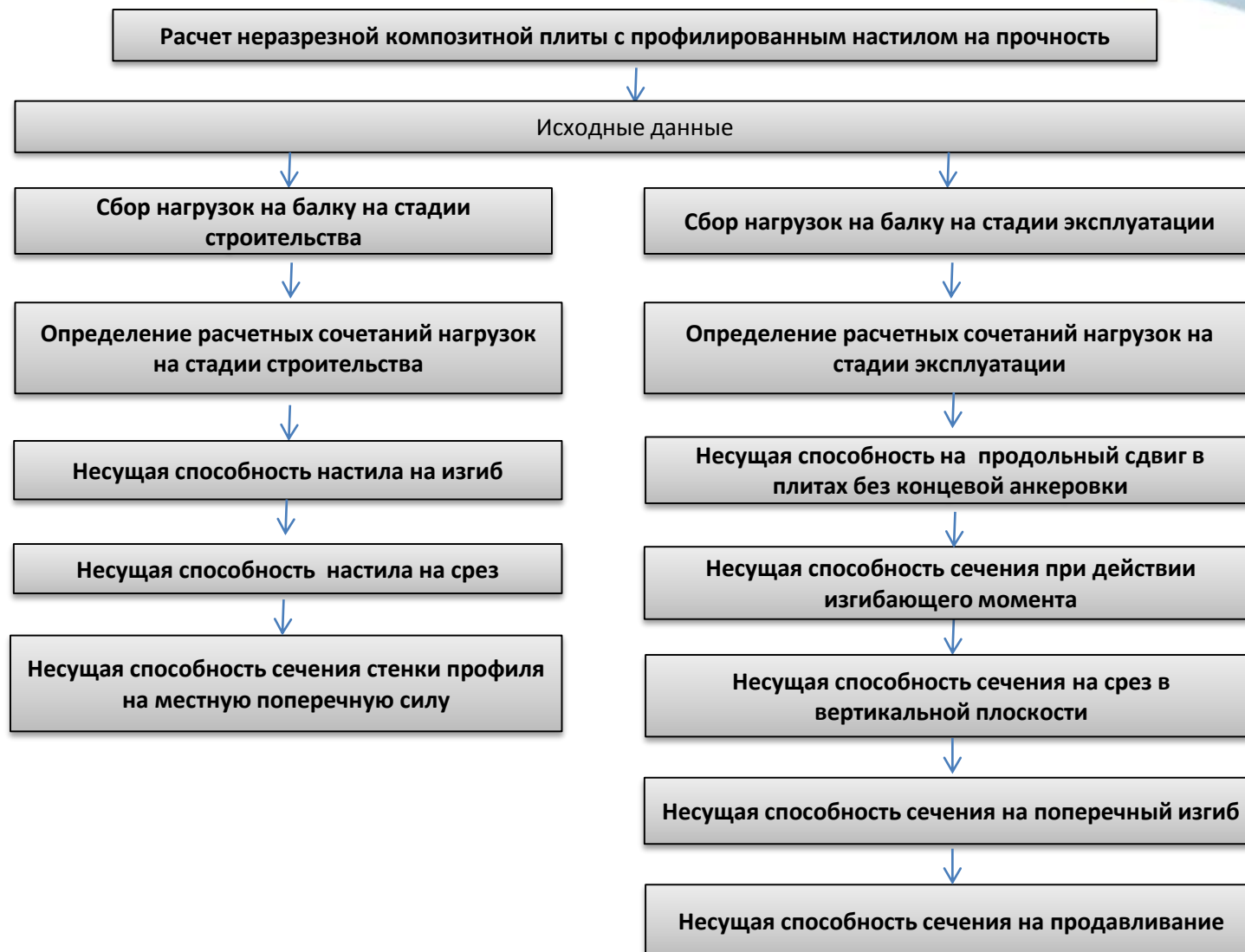
здесь  $V_{Rd}$  — соответствующая несущая способность на сдвиг в вертикальной плоскости, определяемая в соответствии с EN 1993-1-1

# Сталежелезобетонные плиты



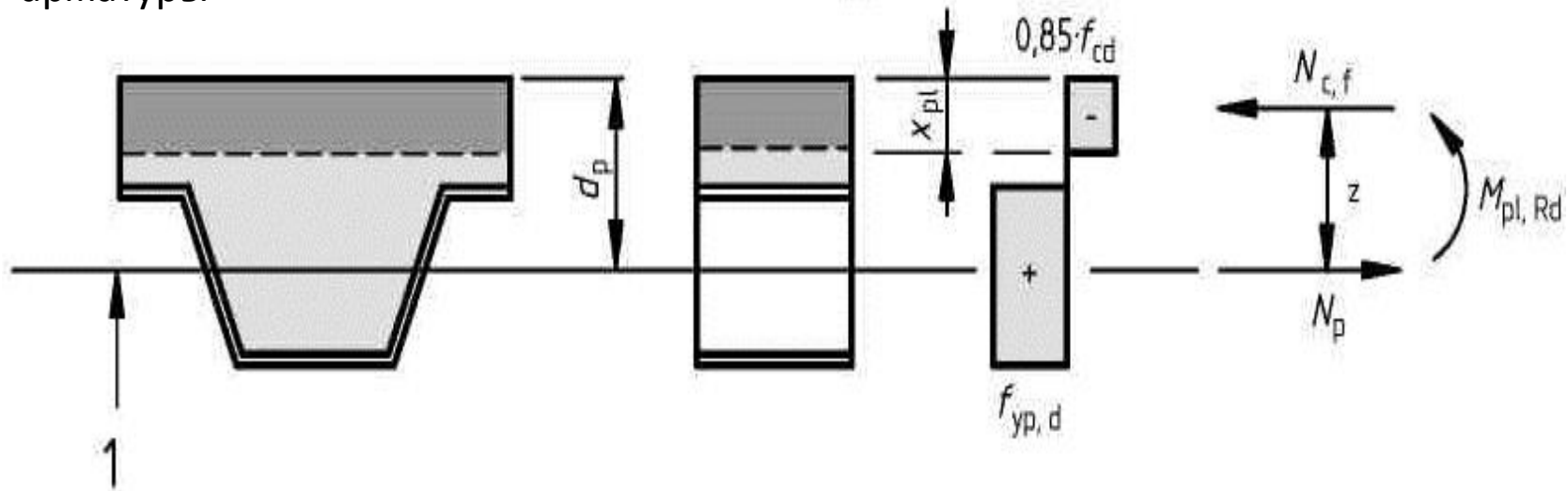
Типовые формы образования сдвигового соединения в сталежелезобетонных плитах

# Расчет неразрезной композитной плиты



# Несущая способность на изгиб

Расчет на изгиб при полном сдвиговом соединении без продольной арматуры



Распределение напряжений при действии положительного момента при расположении нейтральной оси над стальным профилированным настилом

$$N_{c,f} = N_p = A_{pe} \cdot f_{yp,d}$$

$$x_{pl} = \frac{N_{c,f}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b}$$

$$M_{Rd} = A_{pe} \cdot f_{yp,d} \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl})$$



# Несущая способность на изгиб

---

## Расчет на изгиб при частичном сдвиговом соединении без учета продольного армирования

Метод частичного объединения применим только для расчета сталежелезобетонных плит с податливой работой сдвиговых связей. Работу связей при продольном сдвиге можно считать податливой, если разрушающая нагрузка превышает более чем на 10% нагрузку, вызывающую деформацию сдвига в 0,1мм по концам настила

Расчетную несущую способность в случаях, не учитывающих продольное армирование, следует определять аналогично полному объединению, но с заменой  $N_{c,f}$  на:

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x \leq N_{c,f}$$

без учета армирования согласно Еврокоду 4 и

$$N_c = \tau_{u,Rd} \cdot b \cdot L_x + A_s \cdot f_{sd} \leq N_{c,f}$$

# Несущая способность на срез

## Несущая способность на срез в вертикальной плоскости

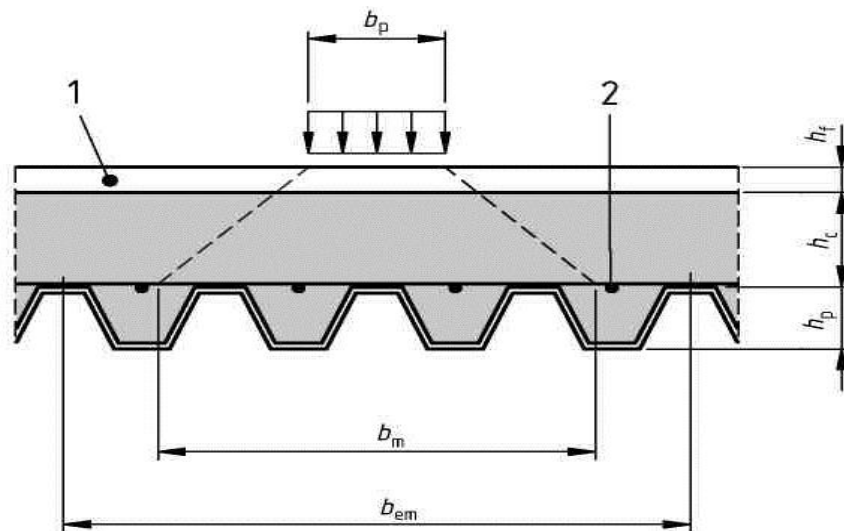
Расчетное значение несущей способности на сдвиг для обычных бетонов  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле:

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

но не менее

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

## Несущая способность действию локальных нагрузок



Расчет на поперечный изгиб

Расчет на продавливание

Распределение сосредоточенной нагрузки

# Конструктивные требования

## Толщина плиты и армирование

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

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

## Требования к опорным частям

Размеры опорной площадки  $l_{bc}$  и  $l_{bs}$ , показанные, должны быть не менее следующих предельных значений:

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на стальные или бетонные конструкции:

$$l_{bc} = 75 \text{ мм и } l_{bs} = 50 \text{ мм;}$$

— для сталежелезобетонных плит, опирающихся на конструкции из других материалов:

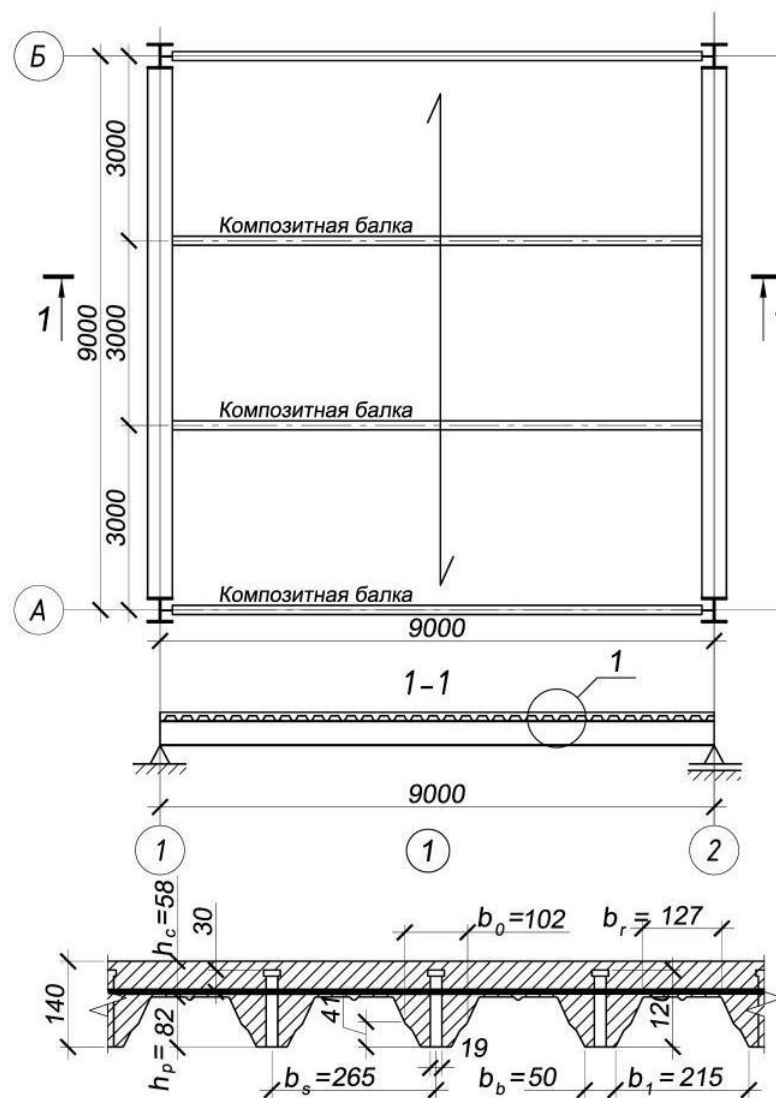
$$l_{bc} = 100 \text{ мм и } l_{bs} = 70 \text{ мм.}$$

## Стад-болты

Общая высота стад-болта должна быть не менее  $3d$ , где  $d$  — диаметр стержня болта.

Шаг стад-болтов вдоль сдвигающей силы должен составлять не менее  $5d$  или  $4h_c$  или 800 мм; шаг поперек сдвигающей силы должен составлять не менее  $2,5d$  в плитах сплошного сечения и  $4d$  — в остальных случаях.

# Композитная балка с профилированным настилом



# Композитная балка с профилированным настилом

## Исходные данные

### Общие данные

Длина пролета балки  $L = 9.0$  м

Расстояние между балками  $b = 3.0$  м

Толщина плиты  $h_s = 140$  мм

Профилированный настил ТП-85-1,0

Высота профиля  $h_p = 82$  мм

Высота бетона над профилем  $h_c = 58$  мм

Шаг волны  $b_s = 265$  мм

Ширина верхней гофри  $b_r = 127$  мм

Ширина нижней гофри  $b_b = 50$  мм

Просвет между нижними гофрами  $b_1 = 216$  мм

Соединительные элементы

Диаметр анкера  $d = 19$  мм

Общая высота  $h_{cs} = 120$  мм

Прочность  $f_u = 450$  Н/мм<sup>2</sup>

### Бетон

Класс бетона С25/30

Прочность цилиндрическая  $f_{ck} = 20$  Н/мм<sup>2</sup>

Прочность кубическая  $f_{ck,cube} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>

Модуль упругости  $E_{cm} = 30$  кН/мм<sup>2</sup>

Стальная арматура

Диаметр арматуры 8 мм

Шаг арматуры 200 мм

Прочность арматуры  $f_{sd} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>

Стальное сечение балки

Сталь S235  $R_y = 235$  МПа

Сварной профиль:

Общая высота  $h_a = 404$  мм

Высота стенки  $h_w = 380$  мм

Ширина полки  $b = 140$  мм

Толщина стенки  $t_w = 8$  мм

Толщина полки  $t_f = 12$  мм

Модуль упругости  $E = 210$  кН/мм<sup>2</sup>

# Композитная балка с профилированным настилом

## Характеристики стального сечения

Общая высота  $h_a = 404$  мм

Высота стенки  $h_w = 380$  мм

Ширина полки  $b = 140$  мм

Толщина стенки  $t_w = 8$  мм

Толщина полки  $t_f = 12$  мм

Площадь поперечного сечения  $A_a = 71.6$  см<sup>2</sup>

Момент инерции относительно оси (y-y)  $I_y = 17484,5$  см<sup>3</sup>

Момент инерции относительно оси (z-z)  $I_z = 552$  см<sup>3</sup>

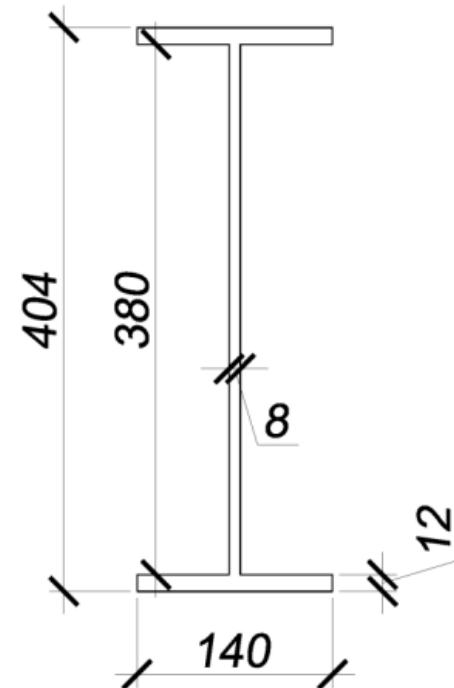
Момент инерции при свободном кручении  $I_w = 19.55$  см<sup>4</sup>

Момент сопротивления сечения в упругой стадии  
относительно оси (y-y)  $W_{el,y} = 865,6$  см<sup>3</sup>,

Момент сопротивления сечения в пластической  
стадии относительно оси (y-y)  $W_{pl,y} = 1019,6$  см<sup>3</sup>,

Радиус инерции относительно оси (y-y)  $i_y = 15.627$  см

Модуль упругости .  $E = 210000$  Н/мм<sup>2</sup>



# Композитная балка с профилированным настилом

## Классификация поперечного сечения

Для определения класса сечения находим коэффициент

$$\varepsilon = 235 / f_y = 235 / 235 = 1$$

Для полки

$$c = (b - t_w - 2k_f) / 2 = (140 - 8 - 2 \times 6) / 2 = 60$$

где  $k_f$  - минимальное значение катета поясного сварного шва балки.

$$c / t_f = 60 / 12 = 5$$

Предельное значение соотношения ширины к толщине полки для 1-го класса сечений:

$$c / t_f \leq 9 \varepsilon = 9 \times 1 = 9,0$$

Проверяем условие:

$$5 < 9,0.$$

Таким образом, в поперечном сечении балки полка относится к 1-му классу.

Для стенки

$$c = h - 2t_f - 2k_f = 404 - 2 \times 12 - 2 \times 6 = 368 \text{ мм}$$

$$c / t_w = 368 / 8 = 46$$

Предельное значение соотношения ширины к толщине стенки для 1-го класса сечений равно:

$$c / t_w \leq 72 \varepsilon = 72 \times 1 = 72$$

Проверяем условие:

$$46 < 72$$

Таким образом, стенка главной балки при действии изгиба относится к 1-му классу сечений.

Следовательно, все сечение балки при действии изгиба относится к 1-му классу.



# Композитная балка с профилированным настилом

## Расчет на прочность на этапе строительства

### Проверка несущей способности сечения балки на срез

Проверка несущей способности на срез заключается в выполнении основного условия при расчете:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$V_{Ed} = Q_{Edc}$  - действующая поперечная сила.

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{Mo}} \text{ (для 1-го класса поперечных сечений)}$$

где  $A_v$  - часть площади сечения, работающая на срез;

Для сварного сечения при сдвиге, параллельном стенке балки, его площадь в сечении будет равна:

$A_v = A - \sum(h_w t_w)$ , но не менее чем  $\eta \sum(h_w t_w)$ , где  $\eta = 1,0$  в счет запаса надежности

Таким образом,

$$A = 71,6 \times 10^2 - (380 \times 8) = 4120 \text{ мм}^2,$$

$$\eta \sum(h_w t_w) = 1,0 \times 380 \times 8 = 3040 \text{ мм}^2,$$

$4120 \text{ мм}^2 > 3040 \text{ мм}^2$ , условие выполняется. Следовательно, для дальнейших расчетов принимаем  $A_v = 4120 \text{ мм}^2$ .

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки на срез:

$$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{4120 \left( \frac{235}{\sqrt{3}} \right)}{1,0} \times 10^{-3} = 559 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{66,1}{559} = 0,12 \leq 1,0$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки на сдвиг обеспечена.

### Проверка несущей способности балки на изгиб

Проверка несущей способности на изгиб заключается в проверке неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

# Композитная балка с профилированным настилом

Для поперечных сечений 1-го класса

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

Если поперечная сила меньше половины от несущей способности на срез  $V_{pl,Rd}$  в точке максимального изгибающего момента, ее влиянием на общую несущую способность можно пренебречь.

Тогда несущая способность сечения на изгиб

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{1019,6 \times 235}{1,0} \times 10^{-3} = 239,6 \text{ кНм}$$

Проверяем основное условие :

$$\frac{148,73}{239,6} = 0,62 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

## Устойчивость плоской формы изгиба с закручиванием

Расчетную несущую способность по устойчивости плоской формы изгиба нераскрепленной из плоскости стальной балки с поперечными сечениями класса 1, 2 или 3 и с постоянным по длине стальным сечением следует определять по формуле

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}$$

$$\Phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g)^2} - C_2 \cdot z_g \right]$$

# Композитная балка с профилированным настилом

где  $L = 900\text{см}$  - расстояние между раскреплёнными точками балки

$z_g = \frac{h}{2} = \frac{40,4}{2} = 20,2\text{см}$  - расстояние от центра сечения до точки приложения силы

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{21000}{2(1 + 0.3)} = 8077\text{кН/см}^2$$

$k = 1,0 \quad k_w = 1,0$

$C_1 = 1,127 \quad C_2 = 0,454$

$$M_{cr} = 1,127 \cdot \frac{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 552}{(1 \cdot 900)^2} \cdot \left[ \sqrt{\left(\frac{1}{1}\right)^2 \cdot \frac{17484,5}{552} + \frac{(1 \cdot 900)^2 \cdot 8077 \cdot 19,55}{\pi^2 \cdot 21000 \cdot 552} + (0,454 \cdot 20,2)^2 - 0,454 \cdot 20,2} \right]$$

$$M_{cr} = 159,02 \cdot \sqrt{31,67 + 1119,09 + 84,10 - 9,17} = 5567,3\text{кНсм} = 55,7\text{кНм}$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_y}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1019,6 \cdot 27,5}{5567,3}} = 2,24 > \bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$$

С помощью кривых потери устойчивости определяем  $\alpha_{LT} \rightarrow 0,15$

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + 0,15(2,24 - 0,2) + 2,24^2] = 3,16$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} = \frac{1}{3,16 + \sqrt{3,16^2 - 2,24^2}} = 0,185$$

Определяем несущую способность по устойчивости

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{W_y \cdot f_y}{\gamma_{M1}} = 0,185 \cdot \frac{1019,6 \cdot 23,5}{1,0} = 4433\text{кНсм} = 44,33\text{кНм}.$$

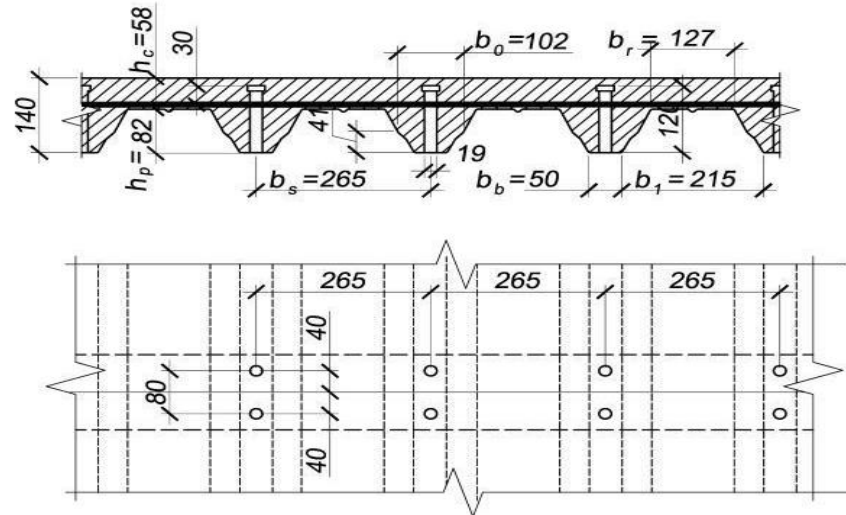
$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} = \frac{148,73}{44,33} = 3,35 > 1.$$

Условие не выполняется. Необходимо дополнительно раскреплять балку во время бетонирования плиты из плоскости изгиба.

# Композитная балка с профилированным настилом

## Расчет на прочность на этапе эксплуатации

Усилие, которое может воспринят один анкер типа стад-болта



$$PRd = 0,8 \times f_u \times \pi \times d \times \gamma_v = 0,8 \times 450 \times \pi \times 19 \times 241,25 = 81,7 \text{ кН}$$

$$PRd = 0,29 \times \alpha \times d^2 \times f_{ck} \times E_{cm} \times \gamma_v = 0,29 \times 1,0 \times 19^2 \times 20 \times 30 \times 1031,25 \times 10^{-3} = 64,9 \text{ кН}$$

где

$\alpha = 1$  так как  $h_{scd} = 12019 > 4$

При использовании профилированного настила, который расположен поперек балки, несущую способность на сдвиг соединительного элемента необходимо умножить на понижающий коэффициент.

$$k_t = 0,7 \times b_0 \times n_r \times h_p \times h_{schp} - 1 = 0,7 \times 102 \times 2 \times 82 \times 12082 - 1 = 0,285 < k_{t,max} = 0,7$$

$n_r = 2$  – количество стад-болтов в ряду;

$b_0 = 102$  мм (см. рис.3)

Коэффициент  $k_{t,max}$  определяется согласно табл. 6.2 EN1994-1-1 для  $t < 1,0$  мм и  $n_r = 2$

Расчетная несущая способность соединительного элемента таким образом равна

$$k_t PRd = 0,285 \times 64,9 = 18,51 \text{ кН}$$

# Композитная балка с профилированным настилом

## Степень объединения

Если композитная балка соответствует п. EN1994-1-1, то разрешается использовать податливые объединительные детали, при этом необходимо найти минимальное значение степени объединения

$$\eta_{min} = 1 - \left( \frac{355}{f_y} \right) (0,75 - 0,03L_e) = 1 - \left( \frac{355}{235} \right) (0,75 - 0,03 \times 9) = 0.27 < 0.4$$

где  $f_y$  – расчетное сопротивление стальной балки по пределу текучести.

Принимаем  $\eta_{min} = 0,4$

## Определение эффективной ширины бетонного пояса

В середине пролета эффективная ширина бетонного пояса определяется по формуле:  $b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$

Для случая когда  $n_r = 2$ ,  $b_0 = 80\text{мм}$

$b_{ei} = \frac{L_e}{8}$ , но не больше чем  $b_i$

$$b_{e1} = b_{e2} = \frac{L_e}{8} = \frac{9}{8} = 1,125\text{м} < 1.5\text{м}$$

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} = 0,08 + 1,125 + 1,125 = 2,33 \text{ м.}$$

# Композитная балка с профилированным настилом

## Определение сжимающего усилия в бетонной полке

Расчетная прочность бетона

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma} = \frac{20}{1,5} = 13,3 \text{ Н/мм}^2$$

Максимальное сжимающее усилие в бетонной полке

$$N_{cf} = 0,85 f_{cd} b_{eff} h_c = 0,85 \times 13,3 \times 2330 \times 58 \times 10^{-3} = 1531 \text{ кН}$$

## Определение усилия растяжения в стальном сечении

$$N_{pl,a} = f_y A_a = 235 \times 71,6 \times 10^2 \times 10^{-3} = 1683 \text{ кН}$$

# Композитная балка с профилированным настилом

## Определение несущей способности соединительных элементов

В этом примере шаг волны профилированного настила составляет 265мм, соответственно при установке в каждой волне стандарт-болта в два ряда, их количество на половину пролета составляет:

$$n = 2 \cdot \frac{L_e}{2 \times b_s} = 2 \cdot \frac{9}{2 \times 0,265} = 34 \text{ шт.}$$

Общая несущая способность соединительных элементов

$$N = n \times P_{Rd} = 34 \times 18,51 = 629,3 \text{ кН}$$

Коэффициента  $\eta$ , который выражает степень использования соединительных элементов

$$\eta = \frac{N}{N_{cf}} = \frac{629,3}{1531} = 0,41 > \eta_{min} = 0,4$$

## Проверка несущей способности сечения композитной балки на срез

Несущую способность на сдвиг в вертикальной плоскости  $V_{pl,Rd}$  следует принимать равной несущей способности стального сечения  $V_{pl,a,Rd}$

$$\frac{155,88}{654} = 0,27 \leq 1,0$$

Таким образом, несущая способность поперечного сечения балки на сдвиг обеспечена



# Композитная балка с профилированным настилом

## Проверка несущей способности композитной балки на изгиб

Так как  $N_{pl,a} = 1683 \text{ кН} > N_c = 629,3 \text{ кН}$ , то это означает, что нейтральная ось проходит в пределах стального сечения. Предполагая, что нейтральная ось находится в верхней части стального сечения, определяем высоту сжатого стального сечения.

$$x_{pl,a} = \frac{(N_{pl,a} - N_c)}{2f_y b_f} = \frac{(1683 - 629,3)}{2 \times 235 \times 140} \times 10^3 = 16 \text{ мм} > t_f = 12 \text{ мм}$$

Нейтральная ось проходит в стенке стальной балки.

$$x_{pl,a} = b_f + \frac{(t_w h_w f_y - N_c)}{2t_w f_y} = 12 + \frac{(0,008 \cdot 0,38 \cdot 235 \times 10^3 - 629,3)}{2 \cdot 0,008 \cdot 235} = 34,62 \text{ мм}$$

Положение центров масс сжатых и растянутых частей сечения относительно нейтральной оси:

сжатая бетонная полка

$$z_{c,c} = h_p + 0,5h_c + x_{pl,a} = 0,082 + 0,5 \times 0,058 + 0,03462 = 0,146 \text{ м}$$

сжатая полка стального сечения

$$z_{c,f} = x_{pl,a} - 0,5t_f = 0,03462 - 0,5 \cdot 0,012 = 0,0286 \text{ м}$$

сжатая стенка стального сечения

$$z_{c,w} = 0,5(x_{pl,a} - t_f) = 0,5 \times (0,03462 - 0,0012) = 0,0113 \text{ м}$$

# Композитная балка с профилированным настилом

растянутая стенка стального сечения

$$z_{t,w} = 0,5(h_w - t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \times (0,380 - 0,012 - 0,03462) = 0,1767\text{м}$$

растянутая нижняя полка стального сечения

$$z_{t,f} = 0,5t_f + (h_w - t_f - x_{pl,a}) = 0,5 \times 0,012 + (0,380 - 0,012 - 0,03462) = 0,3394\text{м}$$

Несущая способность на изгиб

$$M_{Rd} = F_{c,c}z_{c,c} + F_{c,f}z_{c,f} + F_{c,w}z_{c,w} + F_{t,w}z_{t,w} + F_{t,f}z_{t,f}$$

где

$$F_{c,c} = N = 629,3\text{кН}$$

$$F_{c,f} = t_f b_f f_y = 0,012 \times 0,140 \times 235 \times 10^3 = 394,8\text{ кН}$$

$$F_{c,w} = t_w f_y (x_{pl,a} - t_f) = 0,008 \times 0,380 \times 235 \times 10^3 = 42,5\text{ кН}$$

$$F_{t,w} = t_w f_y (h_w - x_{pl,a} - t_f) = 0,008 \times 0,380 \times 235 \times 10^3 = 671,9\text{ кН}$$

$$F_{t,f} = t_f b_f f_y = 0,012 \times 0,140 \times 235 \times 10^3 = 394,8\text{кН}$$

$$M_{Rd} = 629,3 \times 0,146 + 394,8 \times 0,0286 + 42,5 \times 0,0113 + 671,9 \times 0,1767 + 394,8 \times 0,3394 = 357,5\text{кНм}$$

Проверяем основное условие :

$$\frac{339,5}{357,5} = 0,95 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

# Композитная балка с профилированным настилом

## *Проверка несущей способности железобетонной плиты на продольный сдвиг*

### *Поперечное армирование в плите*

В данном примере стальной профилированный лист с выштамповками и расположен поперек балок, а также не имеет разрывов по длине с верхней полкой стальной балки, то влияние профилированного листа на поперечное армирование поверхности сдвига может быть учтено путем замены выражения (6.21) в EN 1992-1-1, 6.2.4(4), выражением

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} + A_{pe}f_{yp.d} > \frac{v_{Ed}h_c}{\cot\theta}$$

Тем не менее, на практике обычно не учитывают влияние профилированного листа. Соответственно можно использовать следующее условие

$$\frac{A_{sf}f_{sd}}{s_f} > \frac{v_{Ed}h_c}{\cot\theta}$$

где

$v_{Ed}$  – расчетное значение усилия продольного сдвига в плите ;

# Композитная балка с профилированным настилом

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2h_c a_v}$$

$V_{Ed}$  – сила продольного сдвига;

$a_v = 4,5$  м – критическая длина между сечениями, в нашем случае это расстояние между максимальным изгибающим моментом и опорой;

$f_{sd}$  – расчетное значение прочности арматуры на растяжение;

$$f_{sd} = \frac{f_y}{1,15} > \frac{500}{1,15} = 434,8 \text{ МПа}$$

$h_c = 58$  мм – высота бетона над профилированным листом :

$\theta = \theta_f$  – угол наклона поперечной трещины соответственно с EN 1992-1-1. Для уменьшения поперечного армирование  $\theta_f$  принимаем  $26,5^\circ$  :

$A_{sf}$  – площадь поперечной арматуры;

$s_f$  – шаг поперечной арматуры;

$\frac{A_{sf}}{s_f} = A_t$  – площадь поперечной арматуры в расчетном сечении на единицу длины.

Сила продольного сдвига  $V_{Ed}$  определяется, как меньшее значение из следующих величин:

## Композитная балка с профилированным настилом

$$V_{Ed} = \min \left( N_{pl,a}; N_{cf}; N_c = \sum P_{Rd} \right)$$

$$V_{Ed} = \min(1683, 1531,6; 629,3) = 629,3 \text{ кН}$$

$$v_{Ed} = \frac{V_{L,Ed}}{2h_c a_v} = \frac{629,3}{2 \times 0,058 \times 4,5} \times 10^{-3} = 1,20 \text{ Н/мм}^2.$$

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} \geq \frac{v_{Ed} h_c}{f_{sd} \cot \theta} = \frac{1,20 \times 0,058}{435 \times \cot 26,5^\circ} \times 10^3 = 80 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Принимаем диаметр поперечной арматуры 8 мм с шагом 200 мм, для которой

$$A_t = \frac{A_{sf}}{s_f} = \frac{\pi \times 8^2}{4 \times 200} \times 1000 = 251 \text{ мм}^2/\text{м} > \frac{v_{Ed} h_f}{f_{sd} \cot \theta} = 80 \text{ мм}^2/\text{м}$$

Минимальная площадь поперечного армирование:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{20}}{500} = 0,00071$$

$$A_c = h_c b = 58 \times 1000 = 58000 \text{ мм}^2$$

$$A_{s,min} = \rho_{w,min} A_c = 0,00071 \times 58000 = 41 \text{ мм}^2/\text{м}.$$

Так как  $A_t = 251 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 41/\text{м}$  минимальная площадь поперечного армирование обеспечена.

Несущая способность бетонной полки

## Композитная балка с профилированным настилом

Так как  $A_t = 251 \text{ мм}^2/\text{м} > A_{s,min} = 41/\text{м}$  минимальная площадь поперечного армирования обеспечена.

Несущая способность бетонной полки

Для предотвращения разрушения бетонного пояса от сжатия между поперечными трещинами

должно быть выполнено следующее условие в соответствии с EN 1992-1-1:

$$v f_{cd} \sin \theta \cos \theta \geq v_{Ed}$$

где

$$v = 0,6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \times \left(1 - \frac{20}{250}\right) = 0,552$$

$$\theta_f = 26,5^\circ$$

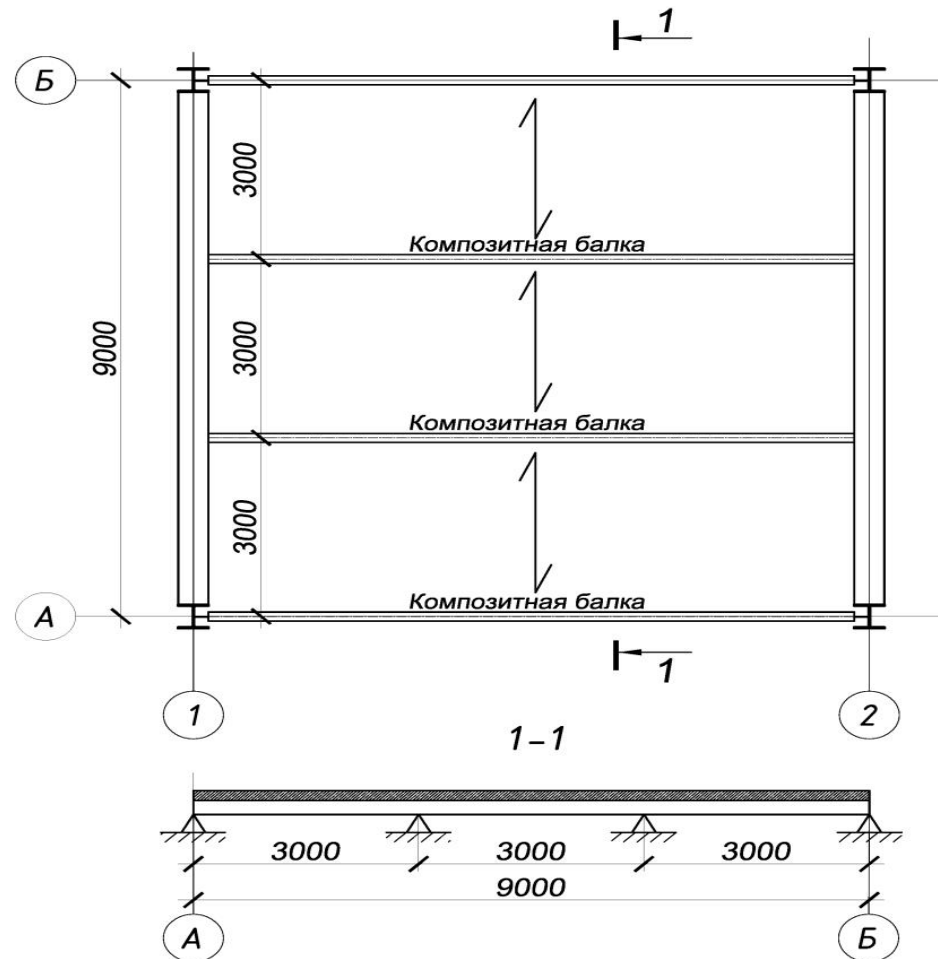
$$v f_{cd} \sin \theta \cos \theta = 0,552 \times 13,3 \times \sin 26,5^\circ \cos 26,5^\circ = 2,96 \text{ Н/мм}^2 > v_{Ed} = 1,20 \text{ Н/мм}^2$$

Следовательно, несущая способность бетонной полки обеспечена.

### Устойчивость плоской формы изгиба с закручиванием

Так как, условия п. 6.4.3. EN 1994-1-1 в нашем случае выполняется, тогда допускается проектировать балку без дополнительного раскрепления.

# Композитная плита





# Композитная плита

## Общие данные

Длина пролета плиты  $L = 3.0$  м

Толщина плиты  $h_s = 140$  мм

Высота бетону над профилем  $h_c = 58$  мм

Бетон

Класс бетона C25/30

Прочность цилиндрическая  $f_{ck} = 25$  Н/мм<sup>2</sup>

Прочность кубическая  $f_{ck,cube} = 30$  Н/мм<sup>2</sup>

Модуль упругости  $E_{cm} = 31$  кН/мм<sup>2</sup>

Стальная арматура

Диаметр арматуры 8 мм

Шаг арматуры 200 мм

Прочность  $f_{sd} = 500$  Н/мм<sup>2</sup>

## Профилированный настил

Настил ТП-85-1,0

Сталь S320  $R_y = 320$  МПа

Толщина листа  $t = 1$  мм

Высота профиля  $h_p = 82$  мм

Эффективная площадь поперечного сечения

$A_{pe} = 14,62$  см<sup>2</sup>

Момент инерции  $I_p = 136,74$  см<sup>4</sup>

Расстояние от широкой полки до центра тяжести

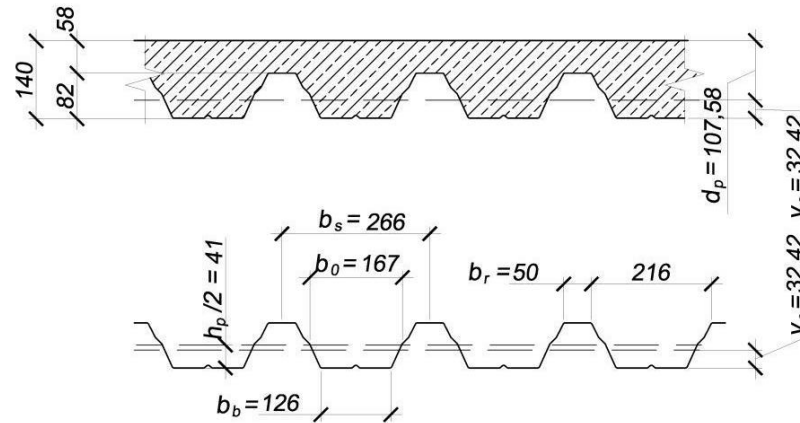
$y_c = 32,42$  мм

Эффективный момент сопротивления при сжатых узких полках  $W_{x1,min} = 27,568$  см<sup>4</sup>

Эффективный момент сопротивления при сжатых широких полках  $W_{x1,min} = 25,891$  см<sup>4</sup>

Расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм<sup>2</sup>, полученные при испытании плит, соответствующие основным требованиям m-k метода:  
 $m = 192.2$  Н/мм<sup>2</sup>  
 $k = 0.44$  Н/мм<sup>2</sup>

# Композитная плита



## Частные коэффициенты для определения прочности

Профилированный лист

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

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

$$\gamma_{M2}=1,25$$

Соединительные элементы

$$\gamma_{vc}=1,25$$

Бетон

$$\gamma_c=1,5$$

Арматура

$$\gamma_s=1,15$$

# Композитная плита

## Расчет на прочность на этапе строительства

### ***Проверка несущей способности на изгиб***

Проверка несущей способности на изгиб заключается в проверке неравенства:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl,y} \times f_y}{\gamma_{m0}}$$

Несущая способность сечения на изгиб в пролете  $M_{c,Rd} = \frac{25,891 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,28 \text{ кНм}$

Несущая способность сечения на изгиб на опоре  $M_{c,Rd} = \frac{27,568 \times 320}{1,0} \times 10^{-3} = 8,8 \text{ кНм}$

Проверяем основное условие :

$$\frac{4,85}{8,28} = 0,58 < 1,0$$
$$\frac{6,03}{8,82} = 0,68 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на изгиб обеспечена.

# Композитная плита

## Несущая способность на срез

Несущая способность поперечного сечения профнастила на сдвиг  $V_{c,Rd}$  определяется по формуле:

$$V_{w,Rd} = \frac{\frac{\bar{k}_w}{\sin \phi} \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{Mo}}$$

где

$f_{bv}$  критическое напряжение при сдвиге, учитывающее потерю устойчивости стенки,

Гибкость для стенки с продольными элементами жесткости в запас можно принимать:

$$\bar{\lambda}_w = 0,346 \cdot \frac{s_d}{t} \sqrt{\frac{f_{yb}}{E}} = 0,346 \cdot \frac{92}{1,0} \sqrt{\frac{320}{210000}} = 1,24$$

Для  $0,83 < \bar{\lambda}_w < 1,40$

$$f_{bv} = \frac{0,48 \cdot f_{yb}}{\bar{\lambda}_w} = \frac{0,48 \cdot 320}{1,24} = 123,6 \text{ МПа}$$

$$V_{b,Rd} = \frac{\frac{82}{\sin 65} \cdot 1,0 \cdot 123,6}{10^{-3}} = 10,68 \text{ кН}$$

$$V_{w,Ed} = \frac{Q_{Ed}}{n_w} = \frac{1,0 \cdot 10,68}{2 \cdot (1000/265)} = 2,82$$
$$\frac{2,82}{10,68} = 0,25 < 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на срез обеспечена.

## Совместное действие поперечного и осевого усилия с изгибающим моментом

Так как,  $V_{w,Ed} = 2,82 < 0,5 \cdot V_{w,Rd} = 0,5 \cdot 10,68 = 5,34$ , то расчет не выполняется.

# Композитная плита

## **Проверка несущей способности сечения стенки профиля на местную поперечную силу**

Проверка несущей способности на местные поперечные силы на промежуточной опоре заключается в выполнении основного условия при расчете:

$$\frac{F_{w,Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1,0$$

где  $F_{w,Ed}$  – поперечная сила на одну стенку профиля.

$$R_{w,Rd} = \frac{at^2 \sqrt{f_y E} (1 - 0,1 \sqrt{r/t}) [0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t}] (2,4 + (\varphi/90)^2)}{\gamma_{M1}}$$

$\alpha=0,15$  для категории 2 и профилированного листа

$l_a = s_s = 140$  мм – эффективна ширина оперения равна ширине полки балки, так как

$$\beta_v = 0,03 < 0,2$$

где

$$\beta_v = \frac{|Q_B^R| - |Q_B^L|}{|Q_B^R| + |Q_B^L|} = \frac{(0,35 + 6.8) - (0,35 + 6.8)}{(0,35 + 6.8) + (0,35 + 6.8)} = 0,03$$

$t=1$ мм – толщина профиля

$r=3$ мм – внутреннему радиусу загиба углов

$\varphi=65^\circ$  – угол наклона стенки профиля.

## Композитная плита

$$R_{w,Rd} = \frac{0,15 \cdot 1^2 \sqrt{320 \cdot 210000} \left(1 - 0,1 \sqrt{\frac{3}{1}}\right) \left[0,5 + \sqrt{0,02 \cdot \frac{140}{1}}\right] \left(2,4 + \left(\frac{65}{90}\right)^2\right)}{1,0} \times 10^{-3} =$$
$$= \frac{1229,6 \cdot 0,82 \cdot 2,17 \cdot 2,92}{1,0} \times 10^{-3} = 6,34 \text{ кН}$$
$$F_{w,Ed} = \frac{F_{Ed}}{n_w} = \frac{20,72}{2 \cdot (1000/265)} = 2,74 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

$$\frac{2,74}{6,34} = 0,43 \leq 1,0$$

Таким образом, несущая способность стенки на местную поперечную силу достаточна. В данном примере мы не учитывали влияние элемента жесткости стенки на несущую способность.

# Композитная плита

## Расчет на прочность на этапе эксплуатации

### **Продольный сдвиг в плитах без концевой анкеровки**

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

$$\frac{V_{Ed}}{V_{1,Rd}} \leq 1,0$$

где

$$V_{1,Rd} = \frac{bd_p}{\gamma_{VS}} \left( \frac{mA_p}{bL_s} + k \right)$$

$b=1000$  мм — ширина плиты,

$d_p$  — расстояние между центральной осью стального профилированного листа и крайним волокном сжатой сталежелезобетонной плиты в мм;

$$d_p = h_p - y_c + h_c = 82 - 49,59 + 58 = 90,41 \text{ мм}$$

$A_p=1462$  мм<sup>2</sup> — номинальная площадь поперечного сечения профилированного листа, мм<sup>2</sup>;

$m=192,2$  Н/мм<sup>2</sup> и  $k=0,44$  Н/мм<sup>2</sup> — расчетные значения эмпирических коэффициентов в Н/мм<sup>2</sup>, полученные при испытании плит, соответствующие основным требованиям m-k метода;

$L_s$  — длина участка сдвига, мм.

При равномерной нагрузке по всей длине пролета:

$$L_s = L/4 = 3000/4 = 750 \text{ мм}$$



## Композитная плита

---

$\gamma_{VS} = 1,25$  — частный коэффициент безопасности для предельных состояний по несущей способности;

$$VEd = QEd$$

$$V_{1,Rd} = 1000 \cdot 90,411,25192,2 \cdot 14621000 \cdot 750 + 0,44 \cdot 10^{-3} = 58,62 \text{ кН}$$

Проверяем основное условие:

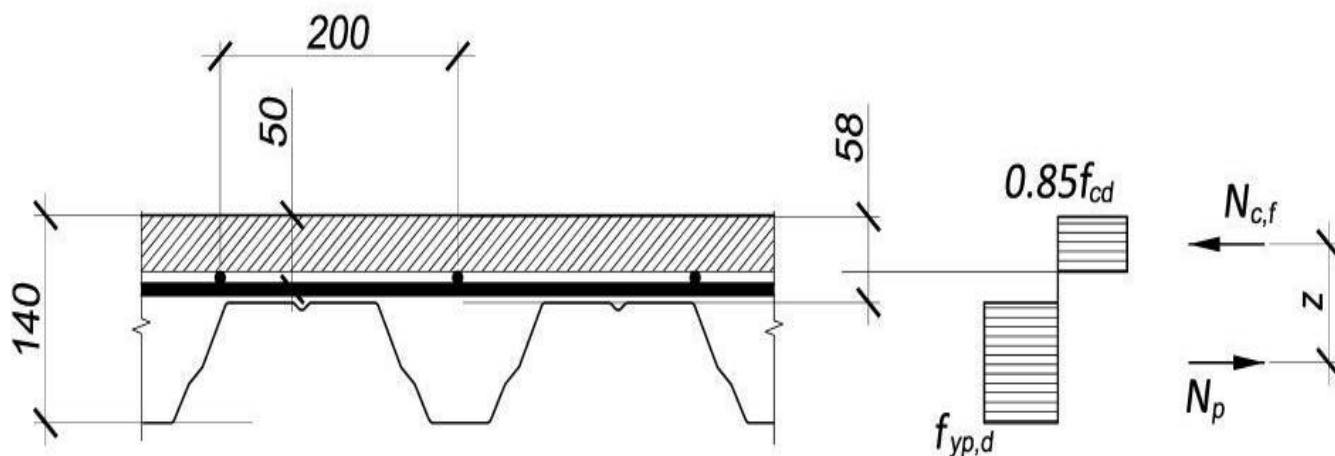
$$10,6858,62 = 0,18 \leq 1,0$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на продольный срез обеспечена и сечения плиты работает с полным объединением.

# Композитная плита

## Несущую способность сечения при действии изгибающего момента

В случае полного объединения несущую способность по изгибающему моменту  $M_{Rd}$  любого поперечного сечения следует определять с учетом пластических деформаций в соответствии с 6.2.1.2(1), но в качестве расчетного предела текучести стального элемента (профилированного листа) принимается расчетный предел текучести профилированного листа  $f_{yp,d}$ .



# Композитная плита

Сжимающая сила в бетоне

$$N_{c,f} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot h_c \cdot b, \quad b = 1000\text{mm}$$
$$N_{c,f} = 0,85 \cdot 13,3 \cdot 58 \cdot 1000 \cdot 10^{-3} = 657,3 \text{ кН/м}$$

Сила растяжения в профилированном листе

$$N_p = f_{ypd} \cdot A_{pe}$$
$$N_p = 1462 \cdot 320 \cdot 10^{-3} = 467,8 \text{ кН/м}$$

Нейтральная ось проходит над профилем.

Тогда высота сжатой зоны равна

$$x_{pl} = \frac{A_p \cdot f_{yp,d}}{0,85 \cdot b \cdot f_{cd}} =$$
$$x_{pl} = \frac{1462 \cdot 320}{0,85 \cdot 1000 \cdot 13,3} = 41,3 \text{ мм} < h_c = 58\text{мм}$$
$$M_{pl,Rd} = \min(N_{c,f}, N_p) \cdot z$$
$$M_{pl,Rd} = N_p \cdot \left(d_p - \frac{x_{pl}}{2}\right)$$

Несущая способность по изгибающему моменту

$$M_{pl,Rd} = 467,8 \cdot \left(90,41 - \frac{41,3}{2}\right) \cdot 10^{-3} = 32,64 \text{ кН/м}$$

Проверяем основное условие :

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{12,34}{32,64} = 0,34 < 1,0$$

# Композитная плита

## Расчет на срез в вертикальной плоскости

Расчетное значение несущей способности на сдвиг для обычных бетонов  $V_{Rd,c}$  определяется по формуле:

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

но не менее

$$V_{v,Rd,min} = (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d_p$$

где

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,5} = 0,12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_p}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{90,41}} = 2,49 > 2,0 \quad \text{Принимаем } k = 2$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d_p} = \frac{1462}{385 \cdot 90,41} = 0,029 > 0,02. \quad \text{Принимаем } \rho_1 = 0,02$$

$b_w$  — наименьшая ширина поперечного сечения в растянутой зоне  
 $A_{sl} = 1462 \text{ мм}^2$  — площадь растянутого сечения стального профиля (площадь растянутой арматуры в дном примере неучитывается)

# Композитная плита

$$b_w = \frac{b}{b_s} \cdot b_0 = \frac{1000}{262} \cdot 102 = 385 \text{ мм/м}$$

$b_s = 265$  мм — расстояние между центрами смежных гофров

$b_0 = 102$  мм — средняя ширина бетонного ребра

$f_{ck}$  — характеристическая прочность бетона по цилиндрическому образцу в Н/мм<sup>2</sup>

$$k_1 = 0,15$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \text{ в Н/мм}^2$$

$N_{Ed} = 0$  — осевое продольное усилие в поперечном сечении.

$A_c$  — площадь поперечного сечения бетона в мм<sup>2</sup>

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot 2^{\frac{3}{2}} \cdot 20^{\frac{1}{2}} = 0,44 \text{ Н/мм}^2$$

$$V_{v,Rd,min} = (0,44 + 0,15 \cdot 0) \cdot 385 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = 16,45 \text{ кН/м}$$

$$\begin{aligned} V_{v,Rd} &= [0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,02 \cdot 20)^{1/3} + 0,15 \cdot 0] \cdot 385 \cdot 90,41 \cdot 10^{-3} = \\ &= 52,8 \text{ кН/м} > V_{v,Rd,min} = 16,45 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

Проверяем основное условие :

$$\begin{aligned} \frac{V_{Ed}}{V_{v,Rd}} &\leq 1,0 \\ \frac{16,45}{52,8} &= 0,31 < 1,0 \end{aligned}$$

Следовательно, несущая способность поперечного сечения на срез в вертикальной плоскости достаточна.

**СПАСИБО!**

[www.uscc.com.ua](http://www.uscc.com.ua) | +38-044-590-01-56

